

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE



FACOLTA' DI INGEGNERIA  
CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE  
ANNO ACCADEMICO 2009/2010

**ANALISI DEI DANNI E VULNERABILITA' SISMICA DELLA FRAZIONE DI CASTELNUOVO IN  
S. PIO DELLE CAMERE (AQ) E PROGETTO ARCHITETTONICO-STRUTTURALE DI UN  
NUOVO EDIFICIO RESIDENZIALE A SCHIERA PER LA RICOSTRUZIONE POST-SISMA**



TESI DI LAUREA DI:  
Alberto Ciavattone  
Gabriele Farina

RELATORI:  
Prof. Ing. A. Vignoli  
Prof. Ing. P. Spinelli  
Prof. Ing. E. Mangoni  
Dott. Ing. A. Borghini  
Dott. Ing. E. Del Monte  
Dott. Ing. B. Ortolani

## INDICE

<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
<b>1. L'ATTIVITA' DI TIROCINIO.....</b>	<b>6</b>
1.1    PREMESSA .....	6
1.2    RILIEVO SUL CAMPO, RIELABORAZIONE DATI E RICERCHE EFFETTUATE .....	8
<b>2. ANALISI PRELIMINARI .....</b>	<b>15</b>
2.1    ANALISI STORICO - URBANISTICA .....	15
2.2    ANALISI GEOLOGICO - GEOTECNICA.....	18
2.3    ANALISI STORICO - SISMICA .....	21
2.4    LA SEQUENZA SISMICA DE L'AQUILANO - APRILE 2009 .....	24
<b>PARTE I: ANALISI DELLA VULNERABILITA' E DELLA RISPOSTA SISMICA DI CASTELNUOVO</b>	
<b>3. ANALISI DELL'EDIFICATO .....</b>	<b>26</b>
3.1    INTRODUZIONE.....	26
3.2    ANALISI STATISTICA DEI DATI.....	26
3.3    VULNERABILITA' DEGLI EDIFICI .....	37
3.4    QUALITA' DEI PARAMENTI MURARI .....	41
3.5    SINTESI DESCRITTIVA DEL PAESE.....	43
<b>4. ANALISI DEL LIVELLO DI DANNO .....</b>	<b>44</b>
4.1    LIVELLO DI DANNO DEGLI EDIFICI.....	44
4.2    CORRELAZIONE DEI DATI.....	48
4.3    SINTESI DELLE ANALISI SUL DANNO .....	52
<b>5. ANALISI DELLE TIPOLOGIE DI DANNO .....</b>	<b>53</b>
5.1    INTRODUZIONE.....	53
5.2    MAPPATURA DELLA DIREZIONE DEI MECCANISMI .....	53
5.3    CLASSIFICAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO.....	55
5.4    MECCANISMI FUORI PIANO .....	56
5.5    MECCANISMI NEL PIANO .....	76
5.6    CASI RISCONTRATI.....	80
5.7    SINTESI DELLE ANALISI DELLE TIPOLOGIE DI DANNO .....	103
<b>6. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA DEL PAESE: CONCLUSIONI .....</b>	<b>104</b>
6.1    NOSTRE CONCLUSIONI .....	104
6.2    RISULTATI DELLA PROTEZIONE CIVILE .....	106

## PARTE II: PROGETTAZIONE DI UN NUOVO EDIFICIO A DESTINAZIONE RESIDENZIALE

<b>7. PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA NUOVO AGGREGATO EDILIZIO.....</b>	<b>107</b>
7.1 INTRODUZIONE.....	107
7.2 TIPOLOGIA E GEOMETRIA DEL NUOVO AGGREGATO.....	107
7.3 PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA DEL NUOVO AGGREGATO.....	114
<b>8. PROGETTAZIONE STRUTTURALE.....</b>	<b>118</b>
8.1 INTRODUZIONE.....	118
8.2 MATERIALI UTILIZZATI.....	119
8.3 ANALISI DEI CARICHI.....	124
8.3.1 CARICHI PERMANENTI.....	124
8.3.2 CARICHI VARIABILI.....	128
8.3.3 AZIONE SISMICA.....	131
8.4 TECNOLOGIE STUDIATE.....	136
8.4.1 STRUTTURA IN POROTON.....	136
8.4.2 STRUTTURA IN PIETRAMME.....	137
8.4.3 STRUTTURA A SETTI IN CLS DEBOLMENTE ARMATI.....	138
8.4.4 ISOLAMENTO TERMO-ACUSTICO.....	140
<b>9. PROGETTAZIONE DEL SOLAIO DI COPERTURA.....</b>	<b>146</b>
9.1 INTRODUZIONE.....	146
9.2 SOLAIO MISTO LEGNO-CLS: PROGETTO DELLA TRAVE.....	147
9.3 SOLAIO MISTO LEGNO-CLS: PROGETTO DEI TRAVETTI.....	154
9.4 SOLAIO LIGNEO CON DOPPIO TAVOLATO: PROGETTO DELLA TRAVE.....	156
<b>10. PROGETTAZIONE DEI SOLAI DI PIANO.....</b>	<b>159</b>
10.1 INTRODUZIONE.....	159
10.2 PROGETTO DELLA TRAVE.....	160
10.3 PROGETTO DEI TRAVETTI.....	165
10.4 TECNOLOGIE DI SOLAIO IMPIEGABILI.....	167
10.5 VERIFICA DELLE CONNESSIONI SOLAIO - CORDOLO DI PIANO.....	168
10.6 BALCONI DI PIANO.....	170
<b>11. PROGETTAZIONE FONDAZIONE E VESPAIO AERATO.....</b>	<b>172</b>
11.1 INTRODUZIONE.....	172
11.2 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	172
11.3 VERIFICA DELLA FONDAZIONE PER CARICO LIMITE.....	174
11.4 VERIFICA SLU ALI DI FONDAZIONE - MOMENTO E TAGLIO.....	179
11.5 DIMENSIONAMENTO DEL VESPAIO AERATO.....	183
<b>12. PROGETTAZIONE STRUTTURA IN POROTON.....</b>	<b>184</b>
12.1 ANALISI SISMICA - ANALISI STATICA NON LINEARE.....	184
12.1.1 CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA 3MURI.....	184
12.1.2 MODELLAZIONE STRUTTURA.....	186
12.1.3 ANALISI SISMICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	186
12.1.4 CONFORMITA' DEI RISULTATI OTTENUTI.....	189

12.1.5	CONFRONTO DEI RISULTATI.....	203
12.2	ANALISI SISMICA - ANALISI DINAMICA LINEARE .....	207
12.2.1	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	207
12.2.2	VERIFICA SLU A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO NEL PIANO .....	211
12.3	ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE.....	212
12.3.1	VERIFICA SLU-PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI .....	212
12.3.2	VERIFICA SLU - CARICHI CONCENTRATI.....	217
<b>13.</b>	<b>PROGETTAZIONE STRUTTURA IN PIETRAMA.....</b>	<b>218</b>
13.1	ANALISI SISMICA - ANALISI STATICA NON LINEARE.....	219
13.1.1	MODELLAZIONE STRUTTURA .....	219
13.1.2	ANALISI SISMICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	219
13.1.3	CONFRONTO DEI RISULTATI DELLA STRUTTURA IN PIETRAMA.....	221
13.1.4	CONFRONTO DEI RISULTATI DELLE DUE STRUTTURE IN MURATURA .....	226
13.2	ANALISI SISMICA - ANALISI DINAMICA LINEARE .....	227
13.2.1	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	227
13.2.2	VERIFICA SLU A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO NEL PIANO .....	229
13.3	ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE.....	229
13.3.1	VERIFICA SLU-PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI .....	230
13.3.2	VERIFICA SLU-CARICHI CONCENTRATI.....	234
<b>14.</b>	<b>PROGETTAZIONE STRUTTURA CON SETTI IN C.A. ....</b>	<b>235</b>
14.1	INTRODUZIONE .....	235
14.2	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	235
14.3	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	236
14.4	VERIFICHE SLU NEL PIANO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO .....	239
14.5	VERIFICHE SLU A RIBALTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA .....	241
14.6	VERIFICHE SLU FUORI PIANO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO .....	243
14.7	VERIFICHE SLE IN COMBINAZIONE RARA .....	243
<b>15.</b>	<b>VALUTAZIONE ECONOMICA DELLE TRE TECNOLOGIE .....</b>	<b>244</b>
15.1	INTRODUZIONE .....	244
15.2	STRUTTURA IN POROTON.....	244
15.3	STRUTTURA IN PIETRAMA.....	245
15.4	STRUTTURA A SETTI IN CLS DEBOLMENTE ARMATI .....	246
	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>247</b>
	<b>APP. A: ANALISI SISMICHE - ANALISI DINAMICHE LINEARI .....</b>	<b>249</b>
	<b>APP. B: ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE .....</b>	<b>269</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>279</b>
	<b>RINGRAZIAMENTI.....</b>	<b>280</b>
	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>281</b>



## INTRODUZIONE

Il lavoro che si presenta in questa trattazione nasce da un'attività di tirocinio formativo svolta nelle zone terremotate dell'aquilano colpite dal sisma del 06 aprile 2009, e più in particolare nella frazione di Castelnuovo in San Pio delle Camere, sito a circa 20 km da L'Aquila. Il terremoto ha causato nel paese la morte di 5 persone ed il grave danneggiamento della maggior parte degli edifici; è stata stimata un'Intensità Macrosismica, secondo la Scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), pari a 9.5, contro 8.5 de L'Aquila Centro e 5.5 di San Pio delle Camere.

L'alto livello di danno riscontrato, ben più grave delle zone limitrofe quindi, ha fatto pensare a possibili effetti di sito, imputabili sia alla morfologia del terreno, dato che il paese sorge sopra un colle, che alla presenza di cavità ipogee (chiamate "grottoni") presenti sotto molti degli edifici del paese, ricavate in epoca antica dagli abitanti del luogo ed utilizzate in passato come cantine e ricovero per animali.

Il tirocinio è nato proprio con lo scopo di analizzare la risposta sismica del paese, al fine di valutare la fattibilità della ricostruzione sullo stesso sito: in particolare l'attività è consistita nel rilievo della vulnerabilità sismica e del danno subito dal paese.

La prima parte della presente trattazione è consistita in un'analisi dettagliata dell'insieme dei dati raccolti durante il tirocinio, ed in particolare:

- analisi delle caratteristiche dell'edificato del paese dal punto di vista tipologico-strutturale, stato di conservazione ante-sisma delle costruzioni e valutazione della vulnerabilità sismica;
- analisi del livello di danno, con valutazione delle possibili correlazioni con le tipologie strutturali, presenza di cavità ipogee, stato di conservazione etc...;
- analisi delle tipologie di danno, con la realizzazione di una mappa globale dei danni-meccanismi riscontrati, nell'ottica dell'individuazione della possibile direzione principale del sisma, e con lo studio teorico di alcuni tipi di meccanismi, al fine di mettere in evidenza le condizioni e le carenze strutturali che possono aver innescato le tipologie di meccanismo riscontrate.

Dalle conclusioni tratte dalla prima parte della tesi, rafforzanti quelle ottenute dal DICeA, è emersa la possibilità di ricostruzione sul sito originario: questa consisterà sia nella riabilitazione delle strutture non eccessivamente danneggiate o di pregio storico che nella ricostruzione ex-novo per le costruzioni andate distrutte.

La seconda parte della presente trattazione è stata quindi incentrata sulla progettazione architettonico-strutturale di un nuovo edificio a destinazione residenziale. In particolare è stato eseguito uno studio sulle tipologie edilizie più ricorrenti riscontrate nel paese, dal quale è partita la progettazione architettonica del nostro edificio a schiera. Sono stati ricavati dei possibili siti nei quali inserire la nuova costruzione dopo aver rimosso le macerie delle abitazioni crollate durante il sisma.

Nell'ottica di offrire una soluzione il più versatile possibile dal punto di vista tecnologico-strutturale sono state analizzate, sia in condizioni sismiche (analisi dinamiche lineari ed analisi statiche non lineari) che non sismiche, tre tecnologie costruttive differenti per la realizzazione dell'edificio: muratura in blocchi poroton, muratura di pietrame e struttura a pareti in cls debolmente armato.

## 1. L'ATTIVITA' DI TIROCINIO

### 1.1 PREMESSA

Il 06 aprile 2009 la zona dell'Aquilano è stata colpita da un evento sismico di rilevante importanza. La città de L'Aquila e molti dei centri minori situati nel territorio limitrofo hanno subito considerevoli danni al patrimonio edilizio oltre che a numerose vittime, colte di sorpresa nella notte dalla scossa principale delle 3.32 del 06 aprile.

Tra i centri abitati maggiormente colpiti c'è la frazione di Castelnuovo, paese situato nella provincia de L'Aquila e frazione del comune di San Pio delle Camere, abitato da circa 200 abitanti; è localizzato a sud-est de L'Aquila lungo la Strada Statale 17, a circa 20 km dal capoluogo abruzzese.

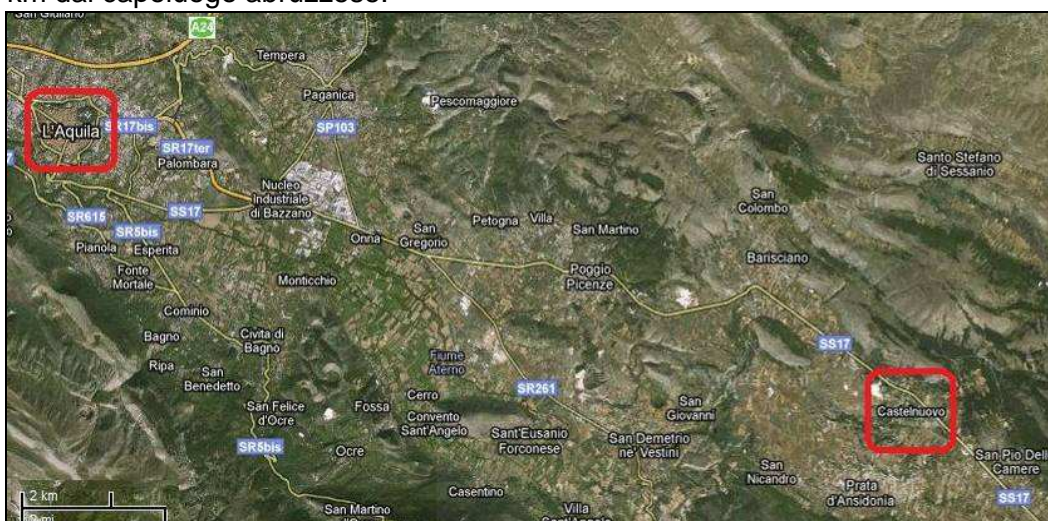


Figura: Inquadramento territoriale di Castelnuovo e de L'Aquila (Fonte: Google Maps)

L'abitato sorge su un'altura dell'altopiano di Navelli, a ridosso proprio della SS17; da sempre la vicinanza del paese a una delle più importanti arterie di attraversamento territoriali, costituita in passato dal tratturo che collegava L'Aquila con Foggia, ha rivestito un ruolo importante nello sviluppo di tale centro abitato.



Figura: Foto aerea della frazione di Castelnuovo prima del sisma del 06/04/2009



L'attività di tirocinio da noi effettuata nel periodo settembre-novembre 2009 nasce da un Protocollo di Intesa stipulato tra il Prof. Vignoli (direttore del DICeA – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale) e Giovannino Costantini (sindaco del comune di San Pio delle Camere nel periodo indicato), con il quale il dipartimento decide di prendere in esame due aspetti principali: il rilievo dettagliato dei danni provocati dal terremoto sull'abitato di Castelnuovo e lo studio di fattibilità della sua ricostruzione da un punto di vista geotecnico, urbanistico, di recupero edilizio e strutturale.

E' stato inoltre stipulato un Protocollo di Intesa tra l'Università degli Studi di Firenze e Regione Toscana, tramite il quale quest'ultima si è impegnata a fornire un supporto finanziario per l'attivazione di un progetto di formazione nel settore del rischio sismico.

La prima iniziativa realizzata nell'ottica di questo progetto formativo, alla quale abbiamo partecipato, è stata denominata "*Missione Abruzzo*"; questa ha visto la partecipazione di 10 Laureandi iscritti ai Corsi di Laurea in Ingegneria Civile ed Edile della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze: Gero Agozzino, Francesca Bigagli, Alberto Ciavattone, Gabriele Farina, Giuseppina Fragale, Tania Nesi, Laura Pagni, Valentina Paparo, Riccardo Regoli e Marco Schillaci.

Il Gruppo di Ricerca che ha coordinato tutte le attività ha avuto come responsabile il Prof. Ing. Andrea Vignoli ed è stato coordinato da:

Dott. Ing. Andrea Borghini

Dott. Ing. Barbara Ortolani

Dott. Ing. Emanuele Del Monte

Dott. Ing. Michele Rizzo.



Figura: il gruppo di lavoro al centro polifunzionale

L'evento sismico del 06 Aprile 2009 ha colpito la frazione di Castelnuovo in maniera considerevole: molti degli edifici presenti hanno subito danni gravi e nella parte più antica dell'abitato è stato riscontrato spesso il crollo totale delle strutture.



Figura: viste aeree di Castelnuovo prima e dopo l'evento sismico

Il livello di danno è apparso da subito molto superiore rispetto ai borghi limitrofi; uno degli obiettivi della ricerca svolta durante il tirocinio è stato quello di capire se questo edificato ha subito fenomeni di amplificazione sismica tali da giustificare il livello di danneggiamento subito dagli edifici presenti.

Questo dubbio è nato dal fatto che il paese è situato su un colle ed ha particolari cavità sotterranee scavate direttamente nella terra (denominati "grottoni") che si addentrano verso il centro del colle stesso, per lunghezze variabili (da pochi metri a qualche decina di metri): queste costituiscono in alcuni casi le cantine delle abitazioni ed erano anticamente utilizzate come stalle per le attività agricole degli abitanti.

Nel prosieguo della presente trattazione questi aspetti verranno analizzati nel dettaglio. Il tirocinio si è articolato in due fasi principalmente:

- una prima fase di rilievo sul campo del danno di tutto l'edificato di Castelnuovo;
- una seconda fase di elaborazione dei dati raccolti in formato digitale.

Si descrivono di seguito sommariamente le attività svolte.

## 1.2 RILIEVO SUL CAMPO, RIELABORAZIONE DATI E RICERCHE EFFETTUATE

### RILIEVO SUL CAMPO

L'area oggetto dei rilievi eseguiti è composta da 76 aggregati edilizi, per un totale di 262 unità strutturali (nel prosieguo indicate come U.S.).

Si intendono come unità strutturali le singole strutture che compongono un aggregato edilizio (l'esempio classico è quello della schiera, unico aggregato composto da più unità strutturali).

Molte delle strutture rilevate ricadono all'interno della "Zona rossa", area chiusa al traffico cittadino a causa dell'alta pericolosità delle strutture danneggiate. Tale zona era stata opportunamente recintata dal Corpo dei Vigili del Fuoco dopo l'evento sismico. Sotto la supervisione dei coordinatori del

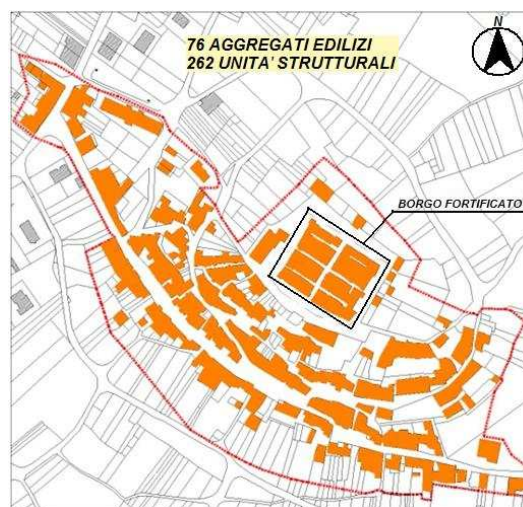


Figura: planimetria di inquadramento della zona oggetto dei rilievi



progetto, il gruppo di lavoro (diviso in tre squadre) ha eseguito le operazioni di rilievo dell'edificato di Castelnuovo. Il lavoro è consistito principalmente nelle seguenti fasi:

- rilettura critica delle Schede di Agibilità AeDES;
- identificazione delle unità strutturali costituenti ciascun aggregato edilizio;
- compilazione, per ogni unità strutturale, di una Scheda di Sopralluogo preventivamente stilata dal Gruppo di Ricerca, contenente informazioni riguardo a: dati anagrafici, parametri geometrici, presenza cavità ipogee, tipologia di strutture verticali, tipologia di strutture orizzontali, meccanismi di danno e livello di danno secondo la Scala EMS-98, classe di vulnerabilità secondo la Scala EMS-98, rilievo di pannelli e sezioni murarie.

Su alcuni edifici sono state eseguite prove in-situ sulla malta con Sistema DRMS (Drilling Resistance Measurement System) e sono stati eseguiti prelievi di campioni di malta ed elementi lapidei per successivi test di laboratorio. Quando possibile, sono state ispezionate e rilevate le cavità ipogee presenti sotto gli edifici.



Figura: alcune delle fasi di rilievo sul campo

### RIELABORAZIONE DEI DATI

Dopo aver ultimato i rilievi delle strutture, il gruppo ha rielaborato in formato digitale tutti i dati raccolti, creando una scheda per ciascuna unità strutturale rilevata avente il seguente aspetto (si riporta a titolo illustrativo la scheda della U.S. 8800127004):

SCHEDA UNITÀ STRUTTURALE	
IDENTIFICATIVO SOPRALLUOGO	
NUMERO SQUADRA	02
DATA	28/09/2009
IDENTIFICAZIONE AGGREGATO	
NUMERO AGGREGATO	#00027
MA	SAN GIOVANNI (POME) 101442244 (POME)
NUMERI CIVICI	D. A.
	2 (partenza) 1R
NUMERO COMPLESSIVO UNITÀ STRUTTURALI	8
DIMENSIONE LONGITUDINALE (m)	33,70
DIMENSIONE TRASVERSALE (m)	7,520
IDENTIFICAZIONE UNITÀ STRUTTURALE	
NUMERO UNITÀ STRUTTURALE	#880127004
NUMERI CIVICI	1R
PROPRIETARI	1R
DESTINAZIONE D'USO	CIVILE ABITAZIONE
POSIZIONE	DES.PRM.T.K.
EDIFICIO STRUTTURALMENTE INDIPENDENTE	NO

pag.1

DESCRIZIONE UNITÀ STRUTTURALE	
NUMERO PIANI TOTALI	2
NUMERO PIANI INTERIATTI	0
NUMERO PIANI CONTRO TERRA	0
REGOLARE IN ALTEZZA	SI
PIANO DEBOLE	NO
PRESENZA CAVITÀ IPOGEE	SI (grillone n°183-187)
ALTEZZA TOTALE (m)	7,46 (POME Via San Giovanni)
ALTEZZA MEDIA DI PIANO (m)	2,80 (POME Via San Giovanni)
DIMENSIONE LONGITUDINALE (m)	33,20
DIMENSIONE TRASVERSALE (m)	7,520
QUALITÀ DELL'INFORMAZIONE	E' L'UNITÀ

INTERVENTI	
TIPOLOGIA	SPECIFICHE
AMPLIAMENTO	NO
SOPRAELEVAZIONE	NO
RISTRUTTURAZIONE	SI, isolamento dei paramenti esterni in blocchi di G.S.
MANUTENZIONE	SI, sostituzione del davanzale della apertura.

pag.2



Figura: identificazione U.S., geometria, interventi osservati, inquadramento aereo con suddivisione aggregato, schema planimetrico con indicazione di eventuali prelievi e foto dei prospetti



STRUTTURE VERTICALI	
NUMERO COMPLESSIVO TIPOLOGIE	2
TIPOLOGIA	NOTE
ARMATURA DI PIETROME	P1-P1, P2 (pareti 1,6,6 e parete della 3)
MURATURA RADICALI BLOCCHI DI CLS	P1 - parete 2 e 3 P2 - parete 3 e 4

SCALE	
NUMERO COMPLESSIVO TIPOLOGIE	MR
TIPOLOGIA	NOTE

STRUTTURE ORIZZONTALI	
NUMERO COMPLESSIVO TIPOLOGIE	2
TIPOLOGIA	NOTE
PUTRELLE E TAVELLONI	P1
VOLTE SENZA CATENE	P1 - volta a volte a pietra

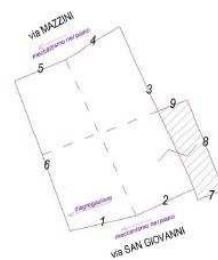
  

COPERTURE	
NUMERO COMPLESSIVO TIPOLOGIE	7
TIPOLOGIA	NOTE
LEGNO A TRAMORRIZIONALI	

pag.5

COMPORTAMENTO SCATOLARE	
DESCRIZIONE	NOTE
PRESENZA CONDOLO IN COPERTURA	NO
PRESENZA CONDOLO AL PIANO	NO
COPERTURA RIGIDA	NO
ORIZZONTAMENTO RIGIDO	NO
ARMORAMENTO TRA PARETI ORTOGONALI	Si, presenza di catenacci
STATO DI CONSERVAZIONE ANTESISMA	CATTIVO
STATO DI OCCUPAZIONE	OCCUPATO
CLASSE DI VULNERABILITÀ	A
TIPOLOGIA DI DANNO	E, G3
LIVELLO DI DANNO	D2

NOTE:



pag.6

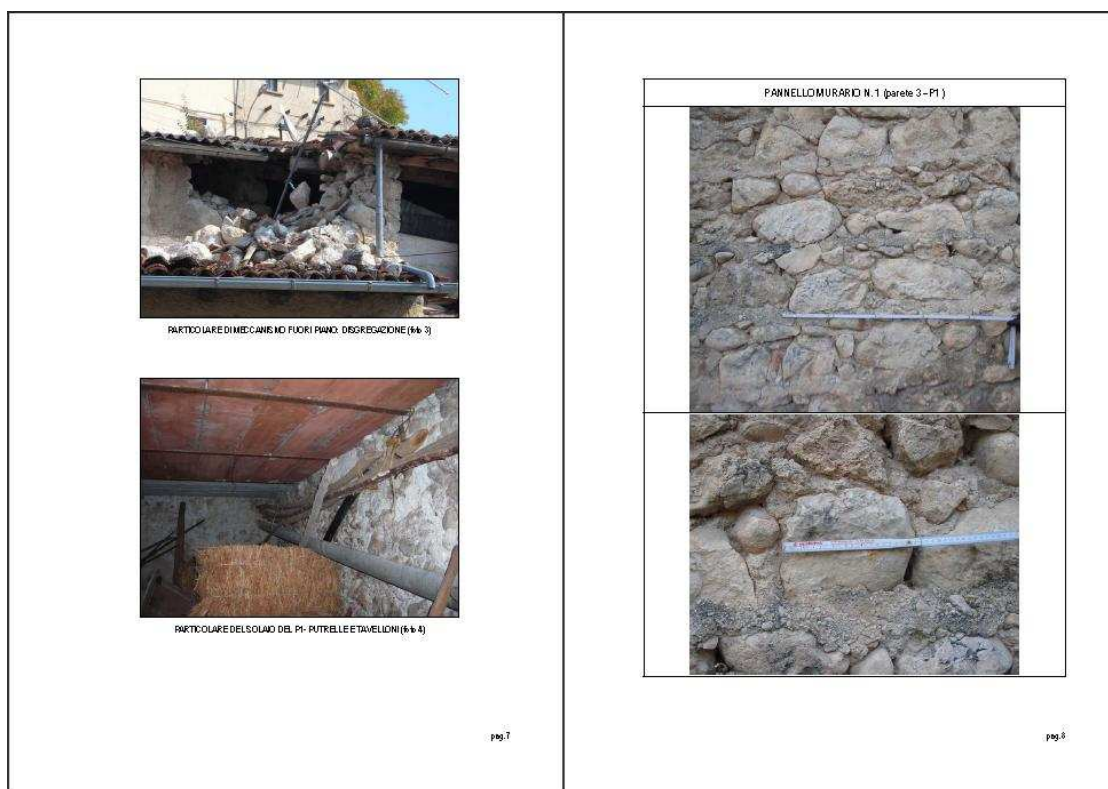
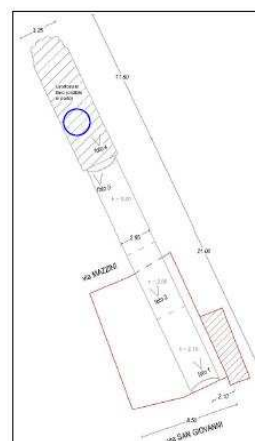


Figura: descrizione strutture verticali, orizzontali, coperture, eventuale comportamento scatolare, stato di conservazione ante sisma, livello di danno riscontrato, foto di particolari. Foto di pannelli murari rilevati.

PANNELLO MURARIO N.1 (parete 3- P1)		
	SPECIFICHE	NOTE
RIVULO STRUTTURALE	INCRUSTAZIONE	
TIPOLOGIA	MURATURA PIETRAE	
TIPO DI SEZIONE	PAREMTO UNICO	
DATAZIONI	ASSENTI	
ZEPPE	PRESENTI	In pista parzialmente in attesa
ORIZZONTI IN BENT (RACCHI)	ASSENTI	
SPESORE SEZIONE (cm)	40	
DIMENSIONE MEDIA ELEMENTI LAPIDEI (cm)	35	
DIMENSIONE MEDIA GIUNTI (cm)	2-4	

GROTTONE:



GROTTONE N° 153-161

Il grottone è stato totalmente ipocostato. Nel fondo iniziale c'è una volta in pietrame con applicazione superficiale di calce. Le volte in pietra sono presenti per una profondità di 21 metri dall'ingresso; dopo, le cavità risultano essere direttamente scavate nel limo, senza nessun consolidamento. Nella parte terminale si è verificato il collasso delle sommità del grottone.

pag.9

pag.10

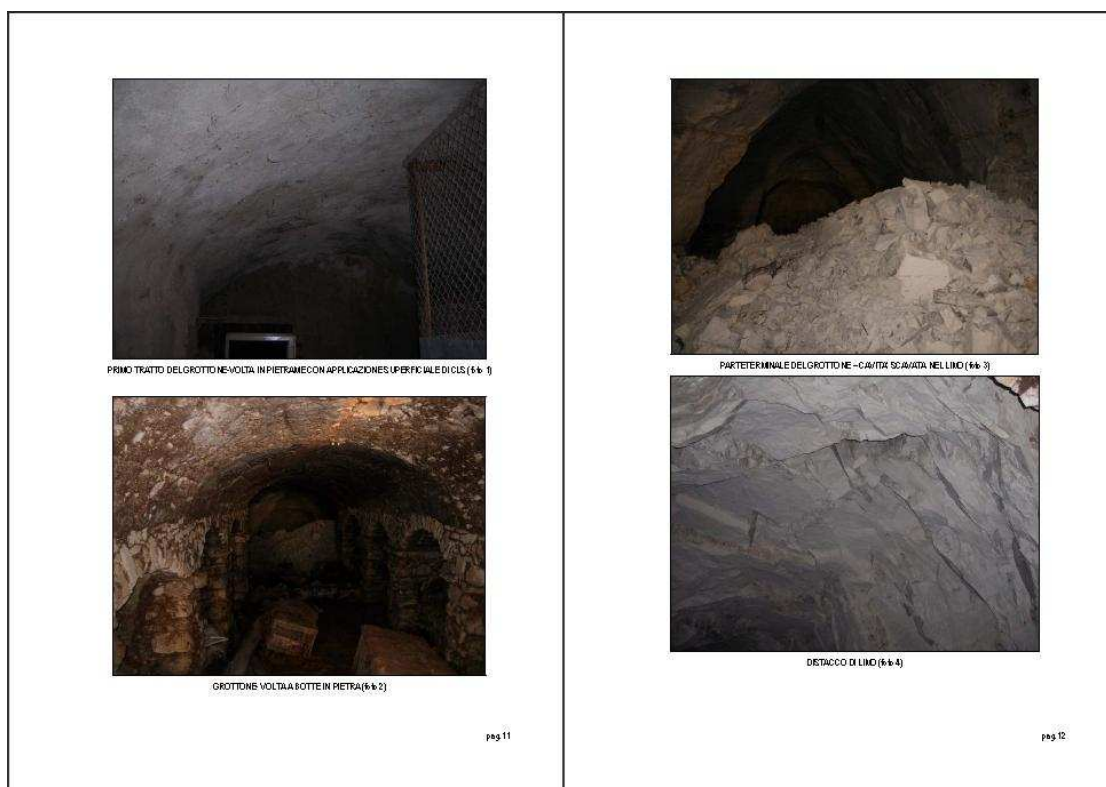


Figura: caratteristiche del pannello murario rilevato, rilievo della cavità ipogea effettuato con posizione rispetto alla soprastante U.S., foto della cavità ipogea.

Tutte le informazioni indicate nelle schede di ciascuna unità strutturale sono state codificate all'interno di un database in formato EXCEL: questo passaggio è servito a creare delle mappe tematiche in ambiente GIS (Geographical Information System) relative agli elementi rilevati sul campo, come ad esempio tipologia strutturale, livello di

danno, vulnerabilità sismica, esiti di agibilità etc..., che verranno illustrate e commentate successivamente in maniera approfondita, oltre che a fornire la base per eseguire analisi di tipo statistico, realizzate nella presente trattazione nella Parte I. Questa parte del lavoro è nata dalla collaborazione del Gruppo di Ricerca DICeA con l'Ing. Nicoletta Pasotti e l'Ing. Vania Pellegrineschi dell'Ufficio Coordinamento Regionale Prevenzione Sismica della Regione Toscana. L'implementazione in ambiente GIS è stata curata dal Geom. Paolo Orlandi, Tecnico del Comune di Argenta (Fe).

The image shows a screenshot of an Excel spreadsheet containing a large table with approximately 45 columns and 45 rows of data. The columns are labeled with letters A through AE and contain various codes and text. The rows contain numerical data and alphanumeric strings, representing a structured database of structural units.

Figura: schermata di una porzione del database creato su EXCEL

Sono state infine create delle schede in formato htm, una per ciascuna unità strutturale, che permettono l'immediata visualizzazione aerea dell'unità considerata, e la possibilità di visualizzare le foto dell'U.S., la scheda in formato PDF prima riportata e le eventuali schede di analisi di pannelli e sezioni murarie svolte. Tali schede htm sono state poi agganciate alla piattaforma GIS.

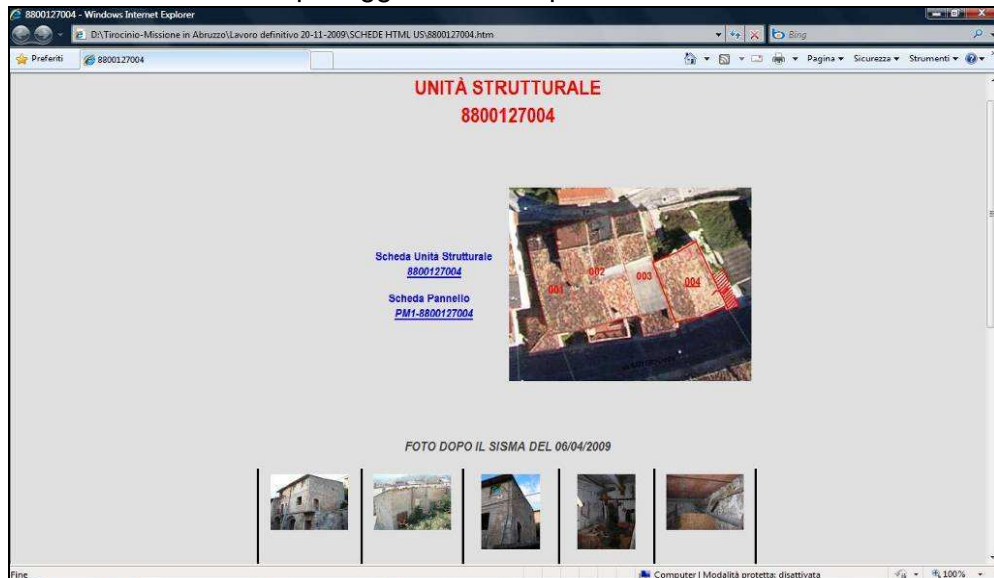


Figura: scheda htm relativa ad una U.S.

Il risultato di questo lavoro quindi è un database di informazioni e di documentazione fotografica relativo a tutte le U.S. osservate. Questo costituisce la base per l'analisi di fattibilità sulla ricostruzione ed un utile supporto nella progettazione degli interventi da eseguire sull'edificato.

### ATTIVITA' DI RICERCA

Parallelamente alla rielaborazione digitale dei dati rilevati, sono state condotte anche ricerche di tipo storico, geotecnico, urbanistico e architettonico su Castelnuovo; in particolare sono state ricercate informazioni inerenti:

- la nascita e lo sviluppo urbanistico del paese nel corso del tempo;
- le caratteristiche architettoniche caratterizzanti il Borgo Fortificato ed eventuali relazioni con altri borghi della zona dell'Aquilano;
- la storia sismica del paese.

La ricerca si è basata principalmente sui testi consultati all'Archivio di Stato de L'Aquila, presso il quale è stato possibile visionare numerose pubblicazioni che riguardavano Castelnuovo. Alcune informazioni sono state ricavate direttamente dagli abitanti del luogo che hanno fornito un valido supporto alle nostre ricerche.

Oltre alle ricerche sopra dette, sono state svolte anche indagini riguardanti l'evento sismico del 06 aprile 2009: molte delle informazioni sono state ottenute dal sito dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), che ha messo a disposizione un dossier riguardante proprio l'evento sismico ora detto.

I risultati delle ricerche svolte sono stati rielaborati e riportati nei primi due capitoli.



## 2. ANALISI PRELIMINARI

### 2.1 ANALISI STORICO - URBANISTICA

#### NASCITA DEL BORGO DI CASTELNUOVO

In epoca medievale la conca de L'Aquila e la piana di Navelli erano attraversate dal tratturo (viabilità principale dell'epoca medievale, sviluppatasi sull'originaria rete viaria romana) che collegava il capoluogo abruzzese con la città di Foggia.

Gli insediamenti abitativi tendevano a sorgere lungo il corso del tratturo stesso: Castelnuovo, così come gli altri "borghi" presenti nella zona (San Pio delle Camere, Barisciano, Prata d'Ansidonia) assunse rilevanza particolare in quanto punto di controllo per il traffico del tratturo stesso.



Figura: Documentazione iconografica tratturo L'Aquila – Foggia ( Atlante Capececlatro 1648-1652)

L'impianto originario di Castelnuovo risale al XII secolo, ed è chiaramente ispirato all'urbanistica romana (come si vedrà di seguito): questo è probabilmente riconducibile alla vicinanza con Peltuinum, antico insediamento romano fondato fra il I secolo a.C. ed il I secolo d.C.. Peltuinum rivestiva un ruolo sia politico che economico, strategico nel controllo dei traffici commerciali legati ai percorsi della transumanza. La vita della città termina intorno al IV secolo d.C., forse a causa di un forte terremoto.

Alla fase di abbandono dell'insediamento di Peltuinum segue un'intensa attività di spoliazione del materiale edilizio, come confermano i numerosi frammenti di decorazioni architettoniche, capitelli, colonne e grandi blocchi calcarei, sicuramente provenienti dagli edifici della città romana, riutilizzati nelle chiese e nei castelli medievali della vallata.

Il Borgo Fortificato di Castelnuovo quindi, oltre ad ispirarsi agli schemi urbanistici romani, viene costruito proprio mediante l'utilizzo del materiale edilizio ricavato dal crollo di Peltuinum.



Figura: Sito archeologico dell'antica città di Peltuinum con Castelnuovo sullo sfondo (a destra).

### LA STRUTTURA DEL BORGHO

La pianta del Borgo è di forma rettangolare, con dimensioni pari a 70 x 56 metri.

La viabilità interna, costituita da due assi ortogonali (cardo e decumano), è orientata secondo la direzione Nord-Est Sud-Ovest e divide il Borgo in quattro porzioni tra loro molto simili come dimensioni.

Sono presenti inoltre viabilità secondarie che permettono l'accesso alla totalità delle abitazioni presenti.

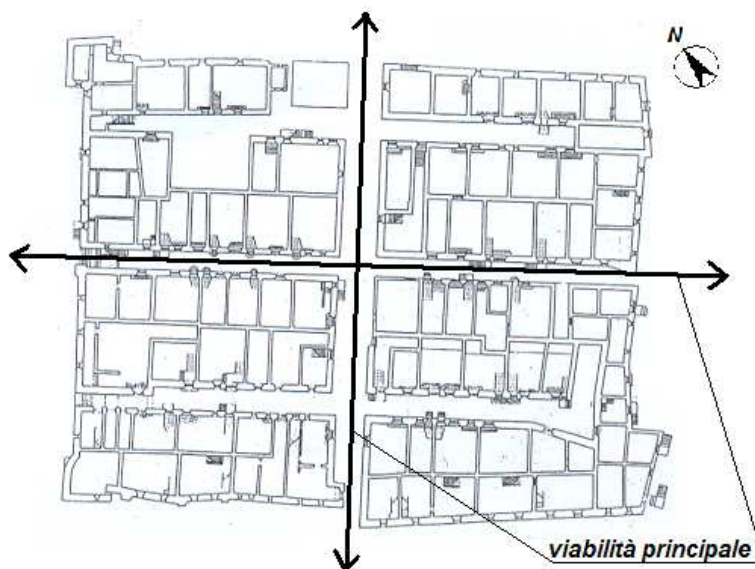


Figura: Pianta del Borgo Fortificato di Castelnuovo

Alcune peculiarità architettoniche caratterizzanti il Borgo Fortificato sono:

- gli accessi alle abitazioni, costituite da gradoni di forma semicircolare in pietra (solitamente tre-quattro gradoni); questo perché il livello della viabilità del Borgo si presenta a quota inferiore (circa 80 cm) rispetto ai piani interni delle abitazioni;
- le case-mura, caratterizzate da contrafforti alla base delle murature esterne.



Figura: Le case mura del Borgo Fortificato e i gradoni di accesso alle unità abitative

Quando sono venute meno le necessità che avevano determinato la nascita del Borgo, questo ha iniziato a subire delle trasformazioni: sono stati realizzati interventi che hanno alterato la morfologia del costruito; esempio ben visibile sono gli edifici aggiunti sul lato sud-ovest del Borgo, strutture che presentano caratteristiche architettonico-strutturali ben diverse dall'originario impianto medievale.

Lo stato di conservazione del Borgo prima del fenomeno sismico del 06 Aprile 2009 era mediocre: alcuni edifici risultavano totalmente abbandonati e costituivano di fatto dei ruderi in gravi condizioni di degrado, altri invece erano semplicemente utilizzati come magazzini o rimesse. Solo una piccola parte delle abitazioni risultava occupata.



### LO SVILUPPO URBANISTICO DEL PAESE

In maniera semplicistica, l'evoluzione urbanistica del paese può essere caratterizzata da tre momenti ben precisi, che individuano altrettante zone ben distinte dalla morfologia del costruito del paese:

- nascita del Borgo Fortificato, prima spiegata;
- espansione sulla pendice sud del colle dove sorge Castelnuovo: in questa zona, completata nell'800, lo sviluppo edilizio segue la morfologia collinare del terreno, con viabilità principali sub orizzontali (Via S. Giovanni, Via XXIV Maggio) ed edifici costruiti lungo tali percorsi;
- nuova espansione edilizia nella zona che porta alla strada statale, caratterizzata da edifici costruiti con moderne tecnologie (muratura armata, telai in c.a...).



Figura: schema semplificato dell'espansione di Castelnuovo

## 2.2 ANALISI GEOLOGICO - GEOTECNICA

### CARATTERISTICHE GEOLOGICHE-GEOTECNICHE

Le informazioni che si riportano fanno riferimento ad una relazione geologica e geotecnica realizzata nell'agosto 2009 dallo *Studio di Geologia del Dott. Gaudenzio Leonardis* per procedere alla costruzione di moduli abitativi provvisori (MAP) nella frazione di Castelnuovo; in tale occasione il lavoro è stato eseguito attraverso il rilevamento geologico-geomorfologico di superficie e l'elaborazione dei dati ricavati sia da indagini consistenti due sondaggi con prove penetrometriche statiche (CPT) che da una prova sismica di tipo Down Hole (DH), realizzata nel giugno 2009.

- *Caratteristiche geologiche*

Castelnuovo sorge su un'altura dell'altopiano di Navelli, caratterizzato da una sedimentazione di tipo lacustre e fluvio-lacustre: il sottosuolo è rappresentato prevalentemente da limi argillosi di colore bianco, di ambiente lacustre (formazione di S.Nicandro), caratterizzati da un comportamento coesivo adatto alla realizzazione di fondazioni dirette e da un peso di volume pari a  $\gamma = 20t / mc$ .

- *Caratteristiche geotecniche al piano di fondazione*

Per la caratterizzazione di tipo geotecnico, sono stati studiati i risultati della prova DH, che ha fornito una velocità delle onde di taglio nell'ordine dei 200 m/s, a cui è associata una resistenza a taglio non drenata pari a  $c_u = 100 kPa$ .

Come dimostrato dalle prove CPT tali proprietà geomeccaniche aumentano con la profondità e la compressibilità è modesta per l'elevato grado di sovraconsolidazione; è tuttavia da precisare che dai sondaggi effettuati risulta come i primi 2 metri del terreno risultano alterati dalle acque di infiltrazione superficiali, ed è per questo che è stato consigliato, per evitare fenomeni di umidità capillare, anche in relazione all'elevata sismicità della zona, di preparare l'area di imposta della struttura di fondazione con uno strato di materiale ghiaioso, costituito da clasti calcarei a granulometria variabile avvolti da una frazione sabbiosa.

- *Caratteristiche geotecniche per l'analisi sismica*

Per quanto riguarda l'amplificazione dell'azione sismica in funzione della tipologia del terreno, le NTC 2008 prevedono la caratterizzazione del suolo in funzione del parametro di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m di terreno ( $V_{S,30}$ ).

La prova DH ha evidenziato una discreta velocità equivalente delle onde di taglio con valori superiori a 600 m/s; pertanto in base a tale parametro il suolo è stato classificato come di categoria B, con resistenza a taglio non drenata equivalente pari a  $c_{u,30} = 300 kPa$  e modulo elastico normale  $E_{ED} = 1360 kg/cmq$ .



### CAVITA' IPOGEE

Caratteristica importante della morfologia territoriale di Castelnuovo è la presenza di cavità ipogee, chiamate "grottoni", scavate al di sotto di gran parte dell'edificato del paese.

Basandoci sia su di una relazione geologica commissionata dalla regione Abruzzo, realizzata alcuni anni fa con il fine di ispezionare e monitorare tali cavità, ma anche sull'attività di rilievo eseguita durante la fase di tirocinio, è stato possibile realizzare una mappa con la dislocazione planimetrica di gran parte dei grottoni:



Figura: Inquadramento planimetrico delle cavità ipogee di Castelnuovo

Come si può vedere l'area interessata è piuttosto estesa e comprende quasi tutto il settore sud-occidentale dell'abitato; la gran parte delle cavità esplorate sono accessibili dai piani terreni delle abitazioni, disposte lungo le curve di livello e servite da spazi pubblici come strade e piazze.

La parte iniziale delle cavità, compresa nell'ingombro planimetrico del fabbricato edilizio, ha di solito le caratteristiche di una stalla o di spazio adibito a deposito di materiali e attrezzi, è di forma rettangolare con pareti e volte in pietra.



Figure: Parte iniziale di una cavità con pareti e volte rivestite in pietra

Proseguendo verso l'interno della cavità molto spesso si trovano delle strozzature in cui poi la grotta prosegue scavata completamente nell'ammasso roccioso; proprio queste porzioni di cavità presentano una stabilità minore e infatti durante le fasi di rilievo sono stati constatati crolli della calotta superiore.

Durante le fasi di rilievo è stato constatato il crollo di alcune calotte superiori di tali cavità (nella parte scavata nel terreno), che in alcuni casi ha portato alla creazione di vere e proprie voragini.



Figure: Particolare di una cavità scavata nell'ammasso roccioso e immagine di una voragine di una strada in corrispondenza del crollo della calotta superiore della grotta

Un'altra particolarità è che le grotte, in alcuni casi, presentano una cavità principale con una serie di cavità minori sui lati: nella fase di rilievo ne è stata trovata una realizzata su doppio livello.



Figura: Cavità su doppio livello

### 2.3 ANALISI STORICO - SISMICA

Al fine di analizzare la storia degli eventi sismici che hanno coinvolto la frazione di Castelnuovo, sono state ricercate innanzitutto informazioni sugli eventi che hanno interessato in generale il territorio aquilano, ed in particolare la città de L'Aquila.

Dal sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), ed in particolare dal Database Macrosismico Italiano 2008 (DBMI08aq) sono state ricavate informazioni relative ai terremoti storici registrati nella città de L'Aquila; ciascuna registrazione riporta:

- indicazione del tempo di origine mediante anno, mese, giorno e ora dell'evento
- denominazione dell'area epicentrale
- magnitudo momento  $M_w$
- intensità al sito  $I_s$  (MCS).

Le osservazioni disponibili sono 74, registrate nel periodo di tempo compreso tra il 1315 e il 2004; nel seguente grafico sono riportati tutti gli eventi registrati con indicazione delle intensità rilevate al sito, cioè a L'Aquila.

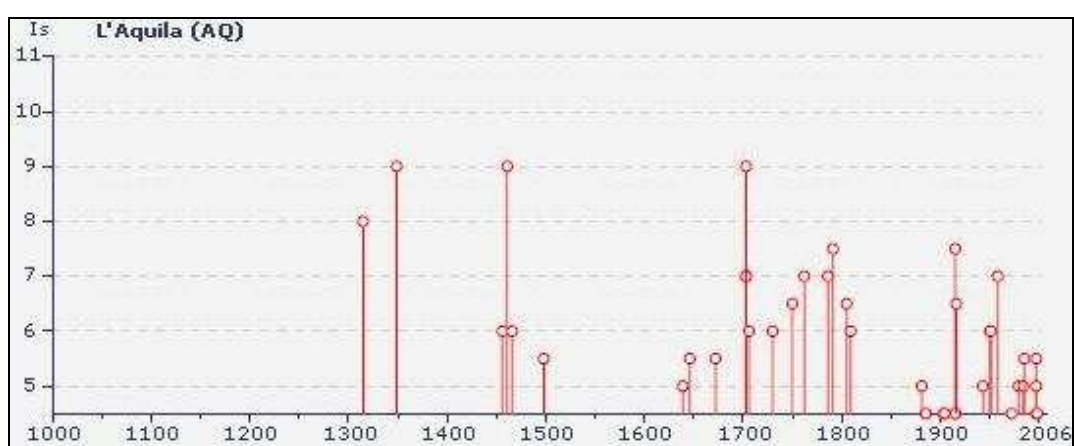


Figura: fenomeni sismici registrati a L'Aquila, con indicazione delle intensità

Si nota che sono stati registrati un numero considerevole di fenomeni, tra i quali alcuni con intensità rilevante (4 fenomeni hanno intensità superiore ad 8 nella scala MCS). Sono stati poi ricavati i dati relativi unicamente alla frazione di Castelnuovo, per la quale si hanno in totale 6 registrazioni di eventi sismici.

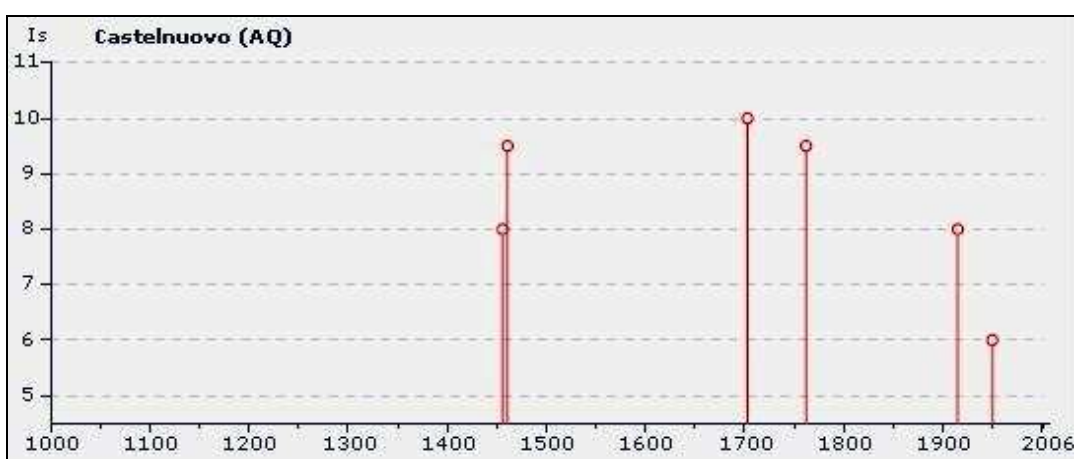


Figura: fenomeni sismici registrati a Castelnuovo, con indicazione delle intensità



Si riporta di seguito la tabella con i dettagli degli eventi sismici ora visti registrati a Castelnuovo.

OSSERVAZIONI SU CASTELNUOVO (AQ)						
ANNO	MESE	GIORNO	ORA	AREA EPICENTRALE	M <sub>w</sub>	I <sub>s</sub>
1456	12	05	03.00	Molise	7.22	8
1461	11	27	21.05	Aquilano	6.41	9-10
1703	02	02	11.05	Aquilano	6.72	10
1762	10	06	12.10	Aquilano	5.99	9-10
1915	01	13	6.52	Avezzano	7.00	8
1950	09	05	4.08	Gran Sasso	5.68	6

Per eseguire un confronto delle intensità al sito, si riportano le osservazioni degli stessi eventi registrati a L'Aquila.

OSSERVAZIONI SU L'AQUILA						
ANNO	MESE	GIORNO	ORA	AREA EPICENTRALE	M <sub>w</sub>	I <sub>s</sub>
1456	12	05	03.00	Molise	7.22	6
1461	11	27	21.05	Aquilano	6.41	9
1703	02	02	11.05	Aquilano	6.72	9
1762	10	06	12.10	Aquilano	5.99	7
1915	01	13	6.52	Avezzano	7.00	7-8
1950	09	05	4.08	Gran Sasso	5.68	6

Dal confronto diretto delle intensità si vede come quelle relative a Castelnuovo risultano sempre superiori o al massimo uguali a quelle registrate a L'Aquila.

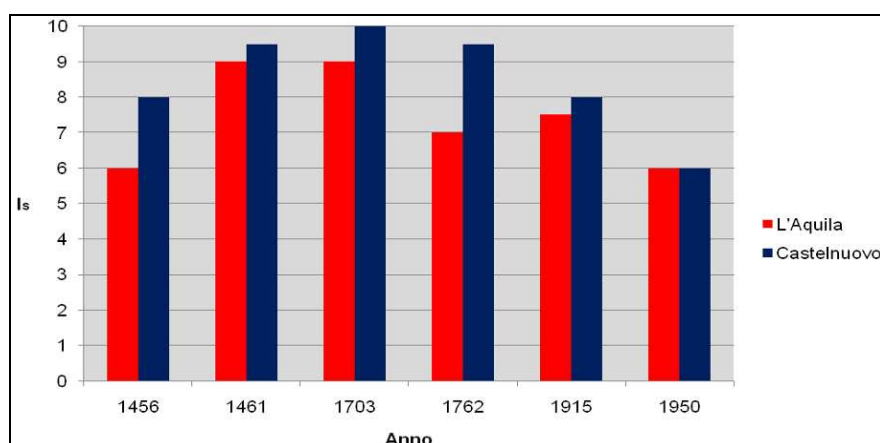


Figura: confronto delle intensità registrate a L'Aquila e Castelnuovo per i fenomeni sismici rilevati

Dei sei terremoti registrati a Castelnuovo, sono state ricavate informazioni a carattere storico dal "Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1990" a cura dell'INGV. Inoltre, sempre dal sito [www.ingv.it](http://www.ingv.it), dal catalogo DBMI08aq sono state ricavate le cartografie relative alla localizzazione degli epicentri dei vari fenomeni sismici analizzati e l'indicazione dell'intensità sismica delle località in cui sono state fatte le registrazioni.



### 27 novembre 1461

Per quanto riguarda il terremoto del 27 novembre 1461, le notizie storiche reperite danno indicazione di un fenomeno di intensità elevata, con epicentro situato a sud-est della città de L'Aquila, al quale è seguita una sequenza di eventi sismici che si è protratta fino al marzo 1462, con scosse di significativa importanza nelle date del 4 e 17 dicembre 1461, 3 e 4 gennaio e 27 marzo del 1462.

I paesi di Castelnuovo, Onna, Poggio Picenze e Sant'Eusanio Forconese subiscono una distruzione pressoché totale, così come si legge nella seguente testimonianza riportata: *"... allo stato funesto della Città rovinata in tante parti, e guaste in tutte le altre, talché la quarta parte di essa restò adeguata al suolo, e le altre tre rotte, e lesionate, si aggiunse il non meno funesto del contado. In esso fu il danno ineguale giacché ne toccò il maggiore ai castelli di Sant'Eusanio, di Castelnuovo, di Onna, e del Poggio presso Picenza. Questo cadde quasi del tutto, nell'altro di Sant'Eusanio rovinarono tutte le case, e le chiese sicché non rimasero neppure le mura laterali in piedi né chiesa alcuna e vi morirono persone in più gran numero che altrove onde lo scrissero totalmente rovinato. Eguali furono i danni di Castelnuovo divenuto un mucchio di sassi, caduti anche i torrioni delle mura comuni colla morte di 28 persone, tutte native del luogo [...] Nella Villa di Onda né tampoco restò casa impiedi..."* (Anton Ludovico Antinori, sec. XVIII. Annali degli Abruzzi).

### 2 febbraio 1703

Il terremoto del 1703 ha avuto inizio con alcune scosse avvertite sia in Umbria che nel Lazio nei giorni 14 e 16 gennaio. Dopo 17 giorni dalla forte scossa del 16 gennaio, un nuovo terremoto colpì L'Aquila ed il suo territorio; la scossa del 2 febbraio 1703 devastò 10 località e distrusse 44 paesi tra cui Castelnuovo, Onna e Bazzano. Altre repliche si sono verificate nei mesi successivi e durarono fino al 1705, interessando le medesime zone.

### 6 ottobre 1762

Questo evento provoca danni significativi sia a Castelnuovo che a Poggio Picenze; in particolare, per quanto riguarda Castelnuovo sono presenti alcune testimonianze, relative sia alle tipologie edilizie dell'epoca che ai danni subiti dalle stesse dopo il sisma: *"...l'incasato era costituito da edifici per lo più di due piani: i proprietari, a fianco delle case delle abitazioni, avevano piccole costruzioni separate funzionanti da magazzino, stalla o fienile. [...] Si sono verificati crolli totali o parziali di gran parte delle case, cadute di tetti, slegamento delle pareti portanti..."*

### 13 gennaio 1915

Ultimo in ordine cronologico è il terremoto del 1915, che porta alla distruzione della quasi totalità dell'edificato di Castelnuovo. Il parroco del paese dell'epoca, Don Enrico Cipolloni, ha lasciato una serie di testimonianze scritte riguardanti lo stato della Chiesa Parrocchiale ed in generale del paese prima e dopo il sisma del 1915.

*"Il giorno 13 Gennaio del 1915, alle ore 7.55 antimeridiane [...] avvenne una fortissima scossa di terremoto, durata 15 secondi. Crollò la volta della chiesa parrocchiale e le mura laterali e specialmente la facciata rimasero fortemente lesionate; furono frantumati tutti i banchi e l'organo. La sacrestia rimase intatta. Anche la casa parrocchiale crollò, non rimanendo che le sole mura cadenti. La parte del paese che più soffrì fu il Castello. Vi furono due morti [...] e 15 feriti."*

E' interessante notare come ci siano analogie con il quadro dei danni riscontrato dopo il sisma del 2009: la chiesa crollata mentre la sacrestia rimane in qualche maniera in piedi, seppur con gravi danni.

## 2.4 LA SEQUENZA SISMICA DE L'AQUILANO - APRILE 2009

FONTE: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (2009) - <http://www.ingv.it>

Il 6 Aprile 2009 alle ore 03:32 la zona de l'Aquila è stata colpita da un forte terremoto. La magnitudo della scossa principale è stata valutata sia come magnitudo Richter (MI) 5.8 che come magnitudo momento (Mw) 6.3.

Tre eventi di magnitudo Richter superiore a 5 sono avvenuti il 6 aprile (MI=5.8), il 7 aprile (MI=5.3) e il 9 aprile (MI=5.1). I terremoti di magnitudo compresa tra MI=3.5 e 5 sono stati in totale 31. Dall'esame dei segnali riconosciuti automaticamente alla stazione INGV de L'Aquila, sono state conteggiate oltre 20.000 scosse.

Come si vede dalla seguente mappa della sequenza sismica nel territorio aquilano aggiornata al 24 settembre 2009, il maggior numero di scosse si è verificato subito dopo la scossa principale del 6 aprile 2009.

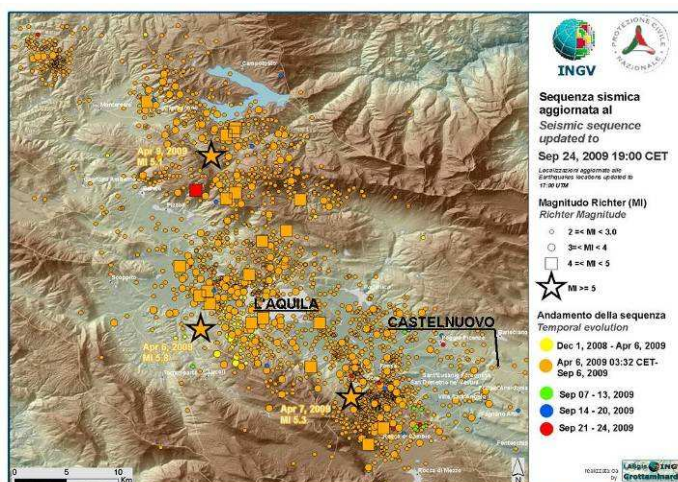


Figura: individuazione degli epicentri della sequenza sismica dell'aquilano

La distribuzione in pianta delle repliche evidenzia molto bene l'area interessata dalla sequenza sismica, che si estende per oltre 30 km in direzione NO-SE, parallelamente all'asse della catena appenninica.

I terremoti della sequenza sono avvenuti principalmente nella crosta superiore, entro 10-12 km di profondità. Solo l'evento MI=5.3 del 7 Aprile a SE de L'Aquila ha una profondità di circa 15 km. Nella seguente elaborazione INGV sono stati riportate le profondità degli epicentri dei fenomeni registrati.



Figura: indicazione delle profondità degli epicentri individuati per la sequenza sismica dell'aquilano

E' stato elaborato inoltre un istogramma che fornisce una chiara visione dell'andamento temporale delle registrazioni sismiche, con indicazione dell'intensità delle scosse registrate.

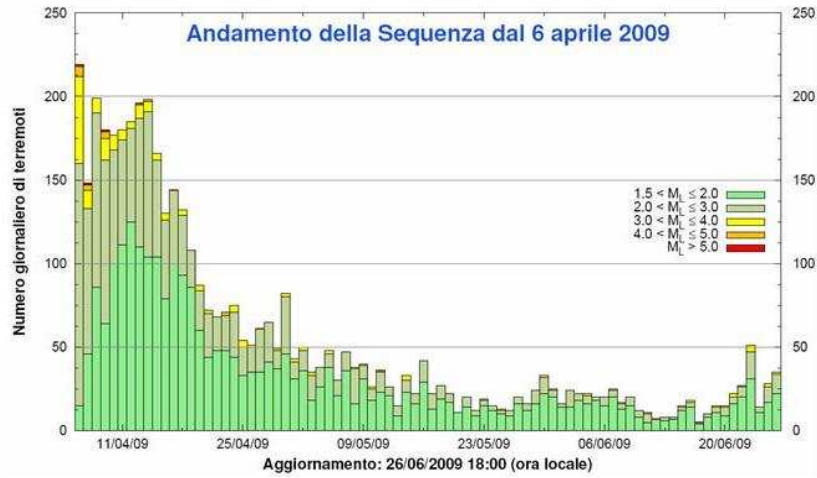


Figura: istogramma con quantificazione del numero di registrazioni sismiche effettuate dopo il main shock

Osservando la distribuzione delle intensità macrosismiche del terremoto del 6/04/2009 è possibile mettere in evidenza le zone maggiormente colpite dal fenomeno sismico. Nella seguente elaborazione l'intensità macrosismica è rappresentata proporzionalmente all'estensione dei cerchi in bianco; la mappatura a colori sottostante è invece stata ricavata mediante interpolazione dei dati puntuali registrati. Tale rappresentazione mette quindi in risalto le zone maggiormente colpite, evidenziando la presenza di picchi di intensità locali come per il caso di Castelnuovo.

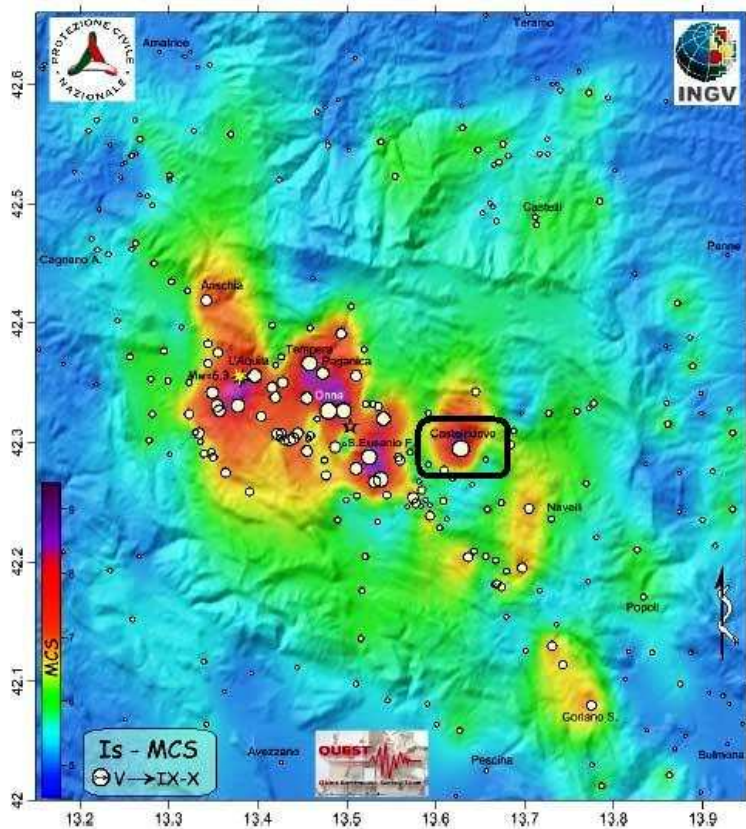


Figura: individuazione delle zone maggiormente colpite dal sisma del 06 aprile 2009

### 3. ANALISI DELL'EDIFICATO

#### 3.1 INTRODUZIONE

Si riporta di seguito un'analisi di dettaglio delle caratteristiche principali dell'edificio di Castelnuovo, rilevate durante i sopralluoghi; le analisi sono riferite al totale di unità strutturali rilevate (nel seguito indicate con U.S.), pari a 262 elementi.

Tramite l'ausilio della piattaforma GIS sarà possibile illustrare la distribuzione spaziale all'interno del paese delle caratteristiche oggetto di analisi.

#### 3.2 ANALISI STATISTICA DEI DATI

##### QUALITÀ DELLE INFORMAZIONI RILEVATE

Durante le fasi di rilievo non è stato possibile avere accesso interno alla totalità delle U.S.: per tale motivo alcune delle analisi svolte contengono la voce "non rilevato" in quanto non è stato possibile osservare completamente la struttura.

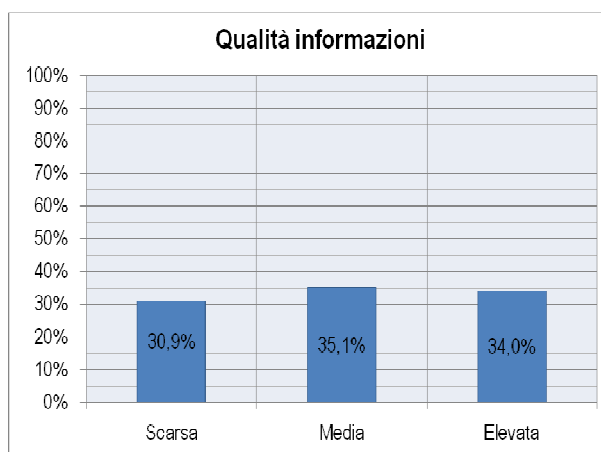
Al fine di quantificare il livello di accuratezza dei sopralluoghi effettuati, ciascuna squadra ha assegnato un livello di qualità delle informazioni acquisite per la singola U.S., scegliendo tra i seguenti tre livelli:

- qualità scarsa, nei casi in cui non è stato possibile accedere internamente all'edificio e quindi il sopralluogo si è basato solo sull'ispezione visiva esterna;
- qualità media, nei casi in cui l'accesso interno all'edificio è stato solo parziale (a causa di crolli ad esempio) e non è stato quindi possibile rilevare tutte le informazioni necessarie alla completa descrizione dell'unità;
- qualità elevata, nei casi in cui l'accesso all'edificio era permesso interamente o comunque quando lo stato di danno permetteva la visione della maggior parte degli elementi interni della struttura (casi di crollo parziale ad esempio).

Al fine di caratterizzare il livello di affidabilità dei dati di seguito proposti, si riportano le valutazioni di qualità delle informazioni acquisite.

Qualità informazioni	n° edifici	% edifici
Scarsa	81	30.9%
Media	92	35.1%
Elevata	89	34.0%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

Figura: istogramma relativo alla qualità delle informazioni acquisite su ciascuna U.S.



Come si vedrà in seguito, la qualità scarsa delle informazioni influenza solamente alcune delle statistiche elaborate, in quanto molte caratteristiche degli edifici (come ad esempio la tipologia delle strutture portanti verticali) sono spesso ben riconoscibili anche da una ispezione unicamente esterna. Nel prosieguo si specificheranno i casi in cui l'accuratezza della visita influenza le analisi svolte.



### TIPOLOGIA DI AGGREGAZIONE DELLE UNITA' STRUTTURALI

Le singole unità strutturali che compongono l'edificato di Castelnuovo sono per la maggior parte dei casi accostate una all'altra a piccoli gruppi (come è facile intuire da una rapida osservazione della mappa del paese), costituendo così gli aggregati edilizi. La tipologia di aggregazione non è unica, ma segue spesso i vincoli dettati dalla morfologia del terreno sul quale sorge l'abitato: per individuare la più frequente forma di aggregazione si è scelto di classificare ciascuna U.S. in una delle seguenti tre voci:

- unità strutturale in schiera (1), quando le U.S. sono disposte una a fianco all'altra a formare un aggregato longilineo con sagoma pressoché regolare (rettangolare allungata), spesso con lato lungo su fronte strada;
- unità strutturale singola (2), nei casi in cui la struttura si presenta totalmente isolata dal resto dell'edificato circostante, con forma pressoché compatta. Questa voce è stata assegnata anche nei casi in cui un singolo aggregato sia costituito da due U.S. non disposte in schiera;
- unità strutturale in aggregato articolato (3), nei casi in cui la forma di aggregazione delle U.S. non dia luogo ad una sagoma regolare.

Al fine di quantificare la definizione di "rettangolo allungato", utilizzato per individuare le U.S. disposte in schiera, si è scelto di considerare come schiere gli aggregati rettangolari aventi rapporto tra i lati circa uguale o superiore a 2 (lato lungo / lato corto). Si riporta di seguito, a titolo di esempio, una vista aerea di una porzione del paese nella quale sono individuate le tre categorie ora descritte:



Figura: esempi delle tre tipologie di aggregazione delle unità strutturali:  
1) U.S. in schiera 2) U.S. singola 3) U.S. in aggregato articolato

Si riportano di seguito i dati ricavati dai sopralluoghi effettuati.

Tipologia aggregaz. U.S.	n° edifici	% edifici
Schiera	111	42,4%
Singoli	37	14,1%
Articolato	114	43,5%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

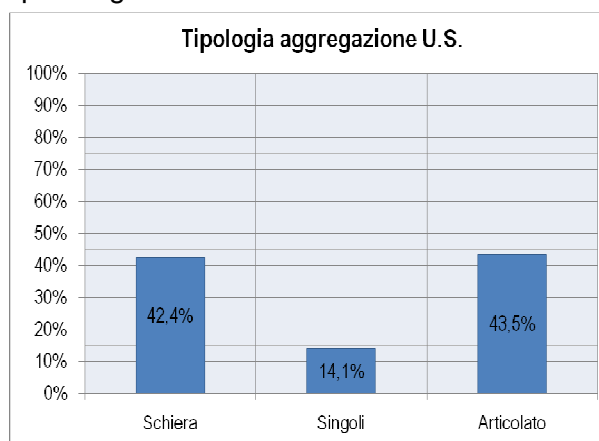


Figura: istogramma relativo alla tipologia di aggregazione di ciascuna U.S.

Si nota come la maggioranza delle U.S. siano collegate tra loro (in schiera o in maniera articolata), mentre solo il 14% della popolazione dei campioni può essere definita come singola. Come si vedrà meglio in seguito, all'interno della voce "singoli" rientrano spesso strutture in c.a. di recente costruzione, mentre gli edifici in muratura di pietrame sono quasi sempre raggruppati in aggregati più o meno estesi.

Questa classificazione della tipologia di aggregazione risulterà utile nel prosieguo al fine di valutare la risposta all'evento sismico delle tre tipologie di aggregazione.

### NUMERO DI PIANI

Gli edifici sono costituiti al massimo da 4 piani; la distribuzione del numero di orizzontamenti è la seguente:

Numero piani	n° edifici	% edifici
1 Piano	14	5,3%
2 Piani	69	26,3%
3 Piani	153	58,4%
4 Piani	20	7,6%
NR	6	2,3%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

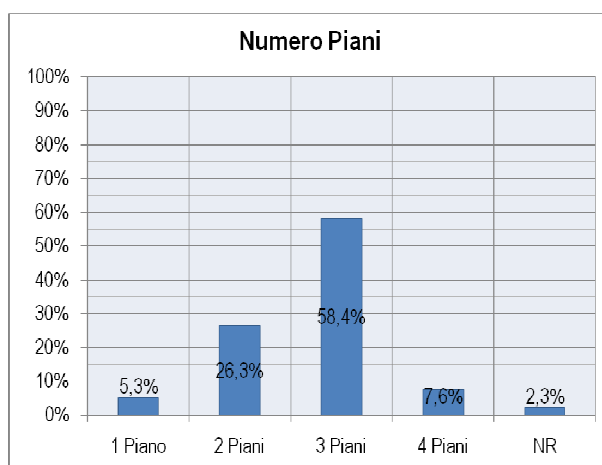


Figura: istogramma relativo al numero totale dei piani di ciascuna U.S.

Come si vede dall'istogramma riportato, la maggioranza delle strutture del paese è costituita da 3 piani: dai rilievi effettuati sono state misurate le altezze interpiano dalle quali è stata ricavata l'altezza media tipo di piano, che si attesta all'incirca sui 2.70 m. Gli edifici quindi non superano quasi mai i 9 metri di altezza in totale. Si riporta di seguito la mappa del paese con indicazione del numero di piani per ciascuna U.S.

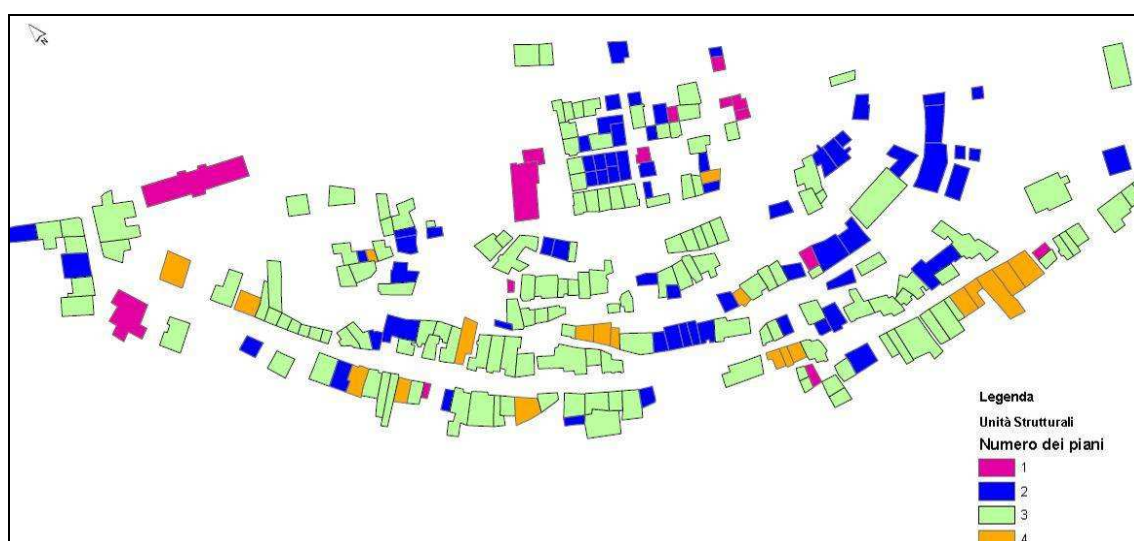


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione del numero di piani di ciascuna U.S.



Dalla mappa è evidente la prevalenza di edifici a tre piani nel paese; per quanto riguarda il borgo fortificato, questo è composto anche da una significativa parte di edifici a due piani.

Un elemento caratterizzante l'edificato del paese (per quanto riguarda l'altezza degli edifici) è la posizione del piano terra: visto che Castelnuovo sorge su di un colle con una zona pianeggiante in sommità (dove è situato il borgo fortificato e la Chiesa parrocchiale), la gran parte degli edifici presenti sotto il borgo, per adattarsi alla morfologia del terreno, hanno un piano contro terra dal quale spesso si ha accesso al locale cantina delle abitazioni.



Figura: veduta aerea pre-sisma di Castelnuovo con indicazioni sulla morfologia del terreno

### TIPOLOGIA VERTICALE PREVALENTE

Per caratterizzare l'edificato in base alla tipologia verticale più frequente è necessario riferirsi alla tipologia prevalente, in quanto nel paese sono presenti edifici costituiti da tecnologie verticali miste, conseguenza dei rimedi "artigianali" ai crolli parziali verificatisi nel tempo o delle sopraelevazioni effettuate sopra l'impianto esistente.

Tipologia verticale	n° edifici	% edifici
A	8	3.1%
B	1	0.4%
C	227	86.6%
D	2	0.8%
E	1	0.4%
F	0	0.0%
G	10	3.8%
H	10	3.8%
I	2	0.8%
NR	1	0.4%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

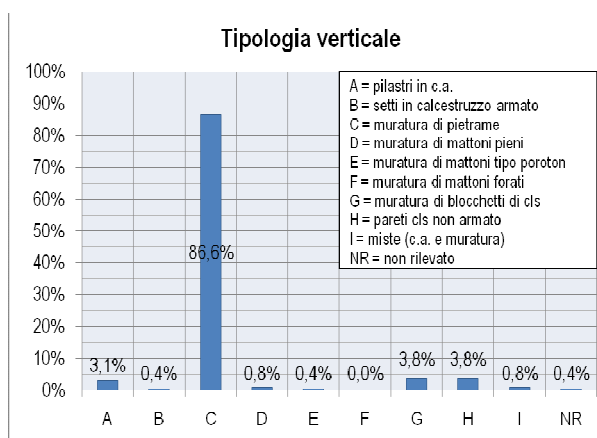


Figura: istogramma relativo alla tipologia verticale prevalente di ciascuna U.S.

Come si nota bene dall'istogramma e dalla seguente mappa, la maggioranza delle costruzioni sono in muratura di pietrame.

In particolare si vede come la zona del borgo sia caratterizzata quasi per la totalità da edifici in muratura di pietrame, mentre le altre tecnologie costruttive rilevate (telai in c.a., strutture portanti in blocchetti di cls, strutture con pareti in cls non armato) sono presenti principalmente nelle zone periferiche dell'edificato.

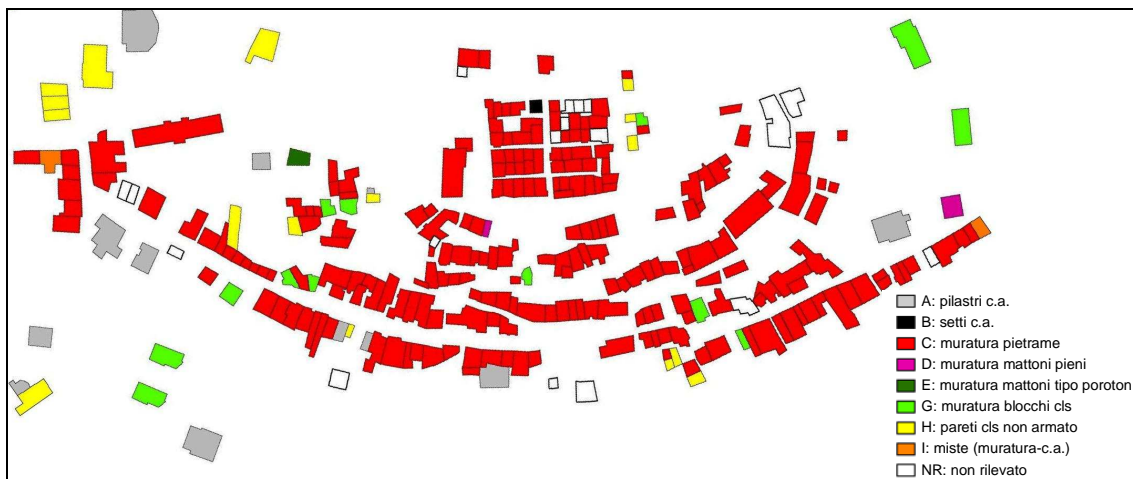


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione della tipologia verticale prevalente di ciascuna U.S.

### TIPOLOGIA ORIZZONTALE PREVALENTE

Come prima analisi sugli orizzontamenti presenti, si riportano di seguito le statistiche effettuate sulla totalità di solai rilevati.

Tipologia orizzontale	n° edifici	% edifici
A	5	1,1%
B	0	0,0%
C	64	14,5%
D	37	8,4%
E	26	5,9%
F	126	28,6%
G	31	7,0%
H	0	0,0%
I	0	0,0%
L	19	4,3%
NR	133	30,2%
<b>TOT.</b>	<b>441</b>	<b>100%</b>

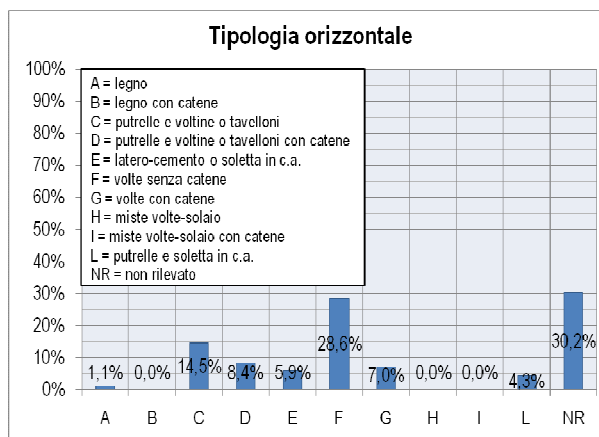


Figura: istogramma relativo alla tipologia orizzontale prevalente di ciascuna U.S.

NOTA: La popolazione dei campioni corrisponde alla somma di tutti i solai presenti nelle U.S.

Dall'istogramma si vede che la tipologia più ricorrente è quella di volte senza catene (28.6%): in tale voce sono comprese tutte le tipologie di volte riscontrate, dalle volte in pietra a botte alle volte a padiglione realizzate in foglio con mattoni.

La seconda tipologia più frequente risulta essere quella composta da putrelle e voltine o tavelloni (14.5%). Una variante a questo tipo di orizzontamento riscontrata in alcuni casi è quella composta da putrelle e soletta in c.a. (4.3%).

Sono inoltre presenti percentuali significative relative alle stesse tipologie di solaio ora nominate con la presenza di catene però (volte con catene 7.0%, putrelle e voltine o tavelloni con catene 8.4%).

Dai dati prima esposti sulla qualità di informazione, si nota che la popolazione di unità strutturali aventi qualità dei dati acquisiti scarsa corrisponde a circa il 31% del totale delle strutture, mentre nell'analisi delle tipologie di orizzontamento ora svolta la percentuale di solai non rilevati è pari a 30.2% della popolazione di campioni. Si vede quindi che la mancanza di informazioni sulla tipologia di solaio ha portato l'assegnazione di una scarsa qualità delle informazioni.

Per meglio comprendere la distribuzione delle tipologie degli orizzontamenti in base al livello del solaio, si esegue l'analisi per ciascun livello.

### TIPOLOGIA ORIZZONTALE DEL 1° LIVELLO

Si riporta di seguito l'analisi delle tipologie di orizzontamenti presenti al 1° livello delle abitazioni costituite da 2 o più piani.

Dato che in alcuni casi sono presenti più tipologie di solaio per un singolo piano, si fa riferimento alla tipologia prevalente presente a tale piano, in analogia a quanto fatto per le strutture verticali.

Tipologia orizzontale	n° edifici	% edifici
A	3	1,2%
B	0	0,0%
C	20	8,2%
D	7	2,9%
E	14	5,7%
F	113	46,3%
G	20	8,2%
H	0	0,0%
I	0	0,0%
L	11	4,5%
NR	56	23,0%
<b>TOT.</b>	<b>244</b>	<b>100%</b>

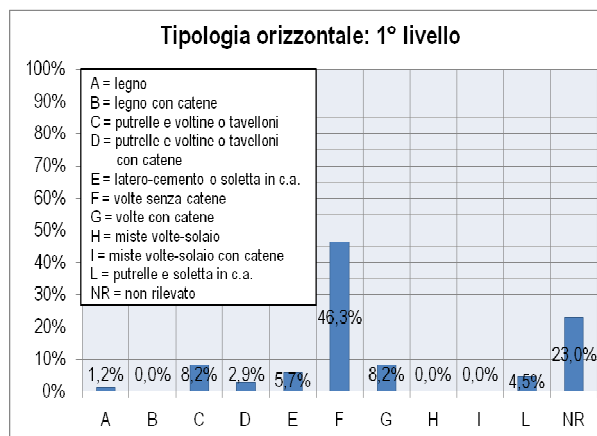


Figura: istogramma relativo alla tipologia orizzontale prevalente al 1° livello di ciascuna U.S. con almeno 2 piani

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 244 elementi, pari agli edifici con almeno 2 piani

Dall'istogramma si vede come la quasi totalità dei dati rilevati (escludendo quindi i solai non rilevati) riportino la tipologia F, cioè volte senza catene.

Data la particolare morfologia del terreno sul quale è situato Castelnuovo, molti degli edifici presenti hanno un livello controterra, che costituisce la cantina dell'abitazione: questa è spesso costituita da una volta a botte in pietra.

Osservando tutti i dati a disposizione, si nota la presenza di una considerevole componente di elementi non rilevati: questo, come già prima accennato, è dettato dall'impossibilità di ispezione interna di una parte delle unità strutturali. Dai dati prima esposti infatti si nota che la popolazione di U.S. aventi scarsa qualità dei dati acquisiti corrisponde a circa il 31% del totale delle strutture, mentre nell'analisi delle tipologie di orizzontamento ora svolta la percentuale di solai non rilevati è pari al 23% della popolazione di campioni aventi almeno due piani (corrispondente a circa il 21.5% rispetto alla totalità delle unità strutturali).



Si vede quindi che, anche in questo caso, la percentuale delle strutture aventi scarsa qualità delle informazioni è prossima alla percentuale dei dati definiti come “non rilevati” in questa particolare analisi.

### TIPOLOGIA ORIZZONTALE DEL 2° LIVELLO

In maniera analoga a quanto fatto per il primo livello, si riporta l'analisi delle tipologie di orizzontamento rilevate nelle unità strutturali.

Tipologia orizzontale	n° edifici	% edifici
A	2	1,1%
B	0	0,0%
C	38	21,5%
D	28	15,8%
E	11	6,2%
F	13	7,3%
G	11	6,2%
H	0	0,0%
I	0	0,0%
L	6	3,4%
NR	68	38,4%
<b>TOT.</b>	<b>177</b>	<b>100%</b>

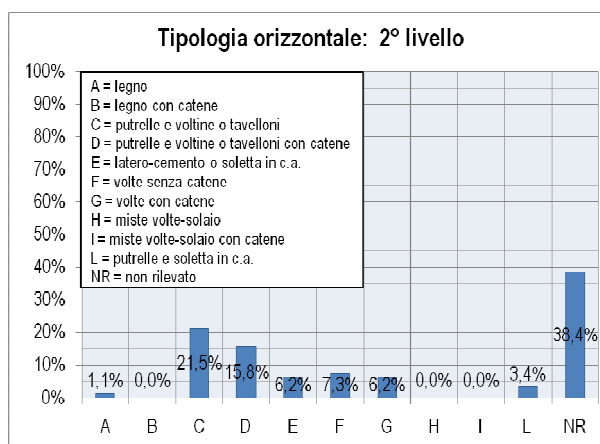


Figura: istogramma relativo alla tipologia orizzontale prevalente al 2° livello di ciascuna U.S. con almeno 3 piani

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 177 elementi, pari agli edifici con almeno 3 piani

Come si vede dall'istogramma, la tipologia più ricorrente tra quelle rilevate risulta essere quella con putrelle e voltine o tavelloni, distinta in due voci a seconda della presenza o meno di catene al piano.

La presenza di una così alta percentuale di elementi non rilevati (38,4% sul totale di U.S. aventi almeno tre piani, corrispondente al 26% sul totale delle U.S. rilevate) anche stavolta coincide pressappoco con la percentuale di U.S. aventi scarsa qualità di informazioni (pari al 30,9%).

### TIPOLOGIA ORIZZONTALE DEL 3° LIVELLO

Per completezza di analisi delle tipologie orizzontali rilevate, si riporta di seguito la distribuzione delle tipologie del 3° livello; le percentuali sono relative stavolta ad una popolazione di campioni esigua, essendo poche le U.S. con 4 piani (20 U.S. in totale).

Tipologia orizzontale	n° edifici	% edifici
A	0	0,0%
B	0	0,0%
C	6	30,0%
D	2	10,0%
E	1	5,0%
F	0	0,0%
G	0	0,0%
H	0	0,0%
I	0	0,0%
L	2	10,0%
NR	9	45,0%
<b>TOT.</b>	<b>20</b>	<b>100%</b>

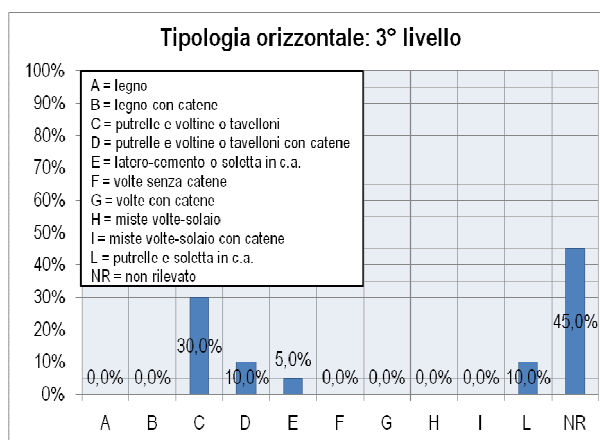


Figura: istogramma relativo alla tipologia orizzontale prevalente al 3° livello di ciascuna U.S. con almeno 4 piani

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 20 elementi, pari agli edifici con almeno 4 piani

Anche per la tipologia del solaio di terzo piano più ricorrente si ritrova, come visto per il secondo piano, il tipo con putrelle e voltine o tavelloni.

### TIPOLOGIA COPERTURA

Si riporta ora l'analisi delle tipologie di coperture rilevate nelle unità strutturali.

Tipologia copertura	n° edifici	% edifici
A	12	4,6%
B	18	6,9%
C	163	62,2%
D	30	11,5%
E	1	0,4%
F	0	0,0%
G	0	0,0%
H	1	0,4%
I	10	3,8%
L	1	0,4%
M	2	0,8%
NR	24	9,2%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

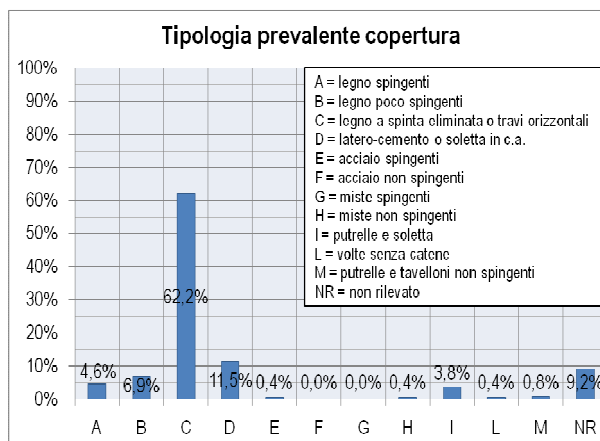


Figura: istogramma relativo alla tipologia prevalente di copertura di ciascuna U.S.

Come si vede dall'istogramma, la maggioranza delle coperture è in legno del tipo a spinta eliminata o travi orizzontali.

E' inoltre presente una quantità di coperture realizzate in latero cemento o soletta in c.a., voce che comprende sia gli edifici di nuova concezione realizzati con struttura intelaiata o in muratura armata, sia gli edifici in muratura che son stati oggetto di ristrutturazione del solaio di copertura.

### STATO DI OCCUPAZIONE

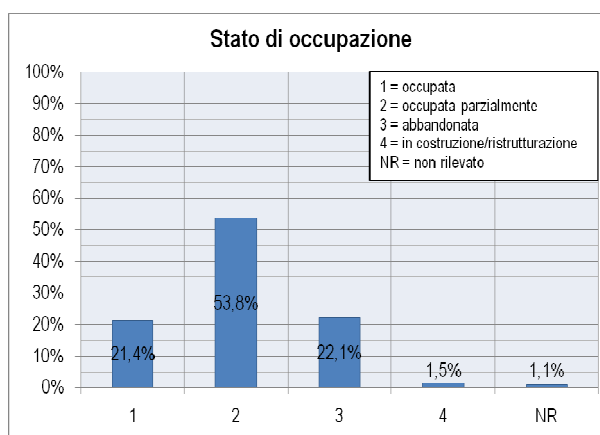
Per ciascuna U.S. è stato poi valutato lo stato di occupazione della struttura, sia tramite una semplice ispezione visiva che mediante l'ausilio di un piano di recupero realizzato nel 2005 dagli ingegneri del luogo, il quale indica per ciascuna abitazione lo stato di occupazione rilevato all'epoca.

Al fine di quantificare lo stato di occupazione, ciascuna squadra ha assegnato un livello scegliendo tra i seguenti quattro:

- occupata (1)
- parzialmente occupata (2)
- abbandonata (3)
- in costruzione/ristrutturazione (4)

Stato di occupazione	n° edifici	% edifici
1	56	21,4%
2	141	53,8%
3	58	22,1%
4	4	1,5%
NR	3	1,1%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

Figura: istogramma relativo allo stato di occupazione di ciascuna U.S.



Come si vede dall'istogramma, più della metà delle U.S. è stata classificata come parzialmente occupata; infatti molte delle abitazioni erano utilizzate come "seconde case" per periodi di villeggiatura. Si nota anche una considerevole percentuale di edifici classificati come abbandonati (22.1%). Tale dato sarà utile per un confronto con lo stato di conservazione. Osservando poi la distribuzione spaziale dello stato di occupazione assegnato a ciascuna U.S., si vede come la zona del "borgo fortificato" fosse in gran parte abbandonata o comunque occupata solo in maniera parziale.

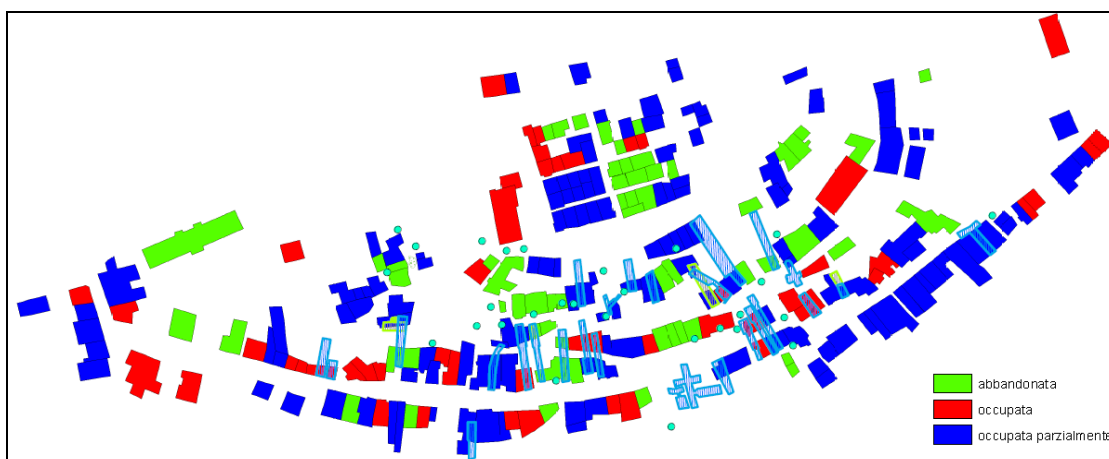


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione dello stato di occupazione di ciascuna U.S.



### STATO DI CONSERVAZIONE

Per ciascuna U.S. è stato poi valutato lo stato di conservazione delle strutture ante-sisma sia tramite ispezione visiva (osservando la qualità delle murature, delle coperture etc...) che mediante l'ausilio del piano di recupero prima accennato nell'analisi dello stato di occupazione: tale elaborato riporta infatti anche lo stato di conservazione degli edifici (con riferimento allo stato osservato nel 2005).

Nello specifico, ciascuna U.S. è stata classificata utilizzando una tra le seguenti voci:

- ottimo stato (1)
- buono stato (2)
- cattivo stato (3)
- grave stato (4)
- crolli diffusi (5)

I rilievi eseguiti hanno portato ai seguenti risultati:

Stato di conservazione	n° edifici	% edifici
1	24	9,2%
2	106	40,5%
3	101	38,5%
4	23	8,8%
5	6	2,3%
NR	2	0,8%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

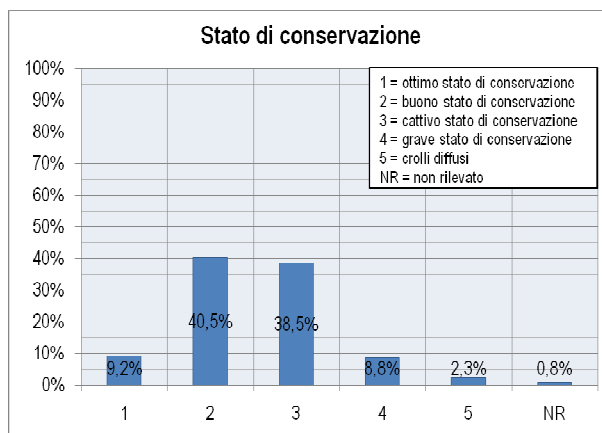


Figura: istogramma relativo allo stato di conservazione di ciascuna U.S.

Dall'istogramma si vede come sia presente una notevole percentuale di U.S. classificate nella voce "cattivo stato di conservazione" (38.5%), che sommata alle percentuali delle voci "grave stato di conservazione" (8.8%) e "crolli diffusi" (2.3%), porta ad un totale pari a 49.6% degli edifici. Ciò fa capire che lo stato di conservazione dell'edificato del paese ante sisma era mediamente cattivo.

Nella seguente mappa si ha una rappresentazione spaziale dello stato di conservazione delle U.S.: è da notare che la zona del "borgo fortificato" era già in un cattivo stato di conservazione per buona parte delle U.S. che lo costituiscono.

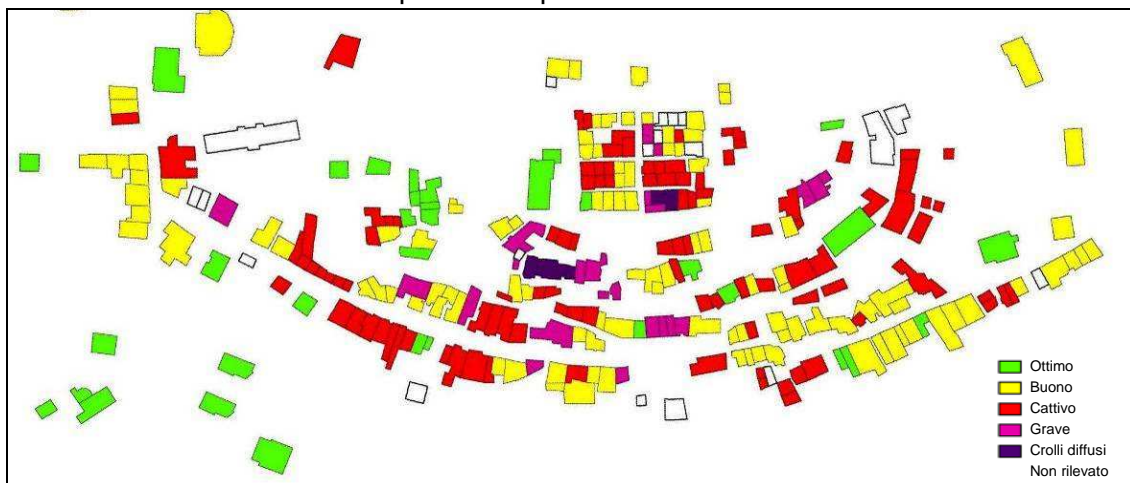


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione dello stato di conservazione di ciascuna U.S.

Influenza dello stato di occupazione su quello di conservazione

Lo stato di occupazione delle abitazioni è direttamente collegato con lo stato di conservazione: una chiara conferma si ha osservando lo stato di conservazione delle U.S. definite come abbandonate distintamente da quelle definite parzialmente occupate e occupate.

Stato conservazione U.S. abbandonate	n° edifici	% edifici
1	3	5,2%
2	6	10,3%
3	24	41,4%
4	18	31,0%
5	6	10,3%
NR	1	1,7%
<b>TOT.</b>	<b>58</b>	<b>100%</b>

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 58 elementi, pari al 22.1% del totale delle U.S.

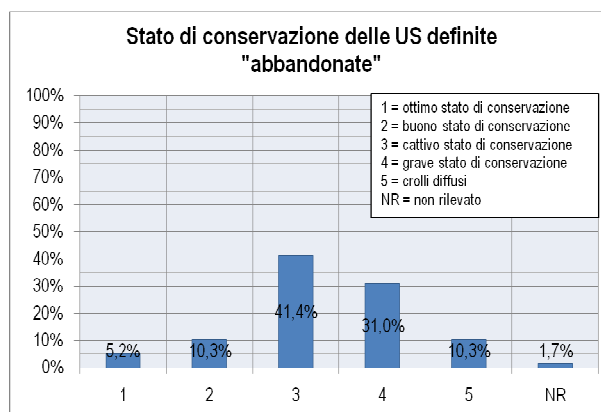


Figura: istogramma relativo allo stato di conservazione delle U.S. definite come "abbandonate" nello stato di occupazione

Confrontando questo istogramma con quello relativo a tutta la popolazione dei campioni esaminati, si nota che:

- solo il 15.5% delle U.S. definite come "abbandonate" presenta uno stato di conservazione "accettabile" (somma delle voci "1" e "2");
- la percentuale di U.S. in buono stato scende a 10.3% rispetto al 40.5% riscontrato sull'analisi complessiva;
- la percentuale di U.S. in cattivo stato sale a 31.0% rispetto al 8.8% riscontrato sull'analisi complessiva.

Eseguendo poi la somma delle voci "3", "4" e "5" come fatto nella precedente analisi, si ottiene stavolta una percentuale 82.7% di edifici non in buono stato di conservazione (rispetto al 49.6% prima ottenuto): questo indica che gli edifici definiti come abbandonati erano già quasi tutti fatiscenti prima dell'evento sismico del 06/04/2009. Si riporta ora lo stato di conservazione delle U.S. occupate o parzialmente occupate.

Stato conservaz. U.S. parzialmente occupate e occupate	n° edifici	% edifici
1	21	10,3%
2	100	49,0%
3	77	37,7%
4	5	2,5%
5	0	0,0%
NR	1	0,5%
<b>TOT.</b>	<b>204</b>	<b>100%</b>

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 204 elementi, pari agli edifici definiti parzialmente occupati e occupati

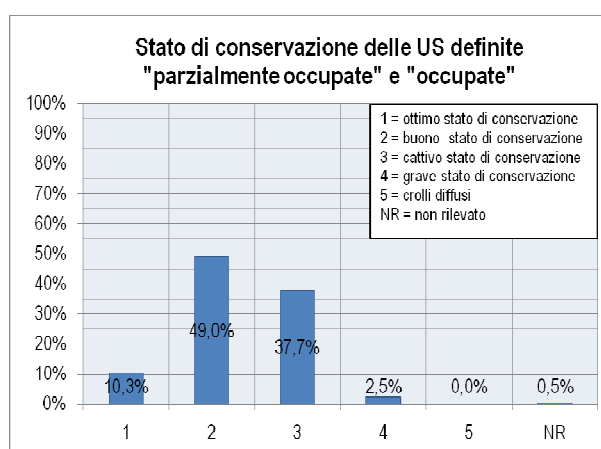


Figura: istogramma relativo allo stato di conservazione delle U.S. definite come "parzialmente occupate" e "occupate"

Eseguendo un confronto diretto tra i grafici ricavati, si ottiene il seguente risultato:

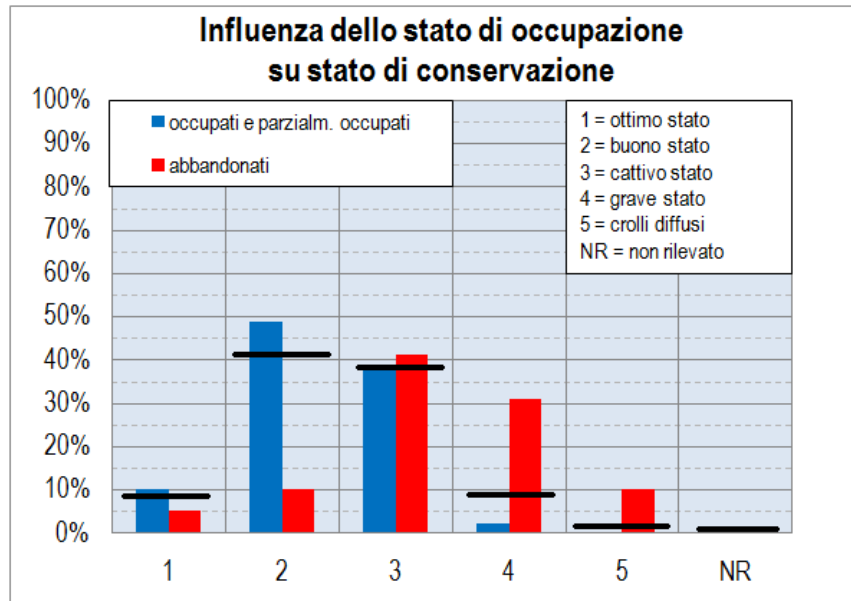


Figura: stato di conservazione dei soli edifici abbandonati e di quelli occupati con i parzialmente occupati  
Il tratto nero indica il livello di conservazione del totale della popolazione di U.S.

Dal grafico di confronto si nota come gli edifici definiti come “occupati” siano in generale meglio conservati rispetto a quelli definiti come “abbandonati”.

### 3.3 VULNERABILITA' DEGLI EDIFICI

Per ciascun edificio è stata valutata la vulnerabilità sismica, in accordo con quanto previsto dalla *European Macroseismic Scale (EMS-98)* nella tabella di vulnerabilità, di seguito riportata:

Tipologie	Classi di vulnerabilità					
	A	B	C	D	E	F
MURATURA	Pietra grezza	○				
	Case in terra o con mattoni crudi	○	○			
	Pietre sbazzate o a spacco	○	○			
	Pietre squadrate		○	○		
	Mattoni		○	○		
	Muratura non armata con solai in c.a.		○	○		
	Muratura armata o confinata			○	○	
CEMENTO ARMATO	Telaio senza protezione sismica (ERD)		○	○		
	Telaio con livello di ERD moderato			○	○	
	Telaio con livello di ERD elevato				○	○
	Pareti senza ERD		○	○		
	Pareti con livello di ERD moderato			○	○	
	Pareti con livello di ERD elevato				○	○
Strutture in ACCIAIO				○	○	
Strutture in LEGNO				○	○	

○ most likely vulnerability class; — probable range;  
.....range of less probable, exceptional cases

Figura: tabella della vulnerabilità degli edifici in base alla tipologia costruttiva



Al fine di assegnare la corretta classe di vulnerabilità a ciascuna U.S., tenendo conto della tabella ora riportata, sono stati valutati i seguenti fattori:

- presenza di ammassamento tra pareti ortogonali, ad esempio con cantonali;



Figure: esempi di cantonali

- presenza di catene metalliche ben ammassate e distribuite sul paramento murario;

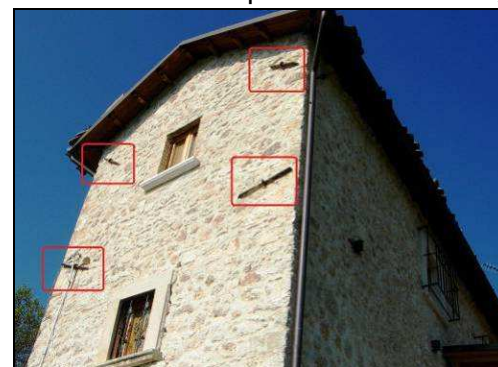


Figure: esempi di catene posizionate in maniera corretta

- presenza di collegamento efficace tra travi di solaio e murature;



Figure: collegamenti delle travi alle murature mediante bolzoni metallici

- presenza di ricorsi orizzontali in mattoni nel caso di murature di pietrame;



Figure: esempi di ricorsi in mattoni su murature in pietrame

- presenza di contrafforti alla base delle murature;



Figure: esempi di contrafforti presenti in alcuni edifici

- regolarità strutturale ed altezza dell'edificio: a parità di sistema costruttivo, un edificio irregolare in pianta e/o in altezza risulta generalmente più vulnerabile di uno regolare; stesso discorso vale per l'altezza, in quanto un edificio basso (esempio ad un piano) risulta meno vulnerabile di uno più alto realizzato con la stessa tecnologia costruttiva.

Dai sopralluoghi effettuati si sono ottenuti i seguenti dati sulla vulnerabilità dell'edificato:

Vulnerabilità del totale delle U.S.

Vulnerabilità	n° edifici	% edifici
A	140	53,4%
B	98	37,4%
C	10	3,8%
D	5	1,9%
E	3	1,1%
F	6	2,3%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

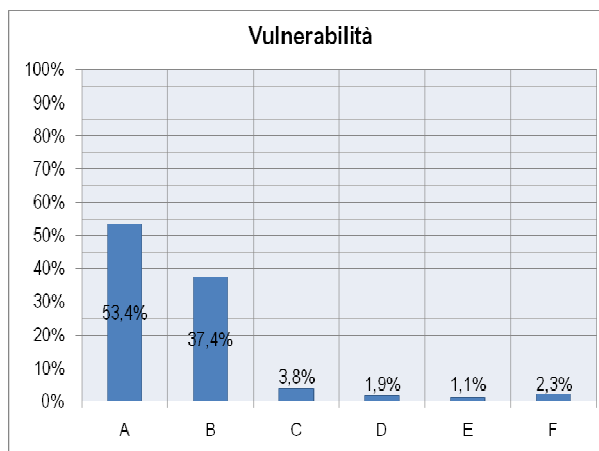


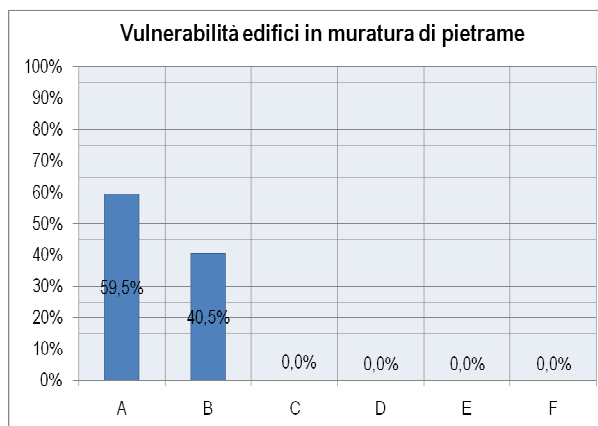
Figura: istogramma relativo alla classe di vulnerabilità di ciascuna U.S.

Si nota come la prevalenza delle U.S. sia in classe di vulnerabilità alta: per analizzare nello specifico gli edifici realizzati in muratura di pietrame (pari all'86.6% dell'edificato di Castelnuovo), sono stati incrociati i dati della vulnerabilità con quelli della tipologia verticale prevalente, ottenendo i seguenti risultati, relativi proprio alle strutture in muratura di pietrame.



Vulnerabilità delle U.S. realizzate con muratura di pietrame

Vulnerabilità ed. muratura pietrame	n° edifici	% edifici
A	135	59,5%
B	92	40,5%
C	0	0,0%
D	0	0,0%
E	0	0,0%
F	0	0,0%
<b>TOT.</b>	<b>227</b>	<b>100%</b>



NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 227 elementi, pari agli edifici in muratura di pietrame

Figura: istogramma relativo alla classe di vulnerabilità delle sole U.S. in muratura di pietrame

Risulta evidente che gli edifici in pietrame presentano per la maggior parte (59.5%) una alta vulnerabilità sismica; il restante 40.5% di queste costruzioni invece è stato classificato come in classe di vulnerabilità "B" in quanto, seppur la tecnologia costruttiva delle strutture portanti sia all'incirca sempre la stessa all'interno del paese, sono visibili interventi di miglioramento sismico effettuati su questi edifici, come ad esempio l'inserimento di catene metalliche.

Si riporta di seguito la mappa delle vulnerabilità degli edifici di Castelnuovo ricavata.

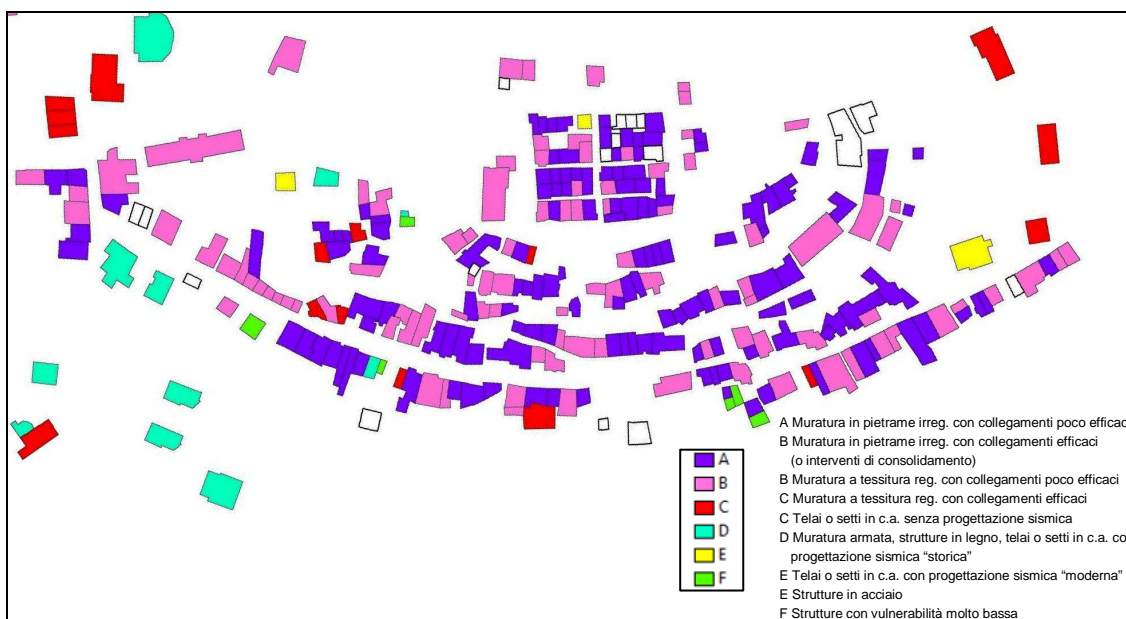


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione della vulnerabilità di ciascuna U.S.



### 3.4 QUALITÀ DEI PARAMENTI MURARI

Visto che la maggioranza degli edifici del paese sono costituiti da muratura di pietrame, si riportano di seguito le caratteristiche peculiari dei paramenti murari rilevate sul campo; in particolare si farà riferimento alle schede di qualità muraria compilate durante la fase di tirocinio, ispirate al metodo IQM redatto da UniPG -Reluis.

In generale si può dire che le murature presenti a Castelnuovo sono realizzate a sacco, spesso con due paramenti accostati costituiti da pietrame non squadrato, proveniente da scavo locale (probabilmente sono state riutilizzate le pietre derivanti dai precedenti crolli verificatisi nel tempo a causa dei passati fenomeni sismici); i paramenti si presentano con elementi lapidei aventi una forte irregolarità sia di forma che di dimensioni. Soli in alcuni casi è stata riscontrata la presenza di zeppe in cotto, elemento che aiuta a trasmettere le forze verticali tra le varie pietre.



Figura: sezioni di tre pannelli di muratura "tipici" osservati

Rari sono i casi di murature realizzate con listature in mattoni così come non è stata riscontrata mai la presenza di diaconi di collegamento tra i paramenti murari: questi elementi in generale aiutano la muratura a reagire in maniera unitaria alle sollecitazioni, evitando il sovraccarico di un paramento murario rispetto ad un altro. Nelle schede di qualità muraria compilate durante le fasi di rilievo è stata valutata la regolarità dei filari (in direzione orizzontale) e lo sfalsamento dei giunti di malta (in direzione verticale), elementi raramente riscontrati.

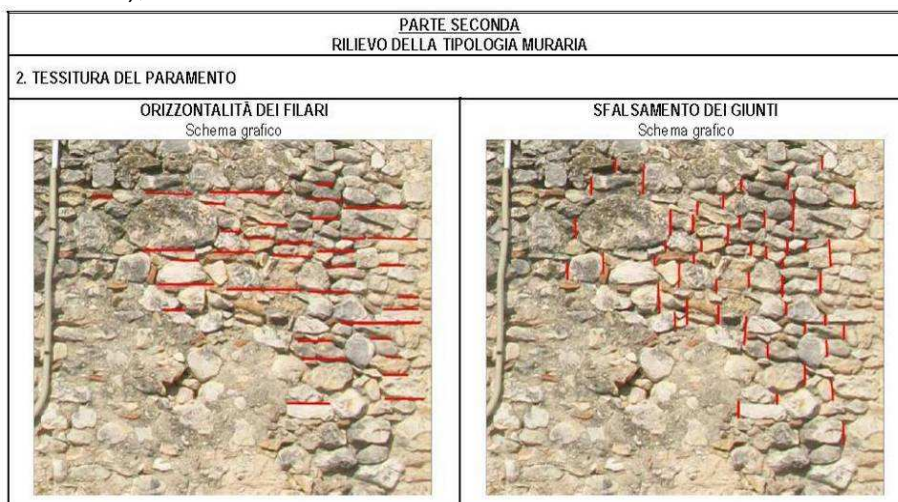


Figura: stralcio di scheda di qualità muraria del pannello

E' stata inoltre fatta una valutazione sommaria delle caratteristiche della malta, spesso di qualità scadente (facilmente polverizzabile anche a mano in taluni casi); la dimensione dei giunti di malta riscontrata era spesso molto elevata vista l'alta irregolarità delle pietre costituenti i paramenti.

In alcuni casi è stata riscontrata la presenza di limo direttamente nella malta, soprattutto nella zona centrale del "sacco" della muratura, indice del fatto che la presenza di legante nella stessa era veramente scarsa.

Durante le fasi del tirocinio sono state eseguite inoltre, come detto all'inizio della trattazione, prove in-situ sulla malta per la valutazione della sua resistenza mediante Sistema DRMS (Drilling Resistance Measurement System), che hanno portato a valori di resistenza molto scarsi.

Mediante le "*Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM)*", redatte dal UniPg - Reluis, è stata valutata la qualità della muratura attribuendo dei punteggi a ciascuna delle caratteristiche sopra individuate (regolarità filari, presenza zeppe, diatoni etc.), arrivando a definire **l'indice di qualità muraria** come somma dei punteggi assegnati, distintamente per le azioni orizzontali nel piano, fuori piano e per le azioni verticali (vista la diversa influenza che le caratteristiche sopra analizzate hanno nel comportamento della muratura alle varie sollecitazioni).

L'indice di qualità IQM permette l'identificazione del pannello studiato in una delle tre categorie previste (in base ad intervalli definiti):

- Cat. A, muratura di buona qualità, che difficilmente subisce lesioni;
- Cat. B, muratura di qualità media, che si lesiona ma difficilmente collassa;
- Cat. C, muratura di cattiva qualità, che ha elevata probabilità di subire lesioni o di andare fuori piombo per il fenomeno dell'instabilità, specie se di spessore limitato e se molto caricata e specialmente in corrispondenza di carichi concentrati. In condizioni estreme risulta possibile il collasso.

I risultati ottenuti dalle valutazioni effettuate hanno portato spesso a murature ricadenti in categoria C.

C'è infine da annotare che in alcune situazioni sono state trovate murature aventi tecnologie miste, derivanti da interventi "artigianali" sulle strutture eseguiti nel corso degli anni: questo ha creato discontinuità strutturali che hanno inciso sul comportamento globale degli edifici.

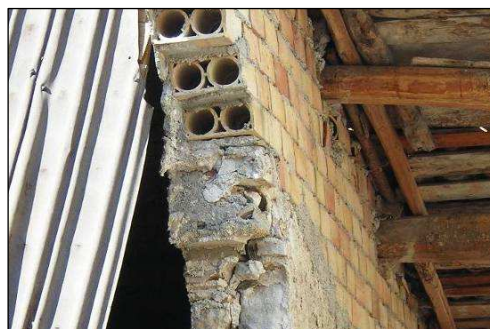


Figura: esempio di sopraelevazione della copertura realizzata con muratura in elementi forati (denominati "occhialoni" nella zona) su muratura di pietrame

### 3.5 SINTESI DESCRITTIVA DEL PAESE

Volendo riassumere in poche righe lo stato dei fatti prima del sisma del 06 aprile, l'edificio di Castelnuovo si presentava (intesi come singole unità strutturali) con le seguenti caratteristiche:

- U.S. disposte per lo più in forma aggregata di tipo "a schiera" o "articolata";
- singole unità abitative composte mediamente da 3 piani, di cui uno spesso seminterrato;
- edifici realizzati per la quasi totalità con muratura di pietrame disorganizzato (87%), senza listature né cordoli al piano o copertura, con solai di piano costituiti da volte al piano primo (a botte o a padiglione) e putrelle e tavelloni o voltine ai piani superiori; coperture realizzate in legno a travi orizzontali (62%), alcune delle quali di recente ristrutturazione;
- sono stati riscontrati spesso interventi di ristrutturazione consistenti nell'inserimento di catene metalliche nelle murature, disposte non sempre in maniera pienamente corretta;
- gli edifici erano per lo più residenze secondarie, ed erano quindi abitate saltuariamente (circa la metà delle U.S.); una considerevole parte era ridotta in stato di abbandono (un quinto dell'edificio);
- collegato a tale aspetto era lo stato di conservazione ante-sisma, il quale mostrava che solo una percentuale poco superiore alla metà degli edifici era in un buono stato di conservazione;
- dal punto di vista sismico, la quasi totalità degli edifici risultava molto vulnerabile in base a quanto indicato nella *European Macroseismic Scale* (EMS-98): il 91% ricade in classe di vulnerabilità A o B;
- le murature in generale erano della tipologia "a sacco" di scarsa qualità, costituite da pietrame molto irregolare legato da malta di fattura scadente, senza particolari accorgimenti strutturali (come diatoni o listature); sono stati riscontrati però frequentemente cantonali di buona fattura alle intersezioni delle murature.

## 4. ANALISI DEL LIVELLO DI DANNO

### 4.1 LIVELLO DI DANNO DEGLI EDIFICI

A seguito dell'evento sismico del 06/04/2009, l'edificato di Castelnuovo ha subito danni molto gravi: durante le operazioni di sopralluogo è stata eseguita una valutazione del danno per ciascuna unità strutturale, facendo riferimento alla *European Macroseismic Scale* (EMS-98), nella quale sono individuati cinque livelli di danneggiamento delle strutture, distintamente per gli edifici in muratura e per quelli in cemento armato (in quanto il modo nel quale un edificio si deforma e quindi si danneggia è ovviamente funzione del tipo di costruzione).

Si riporta di seguito la definizione dei cinque livelli di danno relativi alle murature, così come presentati nelle EMS-98, in quanto la maggioranza delle strutture del paese è costituita da murature di pietrame.

- Grado 1: danno da trascurabile a leggero (nessun danno strutturale, leggero danno non strutturale): crepe capillari in pochissime pareti, caduta solo di piccoli pezzi di malta; in pochissimi casi caduta di pietre sconnesse dalle parti alte degli edifici.
- Grado 2: danno moderato (leggero danno strutturale, moderato danno non strutturale): crepe in molte pareti, caduta di pezzi abbastanza grandi di intonaco, crollo parziale di camini.
- Grado 3: danno da consistente a grave (moderato danno strutturale, grave danno non strutturale): crepe larghe ed estese in gran parte delle pareti, distacco delle tegole del tetto, rottura dei camini a livello del tetto, collassi di singoli elementi non strutturali (pareti divisorie, timpani).
- Grado 4: danno molto grave (grave danno strutturale, gravissimo danno non strutturale): cedimento serio delle pareti, collasso strutturale parziale di tetti e piani.
- Grado 5: distruzione (danno strutturale molto pesante): crollo totale o quasi totale.

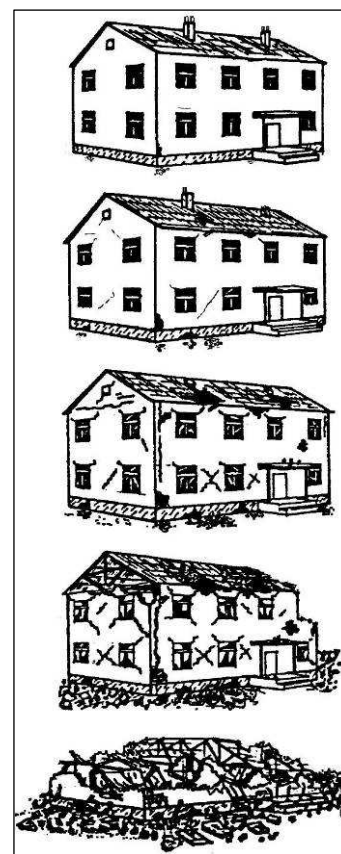


Figura: rappresentazione dei 5 livelli di danno per la muratura secondo EMS-98

In analogia a quanto visto per le murature, sono definiti i cinque livelli di danno per le strutture in cemento armato (qua non riportati).

Sono quindi stati classificati tutti gli edifici del paese mediante i seguenti livelli di danno:

- DO assenza di danno
- D1, corrispondente al grado 1 EMS-98
- D2, corrispondente al grado 2 EMS-98
- D3, corrispondente al grado 3 EMS-98
- D4, corrispondente al grado 4 EMS-98
- D5 crollo, corrispondente al grado 5 EMS-98

Dai sopralluoghi effettuati, si ottengono le seguenti informazioni:



Livello danno	di	n° edifici	% edifici
D0		31	11,8%
D1		34	13,0%
D2		22	8,4%
D3		42	16,0%
D4		69	26,3%
D5		63	24,0%
NR		1	0,4%
<b>TOT.</b>		<b>262</b>	<b>100%</b>

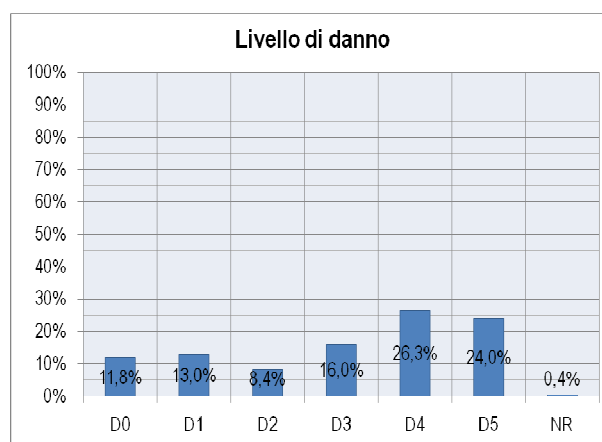


Figura: istogramma relativo al livello di danno di ciascuna U.S.

Come si vede dall'istogramma, più della metà degli edifici (50.7%) hanno subito gravi danni agli elementi strutturali (livelli D4 e D5), con una percentuale di crollo totale pari circa ad un quarto dell'edificato (livello D5).

Si riporta di seguito la mappa del paese con l'indicazione del livello di danno di ciascun edificio.

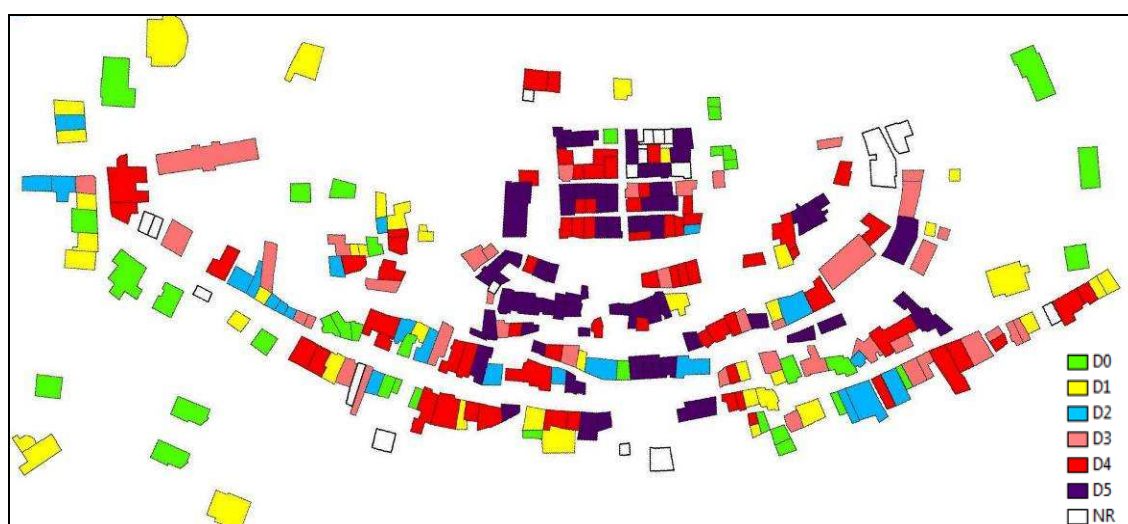


Figura: mappa di Castelnuovo con indicazione del livello di danno di ciascuna U.S.

Dall'osservazione della mappa del danno si può notare come la zona del borgo fortificato e le sue immediate vicinanze siano caratterizzate da un livello di danno maggiore (in prevalenza crollo totale).

### LIVELLO DI DANNO DEGLI EDIFICI IN MURATURA DI PIETRAMME

Si valuta ora lo stato di danno degli edifici costituiti da muratura in pietrame (pari all'86.6% dell'edificato di Castelnuovo):

Livello di danno	n° edifici	% edifici
D0	9	4,0%
D1	28	12,3%
D2	20	8,8%
D3	40	17,6%
D4	67	29,5%
D5	62	27,3%
NR	1	0,4%
<b>TOT.</b>	<b>227</b>	<b>100%</b>

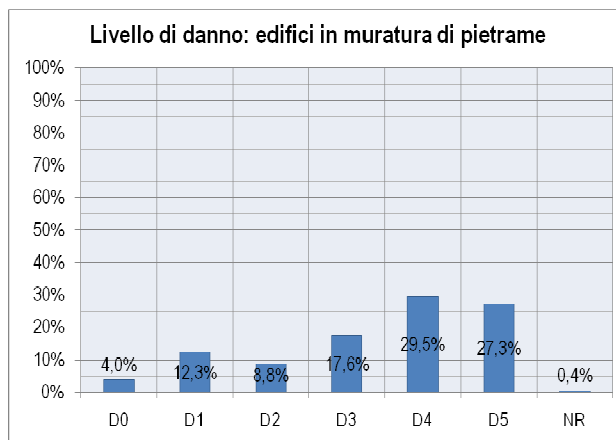


Figura: istogramma relativo al livello di danno degli edifici in muratura di pietrame

Confrontando le percentuali di questa analisi rispetto a quella eseguita sull'intero campione di edifici, si nota come il livello di danno grave (D4 e D5) sale, arrivando ad un totale di 56.8% (contro il 50.7% prima riscontrato sulla totalità delle U.S.), mentre i livelli di danneggiamento lieve (D0, D1) scendono: questo indica che gli edifici in muratura hanno subito, in proporzione, danni più rilevanti rispetto alle altre tipologie costruttive riscontrate nel paese (telai in c.a., pareti in c.a. non armate, blocchetti in cls...).

### Livello di danno per edifici in muratura di pietrame con cavità ipogea sottostante

Per comprendere l'influenza della presenza di cavità ipogee rilevate sul danno rilevato, sono stati incrociati i dati relativi al livello di danno degli edifici in muratura di pietrame con la presenza o meno di cavità ipogee sottostanti.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

Livello di danno	n° edifici	% edifici
D0	0	0,0%
D1	4	8,2%
D2	3	6,1%
D3	12	24,5%
D4	15	30,6%
D5	15	30,6%
NR	0	0,0%
<b>TOT.</b>	<b>49</b>	<b>100%</b>

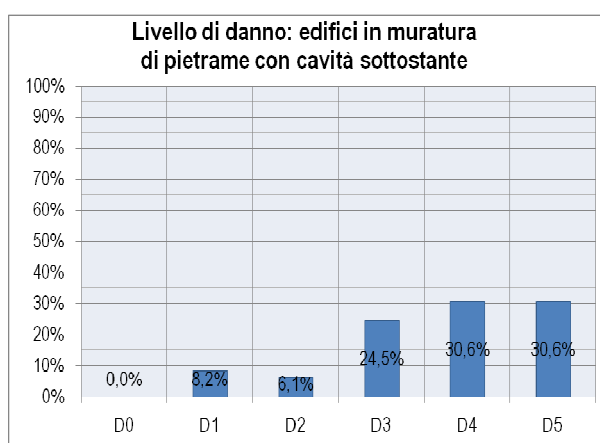


Figura: istogramma relativo al livello di danno degli edifici in muratura di pietrame con cavità ipogea sottostante

NOTA: in questo caso la popolazione dei campioni scende a 49 elementi, pari agli edifici in muratura di pietrame con cavità sottostante

Rispetto alle percentuali ricavate per tutti gli edifici in muratura si ha un ulteriore incremento dei livelli di danno più gravi, e una diminuzione delle percentuali dei livelli di danno più lievi.

In particolare, la percentuale di edifici che hanno un livello di danno grave (D4 e D5) sale al 61.2% (contro il 56.8% riscontrato su tutti gli edifici in muratura di pietrame), mentre non sono più presenti gli edifici con assenza di danno (D0) in questa popolazione di campioni.

Si evince quindi che la presenza di cavità ipogee sottostanti le U.S. ha influenzato il livello di danneggiamento: ciò non è dovuto ad un effetto di amplificazione dell'azione sismica ma è probabilmente imputabile a crolli locali del ricoprimento delle cavità ipogee, che a volte si presentava con spessore molto esiguo.

Questo aspetto è ben visibile nel cratere formatosi nella piazzetta sottostante il Borgo Fortificato, dove si può vedere come il ricoprimento del "grottone" passante sotto la piazza fosse poco superiore al metro.



Figura: cratere formato nella piazza sotto il Borgo

Comparando i risultati ottenuti del livello di danno di tutti gli edifici, degli edifici in muratura di pietrame e dei soli edifici in muratura di pietrame con presenza di cavità ipogea sottostante, si ottiene il seguente grafico:

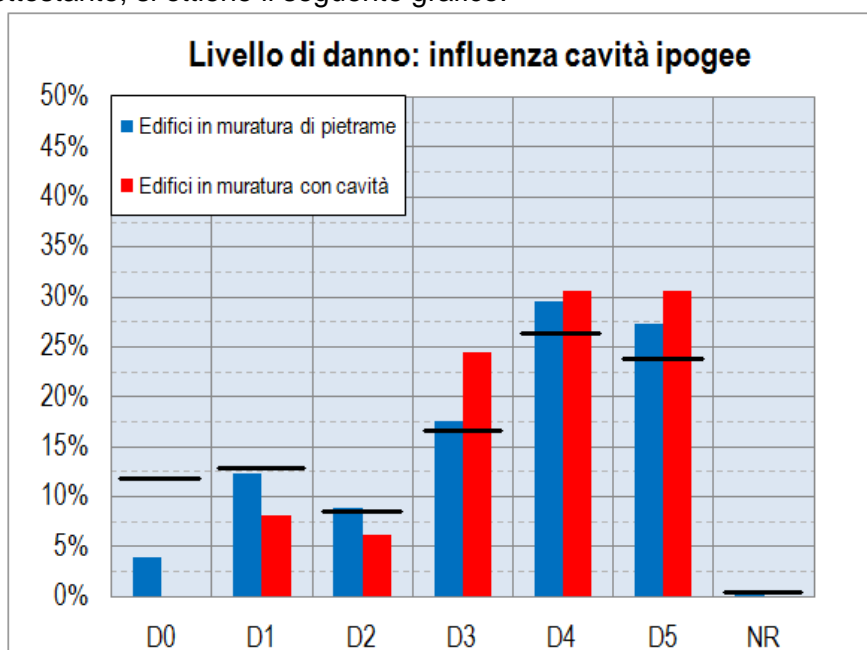


Figura: istogramma relativo al livello di danno con valutazione dell'influenza della tipologia di struttura verticale e presenza di cavità ipogea. Le % dei grafici sono relative al totale della categoria considerata. Il tratto nero indica il livello di danno del totale della popolazione di U.S.

Questo grafico sintetizza quindi che gli edifici in muratura di pietrame hanno subito in generale i danni più gravi dell'edificato di Castelnuovo: come si vede infatti i livelli di danno severi (D3, D4, D5) relativi agli edifici in muratura di pietrame sono superiori alla media fatta sul totale delle strutture; si nota poi come la presenza di cavità ipogee sotto tali edifici abbia incrementato le percentuali relative ai livelli di danno più gravi.

## 4.2 CORRELAZIONE DEI DATI

### CORRELAZIONE LIVELLO DI DANNO - CLASSE DI VULNERABILITA'

Si valuta di seguito la relazione tra il livello di danno riscontrato durante i sopralluoghi ed il livello di vulnerabilità sismica assegnato a ciascuna U.S. in base agli elementi analizzati nel paragrafo relativo. Nell'analisi della vulnerabilità è emerso che la maggior parte delle strutture presenta un'alta vulnerabilità: in particolare si ha che il 53.4% delle U.S. è in classe A (140 edifici), mentre il 37.4% è in classe B (98 edifici), per un totale di 90.8% di U.S (238 edifici) della popolazione totale.

Si sceglie quindi di valutare il livello di danno per le prime due classi di vulnerabilità.

liv. danno	edifici con vulnerabilità "A"		edifici con vulnerabilità "B"	
	n.° edifici	%	n.° edifici	%
D0	4	2,86%	10	10,20%
D1	9	6,43%	20	20,41%
D2	10	7,14%	11	11,22%
D3	18	12,86%	24	24,49%
D4	51	36,43%	18	18,37%
D5	47	33,57%	15	15,31%
NR	1	0,71%	0	0,00%
<b>TOT.</b>	<b>140</b>	<b>100%</b>	<b>98</b>	<b>100%</b>

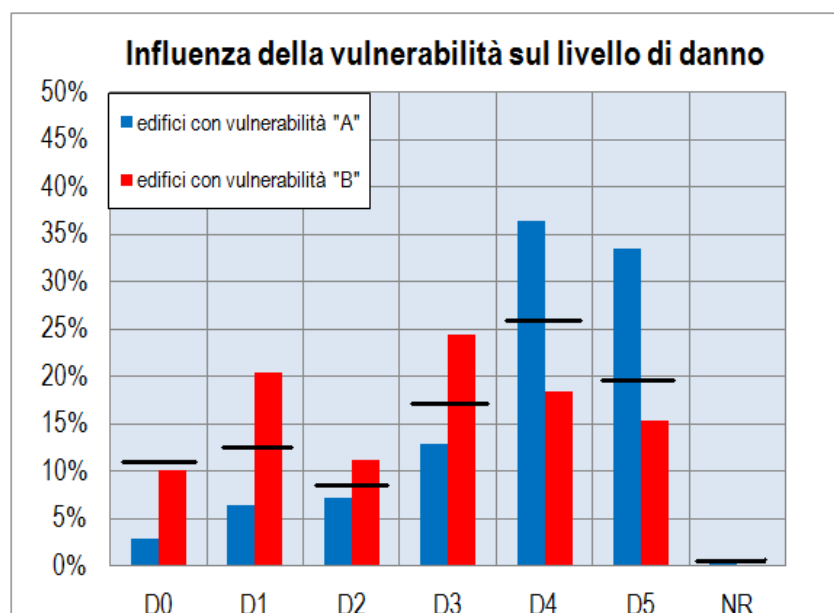


Figura: confronto del livello di danno tra edifici con vulnerabilità A e B. Il tratto nero indica il livello di danno del totale della popolazione di U.S.

Dall'osservazione del grafico si nota bene che gli edifici con classe di vulnerabilità "B" sono caratterizzati da percentuali di danno lieve (D0-D3) maggiori degli edifici con classe di vulnerabilità "A", mentre la tendenza si inverte per i livelli di danno più gravi (D4-D5), dove è evidente la maggior incidenza della vulnerabilità "A". Ciò significa quindi che l'alto livello di vulnerabilità degli edifici è direttamente correlato con l'alto livello di danno.



**CORRELAZIONE LIVELLO DI DANNO - STATO DI CONSERVAZIONE**

Si analizza di seguito la relazione esistente tra lo stato di conservazione delle U.S. prima del terremoto del 6 aprile 2009 ed il livello di danno riscontrato dopo l'evento sismico.

liv. danno	STATO DI CONSERVAZIONE									
	ottimo		buono		cattivo		grave		crolli diffusi	
D0	9	37.5%	15	14.2%	6	5.9%	0	0.0%	0	0.0%
D1	3	12.5%	20	18.9%	11	10.9%	0	0.0%	0	0.0%
D2	2	8.3%	11	10.4%	9	8.9%	0	0.0%	0	0.0%
D3	4	16.7%	15	14.2%	19	18.8%	3	13.0%	0	0.0%
D4	5	20.8%	27	25.5%	32	31.7%	5	21.7%	0	0.0%
D5	1	4.2%	18	17.0%	23	22.8%	15	65.2%	6	100.0%
NR	0	0.0%	0	0.0%	1	1.0%	0	0.0%	0	0.0%
<b>TOT.</b>	<b>24</b>		<b>106</b>		<b>101</b>		<b>23</b>		<b>6</b>	

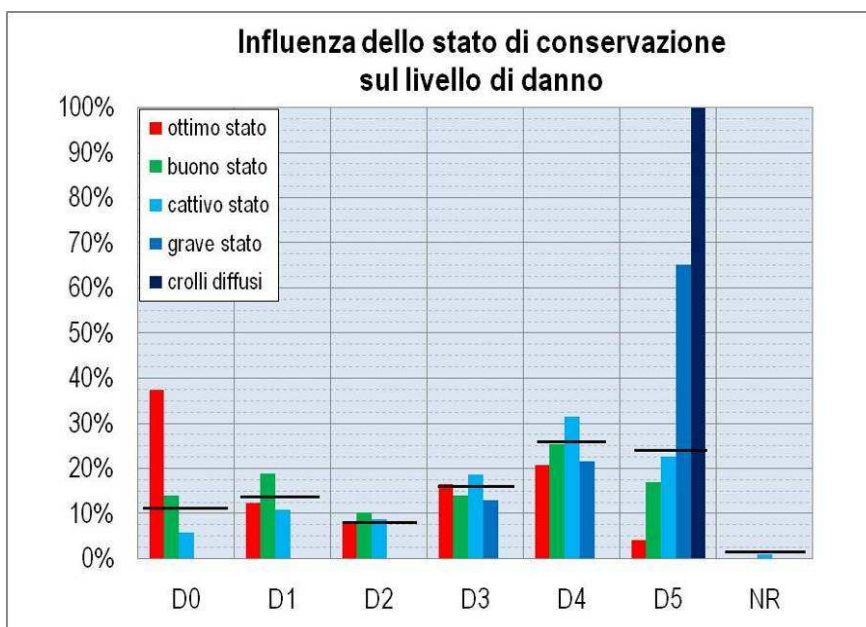


Figura: confronto del livello di danno tra edifici con diverso stato di conservazione. Il tratto nero indica il livello di danno del totale della popolazione di U.S.

Come si nota dal grafico, il livello di danno D0 è relativo principalmente ad U.S. aventi un ottimo e buono stato di conservazione antesisma (i valori di queste due categorie sono superiori alla media relativa alla totalità delle U.S.); nei livelli di danno più gravi invece (D4 e D5) si ha una prevalenza di U.S. classificate come in cattivo e grave stato di conservazione (in questo caso tali valori sono ampiamente sopra la media).

Si conclude quindi che lo stato di conservazione ha inciso in maniera sostanziale sul livello di danno subito dalle strutture.

**CORRELAZIONE LIVELLO DI DANNO - TIPOLOGIA DI AGGREGAZIONE**

Come visto nel capitolo precedente, l'edificato di Castelnuovo è divisibile in tre forme di aggregazione delle U.S.:

- a schiera (42.4%)
- singole (14.1%)
- in aggregato articolato (43.5%).

Volendo analizzare il livello di danno in base alla tipologia di aggregazione, è necessaria una precisazione: all'interno del paese sono presenti alcune U.S. realizzate in c.a. o in blocchi di cls che hanno avuto una risposta all'azione sismica molto diversa rispetto agli edifici in muratura di pietrame, costituenti invece, come già prima detto, la maggioranza della popolazione dei campioni (86.6% del totale di U.S.).

Al fine di evitare di falsare i risultati sui livelli di danno in base all'aggregazione delle U.S., si sceglie di eseguire l'analisi osservando solo gli edifici in muratura di pietrame; le percentuali delle forme di aggregazione diventano:

- a schiera (45.81%)
- singole (10.13%)
- in aggregato articolato (44.05%).

Dai rilievi svolti si ottengono i seguenti risultati:

***U.S. in muratura di pietrame aggregate in schiera***

Livello di danno	n° edifici in muratura di pietrame in schiera	% edifici
D0	2	1,9%
D1	12	11,5%
D2	12	11,5%
D3	17	16,3%
D4	32	30,8%
D5	28	26,9%
NR	1	1,0%
<b>TOT.</b>	<b>104</b>	<b>100,0%</b>

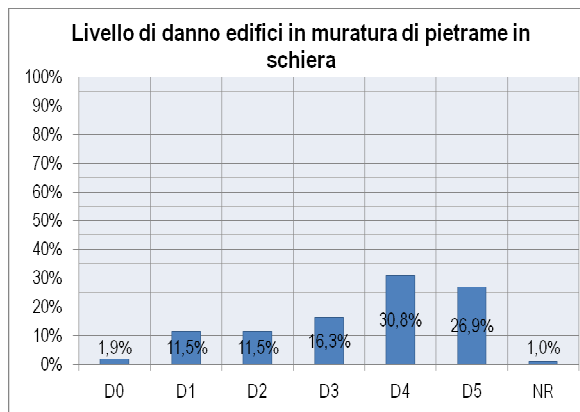


Figura: livello di danno percentuale delle U.S. in muratura di pietrame aggregate in schiera

***U.S. in muratura di pietrame singole***

Livello di danno	n° edifici in muratura di pietrame singoli	% edifici
D0	1	4,3%
D1	5	21,7%
D2	0	0,0%
D3	9	39,1%
D4	4	17,4%
D5	4	17,4%
NR	0	0,0%
<b>TOT.</b>	<b>23</b>	<b>100,0%</b>

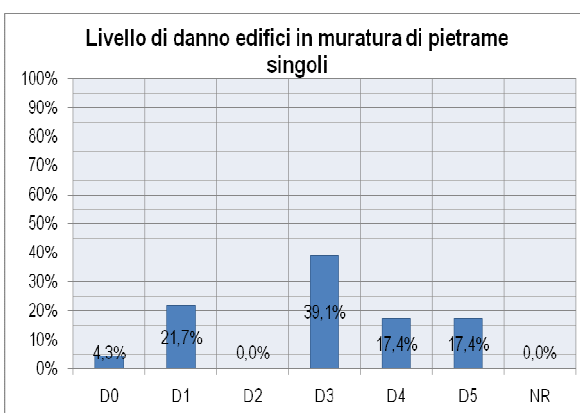


Figura: livello di danno percentuale delle U.S. in muratura di pietrame singole

**U.S. in muratura di pietrame aggregate in maniera articolata**

Livello di danno	n° edifici in muratura di pietrame articolati	% edifici
D0	6	6,0%
D1	11	11,0%
D2	8	8,0%
D3	14	14,0%
D4	31	31,0%
D5	30	30,0%
NR	0	0,0%
<b>TOT.</b>	<b>100</b>	<b>100,0%</b>

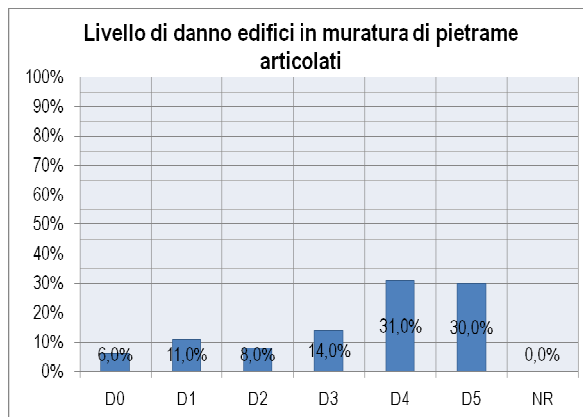


Figura: livello di danno percentuale delle U.S. in muratura di pietrame aggregate in maniera articolata

Confrontando i risultati ora ottenuti con l'andamento del livello di danno relativo alla totalità delle U.S. in muratura di pietrame, si ha:

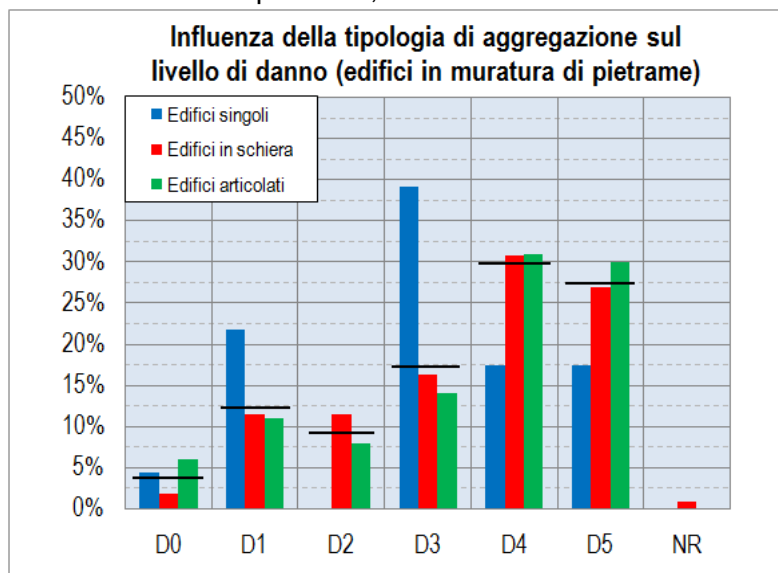


Figura: confronto dei livelli di danno delle varie tipologie di aggregazione  
Il tratto nero indica il livello di danno del totale della popolazione di U.S. in muratura di pietrame.

Dal grafico si nota che l'andamento del livello di danno per gli edifici singoli è molto discorde dai valori relativi al totale degli edifici in muratura di pietrame (nel grafico indicato con tratto orizzontale nero); c'è da precisare che le percentuali relative agli edifici singoli fanno riferimento ad una piccola popolazione di campioni (solo 20 elementi su 227). Si nota comunque che, in linea di massima, gli edifici definiti come "singoli" hanno percentuali di danno lieve (D0-D3) maggiori della media e percentuali di danno grave (D4-D5) sensibilmente inferiori alla media: questo dà indicazione quindi di una buona risposta al sisma, probabilmente dovuta al fatto che gli edifici di questa categoria presentano dimensioni compatte ed in generale "regolari" planimetricamente. Gli edifici in schiera e quelli articolati hanno invece livelli di danno paragonabili con quelli relativi al totale, con la particolarità che gli edifici in schiera hanno maggiori percentuali di livelli di danno lievi (D1-D3) rispetto agli edifici articolati, mentre la tendenza si inverte per i livelli di danno più grave (D4-D5).

Questo indica quindi che la risposta sismica di un aggregato organizzato in schiera ha comportato (seppur con minima differenza percentuale) danni mediamente più lievi rispetto ad aggregati organizzati in maniera articolata.

#### 4.3 SINTESI DELLE ANALISI SUL DANNO

Volendo riassumere in poche righe quanto ricavato nella presente analisi del danno subito dagli edifici di Castelnuovo, si può affermare che:

- più della metà degli edifici del paese (50.7%) ha subito gravi danni, classificabili come D4 e D5, con concentrazione del danno nella parte alta della collina dove è presente la parte più antica delle costruzioni;
- gli edifici in muratura di pietrame (pari all'86.6% del totale delle strutture) hanno subito danni gravi, classificabili come D4 e D5, per una percentuale pari al 56.8%; tra questi, osservando solo quelli con cavità ipogea sottostante, tale percentuale sale al 61.2%. Si evince quindi che la muratura di pietrame ha in generale subito danni severi rispetto alla media degli edifici del paese, e i "grottoni" hanno influenzato il danno in maniera non trascurabile (probabilmente sono avvenuti crolli locali in alcuni casi);
- la correlazione classe di vulnerabilità - danno ha evidenziato una miglior risposta sismica delle strutture meno vulnerabili rispetto a quelle ad alta vulnerabilità;
- analogamente lo stato di conservazione degli edifici ha influito in maniera rilevante sul danno subito dalle strutture durante l'evento sismico;
- la tipologia di aggregazione, relativa alle singole unità in muratura di pietrame, ha evidenziato un buon comportamento degli edifici isolati, mentre il comportamento tra quelli aggregati in maniera ordinata (schiera) e casuale (articolati) hanno avuto comportamenti simili, con leggero miglioramento osservabile sugli edifici a schiera.



## 5. ANALISI DELLE TIPOLOGIE DI DANNO

### 5.1 INTRODUZIONE

La valutazione della tipologia dei danni che hanno subito gli edifici a seguito del sisma ha rappresentato una parte rilevante dell'attività di rilievo effettuata: infatti per ogni scheda di sopralluogo (relativa a ciascuna unità strutturale) compilata durante la fase di tirocinio, è presente un codice che individua una particolare *tipologia di danno*.

Nella scheda inoltre il più delle volte è stata associata anche una planimetria con l'indicazione di dove tale danno si è verificato e in quale direzione.

Con i dati raccolti sulle 262 unità analizzate è stata quindi realizzata inizialmente una mappa globale dei danni - meccanismi riscontrati, nell'ottica dell'individuazione della possibile direzione principale del sisma; dopodiché sono stati studiati dal punto di vista teorico alcuni tipi di meccanismi, con l'intento di mettere in evidenza le condizioni e carenze strutturali che possono aver innescato le tipologie di meccanismo riscontrate.

Terminato questo lavoro sono stati ricercati nella casistica dei danni subiti dall'edificato di Castelnuovo, quelli che potevano essere classificati secondo ciascuna categoria; questa operazione è stata utile in quanto ha permesso di evidenziare alcune carenze strutturali comuni alla gran parte dell'edificato e quindi trarre delle conclusioni sulla risposta sismica del paese.

E' necessario sottolineare che le analisi eseguite sono state principalmente focalizzate sui danni subiti dalle strutture in muratura, essendo la tipologia verticale prevalente dell'edificato di Castelnuovo, come emerso nel Capitolo 3.

### 5.2 MAPPATURA DELLA DIREZIONE DEI MECCANISMI

Per quanto possibile, per ogni U.S. è stata assegnata una tipologia di danno riassumibile in una delle sei categorie inerenti le strutture in muratura:

- E: Espulsione paramento muratura
- F: Muratura: meccanismo nel piano
- G1: Muratura: meccanismo fuori piano (ribaltamento)
- G2: Muratura: meccanismo fuori piano (pressoflessione)
- G3: Muratura: meccanismo fuori piano (disgregazione)
- H: Muratura: interferenza con edifici contigui (martellamento)

E' stata associata inoltre una planimetria per chiarire tale localizzazione, come mostrato nell'immagine qui a fianco.

Va precisato che ciò non è stato sempre possibile in quanto si sono presentati casi in cui:

- l'unità strutturale è risultata completamente crollata;
- alcune unità o pareti sono risultate inaccessibili;
- la presenza di piccole lesioni sulle pareti non ha reso chiara l'identificazione



Figura: Stralcio di una scheda di una US: assegnazione della tipologia di danno (1); nota con planimetria del danno individuato (2)

di un vero e proprio meccanismo di collasso.

E' stato quindi deciso di realizzare con questi dati una mappatura in grado di dare una indicazione sulla presenza o meno di direzioni preferenziali dello scuotimento sismico; per rendere chiara e immediata la lettura del risultato da ottenere è stata fatta una sintesi dei dati ottenuti, assegnando a ciascuna parete una fra le seguenti cinque classi di meccanismo/danno:

- meccanismo fuori piano (colore rosso);
- meccanismo nel piano (colore blu);
- meccanismo misto (colore verde), sia nel piano che fuori piano;
- danno non classificabile (colore grigio);
- crollo (colore giallo);
- edifici con danno assente (contorno grigio con retino interno).

E' da precisare che talvolta nel riportare la classe di meccanismo non è stata seguita "alla lettera" l'assegnazione della tipologia di danno contenuta nella scheda dell'unità strutturale, non tanto per la presenza di errori di valutazione durante l'attività di sopralluogo, ma solo perché, nell'ottica di rilevare una direzione principale del sisma, tali informazioni potevano rendere solo meno chiara la lettura della mappa.

Questo è accaduto prevalentemente per le unità strutturali presenti



Figura: Esempio di US in cui è stata assegnata la classe di crollo invece di meccanismo fuori piano (G3) su tutte le pareti

nel borgo in cui, data la qualità della muratura scarsa, il meccanismo che si è attivato è prevalentemente quello della disgregazione (G3) e il più delle volte avvenuto in tutte le pareti; solo in questi casi è stato deciso di non assegnare meccanismi fuori piano a tutti i lati dell'edificio, ma è stata attribuita semplicemente la classe di *crollo*.

Il risultato di mappatura della direzione dei meccanismi è il seguente:

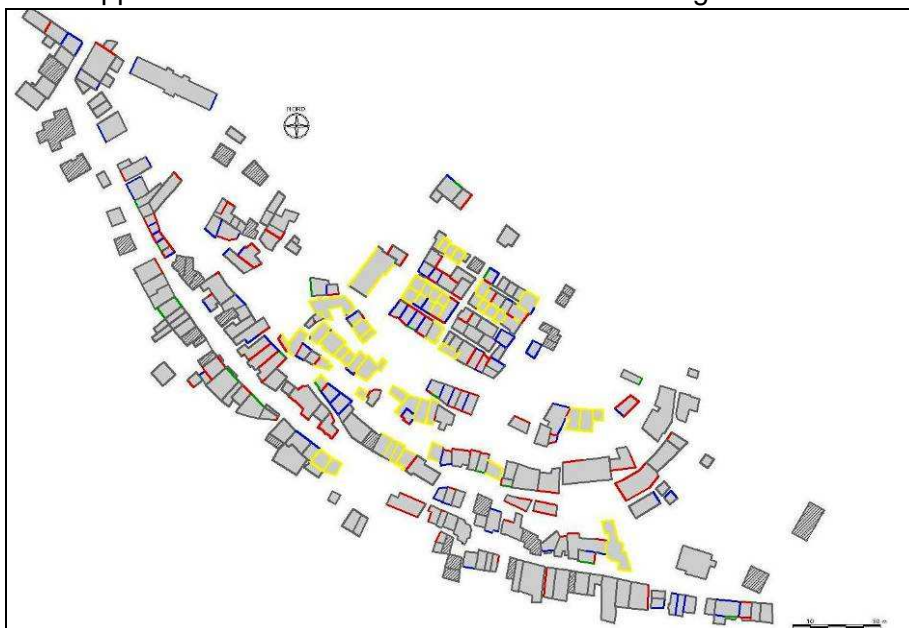


Figura: Mappa delle tipologie dei danni

Analizzando attentamente la disposizione dei meccanismi innescati non sembra essersi evidenziata una chiara direzione preferenziale del danneggiamento sul territorio della frazione di Castelnuovo.

Questo poteva essere anche intuibile tenendo conto che nella risposta sismica di ogni singolo edificio entrano in gioco una serie di fattori i quali, come in effetti è successo, non hanno permesso di ottenere il risultato atteso, fra cui:

- la *planimetria dell'edificio* ha una sua rilevanza, per esempio in caso di forme allungate si vengono a creare direzioni in cui la struttura presenta più o meno rigidità nei confronti dell'azione sismica;
- l'*organizzazione strutturale* in aggregato o in semplice unità strutturale allo stesso modo influenza la risposta sismica dell'edificio;
- la *disposizione e la tipologia dei solai* è ugualmente determinante, in quanto pareti su cui vanno a gravare gli orizzontamenti presentano una maggiore resistenza ad azioni sia fuori che nel piano (il carico assiale per esempio aumenta la resistenza taglio della muratura);
- la presenza o meno di *particolari costruttivi* che creano un comportamento scatolare dell'edificio, quali cordoli di piano o di copertura, cantonali, incatenamenti, ecc., fanno differire la risposta sismica degli edifici.

### 5.3 CLASSIFICAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO

Lo studio teorico sui meccanismi attivabili sulle strutture in muratura è stato eseguito facendo riferimento alla seguente classificazione, all'interno della quale sono riassunte le sei categorie di danno impiegate durante le fasi di rilievo (E, F, G1, G2, G3, H):

- *meccanismi fuori dal piano*: sono quelli che si manifestano attraverso un cinematico fuori dal piano di una o più pareti di un edificio; insorgono generalmente per la mancanza di connessione tra i vari elementi strutturali e possono essere favoriti dall'azione spingente di solai e coperture.
- *meccanismi nel piano*: sono quelli che si manifestano quando le pareti di un edificio, sollecitate da azioni complanari alle pareti stesse, rispondono attraverso l'insorgere di tipiche lesioni ad andamento diagonale (le più classiche sono le lesioni a "X") e sono da ricondurre alla scarsa capacità di resistere a trazione della muratura.

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio il quale è fortemente influenzato sia dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali che dal grado di connessione presente tra essi:

- carenze di ammassamento tra le pareti ortogonali e di collegamenti tra pareti e orizzontamenti, quali cordoli e catene metalliche, che favoriscono una risposta pressoché indipendente della singola parete, con limitata interazione con il resto dell'edificio; la risposta che la parete tende ad avere è quindi dominata principalmente dal comportamento fuori piano.
- anche 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 e così l'edificio tende a ricorrere, in un comportamento d'insieme, alla resistenza delle pareti nel proprio 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 dei carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.



Nella figura seguente è schematizzata la variazione del comportamento strutturale indotta dal diverso grado di collegamento tra le parti e dalla differente rigidità dei solai:

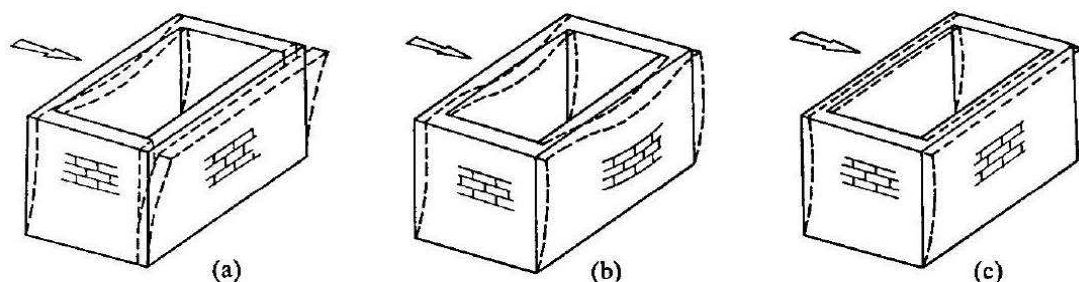


Figura: (a) pareti non vincolate o ammassate; (b) pareti ammassate con orizzontamenti flessibili; (c) pareti ammassate con orizzontamenti rigidi

#### 5.4 MECCANISMI FUORI PIANO

Per studiare questa tipologia di danno si è seguito l'approccio dell'analisi cinematica, in cui le strutture murarie sono considerate costituite da macroelementi indeformabili, definiti corpi rigidi, una volta individuati i possibili piani di frattura; si ignora quindi la deformabilità del materiale, permettendo quindi di eseguire verifiche di tipo statico. Generalmente, oltre a considerare nulla la resistenza a trazione della muratura, si ipotizza anche la infinita resistenza a compressione della stessa e la possibilità di rotazione tra i corpi considerati.

L'analisi ha lo scopo di valutare, per il cinematismo studiato, le condizioni di equilibrio limite degli elementi sollecitati dal sisma e cioè quantificare il coefficiente sismico  $\alpha$ , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il meccanismo in questione; per ottenere ciò è necessario applicare ai blocchi rigidi del meccanismo individuato tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da pesi propri, carichi verticali, forze orizzontali e forze esterne.

In teoria il moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne, applicate in corrispondenza di un atto di moto virtuale, al lavoro di eventuali forze interne; gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze sono calcolati tenendo conto della geometria della struttura, assegnando una rotazione virtuale al generico blocco.

Dalle applicazioni di questo metodo si è potuto constatare che, talvolta, il calcolo del moltiplicatore si può ridurre semplicemente alla scrittura di una equazione di equilibrio tra momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo attorno alla cerniera considerata (*momento ribaltante*) e quello delle forze che si oppongono a tale rotazione (*momento stabilizzante*) nella configurazione iniziale del sistema, senza dover passare dal calcolo degli spostamenti virtuali.

I cinematismi fuori piano sono stati studiati mediante questo metodo e facendo riferimento alla seguente classificazione:

- meccanismi di ribaltamento semplice;
- meccanismi di ribaltamento composto;
- meccanismi di flessione verticale;
- meccanismo di flessione orizzontale.

#### MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE

Questo tipo di meccanismo, attivato da sollecitazioni fuori piano, si schematizza come una rotazione rigida di intere facciate o di porzioni di pareti attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base e può interessare uno o più livelli della parete:

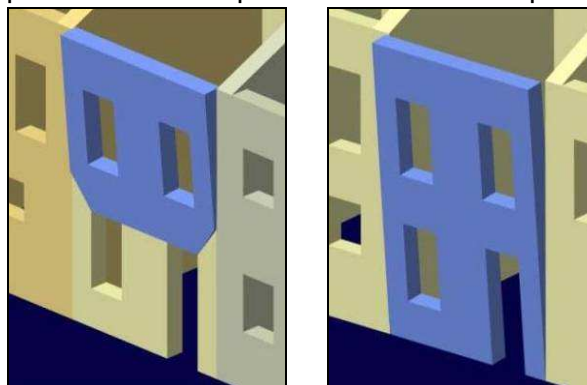


Figure: Esempi schematici del meccanismo analizzato  
(Figura tratta da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001)

Questo tipo di cinematismo si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta:

- libero in sommità;
- non ammortato alle pareti ad esso ortogonali: anche se queste hanno una qualità muraria insoddisfacente, il collasso si manifesta per primo nella parete normale all'azione sismica.

Le carenze strutturali riscontrabili su un edificio che determinano le condizioni di vincolo descritte sopra o che favoriscono tale tipo di meccanismo sono:

- assenza di dispositivi di collegamento, quali cordoli e/o catene, in sommità e ai vari piani;
- orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- intersezioni murarie con cattiva qualità di ammortamento, dovuta per esempio all'assenza di elementi quali cantonali;
- presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- muratura a sacco o pareti con paramenti non collegati.

Se nell'edificio è avvenuta l'attivazione del meccanismo il quadro fessurativo che si può manifestare è il seguente:

- lesioni verticali in corrispondenza delle intersezione tra la parete ribaltante e le pareti ad essa ortogonale;
- fuori piombo della parete ribaltante;
- sfilamento delle travi degli orizzontamenti dal muro.

Tale cinematismo si può presentare in differenti varianti e coinvolgere:

- uno o più piani della parete, in relazione alla presenza ed efficacia di collegamenti ai diversi livelli di orizzontamento;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (muratura a sacco, a paramenti accostati efficacemente o meno, ecc.);
- diverse geometrie e porzioni della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o aperture (porte e finestre).

In base a queste ultime considerazioni il meccanismo è stato analizzato con la seguente distinzione:

- ribaltamento semplice di una parete monolitica (ad uno e più piani);
- ribaltamento semplice di una parete a doppia cortina (ad uno e più piani).

Nella categoria della parete monolitica sono stati classificati quei muri, realizzati in muratura di pietrame, costituiti o da un semplice paramento (trovati raramente

nell'edificio di Castelnuovo) o da più paramenti accostati efficacemente, in cui il cinematico ha interessato l'intera sezione.

Nella categoria della parete a doppia cortina sono stati invece classificati quei muri costituiti da più paramenti semplicemente accostati e mal collegati fra di loro, in cui il ribaltamento innescato può avere interessato anche la sola cortina esterna; un caso limite in cui i paramenti possono arrivare ad avere comportamenti pressoché indipendenti è quello dei muri a sacco, in cui lo spazio che separa due paramenti può essere vuoto o riempito con materiale sciolto e detriti vari.

Per ciascuno dei casi studiati verranno riportate le formulazioni attinenti al calcolo del moltiplicatore di collasso  $\alpha$ .

• *Ribaltamento semplice di una parete monolitica (ad uno e più piani)*

Prima di tutto va definita la geometria del macroelemento, al quale poi vanno assegnate le condizioni di vincolo e i carichi agenti, rappresentati dai pesi trasmessi all'elemento dalle strutture e sovrastrutture su esso agenti e dalle azioni orizzontali dovute al sisma o a spinte statiche; in condizioni sismiche, infatti, a ciascun carico verticale corrisponde un carico orizzontale calcolato come il prodotto del primo per il coefficiente sismico  $\alpha$ .

Gli schemi di calcolo utilizzati sono i seguenti, in cui i vari termini stanno ad indicare:

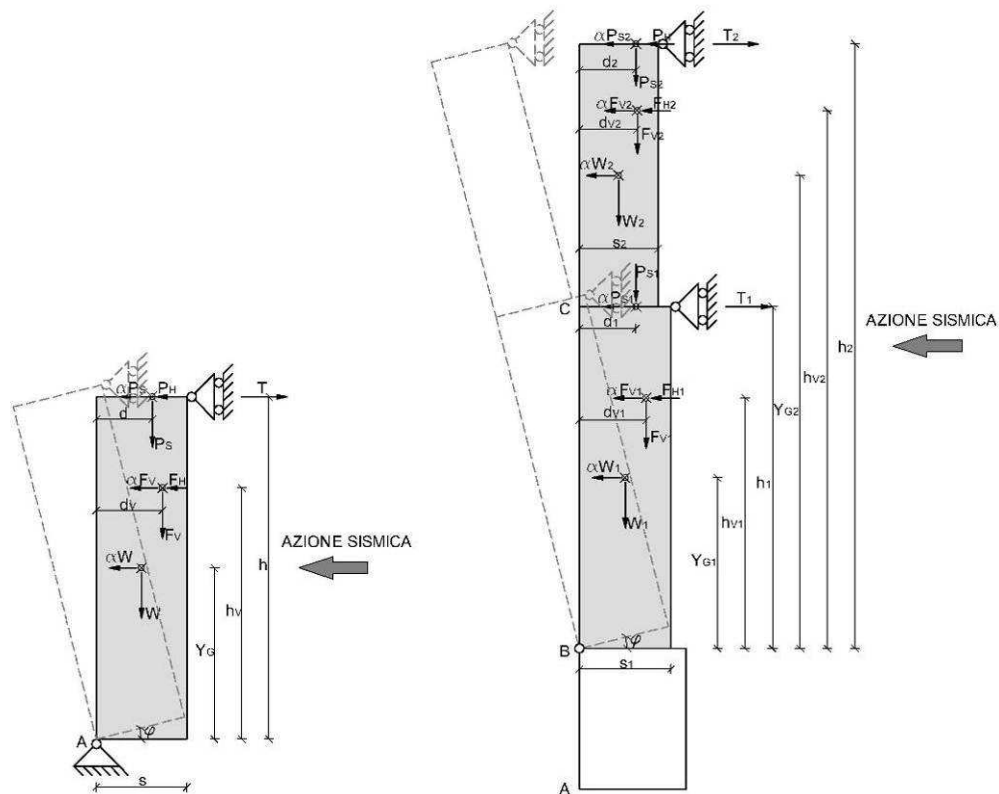


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di ribaltamento semplice di una parete monolitica ad uno e più piani

- $W$  è il peso proprio della parete;
- $F_V$  è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete;
- $F_H$  è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete;
- $P_S$  è il peso del solaio agente sulla parete calcolato in base all'area di influenza;
- $P_H$  rappresenta la spinta statica orizzontale trasmessa dalla copertura;
- $T$  rappresenta il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete;

- $s$  è lo spessore della parete;
- $h$  è l'altezza della parete ma anche la quota del punto d'applicazione dell'azione trasmessa dal solaio o dal tirante rispetto alla cerniera A;
- $h_v$  è la quota del punto di applicazione della spinta di archi o volte rispetto alla cerniera A;
- $Y_G$  è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla cerniera A;
- $d$  è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete rispetto alla cerniera A;
- $d_v$  è la distanza orizzontale dalla cerniera A del punto di applicazione di  $F_v$ ;
- $\alpha$  è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Qui di seguito si è analizzato il caso generale del meccanismo che interessa un numero  $n$  di piani; l'applicazione dell'equazione dei lavori virtuali porta alla scrittura di una equazione di equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera cilindrica considerata (B) tra momento ribaltante e momento stabilizzante generati dalle forze agenti sul sistema. I momenti stabilizzante e ribaltante sono quindi pari a:

$$M_{S(B)} = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot d_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_{R(B)} = \alpha \cdot \left( \sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_{G_i} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot h_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot h_i \right) + \sum_{i=1}^n F_{H_i} \cdot h_{v_i} + P_H \cdot h_i$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  delle forze orizzontali che determina l'attivazione del meccanismo:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot d_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{H_i} \cdot h_{v_i} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_{G_i} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot h_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot h_i}$$

Particolarizzando il calcolo al caso di cinematico di un solo piano il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  vale:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot Y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h}$$

- *Ribaltamento semplice di una parete a doppia cortina (ad uno e più piani)*

Nel caso di pareti a paramenti accostati scollegati o anche a sacco si può considerare come schemi di calcolo quelli mostrati nella figura seguente, in cui i due paramenti distinti sono vincolati al suolo mediante cerniere e collegati tra di loro e in sommità da un vincolo interno distribuito, rappresentato da un carrello monolatero, che schematizza il collegamento tra i due corpi.

Si considera che il meccanismo possa manifestarsi per rotazione rigida di entrambi i paramenti o della sola cortina esterna rispetto alle cerniere cilindriche poste alla base:





- $N_A$  e  $N_B$  sono i generici carichi verticali agenti in sommità alla cortina esterna e interna rispettivamente, supposti centrati sui paramenti;

Qui di seguito si è analizzato il caso generale del meccanismo che interessa un numero  $n$  di piani; quindi ipotizzando la formazione di cerniere cilindriche alla base in corrispondenza dei punti A e B, si procede alla valutazione della condizione di equilibrio dei due paramenti. I momenti stabilizzante e ribaltante sono pari a:

$$M_{S(A,B)} = \sum_{i=1}^n \left( W_{Ai} \cdot \frac{S_{Ai}}{2} + W_{Bi} \cdot \frac{S_{Bi}}{2} + P_{SAi} \cdot d_{Ai} + P_{SBi} \cdot d_{Bi} + F_{Vi} \cdot d_{Vi} + T_i \cdot h_i \right) + N_{An} \cdot \frac{S_{An}}{2} + N_{Bn} \cdot \frac{S_{Bn}}{2}$$

$$M_{R(A,B)} = \alpha \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n [(W_{Ai} + W_{Bi}) \cdot Y_{Gi} + F_{Vi} \cdot h_{Vi} + (P_{SAi} + P_{SBi}) \cdot h_i] + (N_{An} + N_{Bn}) \cdot h_n \right\} + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_n$$

Uguagliando i due termini si ricava il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  delle forze orizzontali che determina l'attivazione del meccanismo:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \left( W_{Ai} \cdot \frac{S_{Ai}}{2} + W_{Bi} \cdot \frac{S_{Bi}}{2} + P_{SAi} \cdot d_{Ai} + P_{SBi} \cdot d_{Bi} + F_{Vi} \cdot d_{Vi} + T_i \cdot h_i - F_{Hi} \cdot h_{Vi} \right) + \left( N_{An} \cdot \frac{S_{An}}{2} + N_{Bn} \cdot \frac{S_{Bn}}{2} - P_H \cdot h_n \right)}{\sum_{i=1}^n [(W_{Ai} + W_{Bi}) \cdot Y_{Gi} + F_{Vi} \cdot h_{Vi} + (P_{SAi} + P_{SBi}) \cdot h_i] + (N_{An} + N_{Bn}) \cdot h_n}$$

Particolarizzando il calcolo al caso di cinematismo di un solo piano il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  vale:

$$\alpha = \frac{(W_A + N_A) \cdot \frac{S_A}{2} + P_{SA} \cdot d_A + (W_B + N_B) \cdot \frac{S_B}{2} + P_{SB} \cdot d_B + F_V \cdot d_V + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{(W_A + W_B) \cdot Y_G + F_V \cdot h_V + (P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B) \cdot h}$$

Per poter valutare il moltiplicatore nel caso che il meccanismo interessi solo il paramento esterno, si possono considerare le medesime espressioni utilizzate per il caso di parete monolitica riferendole, in questo caso, alla sola cortina esterna e aggiungendo in caso un'aliquota della forza sismica relativa al paramento interno, in modo tale da tenere conto dell'interazione tra i due paramenti.

Il crollo del solo paramento esterno infatti non è raro in quanto il più delle volte il paramento interno durante la fase sismica trasferisce parte della sua inerzia a quello esterno; l'aumento delle sollecitazioni flettenti, accompagnato da una forza di compressione più bassa di quella che si ha nel paramento interno, favorisce quindi tale meccanismo.

## MECCANISMO DI RIBALTAMENTO COMPOSTO

Questa tipologia di meccanismo racchiude tutte le situazioni nelle quali il ribaltamento della parete ortogonale alla direzione dell'azione sismica è accompagnato dal trascinarsi di una porzione di parete disposta di spina rispetto alla parete ribaltante; tale meccanismo può interessare diverse geometrie del macroelemento coinvolto nel cinematisimo e diversi piani dell'edificio, inoltre riguarda generalmente murature a comportamento monolitico, poiché può attivarsi solo in pareti di buona qualità.

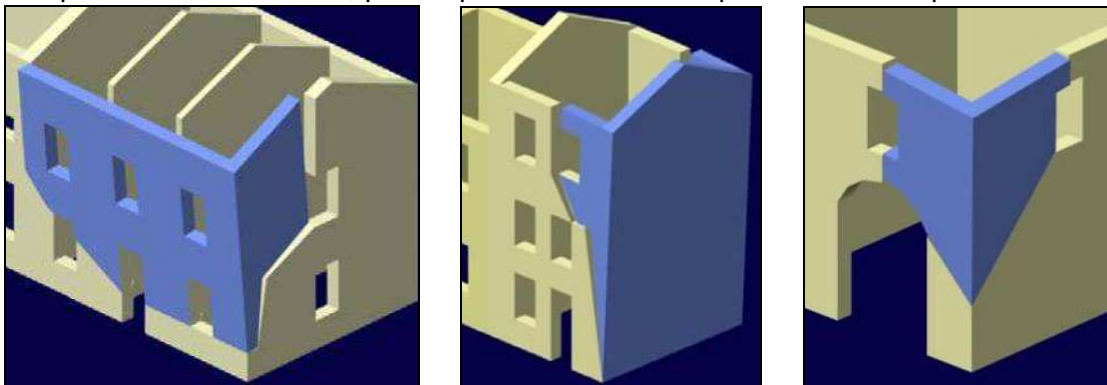


Figura: Esempi schematici del meccanismo analizzato (Figura tratta da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001)

Questo tipo di cinematisimo si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta:

- libero in sommità;
- ben ammorsato alle pareti ad esso ortogonali.

L'ammorsamento tra le pareti ortogonali può essere garantito da cantonali ben realizzati o da interventi di consolidamento eseguiti dopo la costruzione del fabbricato.

Un ruolo importante lo gioca la presenza o meno di solai rigidi: se presenti, questi tendono a far avvenire il ribaltamento composto con una configurazione a doppia diagonale sulla muratura parallela alla direzione di azione del sisma, mentre in presenza di solai deformabili (senza soletta armata) il ribaltamento della parete è accompagnato da un cuneo diagonale singolo della sopradetta parete.

Questa tipologia di meccanismo è inoltre fortemente influenzata anche da:

- qualità della muratura (incide sull'angolo di definizione del cuneo diagonale);
- presenza di aperture nelle pareti parallele alla direzione del sisma e in prossimità delle intersezioni murarie (in quanto diventano linee preferenziali di rottura);
- assenza di dispositivi di collegamento, quali cordoli e/o catene, in sommità e ai vari piani;
- presenza di spinte non contrastate sulla muratura (es.: volte e coperture spingenti).

Se il meccanismo si attiva, il quadro fessurativo che si può manifestare è il seguente:

- lesioni diagonali sulle pareti ortogonali a quella ribaltante;
- fuori piombo della parete ribaltante;
- sfilamento delle travi degli orizzontamenti dal muro.

Si analizzano di seguito nel dettaglio i vari meccanismi di ribaltamento composto possibili, che sono:

- ribaltamento composto di cuneo diagonale (ad uno e più piani);
- ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale (ad uno e più piani);
- ribaltamento del cantonale.

- *Ribaltamento composto di cuneo diagonale (ad uno e più piani)*

Questo cinematisma si innesca agli ultimi livelli dell'edificio, quando risulta assente un efficace vincolo in testa della muratura e può interessare uno o più interpiani; il ribaltamento può essere agevolato sia dalla presenza di una copertura spingente che dai solai, che con il loro peso contribuiscono ad incrementare la spinta sismica sul paramento ortogonale alla direzione del sisma. Gli schemi di calcolo utilizzati sono i seguenti, in cui i vari termini hanno gli stessi significati visti nei casi di ribaltamento semplice; si aggiungono le seguenti variabili in questo caso:

- $W_0$  è il peso proprio del cuneo diagonale di distacco;
- $P_{S0}$  è il peso della copertura agente sul cuneo calcolato in base all'area di influenza;
- $X_{G0}$  e  $Y_{G0}$  sono le coordinate del baricentro del cuneo triangolare di distacco.

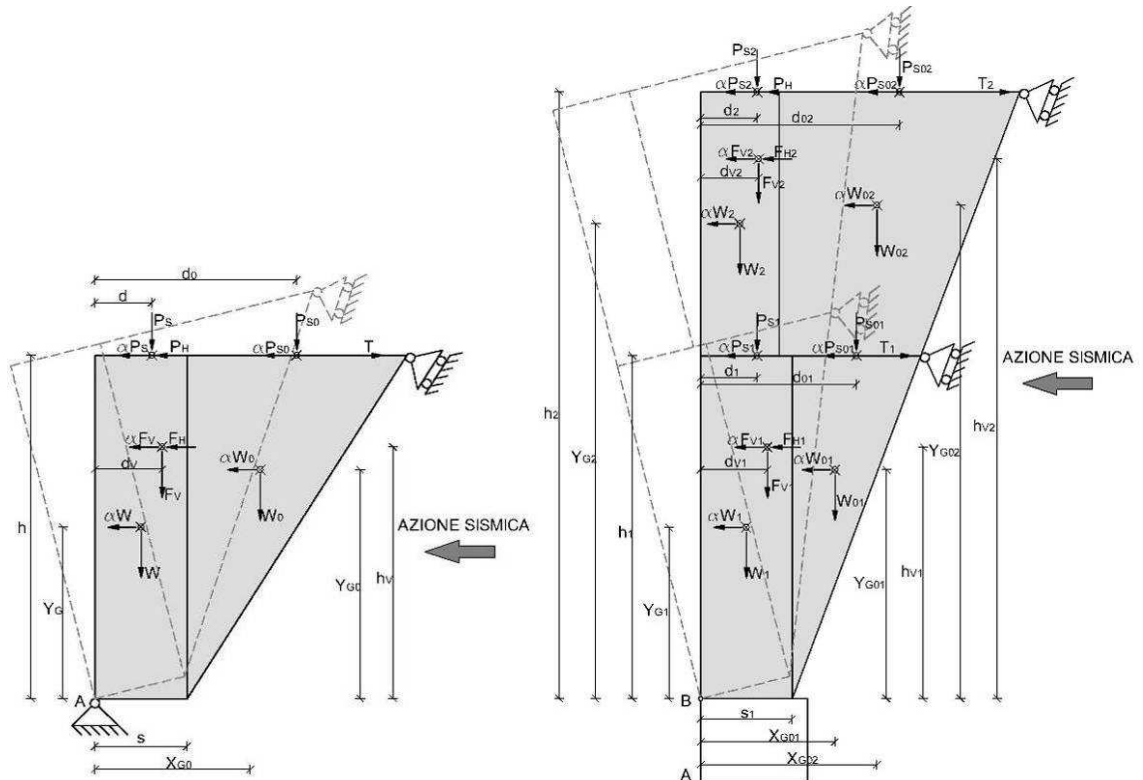


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad uno e più piani

Qui di seguito si è analizzato il caso generale del meccanismo che interessa un numero  $n$  di piani; distinguendo le risultanti delle forze agenti sui singoli interpiani e sulle singole porzioni di cuneo per ciascun piano, si ricavano dapprima i momenti stabilizzante e ribaltante, calcolati rispetto al punto B:

$$M_{S(B)} = \sum_i W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_i W_{0i} \cdot x_{G0i} + \sum_i P_{Si} \cdot d_i + \sum_i P_{S0i} \cdot d_{0i} + \sum_i T_i \cdot h_i$$

$$M_{R(B)} = \alpha \cdot \left( \sum_i W_i \cdot Y_{Gi} + \sum_i W_{0i} \cdot y_{G0i} + \sum_i F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_i P_{Si} \cdot h_i + \sum_i P_{S0i} \cdot h_i \right) + \sum_i F_{Hi} \cdot d_{Vi} + P_H \cdot h$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_i W_{0i} \cdot x_{G0i} + \sum_i P_{Si} \cdot d_i + \sum_i P_{S0i} \cdot d_{0i} + \sum_i T_i \cdot h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot d_{Vi} - P_H \cdot h}{\sum_i W_i \cdot Y_{Gi} + \sum_i W_{0i} \cdot y_{G0i} + \sum_i F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_i P_{Si} \cdot h_i + \sum_i P_{S0i} \cdot h_i}$$



Particolarizzando il calcolo al caso di cinematico di un solo piano il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  vale:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + W_0 \cdot x_{G0} + P_S \cdot d + P_{S0} \cdot d_0 + T \cdot h - F_H \cdot d_V - P_H \cdot h}{W \cdot Y_G + W_0 \cdot y_{G0} + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h + P_{S0} \cdot h}$$

• *Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale (ad uno e più piani)*

Rispetto al caso precedente la forma del cuneo di distacco della parete di controvento è a doppia diagonale; questa è dovuta generalmente alla presenza di solai rigidi (latero-cemento o solai dotati di soletta armata), che pur non rappresentando un vincolo al ribaltamento della parete investita dall'azione sismica, impediscono l'innalzamento della porzione superiore di muratura del cuneo di ribaltamento, generando così la geometria a doppia diagonale del cuneo stesso. La posizione della cerniera che attiva il meccanismo non è univoca, ma va ricercata minimizzando il valore del moltiplicatore cinematico; gli schemi di calcolo utilizzati sono i seguenti:

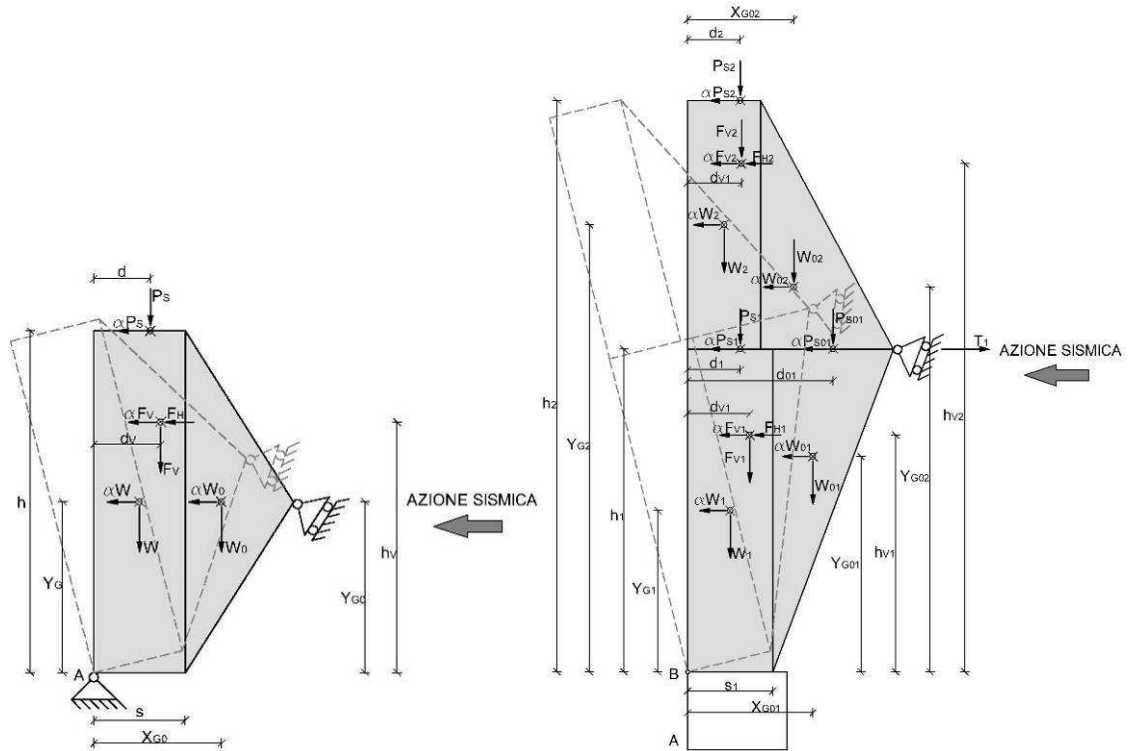


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale ad uno e più piani

Qui di seguito si è analizzato il caso generale del meccanismo che interessa un numero  $n$  di piani; come visto in precedenza, si ricavano dapprima i momenti stabilizzante e ribaltante, calcolati rispetto al punto B:

$$M_{S(B)} = \sum_i W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_i W_{0i} \cdot x_{G0i} + \sum_i P_{Si} \cdot d_i + \sum_i P_{S0i} \cdot d_{0i} + \sum_i T_i \cdot h_i$$

$$M_{R(B)} = \alpha \cdot \left( \sum_i W_i \cdot Y_{Gi} + \sum_i W_{0i} \cdot y_{G0i} + \sum_i F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_i P_{Si} \cdot h_i + \sum_i P_{S0i} \cdot h_i \right) + \sum_i F_{Hi} \cdot d_{Vi}$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_i F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_i W_{0i} \cdot x_{G0i} + \sum_i P_{Si} \cdot d_i + \sum_i P_{S0i} \cdot d_{0i} + \sum_i T_i \cdot h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot d_{Vi}}{\sum_i W_i \cdot Y_{Gi} + \sum_i W_{0i} \cdot y_{G0i} + \sum_i F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_i P_{Si} \cdot h_i + \sum_i P_{S0i} \cdot h_i}$$

Particolarizzando il calcolo al caso di cinematisimo di un solo piano il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  vale:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + W_0 \cdot x_{G0} + P_S \cdot d - F_H \cdot d_V}{W \cdot Y_G + W_0 \cdot y_{G0} + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

• **Ribaltamento del cantonale**

Tra i meccanismi di ribaltamento composto esiste anche quello che interessa la parte alta del cantonale degli edifici, spesso determinato dalla spinta dei puntoni dei tetti a padiglione. La geometria del cuneo ribaltante è determinata dalla qualità muraria (che condiziona l'inclinazione delle fratture) e dalla presenza di aperture in prossimità dello spigolo, che possono innescare vie preferenziali di rottura del cuneo.

La posizione delle cerniera intorno alla quale avviene la rotazione del cuneo non è univoca e va determinata ipotizzando diverse geometrie di rottura: il minore dei moltiplicatori cinematici dà indicazione sul meccanismo più probabile in condizioni sismiche. L'ipotesi alla base del calcolo è quella che il cuneo si ribalti rispetto ad un'asse passante per A e perpendicolare al piano che contiene lo spigolo e forma 45° con le pareti dove si attiva il meccanismo (questo perché solitamente la direzione di spinta dei puntoni dei padiglioni si avvicina ai 45° rispetto allo spigolo dell'edificio).

Proiettando tutte le forze sul piano di ribaltamento, si ottiene il modello dal quale si ricava poi il moltiplicatore di collasso.

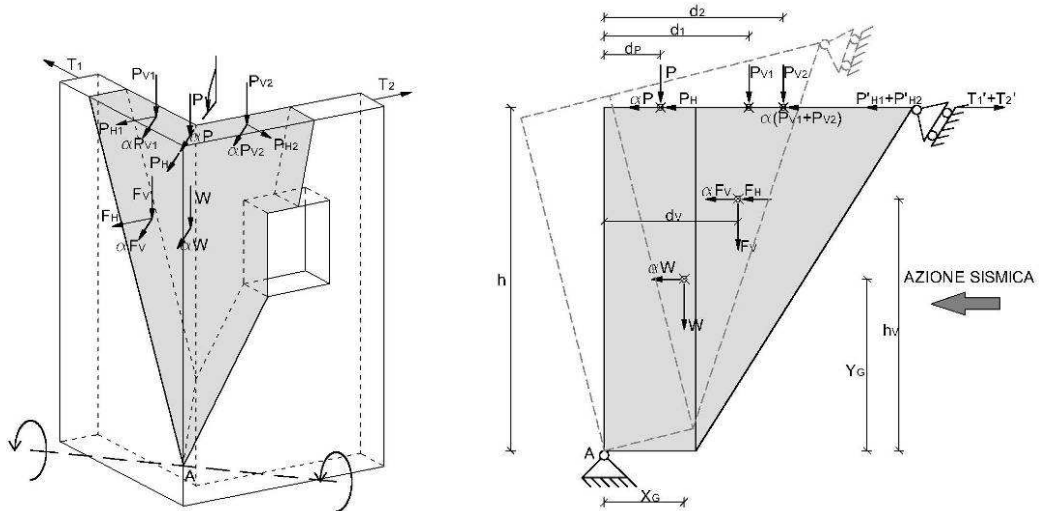


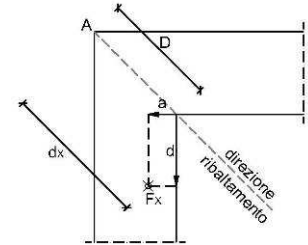
Figure: Forze agenti sul cuneo di ribaltamento del cantonale e schema di calcolo relativo al meccanismo di ribaltamento del cantonale

Nello schema di calcolo sono individuate le seguenti azioni:

- W è il peso proprio della parete;
- P è il carico verticale trasmesso dal puntone del tetto sul cantonale;
- PH è il carico orizzontale trasmesso dal puntone in direzione del ribaltamento;
- Fv è la componente verticale della spinta di archi o volte esercitata su una delle due pareti formanti lo spigolo;
- F' h rappresenta la proiezione nella direzione del ribaltamento della componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete, con  $F'_h = (\sqrt{2}/2) \cdot F_h$ ;

- $P_{Vi}$  è il carico verticale trasmesso in testa alla parete i-esima;
- $P_{Hi}$  rappresenta la proiezione in direzione del ribaltamento della spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla parete i-esima, con  $P'_{Hi} = (\sqrt{2}/2) \cdot P_{Hi}$ ;
- $T_i$  rappresenta il valore proiettato dell'azione di un eventuale tirante in testa alla parete, con  $T'_i = (\sqrt{2}/2) \cdot T_i$ .

I bracci dei carichi verticali si ricavano con la proiezione delle distanze lungo la direzione di ribaltamento, come si vede bene dalla figura qui a fianco:



$$d_x = D + (\sqrt{2}/2) \cdot (d - a) \text{ dove:}$$

- D misura della diagonale del cantonale;
- d è la distanza orizzontale del punto di applicazione del generico carico dall'intersezione muraria, misurata nella direzione della parete interessata dal carico e valutata dallo spigolo interno del muro;
- a è l'arretramento del punto di applicazione del generico carico rispetto allo spessore murario misurato a partire dalla superficie interna del muro.

Come visto in precedenza, si ricavano dapprima i momenti stabilizzante e ribaltante, calcolati rispetto al punto A:

$$M_{S(A)} = W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h$$

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot (W \cdot Y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h) + F'_H \cdot h_V + (P + P_{H1} + P_{H2}) \cdot h$$

Dall'uguaglianza dei due termini si ottiene il moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot x_G + F_V \cdot d_V + P \cdot d_P + P_{V1} \cdot d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) \cdot h - F'_H \cdot h_V - (P + P_{H1} + P_{H2}) \cdot h}{W \cdot Y_G + F_V \cdot h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) \cdot h}$$

### MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE

Questo tipo di meccanismo, attivato da sollecitazioni fuori piano, si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse, creando così un meccanismo ad arco verticale; questo può interessare un singolo interpiano o più piani, come riportato negli schemi seguenti:

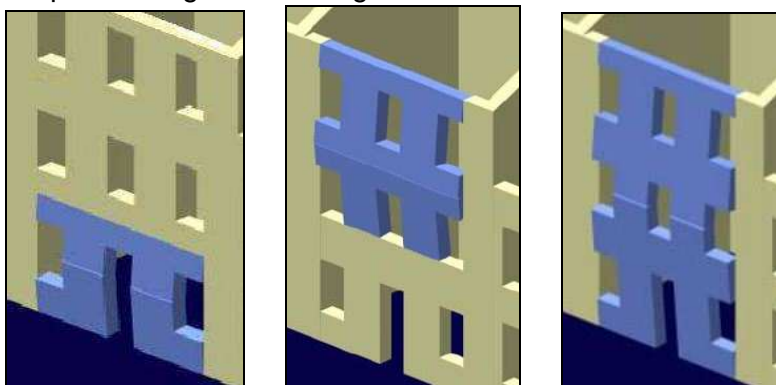


Figura: Esempi schematici del meccanismo analizzato (Figura tratta da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001)

Questa tipologia di meccanismo si verifica principalmente quando le pareti sono tenute in maniera efficace in sommità e alla base, risultano invece libere nella zona centrale della muratura e non hanno efficace ammorsamento con le pareti ortogonali.

L'ancoraggio in testa alla muratura può essere dovuto alla presenza di tiranti metallici, ad ancoraggi alle testate delle travi lignee o delle putrelle metalliche costituenti l'ossatura del solaio, o a cordoli o solette in c.a. ben ammorsati alla muratura.

Il meccanismo è favorito dalla presenza di spinte statiche orizzontali, dovute ad esempio ad archi o volte che scaricano sulla muratura, ma anche da orizzontamenti intermedi mal collegati, da una snellezza eccessiva delle pareti e infine dalla presenza di paramenti che costituiscono la parete non collegati.

Se il meccanismo si attiva, il quadro fessurativo che si può manifestare è il seguente:

- lesioni orizzontali e verticali, dovuti all'individuazione della cerniera orizzontale e dal distacco dei paramenti murari rispettivamente;
- visibili spanciamenti della muratura interessata nonché fuori piombo della stessa;
- sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi dal muro.

Nel caso di murature non monolitiche, il fenomeno può interessare unicamente il paramento esterno della stessa.

Si analizzano di seguito nel dettaglio i vari meccanismi di flessione verticale possibili, che sono:

- flessione verticale di parete monolitica (ad uno e più piani);
- flessione verticale di parete a doppia cortina (ad uno e più piani).

- *Flessione verticale di parete monolitica (ad uno e più piani)*

Il meccanismo di flessione verticale di parete monolitica ad un solo piano avviene negli edifici con vincoli efficaci ai vari livelli tra solai e muratura, e quindi la parete risulta ben trattenuta tra due solai di piano; in questo caso la posizione della cerniera cilindrica orizzontale non è a priori nota e si deve quindi procedere iterativamente al fine di ricavare la configurazione con associato il minor moltiplicatore cinematico.

Nel caso di meccanismo di flessione verticale di parete monolitica a più piani il paramento interessato è ben fissato tra due piani distinti, con interposto un solaio non vincolato correttamente alla muratura; rappresenta quindi il tipico caso in cui la



struttura è vincolata al piede dal terreno ed in testa da un cordolo in c.a. della copertura o da tiranti metallici. In questa circostanza la cerniera cilindrica si può ragionevolmente supporre che si vada a formare in corrispondenza del solaio intermedio, che non risultando ben connesso con il paramento, tende a spingere sul muro sotto l'azione sismica.

Gli schemi di calcolo che sintetizzano quanto descritto sopra sono i seguenti:

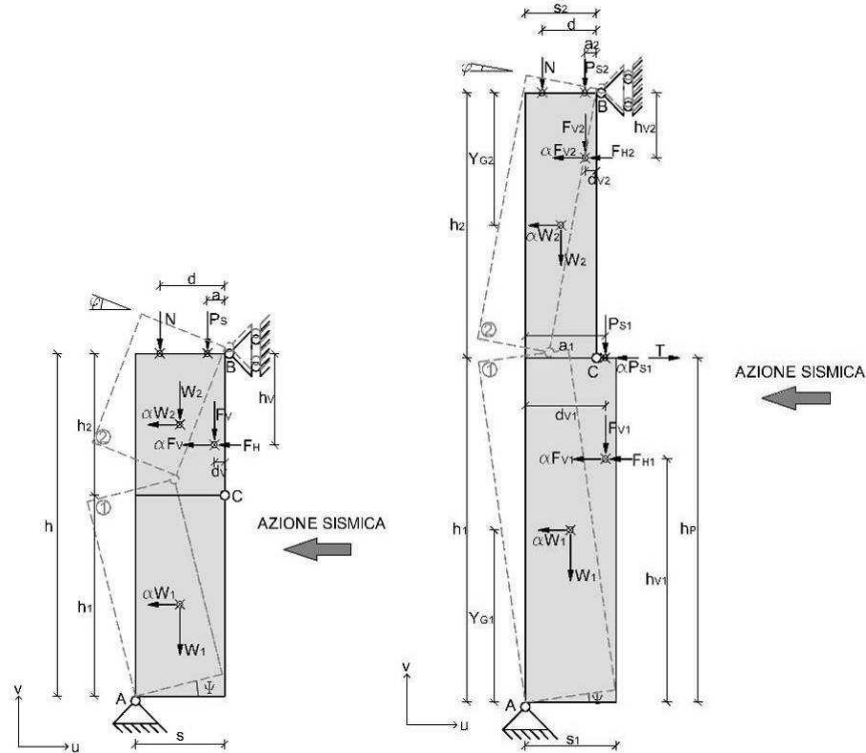


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di flessione verticale monolitica ad uno e più piani

I termini presenti in figura sono i soliti visti nei casi precedenti; si precisa che:

- $N$  è il peso delle murature e dei solai dei livelli superiori;
- $P_s$  è il peso del solaio agente sulla parete, calcolato in base all'area di influenza.

Per entrambi i casi al fine di scrivere l'equazione dei lavori virtuali, dalla quale ricavare il moltiplicatore cinematico, è necessario quantificare gli spostamenti dei due corpi rigidi 1 e 2; per far ciò, prendendo positive le rotazioni antiorarie, e assumendo un angolo arbitrario  $\psi = 1$  di rotazione del corpo 1, si ricavano le altre quantità.

Un punto  $P$  di coordinate  $(x_p, y_p)$  appartenente ad uno dei due corpi rigidi, subirà spostamenti pari a:

$$u_p = u_0 - \vartheta \cdot y_p \qquad v_p = v_0 + \vartheta \cdot x_p$$

con  $\vartheta$  angolo di rotazione del corpo rigido.

In particolare, osservando solo i centri di riduzione (punti A e B dei due corpi):

- $(u_A, v_A, \psi) = (0, 0, 1)$ ;
- $(u_B, v_B, \varphi) = (0, s, -h_1/h_2)$

Il corpo 2 non trasla orizzontalmente, ma subisce una rotazione pari a  $\varphi = -\psi \cdot h_1/h_2$  (considerando rotazioni di piccola entità si approssima il seno degli angoli ai valori degli angoli stessi), ma avendo assunto  $\psi = 1$  la rotazione è il rapporto tra le altezze dei corpi; lo spostamento verticale si ricava dalla rotazione del corpo 1, supposta unitaria.

Analizzando più in particolare il caso della flessione verticale di un piano, per determinare un'espressione che dia indicazione della posizione della cerniera cilindrica si pone  $h_2 = h/\mu$ , con  $\mu > 1$  e si ricavano:

$$h_1 = \frac{(\mu-1)}{\mu} \cdot h \qquad W_2 = \frac{W}{\mu} \qquad W_1 = \frac{(\mu-1)}{\mu} \cdot W$$

Utilizzando le formule per il calcolo degli spostamenti prima esposte, si ricavano i movimenti dei punti di applicazione delle forze inserite nello schema di calcolo (qua non riportati per brevità).

Si può così scrivere l'equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}] + F_H \cdot \delta_{Vx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$

Ovviamente nell'equazione precedente i termini positivi riguardano le forze che hanno spostamenti concordi con il verso della forza stessa. Sostituendo all'interno dell'equazione tutte le espressioni degli spostamenti dei punti di applicazione ricavate in funzione di  $h$ ,  $\mu$  ed  $s$ , si ottiene l'espressione che permette di ricavare il moltiplicatore cinematico di collasso:

$$\alpha = \frac{(\mu-1) \cdot (N \cdot d + P_s \cdot a + F_V \cdot d_V - F_H \cdot h_V) + s \cdot (W + N + P_s + F_V)}{(\mu-1) \cdot (W \cdot h/\mu + 2 \cdot F_V \cdot h_V)}$$

L'espressione è in funzione del parametro  $\mu$  che definisce la configurazione del meccanismo: si può ricavare l'esatto valore del termine imponendo la derivata nulla dell'espressione sopra riportata del moltiplicatore (con notevole onere computazionale); è comunque sufficiente stimare tale valore per tentativi, utilizzando poi quello che dà il minor moltiplicatore cinematico.

La formula del moltiplicatore cambia se la spinta dell'eventuale volta, al variare del parametro  $\mu$ , viene a trovarsi sul corpo 1 (invece che sul 2 come prima ipotizzato) o direttamente sulla cerniera di rottura.

Nel caso di flessione verticale a più piani dato che la posizione della cerniera cilindrica per ipotesi è nota, l'equazione dei lavori virtuali vale:

$$\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + P_{S1} \cdot \delta_{P1x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - W_1 \cdot \delta_{1y} +$$

$$- W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - T \cdot \delta_{P1x} = 0$$

Sostituendo all'interno dell'equazione tutte le espressioni degli spostamenti dei punti di applicazione ricavate in funzione della geometria dei corpi rigidi, si ottiene l'espressione che permette di ricavare il moltiplicatore cinematico di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + P_{S1} \cdot h_p + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot h_{V2}) \cdot h_1/h_2} \quad \text{dove:}$$

$$E = (W_1/2) \cdot s_1 + F_{V1} \cdot d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) \cdot$$

$$+ (h_1/h_2) \cdot [(W_2/2) \cdot s_2 + P_{S2} \cdot a_2 + N \cdot d + F_{V2} \cdot d_{V2} - F_{H2} \cdot h_{V2}] + P_{S1} \cdot a_1 - F_{H1} \cdot h_{V1} + T \cdot h_p$$

- *Flessione verticale di parete a doppia cortina (ad uno e più piani)*

Nelle pareti a doppia cortina si possono verificare due tipologie di meccanismo:

- *di entrambi i paramenti:* in questo caso non si schematizza l'interazione dinamica tra i due elementi e si particolarizzano le equazioni viste per il caso di flessione monolitica distintamente per i due paramenti costituenti la parete.
- *del solo paramento esterno:* in questo caso si può tener conto della spinta che il paramento interno fornisce a quello esterno in maniera approssimativa (non potendo realmente quantificare la spinta influenzata dalla deformabilità dei due

paramenti), assegnando quindi alla cortina esterna anche un'aliquota della forza sismica relativa al paramento interno.

Analizzando proprio quest'ultimo caso, si procede come di seguito illustrato:

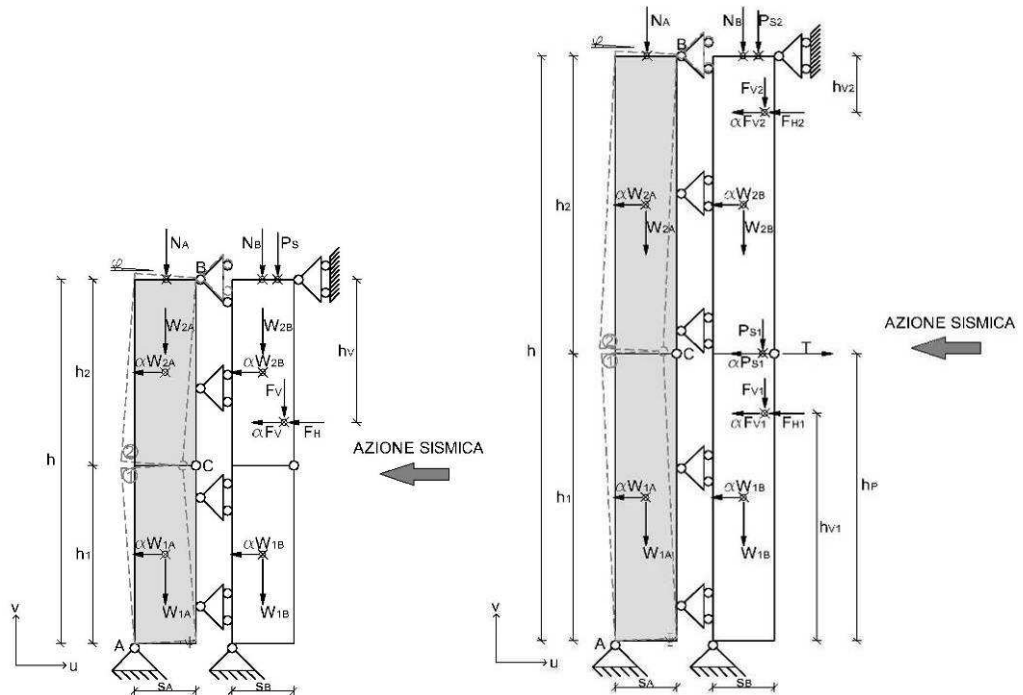


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di flessione verticale a doppia cortina ad uno e più piani

La trattazione è analoga a quella della flessione di una parete monolitica, con l'aggiunta della spinta del paramento interno quantificata mediante l'aliquota  $\rho$ , solitamente assunta al massimo pari a 0.2.

Nel caso di flessione verticale ad un piano l'equazione dei lavori virtuali vale:

$$\alpha \cdot [W_{1A} \cdot \delta_{1Ax} + W_{2A} \cdot \delta_{2Ax} + \rho \cdot W_{1B} \cdot \delta_{1Bx} + \rho \cdot W_{2B} \cdot \delta_{2Bx} + \rho \cdot F_V \cdot \delta_{Vx}] + \rho \cdot F_H \cdot \delta_{Vx} - W_{1A} \cdot \delta_{1Ay} - W_{2A} \cdot \delta_{2Ay} - N_A \cdot \delta_{Ny} = 0$$

Si sostituiscono le espressioni degli spostamenti virtuali ricavate in funzione della geometria del paramento e del parametro  $\mu$  (che definisce la geometria di rottura) e si ricava l'espressione del moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W_A \cdot s_A + N_A \cdot (s_A/2) \cdot (\mu + 1) - \rho \cdot F_H \cdot h_V \cdot (\mu - 1)}{\frac{h}{2} \cdot \frac{(\mu - 1)}{\mu} \cdot (W_A + \rho \cdot W_B) + \rho \cdot F_H \cdot h_V \cdot (\mu - 1)}$$

Il parametro  $\mu$  deve essere ricavato per via numerica in modo da minimizzare il valore del moltiplicatore di collasso. Se la volta è collegata al corpo 1 invece che al corpo 2 l'espressione cambia in:

$$\alpha = \frac{W_A \cdot s_A + N_A \cdot (s_A/2) \cdot (\mu + 1) - \rho \cdot F_H \cdot h_V}{\frac{h}{2} \cdot \frac{(\mu - 1)}{\mu} \cdot (W_A + \rho \cdot W_B) + \rho \cdot F_H \cdot h_V}$$

Nel caso di flessione verticale a più piani l'equazione dei lavori virtuali vale:

$$\alpha \cdot [W_{1A} \cdot \delta_{1Ax} + W_{2A} \cdot \delta_{2Ax} + \rho \cdot W_{1B} \cdot \delta_{1Bx} + \rho \cdot W_{2B} \cdot \delta_{2Bx} + \rho \cdot F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + \rho \cdot F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + \rho \cdot P_{S1} \cdot \delta_{Px}] + \rho \cdot F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + \rho \cdot F_{H2} \cdot \delta_{V2x} - W_{1A} \cdot \delta_{1Ay} - W_{2A} \cdot \delta_{2Ay} - N_A \cdot \delta_{Ny} - T \cdot \delta_{Px} = 0$$

Si ricava quindi l'espressione del moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W_{1A} \cdot s_A + s_A \cdot (W_{2A} + N_A) \cdot (1 + h_1/(2 \cdot h_2)) + T \cdot h_P - \rho \cdot (F_{H1} \cdot h_{V1} + F_{H2} \cdot h_{V2} \cdot (h_1/h_2))}{(W_{1A} + \rho \cdot W_{1B}) \cdot Y_{G1} + (W_{2A} + \rho \cdot W_{2B}) \cdot Y_{G2} \cdot (h_1/h_2) + \rho \cdot (P_{S1} \cdot h_P + F_{V1} \cdot h_{V1} + F_{V2} \cdot h_{V2} \cdot (h_1/h_2))}$$

### MECCANISMO DI FLESSIONE ORIZZONTALE

Questa tipologia di meccanismo si verifica principalmente quando le pareti investite dall'azione sismica sono ben collegate ai muri ortogonali e risultano invece libere in sommità; quindi esso 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.

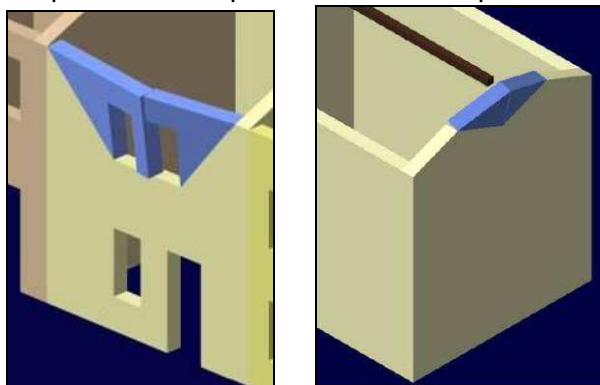


Figura: Esempi schematici del meccanismo analizzato  
(Figura tratta da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001)

L'azione sismica, prima di far ribaltare i cunei, innesca un comportamento ad *arco orizzontale* all'interno dello spessore della muratura: le azioni sismiche e quelle statiche, dovute a spinte di coperture per esempio, vengono riportate agli estremi della parete mediante un percorso di sollecitazioni che delinea l'arco di scarico proprio nello spessore della parete.

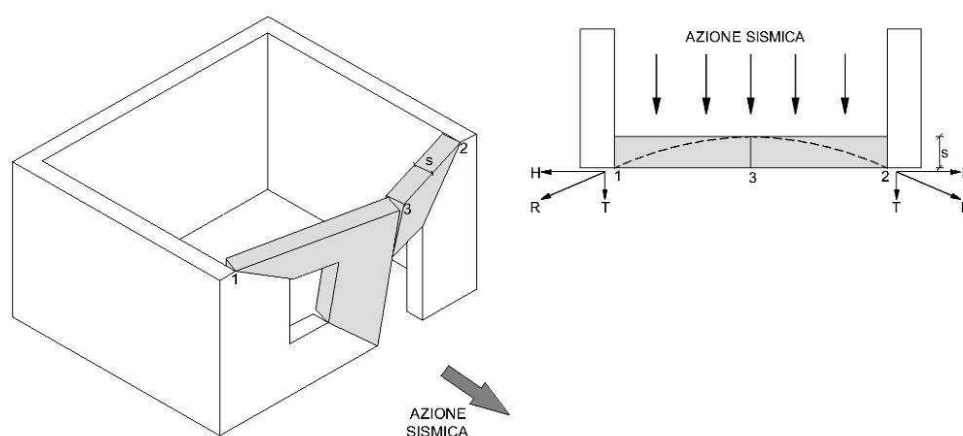


Figura: Schema dell'arco orizzontale di scarico nello spessore della muratura

Le risultanti R possono esser scomposte in due componenti ortogonali H e T: per prima cosa è necessario verificare che i tiranti eventualmente presenti siano in grado di resistere alla trazione T. Per la componente H invece, in base alla tipologia di reazione della struttura, si distinguono due comportamenti:

- se la parete non risulta efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti paralleli al piano di facciata (es. edifici isolati o d'angolo), l'allontanamento dei muri ortogonali alla parete rende la catena cinematica (costituita dai due blocchi ribaltanti) instabile, portando al collasso della parete stessa;
- se invece la parete è ben confinata (edificio interno ad una schiera), il meccanismo si crea solo per formazione di cerniere plastiche dovute alla crisi del materiale: le spinte dell'arco sono bilanciate dalla pareti adiacenti, ma lo stato di sollecitazione è tale da schiacciare la muratura in chiave e alle reni dell'arco.

Questa tipologia di meccanismo è comunque favorito dalle seguenti carenze strutturali:



- presenza di solai di copertura spingenti e mal collegati alla muratura;
- presenza di aperture ricavate nello spessore murario (nicchie, canne fumarie, aperture per l'alloggio degli impianti tecnologici, ecc.);
- muri di spina distanti (pareti snelle);
- muratura a sacco o a paramenti mal collegati.

Se il meccanismo si attiva, il quadro fessurativo che si può manifestare è il seguente:

- lesioni verticali ed oblique sulla faccia esterna ed interna della parete;
- rigonfiamenti della parete;
- sfilamento delle travi del tetto dal muro.

Da quanto spiegato sopra sono state analizzate le seguenti tipologie del meccanismo:

- flessione orizzontale parete non confinata (monolitica, a doppia cortina);
- flessione orizzontale parete efficacemente confinata (monolitica, a doppia cortina);
- meccanismo di sfondamento della parete del timpano.

- *Flessione orizzontale parete non confinata (monolitica, a doppia cortina)*

Questo meccanismo si verifica quando la parete non è efficacemente confinata nei confronti degli spostamenti nel proprio piano: le spinte dell'effetto arco orizzontale appartenenti al piano della parete fanno spostare i muri laterali, mentre i cunei della parete ribaltante ruotano intorno a cerniere cilindriche oblique e verticali, arrivando al collasso della muratura.

La definizione della geometria dei cunei è influenzata dalla presenza di aperture:

- se presenti (nella zona alta della parete), generalmente la zona interessata dal cinematismo è la fascia muraria soprafinestra;
- se assenti, la zona della muratura espulsa tende ad avere andamento parabolico, in quanto l'effetto arco orizzontale tende ad avere luce sempre minore man mano che si scende di quota nella muratura (questo perché aumenta il carico verticale e di conseguenza anche la resistenza per attrito alle forze orizzontali dei blocchi costituenti la muratura). I cunei solitamente approssimano l'andamento parabolico descrivendo una geometria triangolare di rottura.

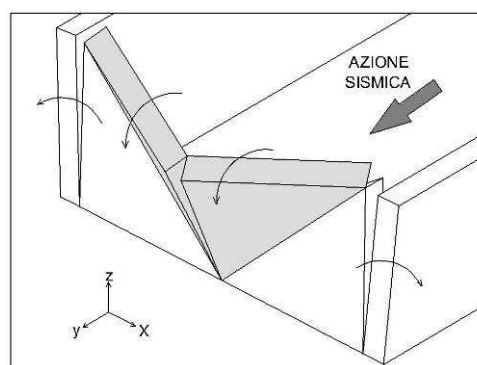


Figura: Andamento triangolare del cuneo di muratura espulso

La qualità muraria in questa tipologia di meccanismo gioca un ruolo fondamentale; al diminuire della stessa aumentano le dimensioni del cuneo di distacco.

I cunei ribaltanti subiscono spostamenti nelle tre direzioni: lungo X per allontanamento mutuo dei cunei (vista la presenza della cerniera verticale a separazione degli stessi), lungo Y per ribaltamento degli elementi, e lungo Z per effetto della rotazione dei cunei attorno alle cerniere cilindriche oblique; gli spostamenti in direzione Z, essendo molto minori di quelli nelle altre due direzioni, vengono trascurati in questa trattazione.

Si può quindi analizzare il fenomeno come un problema piano con i seguenti schemi di calcolo:

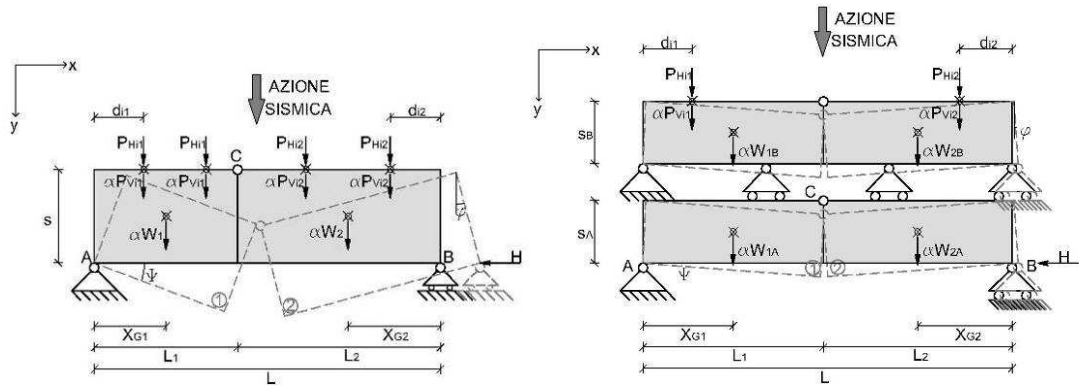


Figure: Schemi di calcolo relativi al meccanismo di flessione orizzontale parete non confinata (monolitica e a doppia cortina)

Rispetto ai casi precedenti i seguenti termini stanno ad indicare:

- $P_{vi1-2}$  è l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa ai macroelementi 1 e 2;
- $H$  è il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete (o dalle pareti) di controvento oppure dall'eventuale tirante orizzontale.

Nel caso di parete monolitica, applicando la stessa metodologia dei casi precedenti, si ricava l'equazione dei lavori virtuali che vale:

$$\alpha \cdot \left[ W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + \sum_i P_{vi1} \cdot \delta_{pi1y} + \sum_i P_{vi2} \cdot \delta_{pi2y} \right] + \sum_i P_{Hi1} \cdot \delta_{pi1y} + \sum_i P_{Hi2} \cdot \delta_{pi2y} - H \cdot \delta_{Hx} = 0$$

Sostituendo all'interno dell'equazione tutte le espressioni degli spostamenti dei punti di applicazione ricavate in funzione della geometria dei corpi rigidi, si ottiene l'espressione che permette di ricavare il moltiplicatore cinematico di collasso:

$$\alpha = \frac{H \cdot s \cdot (1 + L_1/L_2) - \sum_i P_{Hi1} \cdot d_{i1} + \sum_i P_{Hi2} \cdot (L_1/L_2) \cdot d_{i2}}{W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot (L_1/L_2) \cdot x_{G2} + \sum_i P_{vi1} \cdot d_{i1} + \sum_i P_{vi2} \cdot (L_1/L_2) \cdot d_{i2}}$$

Nel caso di parete a doppia cortina con cinematisimo che interessa entrambi i paramenti e partendo dall'equazione dei lavori virtuali (che per brevità non si riporta), si ricava l'espressione del moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{H \cdot s_A \cdot (1 + L_1/L_2) - \sum_i P_{Hi1} \cdot d_{i1} + \sum_i P_{Hi2} \cdot (L_1/L_2) \cdot d_{i2}}{(W_{1A} + W_{1B}) \cdot x_{G1} + (W_{2A} + W_{2B}) \cdot (L_1/L_2) \cdot x_{G2} + \sum_i P_{vi1} \cdot d_{i1} + \sum_i P_{vi2} \cdot (L_1/L_2) \cdot d_{i2}}$$

Quando il cinematisimo interessa solo il paramento esterno si utilizza la solita formulazione considerando solamente i termini relativi alla cortina esterna A.

In entrambe le formulazioni si prevede la stima della reazione  $H$  offerta dalle pareti di controvento e da qualsiasi altro elemento in grado di contrastare la spinta orizzontale dell'arco (ad es. tiranti metallici o cordoli). Per valutare tale reazione si può far riferimento allo schema di semplice ribaltamento di una porzione di muratura di controvento, soggetta alla spinta  $H$  (che tende a ribaltarla) e alle forze statiche relative al peso proprio e a quello di eventuali solai (che tendono invece a stabilizzare il sistema).

$$M_{R(A)} = H \cdot h_H + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

$$M_{S(A)} = W \cdot (s_c/2) + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

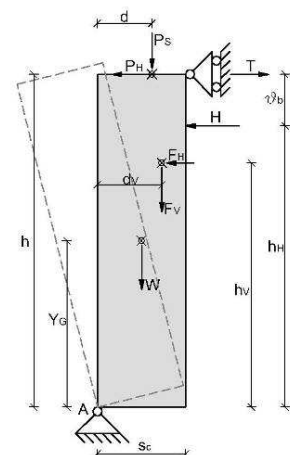


Figura: Schema per la stima della reazione  $H$  (parete di controvento)

Uguagliando i momenti stabilizzanti e ribaltanti, si ricava il massimo valore di H che la muratura di controvento riesce a sopportare prima di ribaltare.

$$H = \frac{W \cdot (s_c/2) + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{h_H}$$

NOTA: In questo schema non si fa riferimento a forze sismiche in quanto siamo nel piano parallelo alla direzione del sisma. La posizione in quota della forza H si ricava una volta fissata l'altezza b dei corpi interessati dal meccanismo. Il parametro  $\vartheta$  vale 0.5 nel caso di fascia muraria ribaltante rettangolare e 0.33 se la massa coinvolta è triangolare.

- *Flessione orizzontale parete efficacemente confinata (monolitica, a doppia cortina)*  
Questa tipologia di meccanismo si verifica spesso nel caso di murature di facciata di schiere trattenute da tiranti metallici; in questo caso una volta che si instaura l'effetto arco nello spessore della parete, la spinta H orizzontale viene bilanciata dalla pareti adiacenti, mentre la componente fuori piano T viene assorbita dai tiranti metallici (vedere figura ad inizio paragrafo).

Il meccanismo si attiva quando si formano cerniere plastiche, dovute allo schiacciamento della muratura per eccessiva sollecitazione di compressione; la valutazione del moltiplicatore di collasso si basa quindi sulla valutazione dello stato tensionale delle sezioni dell'arco orizzontale. La geometria di muratura considerata generalmente è quella della fascia soprafinestra, di altezza b e lunghezza pari all'interasse L dei tiranti, con spessore s. Si considerano le seguenti ipotesi:

- muratura a comportamento isotropo con assenza di resistenza a trazione;
- formazione di cerniere plastiche in mezzeria ed in prossimità dei tiranti;
- cinematismo di collasso con due blocchi rigidi e centro di rotazione in mezzeria;
- curva delle pressioni con andamento parabolico e freccia massima in mezzeria;
- diagramma delle tensioni di tipo rettangolare;
- tensione di rottura per la muratura pari a  $\sigma_r$ .

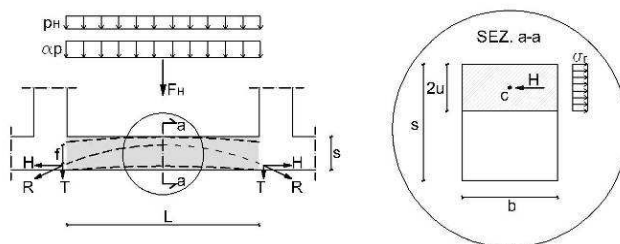


Figura: Schema di calcolo relativo al meccanismo di flessione orizzontale parete confinata (sez. orizzontale della parete) con particolare della sezione di mezzeria dell'arco orizzontale

I carichi applicati alla parete sono:

- $p_H$ , spinte statiche orizzontali;
- $\alpha p$ , spinta orizzontale indotta dall'azione sismica proporzionale ai carichi verticali (peso proprio fascia muratura e carico solai gravanti sulla parete);
- $F_H$ , forza orizzontale concentrata derivante da spinte statiche della copertura.

Al variare del moltiplicatore di collasso cambia l'andamento della curva delle pressioni all'interno dello spessore della parete, e quindi il valore della freccia  $f$ ; risulta quindi incognita pure l'altezza della sezione reagente  $2u$ . Nel caso di parete monolitica, quando si formano le cerniere plastiche in mezzeria e alle imposte dell'arco si ha:

$$H = \frac{(\alpha \cdot p + p_H) \cdot L^2 + 2 \cdot F_H \cdot L}{8 \cdot f}$$

La massima forza sopportabile dalla sezione risulta:

$$H_u = 2 \cdot u \cdot b \cdot \sigma_r$$

Uguagliando le espressioni e supponendo  $u=(s-f)/2$  si ricava:

$$\alpha = \frac{16 \cdot \sigma_r \cdot u \cdot b \cdot (s - 2 \cdot u)}{p \cdot L^2} - \frac{p_H \cdot L + 2 \cdot F_H}{p \cdot L}$$

La freccia  $f$  e la sezione reagente  $2u$  dipendono dal carico orizzontale e dalla resistenza della muratura, oltre che dalla geometria della parete; in ogni caso il moltiplicatore non può superare il valore massimo:

$$\alpha_{\max} = \frac{2 \cdot \sigma_r \cdot s^2 \cdot b}{p \cdot L^2} - \frac{p_H \cdot L + 2 \cdot F_H}{p \cdot L}$$

che si ottiene per il valore  $u=s/4$ ; in realtà bisogna stimare il moltiplicatore per diversi valori di  $u$ , tenendo presente che a valori bassi di  $u$  corrisponde una resistenza ultima della muratura più elevata.

Nel caso di parete a doppia cortina e nella circostanza in cui il cinematiso interessi solamente la cortina esterna, si considera l'interazione tra i due paramenti mediante due coefficienti:

- $\rho$ , che rappresenta la quota delle forze di inerzia che si trasmettono dal paramento interno a quello esterno;
- $\rho_H$ , che rappresenta invece la quota delle forze statiche orizzontali che si trasmettono dal paramento interno a quello esterno.

La trattazione è analoga a quanto visto nel caso di parete monolitica e il moltiplicatore di collasso vale:

$$\alpha = \frac{16 \cdot \sigma_r \cdot u \cdot b \cdot (s_A - 2 \cdot u)}{(p_A + \rho \cdot p_B) \cdot L^2} - \frac{\rho_H \cdot (p_H \cdot L + 2 \cdot F_H)}{(p_A + \rho \cdot p_B) \cdot L}$$

• *Meccanismo di sfondamento della parete del timpano*

Lo sfondamento del timpano è causato dall'azione ciclica di martellamento delle travi di copertura mal collegate alla muratura; si formano così cunei ribaltanti aventi forma triangolare, che tendono a ruotare attorno a cerniere cilindriche oblique.

La presenza di travi di notevoli dimensioni, in particolare quella di colmo, favoriscono l'innescarsi di questo meccanismo in quanto sotto l'effetto dell'azione sismica tendono a trasmettere una forte componente di spinta orizzontale sul timpano. Gli elementi che influenzano la geometria dei cunei di rottura sono:

- presenza di aperture in prossimità della copertura. generalmente il meccanismo tende ad interessare la zona soprastante le aperture se presenti;
- qualità muraria, che influisce sulla dimensione della zona interessata dal cinematiso: all'aumentare della qualità della muratura, si avrà il coinvolgimento nel meccanismo di porzioni sempre maggiori di parete.

La geometria di rottura viene descritta dall'angolo  $\beta$  che individua la direzione della cerniera obliqua rispetto all'orizzontale: più l'angolo risulta ridotto tanto più il meccanismo si avvicina al caso di ribaltamento semplice, mentre all'aumentare di

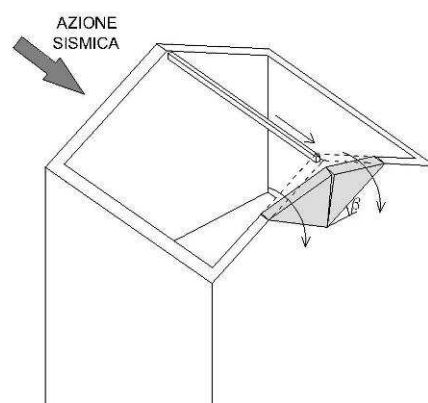


Figura: Schema del meccanismo di sfondamento della parete del timpano

questo, le cerniere tendono ad avere andamento pressoché verticale ed il fenomeno si avvicina a quello di flessione orizzontale prima visto. I casi intermedi ovviamente sono combinazione delle due situazioni limite ora indicate e sono analizzabili mediante lo studio del cinematiso spaziale, che prevede la rotazione di cunei triangolari attorno a cerniere oblique. Per semplicità di trattazione si considera il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano; si trascura l'effetto di contenimento che si oppone all'allontanamento mutuo dei due elementi.

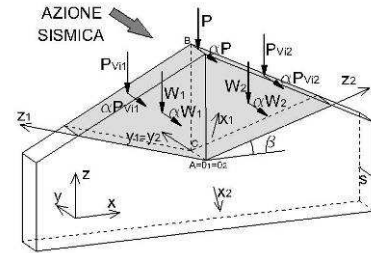


Figura: Schema di calcolo relativo al meccanismo di sfondamento della parete del timpano

La soluzione del problema si ottiene fissando un sistema di riferimento globale esterno (con assi X e Z appartenenti al piano della parete) e due sistemi locali dei cunei, aventi origine comune in A, assi z<sub>1</sub> e z<sub>2</sub> coincidenti con le cerniere cilindriche e assi x<sub>1</sub> e x<sub>2</sub> ortogonali a queste e appartenenti al piano della parete. Per l'ipotesi di simmetria del problema, i due corpi rimangono in contatto nel punto C; si ammette quindi la possibilità di scorrimento dei cunei lungo le cerniere cilindriche nelle direzioni z<sub>i</sub>. Le forze in gioco sono:

- i pesi propri dei macroelementi W<sub>i</sub>;
- il carico trasmesso dalla trave di colmo P;
- il carico trasmesso dalle altre travi in testa al timpano P<sub>v*i*</sub>.

Si assegna una rotazione unitaria negativa al corpo 1 attorno all'asse z<sub>1</sub>, si ricavano gli spostamenti di un generico punto appartenente ai due corpi utilizzando le equazioni di congruenza nel punto C comune tra i due macroelementi e la simmetria delle traslazioni lungo Y del punto B.

Si scrive quindi l'equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot \left[ W_1 \cdot \delta_{1y} + W_2 \cdot \delta_{2y} + P \cdot \delta_{Py} + \sum_{i,j} P_{vij} \cdot \delta_{pvijy} \right] - W_1 \cdot \delta_{1z} - W_2 \cdot \delta_{2z} - P \cdot \delta_{Pz} - \sum_{i,j} P_{vij} \cdot \delta_{pvijz} = 0$$

Sostituendo le espressioni degli spostamenti riferite al sistema di riferimento globale (non riportate per brevità), si ottiene:

$$\alpha = \frac{(W_1 + W_2) \cdot [(s/2) \cdot \cos \beta + w] + P \cdot (d_p \cdot \cos \beta + w) + \sum_{i,j} P_{vij} \cdot (d_{ij} \cdot \cos \beta + w)}{W_1 \cdot x_{G1} + W_2 \cdot x_{G2} + P \cdot x_p + \sum_{i,j} P_{vij} \cdot x_{pvij}}$$

con

$w = s \cdot \tan \beta \cdot \sin \beta$ ,  $d_p$  è l'arretramento del punto di applicazione del carico trasmesso dalla trave di colmo rispetto alla superficie esterna della parete del timpano e  $d_{ij}$  è l'arretramento del punto di applicazione dell'*i*-esimo carico verticale in testa al *j*-esimo cuneo rispetto alla superficie esterna della parete del timpano

### 5.5 MECCANISMI NEL PIANO

Come descritto precedentemente, l'attivazione di una delle due tipologie di meccanismi (fuori piano e nel piano) è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, il quale è funzione delle caratteristiche sia meccaniche del materiale che tecnologiche della struttura. Facendo riferimento alla tipologia di meccanismo nel piano, la presenza di un buon ammorsamento tra le pareti o di connessioni anche



puntuali, ottenibili per esempio tramite l'inserimento di catene metalliche, innesca la collaborazione nella risposta tra le varie componenti della struttura; questo consente all'edificio di esibire un comportamento d'insieme che porta le pareti a ricorrere maggiormente alle risorse di resistenza e rigidità nel proprio piano.

Allo stesso modo ricopre una funzione importante il grado di collegamento e rigidità degli orizzontamenti; come già detto infatti 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.

Nell'ottica di studiare i possibili stati di danneggiamento nel piano nei confronti delle azioni orizzontali, è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli.

Infatti dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come il danneggiamento sia concentrato principalmente in porzioni ben definite della parete, quali pannelli murari verticali (maschi murari) e travi di accoppiamento (fasce di piano); nelle zone di connessione tra fasce e maschi (nodi) non si riscontrano generalmente fenomeni di danno.

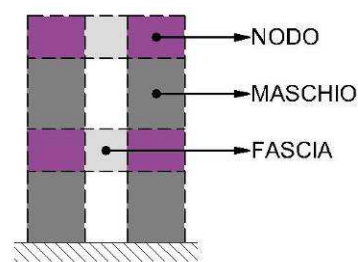


Figura: Schematizzazione di una parete in pannelli

Di seguito si analizzerà il comportamento in presenza di azioni orizzontali degli elementi maschio e fascia, riportando oltre alle tipologie di danno anche le formulazioni di resistenza fornite dalle NTC 2008.

- *Maschio murario*

I meccanismi di danno tipici dei maschi in muratura sono in generale riconducibili a tre categorie, schematizzabili nel seguente modo:

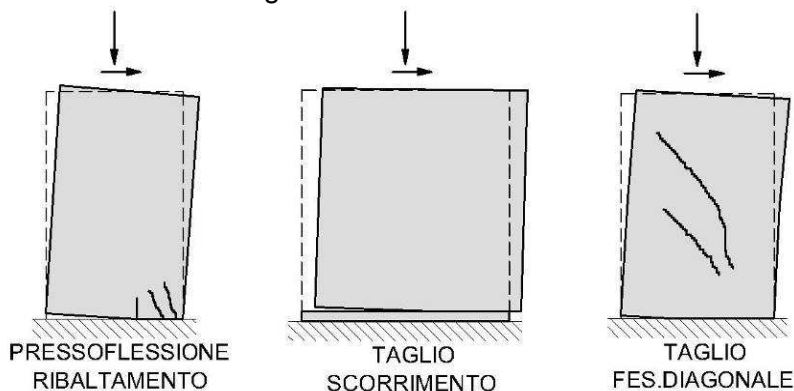


Figura: Schematizzazione dei meccanismi di rottura del maschio murario

- *Pressoflessione-ribaltamento*: il collasso è governato dal ribaltamento della parete ed è caratterizzato da lesioni orizzontali nella parte tesa (zona scarica e parzializzata) e lesioni verticali nella parte compressa, in cui si arriva alla rottura per schiacciamento degli spigoli.

Nell'ipotesi che la muratura non abbia nessuna resistenza a trazione e che la distribuzione delle tensioni normali di compressione sia assunta di tipo costante, il momento ultimo resistente è dato dalla seguente espressione:

$$M_u = \left( \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left( l - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

- **Taglio-scorrimento:** tale meccanismo si manifesta quando una parte del pannello trasla rispetto all'altra lungo una lesione orizzontale, la quale tende a svilupparsi in corrispondenza dei giunti di malta.

Questo meccanismo si basa sul criterio di Mohr-Coulomb  $\tau = c + \mu \cdot \sigma$ , che nella muratura diventa del tipo  $f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_n$ ; il taglio ultimo resistente, una volta scelto come coefficiente di attrito 0.4, è dato dalla seguente espressione:

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd}$$

- **Taglio-fessurazione diagonale:** tale meccanismo è governato dalla formazione di fessure diagonali inclinate che possono seguire o l'andamento dei giunti di malta oppure interessare gli elementi costituenti la muratura stessa (mattoni, pietre, ecc.), a seconda della resistenza dei giunti di malta, dell'interfaccia malta-elementi o degli elementi stessi.

Nell'ipotesi che la muratura sia dotata di una certa resistenza a trazione e che il comportamento del materiale si mantenga di tipo elastico, lineare ed isotropo fino al manifestarsi delle prime lesioni, il taglio ultimo resistente è dato dalla seguente espressione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

Nel caso di maschio murario è discriminante (per l'attivazione del meccanismo effettivo tra i tre descritti sopra) la combinazione di vari fattori, tra cui:

- la geometria del pannello, soprattutto in termini di snellezza ( $h/b$ );
- l'entità del carico assiale;
- le caratteristiche della muratura considerata.

Considerando solo l'influenza della snellezza, a parità di proprietà meccaniche della muratura e carichi applicati, il meccanismo di rottura è del tipo:

- per valori  $h/b \geq 1.5$  il pannello si definisce snello ed in genere manifesta una rottura a pressoflessione;
- per valori  $h/b \leq 1$  il pannello si definisce tozzo ed in genere manifesta una rottura a taglio per fessurazione diagonale;
- per valori intermedi  $1 < h/b < 1.5$  il pannello si definisce intermedio ed in genere manifesta una rottura mista.

La rottura a taglio per scorrimento si manifesta nei pannelli sia snelli che tozzi per una muratura con elementi squadrati di elevata resistenza e malta di cattiva qualità (ad es. mattoni pieni e malta di calce); quella per fessurazione diagonale si presenta di solito per una muratura con elementi non squadrati e malta di buona qualità.

- **Fascia di piano**

La funzione strutturale delle fasce influenza considerevolmente il meccanismo di risposta di una parete multipiano, in quanto può fornire un utile accoppiamento tra i maschi murari; come si analizzerà in seguito il comportamento meccanico di una fascia può essere studiato in modo analogo a quello visto per il maschio (anche per quanto riguarda le tipologie di danneggiamento) considerato ruotato di 90°.

Tuttavia va evidenziato, facendo riferimento ad una muratura a tessitura regolare, che la resistenza a taglio è funzione soprattutto della compressione normale ai letti di malta della fascia e solo in piccola parte della compressione in direzione parallela ai letti; quindi dato che in una fascia è quasi trascurabile la compressione normale, la resistenza a taglio è molto bassa.

A questo punto è importante precisare che l'accoppiamento tra i maschi dovuto alle fasce è funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale, la quale fornisce la resistenza flessionale contrastante l'attivazione dei meccanismi di ribaltamento dei maschi adiacenti le aperture; è quindi molto importante l'effetto di elementi resistenti a trazione posti a livello delle fasce, quali catene, cordoli in c.a. e architravi.

Per questo si definiscono tre tipologie di pareti a seconda della rigidità e resistenza della fascia, così schematizzabili:

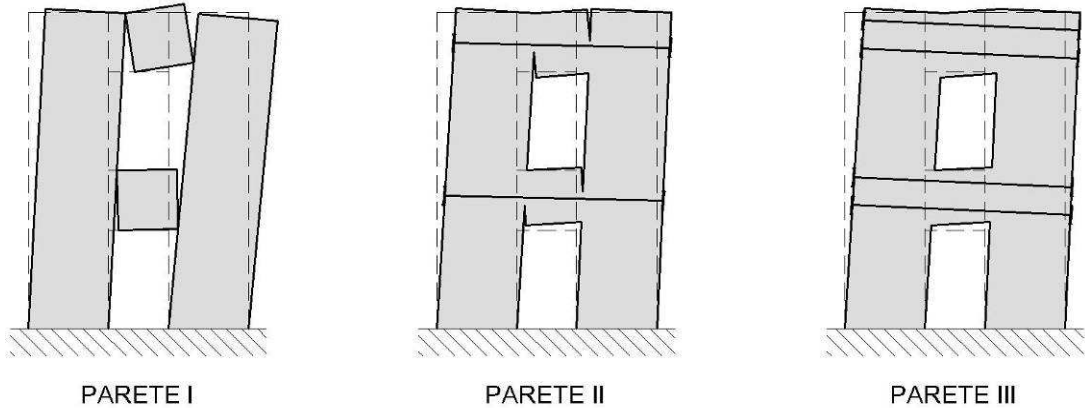


Figura: Schematizzazione del comportamento delle tre tipologie di parete

- **Parete I**: Sono quelle in cui le fasce sono prive di rigidità sia assiale che flessionale e la parete si riduce a mensole verticali, corrispondenti ai maschi murari; in questo caso i pannelli di nodo non esistono e i pannelli di fascia sono inesistenti ai fini della resistenza alle azioni orizzontali.

La resistenza a momento e taglio ultimi sono definite con espressioni analoghe a quelle viste per i maschi murari.

- **Parete II**: Sono quelle in cui le fasce hanno solo rigidità assiale data la presenza di un elemento concentrato resistente a trazione, e quindi si comportano come pendoli.

Il massimo momento resistente associato al meccanismo di pressoflessione è calcolato mediante la seguente espressione:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \cdot \left( l - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

con  $H_p = \min(0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t; R_t)$ , dove  $R_t$  è la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente.

La resistenza a taglio associata a tale meccanismo può essere calcolata tramite:

$$V_p = \frac{2 \cdot M_u}{l}$$

La resistenza a taglio è la minima fra quella calcolata con l'espressione precedente e la seguente:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

- **Parete III**: Sono quelle in cui le fasce hanno rigidità sia assiale che flessionale, per effetto della presenza di due elementi resistenti a trazione o per resistenza propria della stessa; in questo caso il comportamento della parete può essere assunto pari a quello di un telaio equivalente.

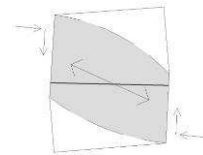


Figura: Effetto di un elemento resistente a trazione

## 5.6 CASI RISCONTRATI

Una volta terminato lo studio teorico dei meccanismi, il lavoro è consistito nella valutazione dei danni subiti dall'intero edificato di Castelnuovo, con l'obiettivo di verificare la presenza di unità strutturali in cui il cinematismo attivato potesse essere classificato secondo una delle categorie sopra analizzate.

L'analisi si è basata su un controllo visivo delle condizioni di vincolo della parete, delle possibili carenze strutturali e sui sintomi/lesioni che si sono manifestate; dato che non è stato possibile eseguire delle verifiche analitiche mediante il calcolo del moltiplicatore di collasso, la casistica sotto riportata deve essere presa in considerazione con una validità a carattere di tipo indicativo.

- **Ribaltamento semplice parete monolitica (1 piano)-US 8800207001**

L'unità strutturale, localizzata nel Borgo del paese, è inserita all'interno di un aggregato di edifici di tipo articolato:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

In sommità alla parete 1 oltre all'assenza di dispositivi di trattenimento è possibile osservare come la copertura non trasmetta nessun carico verticale e questo può aver facilitato l'innescarsi del cinematismo data la riduzione di forze generanti momenti stabilizzanti; tra le pareti 1 e 4 risultano assenti elementi quali cantonali in grado di garantire un buon grado di ammassamento.



Figura: Particolare dell'orditura della copertura



Figura: Meccanismo di ribaltamento semplice della parete 1



- **Ribaltamento semplice parete monolitica (1 piano)-US 8800088006**

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 è libera in sommità data l'assenza di catene. Sia esternamente che internamente sono presenti lesioni verticali in corrispondenza dell'ultimo piano e a ridosso delle unità strutturali attigue; dall'interno sono ben visibili i segni del distacco della pavimentazione.



Figura: Parete su cui si è attivato il meccanismo di ribaltamento



Figura: Lesioni verticali esterne sulla parete dell'ultimo piano



Figure: Lesioni verticali rilevate all'interno dell'US all'ultimo piano



Figura: Distacco della pavimentazione



- **Ribaltamento semplice parete monolitica (1 piano)-US 8800179003**

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La parete 1 ha subito all'ultimo piano un meccanismo di ribaltamento semplice in quanto risulta essere libera in sommità data l'assenza di catene; inoltre il solaio di copertura è mal collegato alla muratura. Il pannello ha ruotato intorno al solaio dell'ultimo livello, risultando quindi come vincolo alla rotazione della parete stessa.



Figure: Parete su cui si è attivato il meccanismo di ribaltamento all'ultimo piano dell'US



Figure: Particolare del collegamento del solaio di copertura alla parete e vista interna del piano in cui è avvenuto il cinematico

- **Ribaltamento semplice parete monolitica (più piani)-US 8800158005**

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:

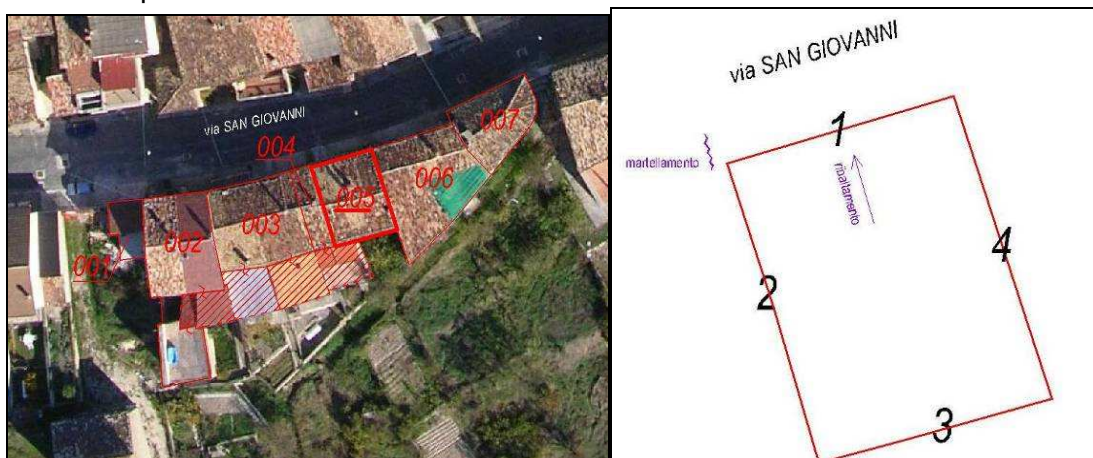


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 è libera sia in sommità che ai vari livelli della struttura data l'assenza di catene. Sia esternamente che internamente sono presenti lesioni verticali a ridosso delle unità strutturali attigue; dall'interno sono ben visibili lesioni in corrispondenza dell'orizzontamento.



Figura: Lesioni verticali esterne sulla parete ai vari livelli dell'US



Figure: Due particolari della lesione verticale rilevata all'interno dell'US al primo piano



Figure: Lesione orizzontale passante in corrispondenza dell'orizzontamento del secondo piano e lesione verticale rilevate all'interno dell'US al primo piano



- *Ribaltamento semplice parete monolitica (più piani)-US 8800088009*

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è posta all'estremità di un aggregato di edifici disposti a schiera:

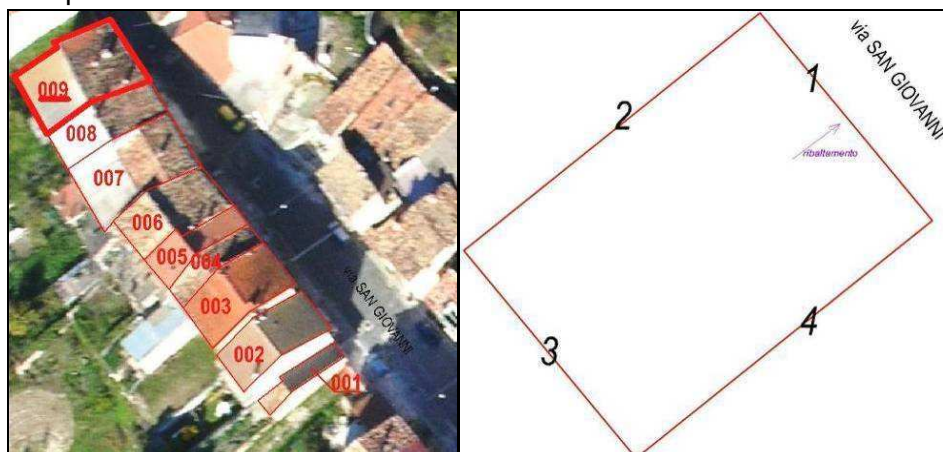


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 è libera sia in sommità che ai vari livelli della struttura data l'assenza di catene. Esternamente sono ben visibili lesioni verticali sulla parete laterale 2 che iniziano al livello di copertura e terminano a terra; inoltre al livello del secondo piano si può vedere come un elemento di collegamento in legno si sia spezzato e si sia spostato nella direzione di ribaltamento della parete.



Figure: Parete su cui si è attivato il meccanismo di ribaltamento e particolari delle lesioni verticali visibili sulla parete laterale 2

- *Ribaltamento semplice (1 piano)-US 8800611002*

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è inserita all'interno dell'aggregato che costituisce la chiesa parrocchiale del paese:

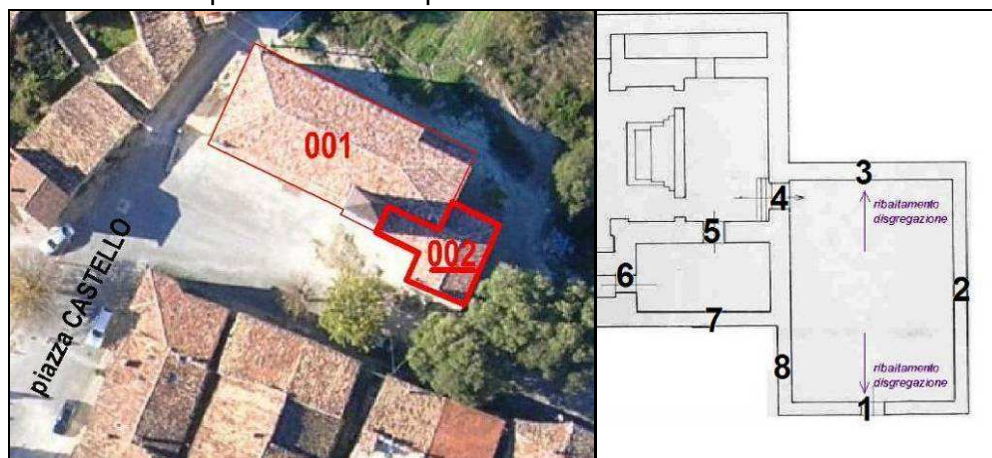


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 ha subito un cinematismo che ha interessato entrambi i paramenti della sezione e la lesione verticale esterna ne dimostra l'attivazione.

La copertura dell'unità strutturale è realizzata con una capriata lignea che non trasferisce carichi verticali alla parete analizzata; questo, insieme alla concomitante assenza di connessione tra le pareti ortogonali ha facilitato l'innescarsi del meccanismo, data la riduzione di forze generanti momenti stabilizzanti.



Figure: Ribaltamento della parete 1 dell'US vista sia dall'esterno che dall'interno; nei riquadri è indicata la porzione della facciata in cui il crollo ha interessato solo la cortina esterna



Figura: Lesione verticale che individua il ribaltamento della parete



Figura: Particolare della parete crollata e della copertura dell'US



- *Ribaltamento semplice parete a doppia cortina (più piani)-US 8800255001*

L'unità strutturale, localizzata tra via delle Caselle e via Montegrappa, è isolata su tutti e quattro i lati:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Nella parete sono chiari i segni che il ribaltamento ha interessato entrambi i paramenti della parete di tutti e due i piani; durante il cinematisimo tuttavia è stata espulsa solo la cortina esterna per tutta la sua altezza.

Dall'interno sono ben visibili i segni sia dell'inclinazione della parete che del distacco della pavimentazione.



Figure: Ribaltamento della parete 3 dell'US con crollo della sola cortina esterna



Figura: Particolare della cortina interna non crollata



Figure: Particolari dell'inclinazione della parete e del distacco dell'orizzontamento dalla parete stessa





- **Ribaltamento semplice parete doppia cortina (più piani)-US 8800179002**

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:

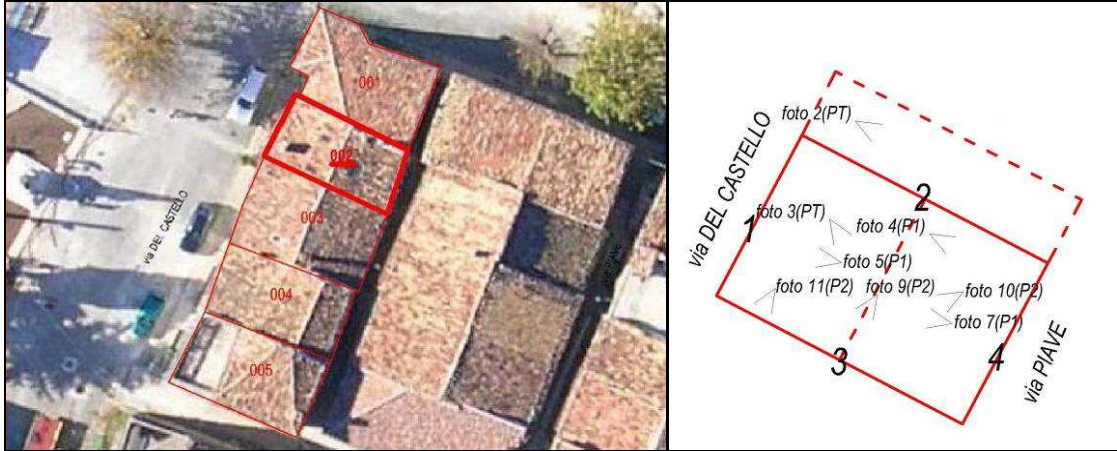


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La parete 1 ha subito un ribaltamento in corrispondenza degli ultimi due livelli dell'unità strutturale interessando entrambi i paramenti del pannello murario; tuttavia a differenza dell'ultimo piano al primo è avvenuto il crollo della sola cortina esterna. La parete non è trattenuta efficacemente in sommità e sia il solaio di copertura che del primo piano sono mal collegati alla parete stessa; all'interno è ben visibile sia la lesione verticale in corrispondenza delle unità attigue che quella in corrispondenza dell'orizzontamento.



Figure: Parete interessata dal cinematismo



Figure: Lesioni verticali e in corrispondenza dell'orizzontamento



Figure: Particolari dei collegamenti alla parete del solaio di copertura e del piano secondo

- *Ribaltamento semplice parete a doppia cortina (più piani)-US 8800157001*

L'unità strutturale, localizzata in via della Marchesa, è inserita all'interno di un aggregato di edifici di tipo articolato:

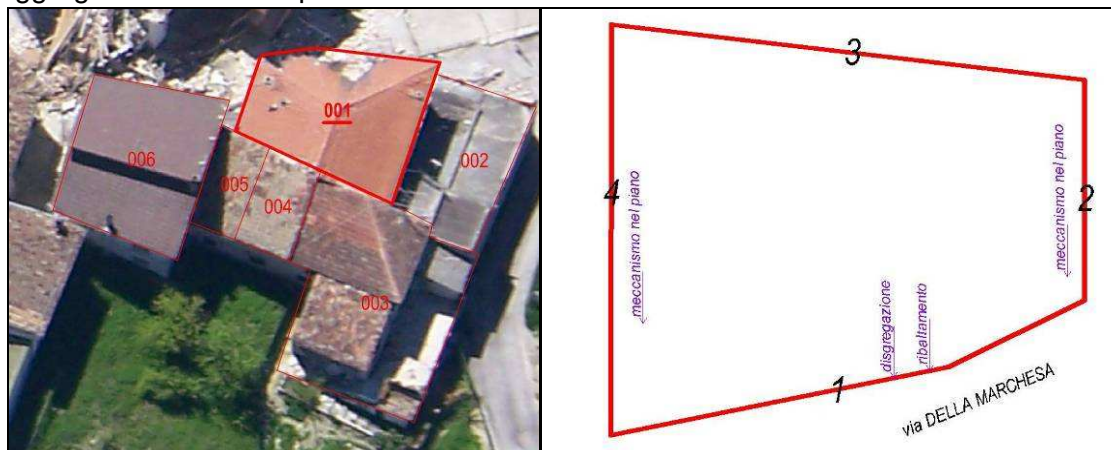


Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La presenza di una copertura spingente, come indicato nella foto seguente, può aver facilitato l'innescarsi del meccanismo; il cinematico ha coinvolto i due paramenti dei due piani della parete 1, però all'ultimo livello i paramenti sono ribaltati assieme mentre al piano inferiore il crollo ha interessato solo il paramento esterno.



Figure: Ribaltamento della parete 1 dell'US



Figura: Particolare della copertura spingente sulla parete 1



- **Ribaltamento composto singola diagonale (più piani)-US 8800159002**

L'unità strutturale, localizzata in via Garibaldi, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Il cinematismo si è verificato sulla parete 3, che risulta libera in sommità data l'assenza di catene; sono ben riconoscibili le lesioni a semplice diagonale presenti sulla parete di controvento (parete 4) che partono dalla copertura e proseguono per due livelli fino al piano terra. La presenza della finestra in corrispondenza dell'intersezione muraria può essere un'ulteriore carenza strutturale che ha facilitato l'innescarsi del meccanismo.

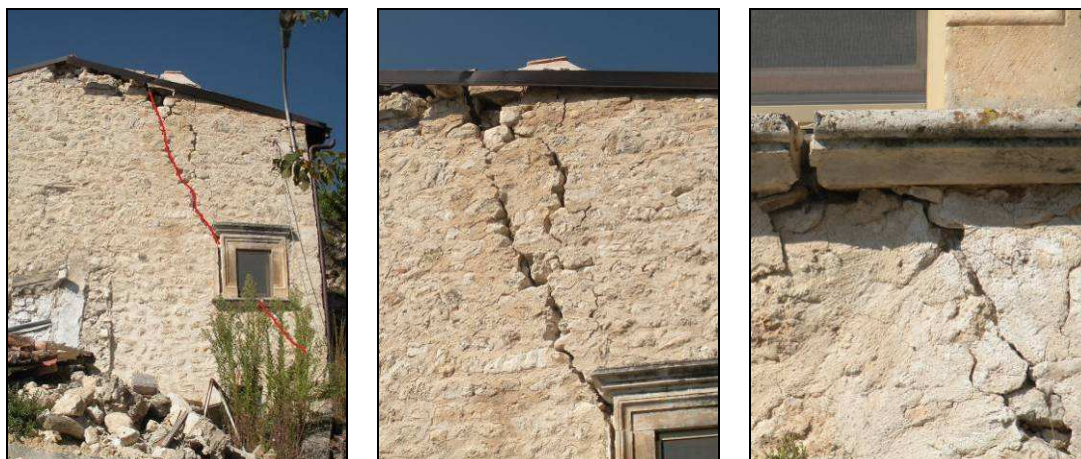


Figure: Lesioni a semplice diagonale sulla parete di controvento e particolari in corrispondenza sia della copertura che al di sotto dell'apertura

- **Ribaltamento composto singola diagonale (più piani)-US 8800164003**

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è posta ad una estremità di un aggregato di edifici di tipo articolato:

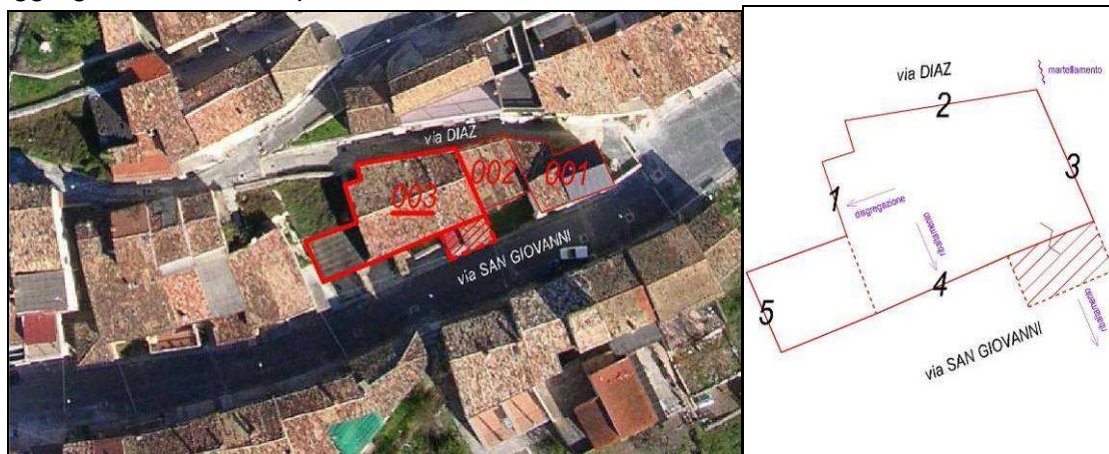


Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Il cinematismo si è verificato in corrispondenza dell'annesso all'unità strutturale principale e ha interessato la parete sul fronte stradale che risulta libera in sommità e ai vari livelli data l'assenza di catene; sono ben riconoscibili le lesioni a semplice diagonale presenti sulle due pareti di controvento che partono dalla copertura e proseguono per due livelli fino al piano terra.

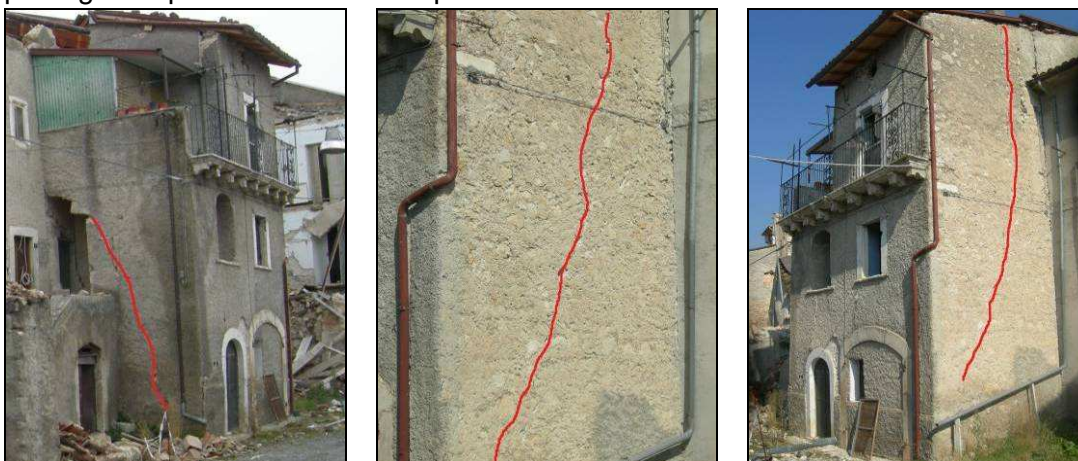


Figure: Lesioni a semplice diagonale sulle pareti di controvento laterali e particolare della lesione nella parete 3



- **Ribaltamento composto singola diagonale (più piani)-US 8800521001**  
L'unità strutturale, localizzata in via Sidoni, è isolata su tutti e quattro i lati:

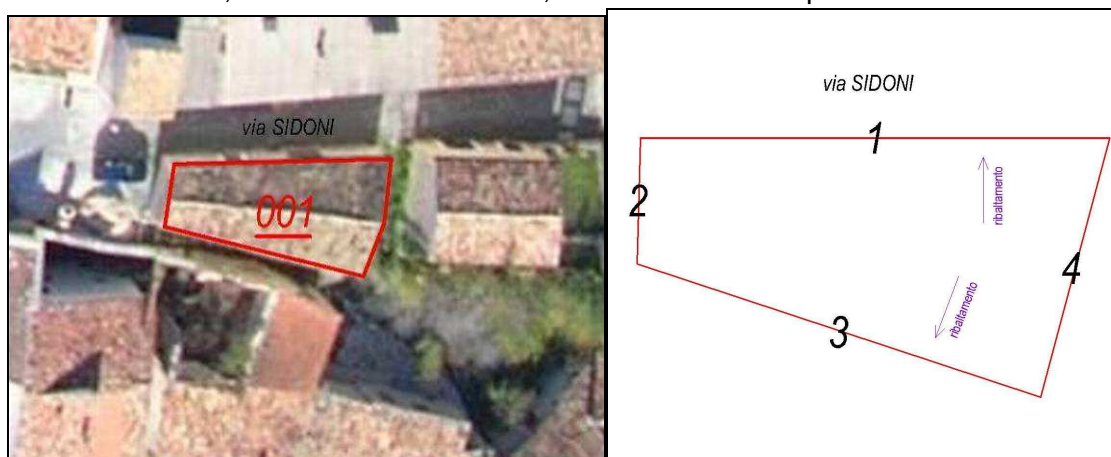


Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Il cinematisimo ha interessato la parete 3 e come si può vedere dalla prima figura sulla sinistra ha portato al distacco di una porzione della parete ad essa ortogonale (parete 2) con andamento diagonale; sull'altra parete di controvento (parete 4) è riconoscibile invece solo la lesione a semplice diagonale.

Una porzione della parete interessata dal meccanismo (quella vicino al pannello 4) non è crollata in quanto molto probabilmente è stata trattenuta dalla presenza di una catena metallica posta all'altezza dell'ultimo piano.



Figure: Meccanismo di ribaltamento della parete 3 e particolari delle lesioni a semplice diagonale sulle pareti di controvento laterali

- *Ribaltamento composto del cantonale-US 8800158007*

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è posta all'estremità di un aggregato con edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Il meccanismo ha riguardato l'intersezione tra le pareti 3 e 4, interessando una geometria di notevoli dimensioni a dimostrazione della qualità scadente della muratura. Tale fenomeno è stato quasi sicuramente attivato anche dalla spinta del puntone del tetto a padiglione dell'edificio.



Figure: Ribaltamento composto del cantonale dell'US con particolari del puntone della copertura a padiglione



- *Flessione verticale parete monolitica (più piani)-US 8800179003*

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è inserita all'interno di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La parete 2 ha subito una flessione verticale in corrispondenza dei primi due livelli dell'unità strutturale.

Il pannello è risultato efficacemente trattenuto sia a terra che in corrispondenza del solaio del secondo piano, mentre lo stesso non si può dire del livello intermedio che tende a distaccarsi dalla muratura, come si può vedere dalle lesioni orizzontali dell'immagine seguente.



Figure: Parete interessata dal cinetismo di flessione verticale



Figure: Particolari del distacco dalla parete del solaio del piano primo

- *Flessione verticale parete doppia cortina (più piani)-US 8800179001*

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è all'estremità di un aggregato di edifici disposti a schiera:

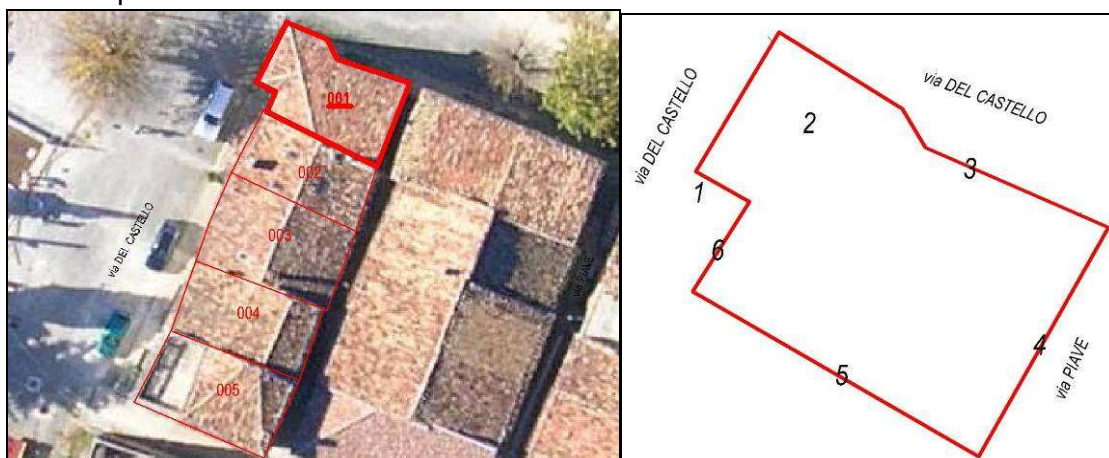


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La parete 2 ha subito una flessione verticale in corrispondenza degli ultimi due livelli dell'unità strutturale interessando entrambi i paramenti del pannello murario e portando al crollo della sola cortina esterna.

La parete è trattenuta efficacemente in sommità e lo stesso solaio di copertura è ben collegato alla parete stessa; lo stesso non si può dire del livello intermedio che tende a distaccarsi dalla muratura, come si può vedere dalle lesioni orizzontali dell'immagine seguente.



Figura: Parete interessata dal cinematismo



Figure: Particolari dei collegamenti alla parete del solaio di copertura e del piano secondo





- *Flessione orizzontale parete confinata (monolitica)-US 8800208006*

L'unità strutturale, localizzata all'interno del borgo in via Piave, è posta all'estremità di un aggregato di edifici di tipo articolato:

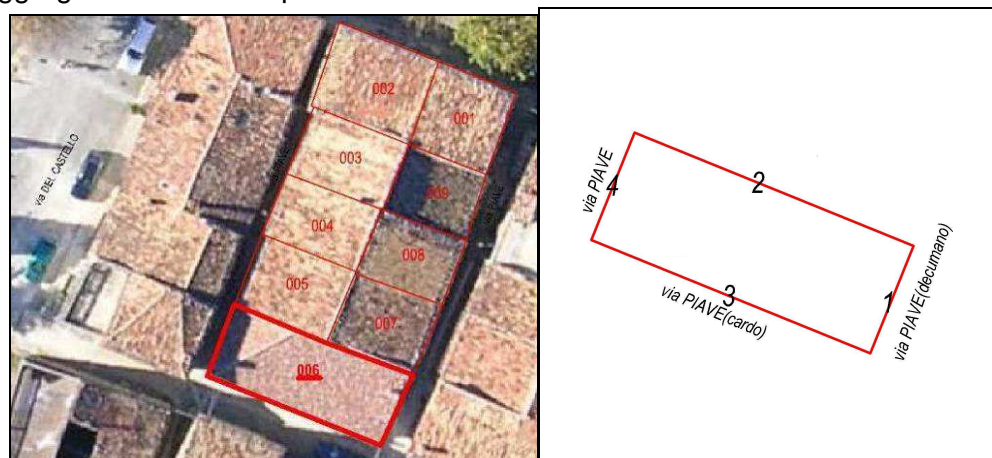


Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La fascia sopra finestra della parete 4 presenta segni di attivazione di una flessione orizzontale; inoltre le pareti laterali a quella in cui si è innescato il cinematismo hanno fornito un certo grado di confinamento.

Il solaio di copertura sembra mal collegato ed è di tipo spingente; le lesioni sulla faccia esterna sono di tipo obliquo e sono presenti rigonfiamenti della parete stessa sopra la finestra.



Figura: Parete interessata dal cinematismo



Figura: Particolare dell'andamento delle lesioni sulla parete

- *Flessione orizzontale per sfondamento del timpano (monolitica)-US 8800217009*  
L'unità strutturale, localizzata in via 24 Maggio, è posta ad una estremità di un aggregato di edifici di tipo articolato:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria con indicazione delle pareti

La parete 4 è interessata da un meccanismo di flessione orizzontale per sfondamento del timpano; questo è appurato dal fatto che sia presente una tipologia di lesione a forma di cuneo nel pannello in cui appoggiano le travi di copertura. La parete inoltre non risulta essere vincolata in sommità data l'assenza di catene.

La geometria del cuneo di distacco così estesa fa pensare ad una qualità della muratura abbastanza buona.



Figura: Parete interessata dal cinematismo



Figura: Particolare del collegamento alla parete delle travi di copertura



Figure: Particolari delle lesioni e della geometria del cuneo di distacco



- *Flessione orizzontale per sfondamento del timpano (monolitica)-US 8800200002*  
L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è all'estremità di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 2 è interessata da un meccanismo di flessione orizzontale per sfondamento del timpano; questo è appurato dal fatto che sulla parete in cui c'è stato il crollo della fascia superiore del pannello appoggiano le travi di copertura. La parete inoltre non risulta essere vincolata in sommità data l'assenza di catene.

La geometria del cuneo di distacco di dimensioni ridotte fa pensare ad una qualità della muratura scadente.



Figura: Parete interessata dal cinematismo

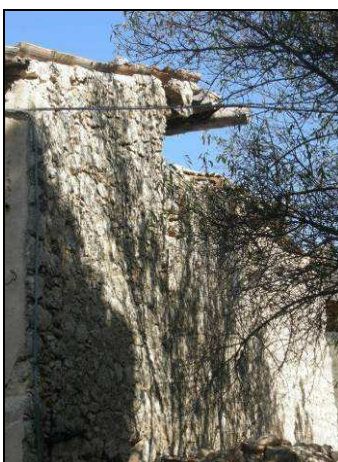
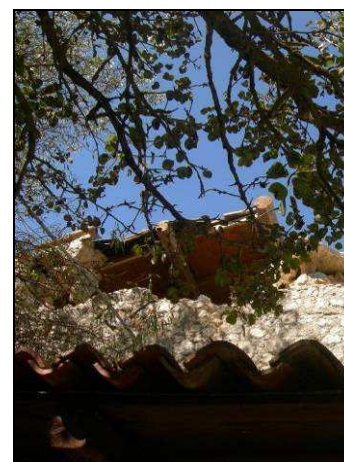


Figure: Particolari dello sfondamento del timpano in corrispondenza dell'appoggio alla parete delle travi di copertura



- *Meccanismo nel piano (maschio murario)-US 8800084001*

L'unità strutturale, localizzata in prossimità di via Sidoni, è isolata su tutti e quattro i lati:



Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Tutte le pareti dell'unità strutturale sono state interessate da meccanismi nel piano, tuttavia quelli più rilevanti si sono manifestati nelle pareti 1 e 4 e sono dovuti ad una rottura per taglio per fessurazione diagonale.

La parete 4 non avendo aperture presenta le tipiche lesioni diagonali per tutto il suo sviluppo prospettico, mentre sulla parete 1 le lesioni si sono manifestate solo in un maschio murario adiacente una porta.



Figura: Meccanismo nel piano della parete 4



Figure: Particolari delle lesioni ad andamento diagonale della parete 4 e 1





- **Meccanismo nel piano (maschio murario)-US 8800187001**

L'unità strutturale, localizzata in via del Castello, è isolata su tutti e quattro i lati:



Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

Tutte le pareti dell'unità strutturale sono state interessate da meccanismi nel piano, tuttavia si possono riconoscere sulla parete 1, e più in particolare sui maschi del secondo piano, le tipiche lesioni orizzontali per rottura per pressoflessione.



Figura: US interessata da meccanismi nel piano



Figure: Particolari delle lesioni dovute a rottura per pressoflessione dei maschi murari della parete 1

- *Meccanismo nel piano (maschio murario)-US 8800216001*

L'unità strutturale, localizzata in via Corderia, è isolata su tutti e quattro i lati:



Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US

Le pareti interessate dai meccanismi nel piano sono tutte quelle disposte lungo il lato più corto dell'edificio, e più in particolare sono stati coinvolti tutti i maschi murari i quali hanno subito un danneggiamento di rottura per taglio per fessurazione diagonale.



Figura: Parete esterna interessata dal meccanismo



Figura: Particolare della rottura di un maschio interno all'edificio per rottura per taglio per fessurazione diagonale

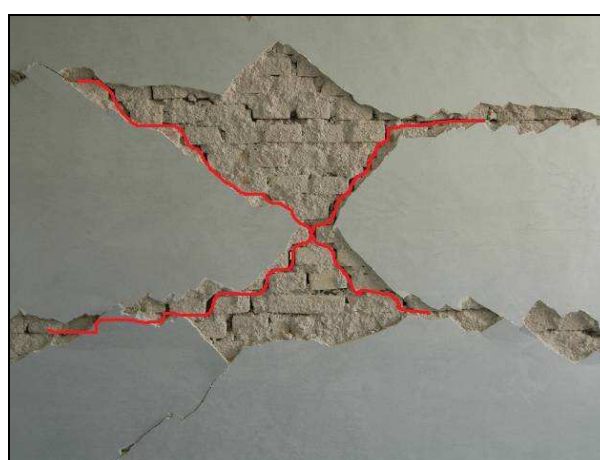


Figure: Particolari della rottura di un maschio con indicazione dell'andamento delle lesioni diagonali

- *Meccanismo nel piano (fascia di piano)-US 8800087001*

L'unità strutturale, localizzata in via San Giovanni, è isolata su tutti e quattro i lati:



Figure: Foto aerea con l'inquadratura dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 è stata interessata dal meccanismo nel piano, che ha coinvolto tutte le fasce di piano del primo e secondo livello, le quali si sono danneggiate per flessione; data la presenza di catene metalliche a entrambi i livelli il funzionamento della parete può essere stato del tipo II.



Figura: Parete interessata dal meccanismo



Figure: Particolari delle rotture per flessione delle fasce di piano della parete 1



- *Meccanismo nel piano (fascia di piano)-US 8800245001*

L'unità strutturale, localizzata tra via San Giovanni e via Principe Umberto, è all'estremità di un aggregato di edifici disposti a schiera:



Figure: Foto aerea con l'inquadramento dell'US e planimetria della tipologia dei danni rilevati

La parete 1 è stata interessata dal meccanismo nel piano, che ha coinvolto tutte le fasce piano del primo e secondo livello, le quali si sono danneggiate per taglio per fessurazione diagonale.



Figura: Parete interessata dal meccanismo



Figure: Particolari interni delle rotture delle fasce della parete 1





## 5.7 SINTESI DELLE ANALISI DELLE TIPOLOGIE DI DANNO

L'analisi effettuata nel paragrafo precedente, anche se svolta in modo non analitico, ha permesso di evidenziare alcune carenze strutturali comuni alla gran parte dell'edificato di Castelnuovo, che hanno caratterizzato la risposta sismica del paese.

Fra i casi riguardanti i meccanismi fuori piano si evidenzia come siano presenti in numero maggiore cinematismi di ribaltamento semplice, influenzati principalmente dai seguenti fattori:

- assenza di dispositivi di collegamento quali cordoli e/o catene;
- intersezioni murarie di cattiva qualità di ammortamento;
- muratura con paramenti mal collegati.

I restanti meccanismi fuori piano, presenti in numero minore nel paese, si attivano sempre in concomitanza ad alcune carenze strutturali ma non è sbagliato affermare che essi possono avvenire in edifici caratterizzati da una qualità sia tecnologica che costruttiva migliore.

E' il caso per esempio del ribaltamento composto in cui sono sempre assenti dispositivi di trattenimento in testa alle pareti ribaltanti, tuttavia il fatto che durante il cinematismo vengano trasportate porzioni delle pareti di controvento dimostra come la qualità delle intersezioni murarie siano migliore rispetto ai casi di ribaltamento semplice.

Per quanto riguarda i meccanismi nel piano non è stato trovato un numero elevato di casi chiari classificabili come descritto nella parte teorica (tuttavia non sono pochi i casi in cui edifici del paese hanno pareti con lesioni nel proprio piano, come dimostra la mappatura dei meccanismi); questo è una conferma del fatto che nell'edificato di Castelnuovo non fossero presenti tante unità strutturali caratterizzate da una qualità di dettagli costruttivi capaci di far avere un comportamento globale dell'edificio durante l'azione sismica.

Infatti, come visto nella trattazione teorica, la presenza di un comportamento scatolare (dovuto ad un buon ammortamento fra le pareti e alla presenza di catene e cordoli ai piani) e una buona distribuzione di forze durante l'azione sismica fra le pareti stesse (dovuto alla presenza di solai rigidi) è indispensabile per permettere ai pannelli di essere sollecitati nel proprio piano.

## 6. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA DEL PAESE: CONCLUSIONI

### 6.1 NOSTRE CONCLUSIONI

Dalle analisi dell'edificato di Castelnuovo è emerso che:

- la maggior parte delle costruzioni era realizzata con muratura di pietrame disorganizzato, con murature della tipologia "a sacco" di scarsa qualità, costituite da pietrame molto irregolare legato da malta di fattura scadente, senza particolari accorgimenti strutturali (come diatoni o listature); sono stati riscontrati però frequentemente cantonali di buona fattura alle intersezioni delle murature e catene metalliche sui paramenti murari;
- lo stato di conservazione delle costruzioni ante-sisma era di scarso livello: la metà delle U.S. sono state classificate come in "cattivo" o "grave" stato di conservazione;
- dal punto di vista sismico, la quasi totalità degli edifici risultava molto vulnerabile in base a quanto indicato nella *European Macroseismic Scale* (EMS-98): il 91% ricade in classe di vulnerabilità A o B.

Dalle analisi dei livelli di danno invece è emerso che:

- più della metà degli edifici del paese (50.7%) ha subito gravi danni, classificabili come D4 e D5, con concentrazione del danno nella parte alta della collina dove è presente la parte più antica delle costruzioni;
- gli edifici in muratura di pietrame (pari all'86.6% del totale delle strutture) hanno subito danni gravi, classificabili come D4 e D5, per una percentuale pari al 56.8%; tra questi, osservando solo quelli con cavità ipogea sottostante, tale percentuale sale al 61.2%. Si evince quindi che la muratura di pietrame ha in generale subito danni severi rispetto alla media degli edifici del paese, e i "grottoni" hanno influenzato il danno solo in minima parte (probabilmente sono avvenuti crolli locali in alcuni casi o cedimenti differenziali dei piani di fondazione);
- lo stato di conservazione degli edifici ha influito in maniera rilevante sul danno subito dalle strutture durante l'evento sismico;

Dalle analisi delle tipologie di danno è emerso che:

- per quanto riguarda i meccanismi fuori piano, si sono manifestati prevalentemente cinematismi di ribaltamento semplice, caratterizzati da assenza di elementi di collegamento (quali cordoli o catene), intersezioni murarie di cattiva qualità di ammortamento e muratura con paramenti mal collegati tra loro;
- i meccanismi nel piano invece non si sono manifestati frequentemente con modalità "da manuale" in quanto gli edifici, in generale, non hanno manifestato un buon comportamento globale, dovuto alla mancanza di ammortamenti e solai ben collegati alle murature capaci di distribuire il carico sismico in modo uniforme sui pannelli stessi (solai rigidi).

Queste considerazioni ci permettono di affermare che gli effetti così catastrofici del sisma del 6/04/2009 sono imputabili alla qualità scadente sia della muratura ma anche dei dettagli tecnologici con cui sono stati costruiti gli edifici di Castelnuovo.

I presidi antisismici predisposti nelle passate ristrutturazioni (catene metalliche per la maggior parte) non hanno aiutato le strutture a resistere alle azioni sismiche proprio

perché la muratura sulla quale andavano ad ancorarsi non aveva sufficiente resistenza per fornire un vincolo fisso. Il caso più significativo in questo senso è la Chiesa del paese, che pur essendo stata ristrutturata nel 2003 mediante inserimento di numerose catene metalliche (già presenti tra l'altro in seguito a precedenti interventi sulla stessa), non è riuscita a mantenere la sua integrità strutturale.



Figura: vista pre e post sisma della Chiesa Parrocchiale vicino al Borgo Fortificato

Per quanto riguarda le cavità ipogee presenti sotto l'edificato del paese, si può concludere che queste non sono state la causa principale dell'alto livello di danno, ma hanno contribuito solo in alcuni casi al danneggiamento delle strutture probabilmente per crolli locali dei ricoprimenti delle stesse o per cedimenti differenziali dei piani di fondazione delle strutture soprastanti.

A conferma delle nostre conclusioni, si riporta di seguito una breve sintesi dei risultati ottenuti dagli studi effettuati dalla Protezione Civile, la quale ha condotto ricerche al fine di stabilire la presenza o meno di amplificazioni locali dell'azione sismica imputabili alle caratteristiche geomorfologiche del territorio aquilano.

## 6.2 RISULTATI DELLA PROTEZIONE CIVILE

La Protezione Civile Nazionale, durante tutta la fase di emergenza post-terremoto, ha fornito il suo supporto sia nella gestione delle problematiche relative alla sistemazione della popolazione, sia nello studio dell'evento sismico mediante il coinvolgimento di varie Università italiane, tra le quali quella di Firenze, mediante proprio il Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale (DICEA).

Grazie alla quantità massiccia di dati a disposizione dei tecnici, quali rilevazioni aftershock registrate dopo la scossa principale del 06 aprile 2009 (mediante l'installazione di accelerometri), sondaggi geolitologici effettuati etc.. sono state redatti degli studi di micro zonazione sismica, al fine di comprendere se fossero presenti zone nel territori aquilano soggette a particolari amplificazioni sismiche: Castelnuovo era inserito tra queste zone da analizzare.

I risultati presentati nel corso di una conferenza stampa svoltasi a fine gennaio 2010 presso la Caserma della Guardia di Finanza di Coppito (L'Aquila) hanno affermato che "non ci sono porzioni significative del territorio aquilano nelle quali sia da escludere l'edificabilità". Questo è stato affermato grazie alla valutazione dei **fattori di amplificazione** ricavati per le diverse zone analizzate, di cui si riporta lo zoom effettuato su Castelnuovo.

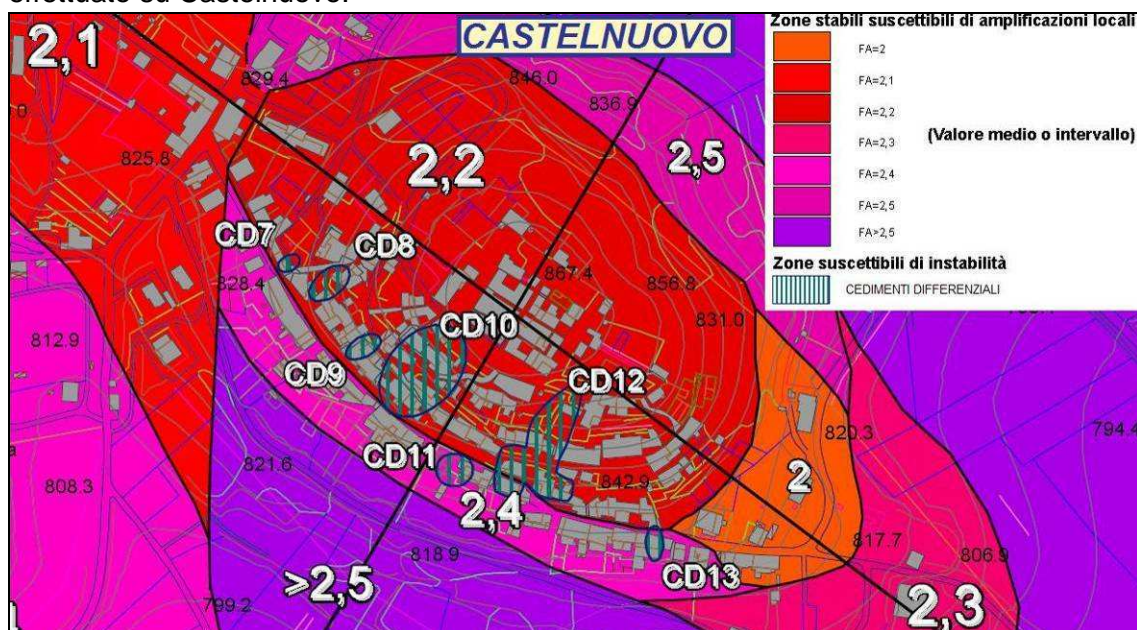


Figura: stralcio della carta di micro zonazione sismica elaborata dalla Protezione Civile

Come si vede dalla mappa, Castelnuovo non presenta particolari amplificazioni rispetto alle zone limitrofe pianeggianti (il fattore di amplificazione FA è 2.2 nel centro storico del paese, contro il 2.4 della zona ai piedi dello stesso); rimane comunque necessario analizzare puntualmente le situazioni nelle quali siano presenti cavità ipogee, facilmente soggette a possibili cedimenti differenziali (così come ben identificato in mappa dalle zone tratteggiate).

Si conclude quindi che è possibile ricostruire sul sito originario di Castelnuovo previo consolidamento delle cavità ipogee presenti.



## 7. PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA DEL NUOVO AGGREGATO EDILIZIO

### 7.1 INTRODUZIONE

Le attività di rilievo svolte sul campo durante il tirocinio e la successiva fase di analisi (descritta nella Parte I della presente trattazione) hanno evidenziato uno stato attuale dell'edificato del paese molto danneggiato dall'evento sismico del 06 aprile 2009.

Solo per ricordare alcuni dei dati prima visti, è stato ricavato che più di metà delle U.S. presenti a Castelnuovo (precisamente il 50.7%) presentano un livello di danno grave (D4-D5), che corrisponde al crollo totale o parziale di porzioni delle strutture portanti.

Ovviamente la finalità della nostra attività di tirocinio, ed in generale del Protocollo di Intesa stipulato tra il Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale (DICeA) ed il Sindaco del comune di San Pio delle Camere, è quello di studiare la fattibilità della ricostruzione del paese di Castelnuovo proponendo delle ipotesi attuabili ed economicamente vantaggiose.

Per quanto possibile quindi, gli studi degli altri laureandi che hanno partecipato alla "Missione Abruzzo" si stanno muovendo nella direzione del recupero dell'edificato, mediante analisi dettagliata del livello di danneggiamento dei singoli aggregati edilizi (in particolare di tutto il Borgo Fortificato, della Chiesa di San Silvestro alla base del paese e di Palazzo Sidoni).

Dato però che, come prima accennato, metà delle U.S. sono fortemente danneggiate (se non direttamente crollate in toto), nella presente trattazione si sceglie di affrontare la progettazione ex-novo di un edificio che si integri bene con il patrimonio edilizio esistente di Castelnuovo nonché con la morfologia del sito dove sorge l'abitato.

Si riportano di seguito tutte le valutazioni effettuate per l'ideazione e la progettazione architettonica dell'edificio.

### 7.2 TIPOLOGIA E GEOMETRIA DEL NUOVO AGGREGATO

#### TIPOLOGIA DI AGGREGAZIONE

Il primo elemento da definire è la tipologia di aggregato da realizzare: dall'osservazione dell'edificato esistente di Castelnuovo, si vede che questo presenta una tipologia di aggregazione delle U.S. pressoché lineare, come ben si evince direttamente dall'osservazione della mappa aerea del paese.



Figura: vista aerea prima del sisma del 06/04/09 di Castelnuovo

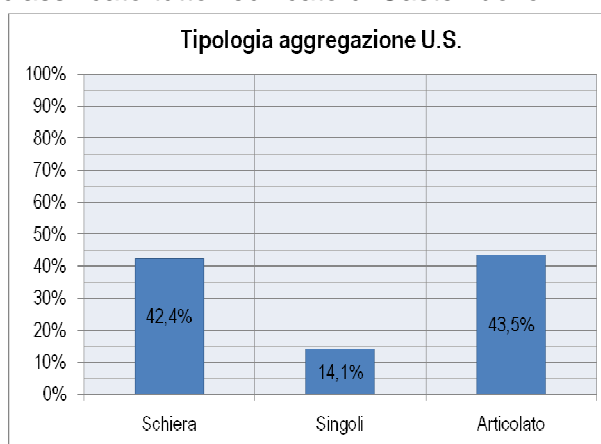
Questo è dovuto alla morfologia collinare del sito dove sorge l'abitato: le costruzioni venivano realizzate l'una accanto alle altre lungo una direzione sub-orizzontale, coincidente con le strade del paese. In particolare, la tipologia di aggregazione è quella della schiera per circa metà del paese, nella quale le unità sono accostate l'una accanto all'altra con muri portanti continui (in alcuni casi solo uno dei due fronti) in direzione longitudinale rispetto all'aggregato.

Nelle precedenti analisi (vedi Parte I della presente trattazione) erano state classificate come U.S. aggregate in schiera quelle disposte una a fianco all'altra a formare un aggregato longilineo con sagoma pressoché regolare (rettangolare allungata), spesso con lato lungo su fronte strada, con rapporto tra i lati circa uguale o superiore a 2 (lato lungo / lato corto).

Si riporta per completezza la distribuzione percentuale delle tipologie di aggregazione vista in precedenza, con le quali è stato classificato tutto l'edificato di Castelnuovo.

Tipologia aggregaz. U.S.	n° edifici	% edifici
Schiera	111	42,4%
Singoli	37	14,1%
Articolato	114	43,5%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

Figura: tabella ed istogramma relativi alla tipologia di aggregazione di ciascuna U.S.



Nella Parte I della presente trattazione è stata valutata la risposta sismica di ciascuna tipologia di aggregazione: l'analisi statistica ha portato come risultato il fatto che gli edifici in schiera hanno subito danni mediamente più leggeri degli edifici articolati, cioè composti da U.S. collegate l'una alle altre in maniera casuale o comunque senza una direzione precisa. Questo ovviamente è riconducibile alla maggior regolarità planimetrica delle schiere rispetto agli aggregati articolati, che contribuisce ad un miglior comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Andando più nello specifico, la disposizione a schiera fa sì che le U.S. presenti all'interno della schiera risultano vincolate nei confronti delle traslazioni in direzione longitudinale dell'aggregato, vista la presenza delle altre U.S.; questo porta ad una minor esposizione agli effetti delle azioni orizzontali di tali unità.

Ovviamente le unità esterne invece sono soggette a maggiori azioni rispetto a quelle interne in quanto hanno 3 fronti liberi invece che 2.

Le unità aggregate in modo articolato invece hanno un peggior comportamento nei confronti delle azioni orizzontali in quanto risultano irregolari in pianta (ed in molti casi pure in altezza).

Nell'ottica di una progettazione ex-novo di un aggregato edilizio si sceglie quindi di realizzare un edificio in schiera.

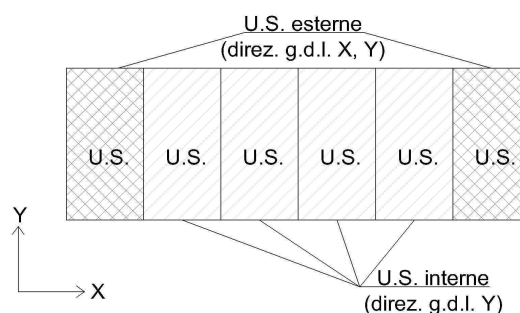


Figura: schema della vulnerabilità per azioni orizzontali di U.S. disposte in schiera

### GEOMETRIA DELL'AGGREGATO

Al fine di definire la geometria dell'aggregato da progettare sono state analizzate le dimensioni delle schiere presenti a Castelnuovo.

Si riportano di seguito, per ciascun aggregato edilizio classificato come schiera (21 aggregati in totale) le dimensioni planimetriche, il numero di U.S. presenti ed il rapporto tra i lati dell'aggregato stesso.

Aggregato (8800xxx)	n.° U.S.	dimensioni [m]		rapporto
049	6	38,0	x 12,0	3,2
051+236	6	57,0	x 20,0	2,9
088	9	52,0	x 13,0	4,0
102	2	19,5	x 10,0	2,0
158	7	53,0	x 15,0	3,5
159	6	42,0	x 10,0	4,2
161	3	47,0	x 10,0	4,7
162	3	16,0	x 8,0	2,0
163	11	90,0	x 10,0	9,0
173	3	16,0	x 8,0	2,0
174	5	28,0	x 10,0	2,8
179	5	30,0	x 10,0	3,0
200	2	18,2	x 9,8	1,9
204	4	18,0	x 7,5	2,4
233	5	24,0	x 7,0	3,4
241	4	33,0	x 13,0	2,5
245	2	26,0	x 13,0	2,0
251	4	24,0	x 8,5	2,8
283	4	38,0	x 10,0	3,8
415	11	80,0	x 17,0	4,7
519	9	60,0	x 6,0	10,0

Il rapporto tra le dimensioni planimetriche delle varie schiere assume valori quasi sempre compresi nell'intervallo 2÷5, ad eccezione delle due schiere evidenziate in tabella, che presentano un rapporto molto discorde (con valori di 9.0 e 10.0). Tali valori possono ritenersi outliers della popolazione dei dati in quanto troppo discordi dai restanti e vengono quindi esclusi dai calcoli seguenti.

Eseguendo la semplice media aritmetica del rapporto tra le dimensioni planimetriche si ricava il rapporto medio, pari in questo caso a 3.0.

La media dei valori delle dimensioni planimetriche invece è pari alle seguenti quantità:

- lato lungo 34.7 metri
- lato corto 11.1 metri.

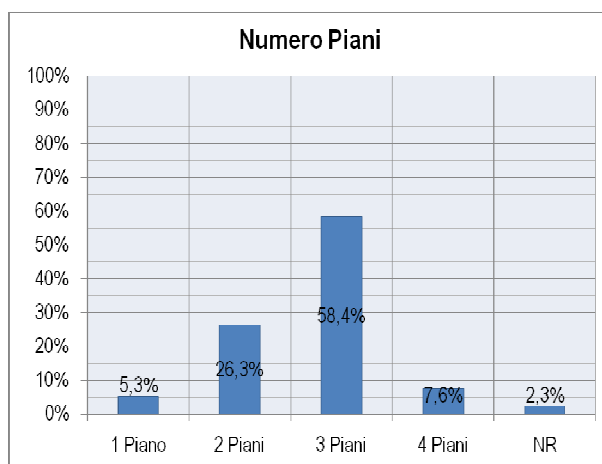
Il numero di U.S. mediamente presente in ciascun aggregato è invece pari a 4.8 U.S.

Dai dati sopra analizzati si ricava la geometria dell'aggregato da progettare: si sceglie di realizzare un edificio composto da 5 U.S. in schiera, con dimensioni complessive dell'aggregato pari a 32 m x 11 m.

Il numero di piani che si sceglie di realizzare viene ricavato dalla statistica effettuata sulla totalità delle U.S. rilevate a Castelnuovo: nella Parte I era stato ricavato che il 58.4% delle unità era costituita da 3 piani come si vede dalla tabella e dall'istogramma delle precedenti analisi svolte riportati di seguito.

Numero piani	n° edifici	% edifici
1 Piano	14	5,3%
2 Piani	69	26,3%
3 Piani	153	58,4%
4 Piani	20	7,6%
NR	6	2,3%
<b>TOT.</b>	<b>262</b>	<b>100%</b>

Figura: tabella ed istogramma relativi al numero totale di piani di ciascuna U.S.



Vista la morfologia del sito di Castelnuovo, si ipotizza di realizzare l'edificio con il lato corto (11 metri) disposto lungo la direzione di massima pendenza del pendio, così da lasciare il lato lungo dell'aggregato (32 metri) su una direzione sub-orizzontale, parallela alla viabilità del paese.

#### ESEMPI DI INSERIMENTO DEL BLOCCO DI NUOVA REALIZZAZIONE

La progettazione di seguito illustrata non fa riferimento alla ricostruzione di un particolare aggregato edilizio, ma si pone bensì nell'ottica di offrire una proposta di costruzione ex-novo che si integri con il contesto dell'edificato presente a Castelnuovo. Si ipotizzano di seguito tre possibili siti nei quali collocare l'edificio di nuova realizzazione, per valutarne l'effettiva fattibilità.

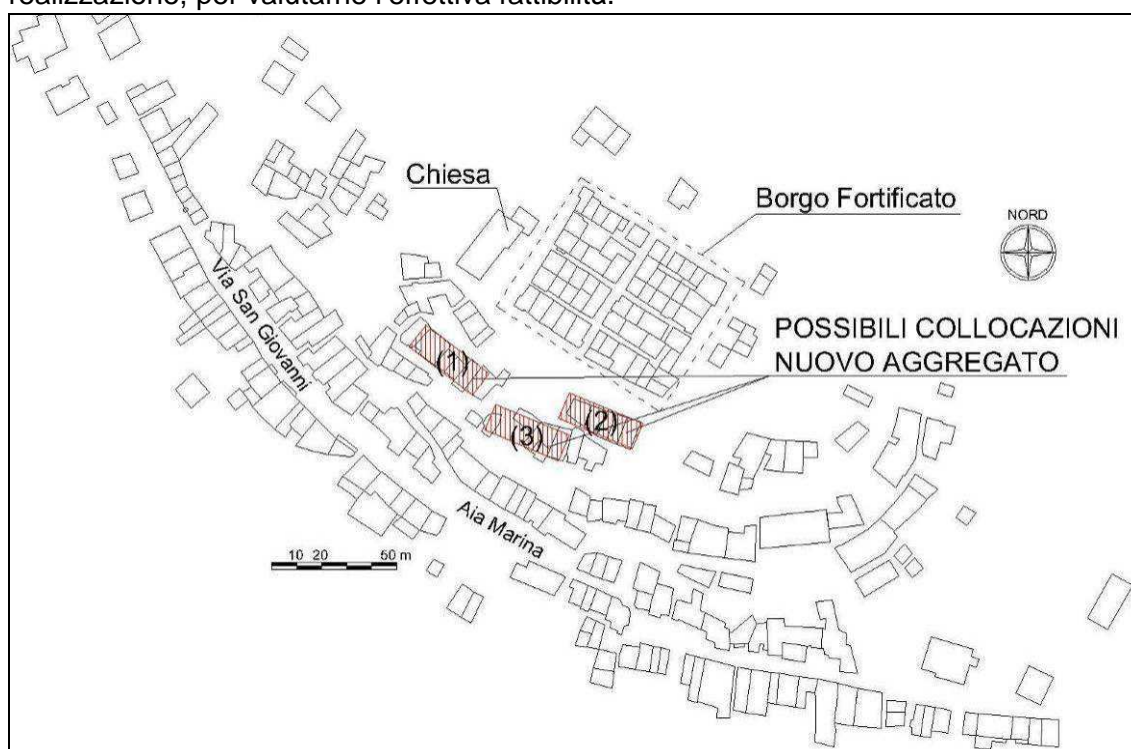


Figura: localizzazione su mappa dei possibili siti di costruzione del nuovo edificio in schiera



1) sostituzione di una schiera

La schiera costituita dagli aggregati 8800051-8800236 ha subito un livello di danno elevato (le 6 U.S. che la compongono hanno tutte un livello di danno D5): le abitazioni di tale schiera sono state tutte totalmente distrutte.



Figura: vista aerea pre e post-sisma dell'aggregato edilizio 051-236

Dalla documentazione fotografica in nostro possesso è stato possibile osservare le caratteristiche ante-sisma del complesso edilizio: la schiera era composta da 6 U.S. accostate l'una all'altra, costituite tutte da 3 piani fuori terra.



Figura: immagini pre-sisma dell'aggregato edilizio 051-236

L'ingombro planimetrico complessivo del blocco era all'incirca contenuto in un rettangolo aventi dimensioni 41 x 13 metri.

Durante le fasi di sopralluogo invece è stato possibile osservare da vicino lo stato della costruzione post-sisma, riscontrando la totale distruzione degli edifici eccezion fatta per piccole porzioni del piano terra di alcune unità.



Figura: immagini post-sisma dell'aggregato edilizio 051-236

In tale zona quindi è ipotizzabile la rimozione integrale delle macerie e la successiva ricostruzione di un nuovo aggregato edilizio.



Questo sito rappresenta la soluzione più adatta alla costruzione del nuovo aggregato, sia per morfologia del terreno che per la somiglianza tra la situazione pre-sisma e quella di progetto.

Di seguito si riportano altre due soluzioni possibili per la realizzazione della schiera progettata, anche se in questi casi sono da prevedere piccole modifiche sugli esterni dell'edificio vista la diversa morfologia del terreno dei siti stessi: nei seguenti casi ad esempio non sarà possibile realizzare la pertinenza esclusiva delle abitazioni sul retro.

## 2) sostituzione di una schiera

Di fronte al Borgo Fortificato è presente una schiera composta da 5 U.S. (aggr. 8800174), che ha caratteristiche molto simili all'edificio progettato in questa trattazione. La schiera ha subito evidenti danni durante il sisma: molte pareti si sono disgregate così come i solai di piano e le coperture. Delle 5 U.S. componenti l'edificio, 4 hanno un livello di danno classificato D4 ed una sola U.S. è stata classificata in D3.



Figura: immagini pre-sisma dell'aggregato edilizio 174

Come si vede dalle seguenti foto, le strutture hanno subito forti danneggiamenti.



Figura: prospetti dell'aggregato 174 lato monte, di fronte al Borgo Fortificato



Figura: prospetti dell'aggregato 174 lato valle



Anche in questo caso è possibile l'inserimento dell'edificio progettato, apportando gli opportuni accorgimenti sugli esterni al fine di rispettare la morfologia del sito di costruzione: non si potranno realizzare le pertinenze esclusive sul lato cucine (in quanto sarebbero realizzate nella Piazza del Borgo) ed è da valutare la realizzazione della viabilità lato valle per l'accesso principale delle U.S..

### 3) sostituzione di due aggregati singoli e una porzione di schiera

Nella zona adiacente a quella prima osservata sono presenti U.S. disposte in schiera (aggr. 8800049, composto da 6 U.S. a schiera), e U.S. indipendenti su quattro lati (aggr. 8800237 e aggr. 8800244).



Figura: vista aerea pre e post-sisma degli aggregati edilizi 049 - 237 - 244

L'U.S. 1 dell'aggregato 049 ha subito danni lievi (livello di danno pari a D1) ed era in fase di ristrutturazione prima del sisma del 06 aprile 2009 (dai sopralluoghi eseguiti è stata rilevata la realizzazione di una nuova copertura in legno a travi orizzontali, sostituzione di alcuni solai di piano in laterocemento e realizzazione di muratura con pietrame listato a mattoni): per questa struttura è ipotizzabile un intervento di riabilitazione strutturale.



Figura: prospetto dell'U.S. 049-001

Le restanti U.S. sono invece andate completamente distrutte (livello di danno D5), eccezion fatta per una piccola unità che presenta comunque un livello di danno classificato come D4.



Figura: vista dell'aggregato 049 dopo il sisma

Gli altri due aggregati (237 e 244), costituiti invece da una sola U.S. ciascuno, presentano anch'essi gravi danni: livello D4 per il primo, livello D5 per il secondo.



Figura: vista degli aggregati 237 e 244 dopo il sisma

Ipotizzando la conservazione solamente dell'U.S. in buone condizioni dell'aggregato 049 (la prima vista con muratura di pietrame listata), mediante la demolizione e rimozione delle macerie delle restanti U.S. è possibile inserire la schiera da noi progettata. Si rende necessaria la realizzazione della viabilità principale di accesso alle unità del fabbricato nella zona a valle del lotto, mediante riorganizzazione degli esterni.

### 7.3 PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA DEL NUOVO AGGREGATO

#### LE TIPOLOGIE DI ABITAZIONE

Dato che, come prima accennato, il nuovo aggregato edilizio che andiamo a progettare vuole offrire una proposta di ricostruzione che ben si adatti al contesto Castelnuovese, si rende necessaria una progettazione che offra soluzioni versatili in base alle esigenze della popolazione, ed in particolare dei singoli nuclei familiari che andranno ad abitare il nuovo complesso residenziale. Operativamente si sceglie quindi di progettare due differenti unità abitative elementari all'interno della schiera oggetto di analisi: un'unità progettata per un nucleo familiare composto da 4 persone ed una da 3 persone.

Tale scelta si concretizza in una differenza sostanziale della superficie utile lorda (SUL) complessiva delle due abitazioni progettate: nello specifico, l'unità abitativa più grande (A) ha una SUL pari a 220 mq, mentre quella più piccola (B) ha una SUL di 175 mq.

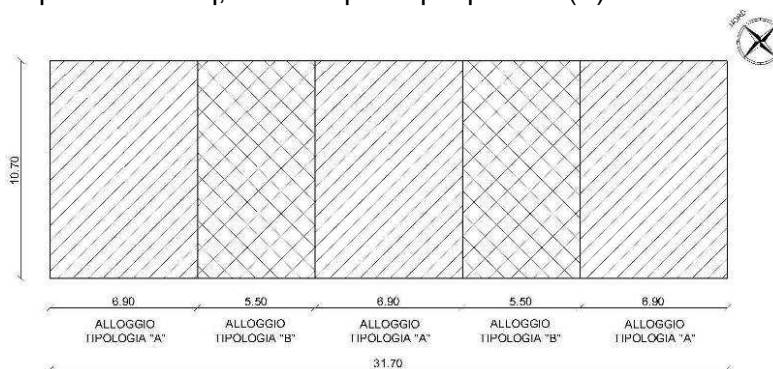


Figura: schema planimetrico della disposizione delle due tipologie di alloggio previsto

#### LA DISTRIBUZIONE DEGLI AMBIENTI DELLE ABITAZIONI

Una volta individuate le dimensioni delle unità abitative elementari dalle analisi statistiche prima svolte, si procede alla progettazione architettonica degli spazi interni. Dai sopralluoghi effettuati nelle abitazioni di Castelnuovo durante il periodo di tirocinio, è stato possibile osservare le distribuzioni degli ambienti interni degli edifici; si descrivono di seguito le caratteristiche più frequenti riscontrate:



- al piano terra sono presenti cantine e depositi attrezzi, ricavati negli spazi utilizzati in passato come stalle; l'accesso è garantito da aperture prospicienti direttamente sulla strada, con lato opposto situato contro terra (questo dovuto all'orografia del territorio ed alla disposizione delle schiere); spesso tali ambienti non hanno accesso diretto ai piani superiori, ai quali si accede unicamente da scale esterne appositamente realizzate fuori dal corpo di fabbrica;
- al piano primo è presente la zona giorno, costituita da soggiorno e da cucina; i due ambienti sono separati da un muro di controvento portante sul quale si appoggia la scala che conduce al livello superiore; a questo livello non è solitamente presente un servizio igienico;
- al piano secondo è presente la zona notte, con due camere da letto solitamente, oltre ai servizi igienici ricavati spesso in zone cieche del piano.

Sono state quindi progettate le due unità abitative del nuovo aggregato cercando di conservare la tradizione edilizia del luogo prima descritta, apportando in alcuni casi delle modifiche al fine di rendere più funzionale e confortevole l'ambiente da realizzare. In particolare si è scelto:

- di realizzare il collegamento interno mediante scala tra piano terra e piano primo, visto che al piano terra viene realizzata una taverna che può essere più facilmente utilizzata se collegata internamente alla zona cucina ed alla zona soggiorno;
- di introdurre un servizio igienico nella zona giorno (oltre che nella zona notte come presente in tutte le strutture viste);
- di realizzare dei ripostigli sia in zona giorno che in zona notte quando possibile.

Si riportano di seguito le planimetrie dell'intero edificio progettato.

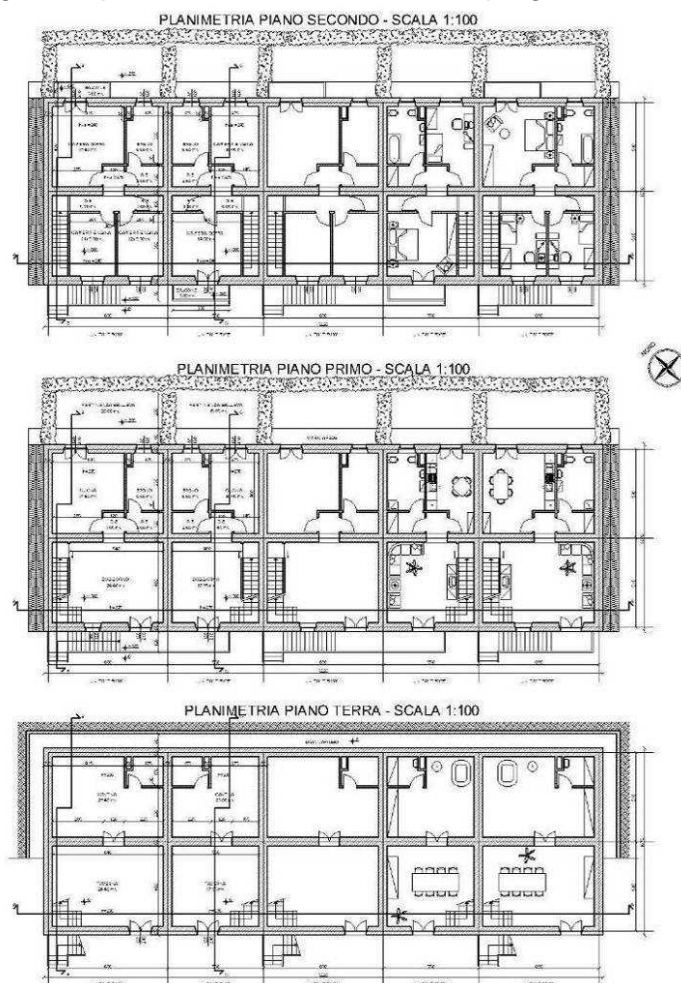


Figura: planimetrie della schiera progettata

### ABBATTIMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE

In base a quanto prescritto dalla vigente normativa in tema di abbattimento di barriere architettoniche (L. 13/89 e successivo D.M. 236/89), il requisito da garantire per l'edificio oggetto della progettazione è quello della *adattabilità* (si veda l'art. 3.4.g del D.M. 236/89), in quanto edificio residenziale plurifamiliare privo di spazi comuni.

Si riportano di seguito gli elementi tenuti in conto durante la fase di progettazione degli spazi al fine di ottenere il requisito di adattabilità, con indicazione dei valori riportati in normativa tra parentesi :

- porta di accesso principale alle unità di larghezza pari a 120 cm (min 80 cm);
- porte interne alle unità di larghezza pari a 80 cm (min 75 cm);
- dislivelli tra pavimenti allo stesso livello assenti (max 2.5 cm);
- altezza maniglie infissi esterni pari a 115 cm (ammissibile 100-130 cm);
- parapetti e ringhiere con altezza pari a 100 cm e spazio minimo tra elementi che la costituiscono pari a 10 cm ( $h_{\min}$  100 cm,  $s_{\min}$  10 cm);
- servizi igienici opportunamente dimensionati al fine di garantire l'accostamento laterale alla tazza w.c., bidet, vasca, doccia, lavatrice e l'accostamento frontale del lavabo, come dimostrato negli elaborati grafici allegati;
- corridoi e percorsi con larghezza minima pari a 100 cm (min 100 cm);
- scale con larghezza pari a 90 cm min (min. 80 cm per scale non ad uso pubblico);
- $p=25$  cm,  $a=18.75$  cm,  $2a+p=62.5$  (ammissibile 62-64 cm).

Con gli accorgimenti presi, gli alloggi hanno il requisito di *adattabilità*; mediante l'inserimento di opportuni servo-scala questi raggiungono direttamente il requisito di *accessibilità*.

### REQUISITI IGIENICO-SANITARI DEI LOCALI DI ABITAZIONE

Con riferimento al D.M. 05/07/1975, si riportano i requisiti igienico-sanitari garantiti nella progettazione, con indicazione dei valori minimi richiesti da norma tra parentesi:

- camera da letto singola con superficie pari a 9.30 mq minimo (min 9.00 mq);
- camera da letto doppia con superficie pari a 14.00 mq minimo (min 14.00 mq);
- soggiorno con superficie pari a 17.95 mq minimo (min 14.00 mq);
- altezza dei locali pari a 2.70 m (min 2.70 m);
- le camere da letto, il soggiorno e la cucina sono tutti provvisti di opportune finestrate, con rapporto aero-illuminante pari o superiore ad 1/8 (min 1/8).

### I PARTICOLARI ARCHITETTONICI

Al fine di mantenere uno stile architettonico simile all'edificio presente, sono stati osservati gli elementi caratterizzanti i prospetti e le finiture delle aperture presenti; tali elementi sono stati riproposti nella progettazione mediante una reinterpretazione degli stessi. Nelle immagini di seguito proposte si possono osservare alcune delle schiere alle quali si è ispirata la nostra progettazione. In particolare:

- è stato ripreso il motivo della scalinata esterna per l'accesso al piano primo, costituita da due rampe ortogonali tra loro. In alcuni casi tale accesso è comune a due unità indipendenti: tale aspetto è stato sfruttato per creare solamente 3 accessi sul fronte principale dell'edificio (servendo tutte le 5 unità presenti);
- sono stati riproposti dei piccoli balconi sul fronte strada e sul retro, con superficie tale da renderli fruibili (spesso i balconi osservati invece erano costituiti semplicemente da una ringhiera posta fuori dalla sagoma dell'edificio, a protezione delle porte-finestre presenti);
- le porte di accesso sono state previste con arco ribassato, così come la quasi totalità delle entrate osservate a Castelnuovo;
- ogni apertura è stata realizzata con opportuna cornice esterna.



Figure: esempi di schiere: (1), (2) aggr. 88 – (3) aggr. 158 – (4) aggr. 174

I prospetti del nuovo aggregato progettato si presentano come di seguito riportato.

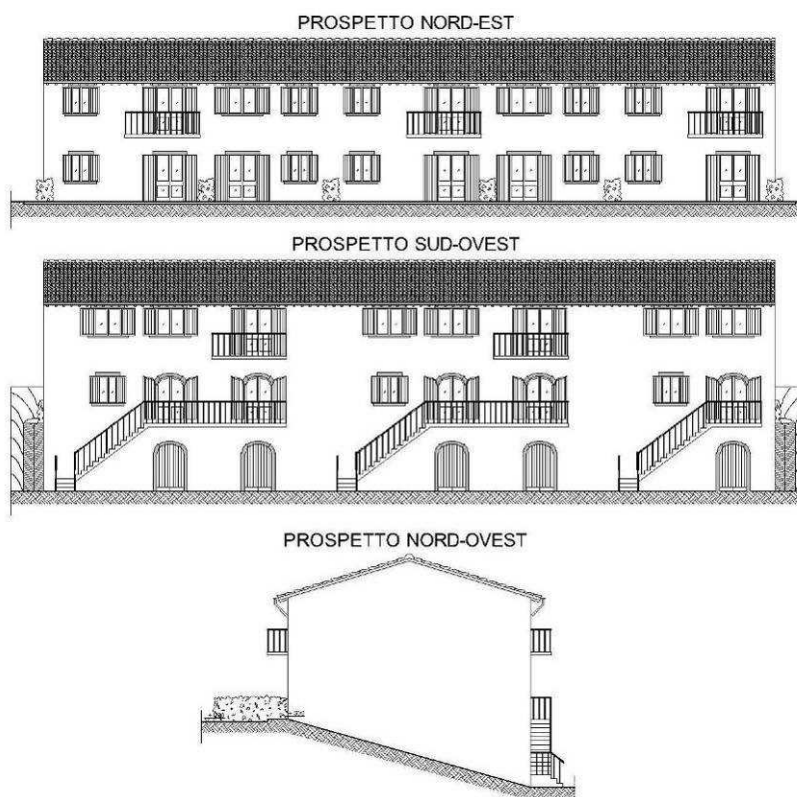


Figura: prospetti frontale, tergale e laterale del nuovo aggregato

## 8. PROGETTAZIONE STRUTTURALE

### 8.1 INTRODUZIONE

Nella seguente progettazione strutturale si è scelto di analizzare tre tecnologie strutturali, la cui scelta è giustificata dalle seguenti motivazioni:

- Muratura ordinaria di Poroton: soluzione tecnologica di tipo tradizionale, di facile esecuzione e comprovata affidabilità nei confronti dei requisiti strutturali e termo-acustici (come si vedrà meglio in seguito); visto che molti degli edifici di Castelnuovo si presentavano intonacati, questa soluzione, una volta intonacata, non presenta particolari discordanze col tessuto pre-esistente.
- Muratura ordinaria in pietrame disorganizzato: soluzione tecnologica analizzata nell'ottica di proporre un riutilizzo dei materiali ricavati dalle demolizioni degli edifici esistenti, con conseguente riduzione del problema di smaltimento delle macerie del paese; come spiegato in seguito questa soluzione sarà difficilmente realizzabile, anche facendo riferimento alle indicazioni normative; è stata comunque analizzata per valutare una possibile geometria strutturale tale da rendere l'edificio completamente antisismico, utilizzando il materiale tradizionalmente impiegato a Castelnuovo ed adottando tutti gli accorgimenti tecnico-strutturali prescritti dalla normativa vigente.
- Sistema costruttivo a pareti in cls portanti debolmente armate: soluzione tecnologica caratterizzata da tempi di costruzione brevissimi rispetto alle soluzioni sopra proposte; tale aspetto assume un ruolo rilevante se si pensa a tutte le problematiche correlate ai lunghi tempi di ricostruzione che hanno caratterizzato nel passato situazioni di emergenza analoghe a quella vissuta ora dalla popolazione abruzzese.

Ovviamente, oltre agli aspetti sopra detti, la scelta della tecnologia da utilizzare seguirà anche l'aspetto economico, vista la notevole quantità di interventi che dovranno essere realizzati nel paese.

Il nostro obiettivo è stato quello quindi di proporre tre soluzioni strutturali così da poter offrire delle valide opzioni per la ricostruzione degli edifici andati distrutti a causa del sisma.

Si riportano preliminarmente le caratteristiche di tutti i materiali strutturali impiegati nella progettazione e l'analisi di tutti i carichi gravanti sulla struttura.

Verrà poi riportata una sintesi delle scelte progettuali eseguite per ciascuna tipologia edilizia, inerenti sia l'organizzazione strutturale nel suo insieme che le caratteristiche delle strutture verticali e orizzontali; le verifiche strutturali sia globali che dei singoli elementi saranno trattate specificatamente nei capitoli seguenti.

Al termine di questo capitolo sono state eseguite anche delle valutazioni di carattere funzionale inerenti le modalità costruttive atte a garantire per ciascuna tecnologia edilizia un adeguato isolamento termo-acustico nel rispetto delle normative vigenti.



## 8.2 MATERIALI UTILIZZATI

### CALCESTRUZZO

Il cls C20/25 viene impiegato per la soletta strutturale dei solai di piano, per i cordoli di piano e di copertura della struttura; le caratteristiche del materiale sono le seguenti:

- peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN} / \text{mc}$
  - modulo di elasticità normale  $E_{0,c} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 30200 \text{ N} / \text{mmq}$
  - modulo di elasticità tangenziale  $G = E_{0,c} / 2(1 + \nu) = 12583 \text{ N} / \text{mmq}$
  - deformazione ultima  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$
  - resistenza cubica caratteristica a compressione  $R_{ck} = 25 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza cilindrica caratteristica a compressione  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 20.75 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza media a compressione  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28.75 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza di progetto a compressione  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 11.76 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza media a trazione assiale  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.27 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1.59 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.06 \text{ N} / \text{mmq}$
- (con  $\gamma_c = 1.5$  coefficiente di sicurezza sui materiali,  $\nu = 0.2$  coefficiente di Poisson)

Il cls C25/30 viene impiegato per il sistema tecnologico a pareti estese debolmente armate e per i cordoli di fondazione della struttura di tutte le tecnologie analizzate; le caratteristiche del materiale sono le seguenti:

- peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN} / \text{mc}$
  - modulo di elasticità normale  $E_{0,c} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 31447 \text{ N} / \text{mmq}$
  - modulo di elasticità tangenziale  $G = E_{0,c} / 2(1 + \nu) = 13103 \text{ N} / \text{mmq}$
  - deformazione ultima  $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$
  - resistenza cubica caratteristica a compressione  $R_{ck} = 30 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza cilindrica caratteristica a compressione  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza media a compressione  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza di progetto a compressione  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza media a trazione assiale  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N} / \text{mmq}$
  - resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N} / \text{mmq}$
- (con  $\gamma_c = 1.5$  coefficiente di sicurezza sui materiali,  $\nu = 0.2$  coefficiente di Poisson)

### ACCIAIO

L'acciaio B450C viene impiegato per:

- armatura longitudinale e trasversale dei cordoli di piano, copertura e fondazione;
- rete elettrosaldata disposta nelle solette in cls dei solai di piano e del vespaio;
- barre di incatenamento dell'orditura lignea ai cordoli in cls;
- armatura longitudinale e trasversale del sistema tecnologico a pareti estese debolmente armate.

Le caratteristiche del materiale sono le seguenti:

- peso specifico  $\gamma = 78.50 \text{ kN} / \text{mc}$
- modulo di elasticità normale  $E_s = 206000 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza caratteristica a snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza caratteristica a rottura  $f_{yk} = 540 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N} / \text{mmq}$   
(con  $\gamma_s = 1.15$  coefficiente di sicurezza sui materiali)
- deformazione di snervamento  $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.90\%$

### LEGNO

Il legno massiccio di conifera (abete) classe C24 (norma EN 338) viene impiegato per la realizzazione dell'orditura primaria (travi) e secondaria (travetti) sia dei solai di piano che di copertura; le caratteristiche del materiale sono le seguenti:

- peso specifico  $\gamma = 4.20 \text{ kN} / \text{mc}$
- modulo di elasticità normale  $E_{0,mean} = 11000 \text{ N} / \text{mmq}$
- modulo di elasticità tangenziale  $G_{mean} = 690 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza caratteristica a flessione  $f_{m,k} = 24.00 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza caratteristica a trazione  $f_{t,0,k} = 14.00 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza caratteristica a taglio  $f_{v,k} = 2.50 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza di progetto a flessione  $f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,1} = 14.77 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza di progetto a trazione  $f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot f_{t,0,k} / \gamma_{M,1} = 8.62 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza di progetto a taglio  $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,1} = 1.54 \text{ N} / \text{mmq}$   
(con  $\gamma_{M,1} = 1.3$  coefficiente di sicurezza sui materiali per legno massiccio)

Per la definizione dei fattori di correzione, si precisa che i solai lignei sono al chiuso e in ambienti riscaldati di inverno (classe I –  $u\% \leq 12\%$ ), e che i carichi sono di media durata (carichi di normale esercizio); il fattore di correzione assume il valore  $k_{mod} = 0.8$ .

Il coefficiente invece che tiene conto della viscosità del materiale (nei riguardi delle deformazioni) assume il valore  $k_{def} = 0.6$ .

### CONNETTORI METALLICI

I connettori metallici a piolo vengono impiegati nei solai di piano per realizzare la connessione semirigida tra travi lignee e soletta in cls.

La tipologia impiegata consiste in connettori tra trave principale e soletta in cls, costituiti da una piastra di base 75 X 50 X 4 mm, modellata a ramponi, avente due fori atti al passaggio di due viti tirafondi Ø 10 mm, con sottotesta tronco-conico, gambo in acciaio zincato Ø 12 mm, unito alla piastra tramite ricalco a freddo. Altezza del gambo 150 mm, lunghezza viti 120 mm; questa tipologia di connessione ha le seguenti caratteristiche (valutate su legno di abete di classe C16):

- resistenza caratteristica  $F_{con,k} = 24250 N$
- modulo di scorrimento iniziale (rigidezza SLE)  $K_{con} = 17200 N / mmq$
- modulo di scorrimento ultimo (rigidezza SLU)  $K_{con,u} = 7410 N / mmq$

NOTA: Questi valori sono riferiti alla connessione direttamente fissata su trave, senza tavolato interposto, così come previsto dagli elaborati grafici allegati.

### MURATURA IN ELEMENTI ARTIFICIALI SEMIPIENI - POROTON

Tale tecnologia è stata proposta in quanto costituisce una soluzione tecnologica di tipo tradizionale nelle costruzioni; sono stati impiegati elementi artificiali semipièni di dimensioni 30x19x25 con le seguenti caratteristiche meccaniche, i cui valori rispettano quanto riportato nella normativa al § 7.8.1.2:

- percentuale di foratura:  
 $\varphi = 45\% \leq \varphi_{max} = 45\%$  ;
- resistenza caratteristica a compressione del blocco:  
 $f_{bk} = 15 N / mmq > f_{bk,min} = 5 N / mmq$  ;
- resistenza caratteristica del blocco in direzione orizzontale e nel piano del muro:  
 $\bar{f}_{bk} = 2.35 N / mmq > \bar{f}_{bk,min} = 1.5 N / mmq$

La malta di allettamento impiegata è del tipo M5 (resistenza media pari a 5 N/mmq), corrispondente al valore minimo impiegabile per la muratura ordinaria, indicato nella normativa sempre al § 7.8.1.2.

Facendo riferimento alle tabelle 11.10.V e 11.10.VII riportate rispettivamente nel § 11.10.3.1.2 e nel § 11.10.3.2.2 sono state dedotte la resistenza caratteristica a compressione ( $f_k$ ) e la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali ( $f_{vk0}$ ) a partire dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe della malta:

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Figura: Tab. 11.10.V per determinare il valore resistenza caratteristica a compressione della muratura di  $f_k$

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Classe di malta	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

 Figura: Tab. 11.10.VII per determinare il valore resistenza caratteristica a taglio della muratura di  $f_{vk0}$ 

Come indicato al § 11.10.3.3 in presenza di tensioni di compressione la resistenza caratteristica a taglio della muratura può essere ricavata tramite la relazione seguente e deve rispettare una certa limitazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n \leq f_{vk,lim} = 1.4 \cdot \bar{f}_{bk} = 3.29 \text{ N/mm}^2$$

I valori dei moduli elastici sono stati determinati con le espressioni riportate al § 11.10.3.4 a partire dalla resistenza a compressione della muratura; riassumendo i valori utilizzati per l'analisi strutturale di tale tecnologia sono:

- peso specifico  $\gamma = 8.45 \text{ kN/mc}$
- resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k = 6.00 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a taglio della muratura  $f_{vk0} = 0.20 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a taglio della muratura limite  $f_{vk,lim} = 3.29 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità normale secante  $E = 1000 \cdot f_k = 6000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 0.4 \cdot E = 2400 \text{ N/mm}^2$

A seconda della tipologia di analisi strutturale effettuata, le resistenze di progetto vengono valutate secondo le seguenti prescrizioni e rispettando ulteriori limiti delle resistenze caratteristiche:

- *in condizioni non sismiche*: facendo riferimento ad una muratura con elementi resistenti di Cat. II e con una Classe di esecuzione 2 si deve impiegare un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 3$ ;
- *in condizioni sismiche (analisi dinamica lineare)*: in questo caso si impiega un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 2$ ; nella verifica di sicurezza a taglio il valore  $f_{vk}$  oltre a non superare il valore di  $f_{vk,lim}$ , deve essere minore di  $1.5 \text{ N/mm}^2$ ;
- *in condizioni sismiche (analisi statica non lineare)*: nelle verifiche la normativa indica di ricavare i valori di progetto a partire da quelli medi, che nel nostro caso sono appunto i valori caratteristici; nella verifica di sicurezza a taglio il valore di  $f_{vm0}$  è pari a  $f_{vk0}/0.7 = 0.29 \text{ N/mm}^2$  e il valore di  $f_{vd}$  non può essere maggiore di  $2 \cdot \bar{f}_{bk} = 0.47 \text{ N/mm}^2$  né maggiore di  $2.2 \text{ N/mm}^2$ .



### MURATURA IN ELEMENTI NATURALI - PIETRAMI

Tale tecnologia viene proposta nell'ottica di riutilizzare il pietrame ricavato dalla demolizione degli edifici non recuperabili.

La normativa attuale non prevede la costruzione di murature di nuova realizzazione con pietrame disorganizzato, come indicato al § 7.8.1.2 delle NTC; si sceglie quindi di far riferimento alle indicazioni previste per le murature esistenti al fine di stimare il comportamento meccanico di tale muratura.

In tale ambito non verrà considerato però il livello di conoscenza ed i relativi fattori di confidenza in quanto il progetto non è relativo all'analisi di un edificio esistente.

Con riferimento alla tabella C8A2.1 della circolare esplicativa delle NTC, si utilizzano le seguenti caratteristiche meccaniche per la muratura, in cui i valori si riferiscono a condizioni non fessurate.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Figura: Estratto di tab. C8A.2.1 per parametri meccanici minimi e massimi adottabili

Dato che la muratura sarà interamente di nuova realizzazione (utilizzando il pietrame esistente), le caratteristiche meccaniche prima ricavate possono essere corrette con coefficienti migliorativi che tengono conto degli accorgimenti esecutivi previsti in fase di progettazione. In particolare, con riferimento alla tabella C8A.2.2 della circolare esplicativa delle NTC, possono essere incrementate sia le resistenze che i moduli elastici visto che verranno utilizzate malte di buona qualità; si ha un miglioramento invece unicamente dei parametri di resistenza della muratura dovuto alla previsione di efficaci collegamenti trasversali tra i paramenti murari.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5

Figura: Estratto di tab. C8A.2.2 per coefficienti migliorativi dei parametri meccanici della muratura

Si ottengono quindi:

- peso specifico  $\gamma = 19.00 \text{ kN} / \text{mc}$
- resistenza a compressione media della muratura  $f_m = 4.05 \text{ N} / \text{mmq}$
- resistenza a taglio media della muratura  $\tau_0 = 0.072 \text{ N} / \text{mmq}$
- modulo di elasticità  $E = 1575 \text{ N} / \text{mmq}$
- modulo di taglio  $G = 525 \text{ N} / \text{mmq}$

A seconda della tipologia di analisi strutturale effettuata, le resistenze di progetto vengono valutate secondo le seguenti prescrizioni e rispettando ulteriori limiti delle resistenze caratteristiche:

- *in condizioni non sismiche*: facendo riferimento ad una muratura con elementi resistenti di Cat. II e con una Classe di esecuzione 2 si deve impiegare un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 3$ ;

- *in condizioni sismiche (analisi dinamica lineare)*: in questo caso si impiega un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 2$ ; nella verifica di sicurezza a taglio il valore  $f_{vk}$  non deve essere maggiore di 1.5 N/mm<sup>2</sup>;
- *in condizioni sismiche (analisi statica non lineare)*: nelle verifiche la normativa indica di ricavare i valori di progetto a partire da quelli medi; nella verifica di sicurezza a taglio il valore di  $f_{vd}$  non può essere maggiore di 2.2 N/mm<sup>2</sup>.

### 8.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi permanenti relativi a tutti i pacchetti solaio (sia di piano che di copertura) utilizzati nella progettazione, oltre che le azioni variabili (neve, vento e carichi derivanti dalla destinazione d'uso) e l'azione sismica, così come definite dalle NTC.

#### 8.3.1 CARICHI PERMANENTI

##### SOLAIO DI COPERTURA LIGNEO

Questa tecnologia di solaio sarà realizzata con doppia orditura lignea, con orditura principale a travi orizzontali.

Si riporta di seguito la sezione tecnologica tipo del solaio di copertura e si ricava il valore dei pesi permanenti strutturali e non strutturali a mq del solaio stesso.

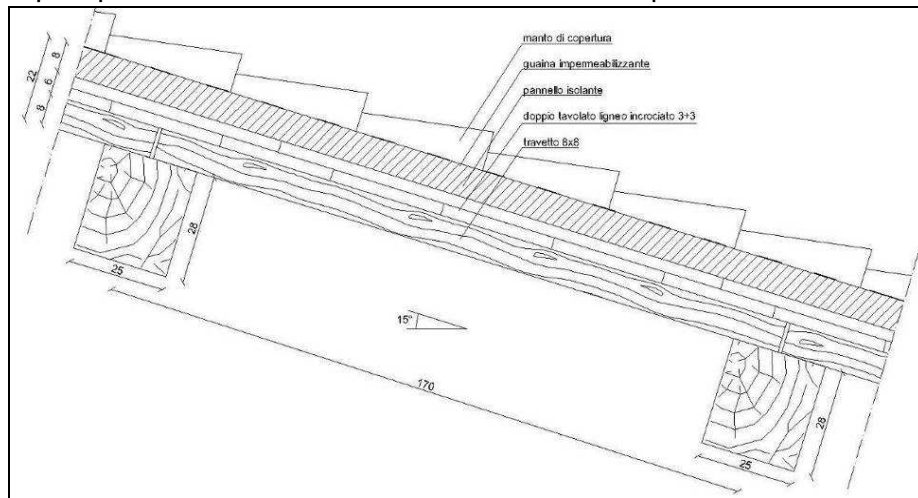


Figura: sezione tecnologica del solaio di copertura

I singoli elementi costituenti il solaio hanno i seguenti pesi unitari:

GEOMETRIA SOLAIO		PESI UNITARI	
b trave (*)	25 cm	$\rho$	4.20 kN/mc
h trave (*)	28 cm		
interasse trave	170 cm		
l trave	6.40 m		
b travetto (*)	8 cm	$\rho$	0.04 kN/mq
h travetto (*)	8 cm		
interasse travetto	40 cm		
spessore tavolato ligneo (doppio) 3+3	6 cm	$\rho$	4.20 kN/mc
pannello isolante (polistirolo)	8 cm	$\rho$	0.04 kN/mq
manto copertura in coppi ed embrici		$\rho$	0.50 kN/mq

(\*) per il dimensionamento di trave e travetto vedere la relativa sezione



### SOLAIO DI PIANO

I solai di piano dell'edificio che si vanno a progettare saranno realizzati con doppia orditura lignea e soletta in cls collaborante con le travi di solaio.

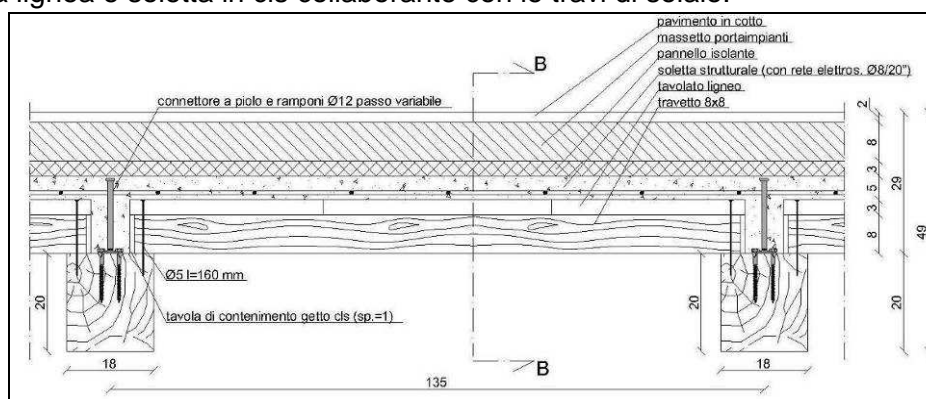


Figura: sezione tecnologica del solaio di piano

I singoli elementi costituenti il solaio hanno i seguenti pesi unitari:

GEOMETRIA SOLAIO		PESI UNITARI	
b trave (*)	18 cm	$\rho$	4.20 kN/mc
h trave (*)	20 cm		
interasse trave	135 cm		
l trave	460 cm		
b travetto (*)	8 cm	$\rho$	0.13 kN/mq
h travetto (*)	8 cm		
interasse travetto	35 cm		
spessore tavolato	3 cm	$\rho$	0.13 kN/mq
spessore soletta strutturale	5 cm	$\rho$	25.00 kN/mc
spessore pannello isolante (polistirolo)	3 cm	$\rho$	0.02 kN/mq
spessore massetto porta impianti	8 cm	$\rho$	15.00 kN/mc
spessore pavimentazione cotto	2 cm	$\rho$	0.40 kN/mq

(\*) per il dimensionamento di trave e travetto vedere la relativa sezione

Si ottiene così:

- pesi permanenti strutturali, comprendenti l'orditura lignea, il tavolato ligneo e la soletta strutturale in cls, pari a  $G_1 = 1.85 \text{ kN/mq}$  di solaio;
- pesi permanenti non strutturali, comprendenti il pannello isolante, il massetto porta impianti e la pavimentazione in cotto, pari a  $G_2 = 1.62 \text{ kN/mq}$  di solaio.

Il pacchetto solaio ha un peso permanente complessivo pari a  $G_1 + G_2 = 3.46 \text{ kN/mq}$ .

Ai fini della progettazione del solaio è stato valutato inoltre il carico uniformemente distribuito che approssima il peso proprio degli elementi divisorii interni, così come indicato al § 3.1.3.1 delle NTC: si prevede la realizzazione di tramezzature interne composte da un elemento in laterizio forato (sp = 8 cm) con intonaco su entrambe le facce (sp. = 1 cm), aventi peso pari a 1.10 kN/mq di parete.

Dato che l'interpiano è pari a 3 m, il peso proprio della parete per unità di lunghezza è pari a 3.30 kN/m; dalle NTC si ricava quindi il carico uniformemente distribuito equivalente, pari a  $g_2 = 1.60 \text{ kN/mq}$ .



### BALCONE DI PIANO

In entrambi i solai di piano sono presenti balconi a sbalzo di solaio, realizzati in c.a., che vanno a realizzare l'accesso principale alle U.S. (balconi del piano primo) e terrazze per le singole camere (balconi del piano secondo).

Lo sbalzo massimo realizzato è pari a 120 cm, misura presa sulla struttura finita comprensiva di cappotto esterno: la luce di calcolo dello sbalzo, misurata fino all'inizio del cordolo di piano, è pari a 135 cm.

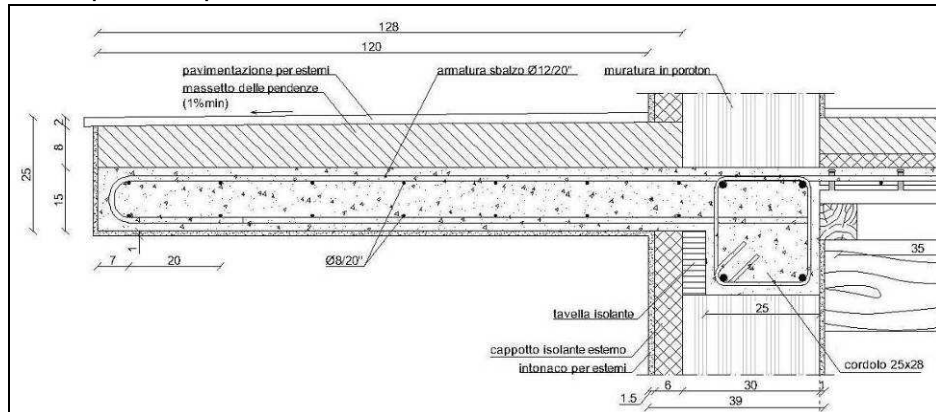


Figura: sezione tecnologica del balcone al piano primo

I singoli elementi costituenti lo sbalzo hanno i seguenti pesi unitari:

GEOMETRIA		PESI UNITARI		
b soletta	100 cm	$\rho$	25	kN/mc
h soletta (*)	15 cm			
l soletta	1.35 m			
spessore massetto pendenze	8 cm	$\rho$	15	kN/mc
spessore pavimentazione sotto	2 cm	$\rho$	0.4	kN/mq

(\*) per il dimensionamento dello sbalzo vedere la relativa sezione

Si ottiene così  $G_k = 5.35 \text{ kN} / \text{mq}$ .

### 8.3.2 CARICHI VARIABILI

#### AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato valutato secondo le indicazioni riportate al § 3.4 delle NTC mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T \quad \text{dove}$$

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/mq];
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_T$  è il coefficiente termico.

- **Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo**

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione. In mancanza di indagini statistiche, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello calcolato con le espressioni di seguito riportate, a cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Castelnuovo si trova nella zona III ad un'altitudine  $a_s$  di circa 860 m s.l.m., per cui si ha:

$$q_{sk} = 0.51 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 2.14 \text{ kN/mq}$$

- **Coefficiente di esposizione**

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera; per condizioni di topografia normale si assume  $C_E = 1$ .

- **Coefficiente termico**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione. In assenza di specifico studio, si assume  $C_T = 1$ .

- **Coefficiente di forma**

La copertura è a due falde, con inclinazione pari a  $\alpha = 15^\circ$ ; il coefficiente di forma è pari quindi a  $\mu_1(\alpha) = 0.8$ .

Per tale tipologia di copertura devono essere considerate due condizioni di carico:

- caso di carico da neve senza vento (caso I);
- caso di carico da neve con vento (la peggiore tra le condizioni denominate caso II e caso III).

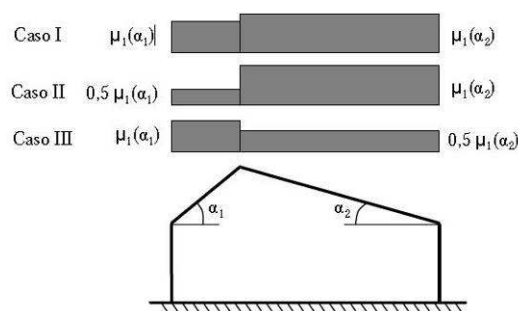


Figura: Condizione di carico per copertura a due falde

In conclusione i valori massimi e minimi del carico neve da considerare agenti sulla copertura sono pari a:

$$q_{s,max} = 1.71 \text{ kN/mq} \quad q_{s,min} = 0.855 \text{ kN/mq}$$

### DESTINAZIONI D'USO

Nel seguente progetto sono stati utilizzati i seguenti valori dei carichi variabili relativi alla destinazione d'uso dell'edificio, così come indicato al § 3.1.4 delle NTC :

- ambienti ad uso residenziale (cat. A)  $q_k = 2.00kN / mq$  ;
- ambienti suscettibili di affollamento (cat. C2 - balconi)  $q_k = 4.00kN / mq$  .

### AZIONE DEL VENTO

La pressione del vento è stata valutata secondo le indicazioni riportate al § 3.3 delle NTC mediante la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad \text{dove}$$

- $q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  è il coefficiente dinamico.

Oltre a questi è necessario definire inizialmente un altro parametro fondamentale:

- *Velocità di riferimento del vento*

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella seguente tabella e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame; Castelnuovo è situato nella zona 3 ed a un'altitudine  $a_s$  di circa 860 m s.l.m:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura: Tabella con i valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Da quanto riportato sopra si ricava il valore della velocità di riferimento:

$$v_b = 34.2 \text{ m / s}$$

- *Pressione cinetica di riferimento*

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove  $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .  
 Nel caso specifico abbiamo  $q_b = 731 \text{ N/mq} = 0.731 \text{ kN/mq}$ .

• **Coefficiente di esposizione**

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

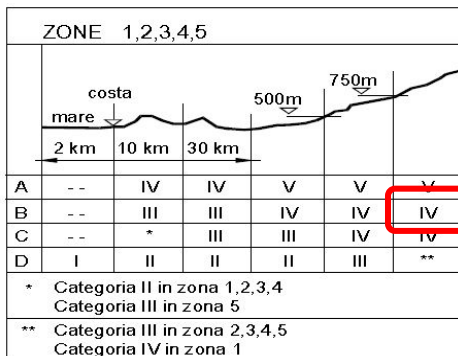
dove  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione e  $c_t$  è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella figura seguente in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita nella tabella a pagina seguente. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito:

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Figura: Classe di rugosità del terreno



Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figure: Definizione della classe di esposizione e parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Nelle tabelle precedenti è stata evidenziata la classe di rugosità (classe B) e, di conseguenza, la categoria di esposizione (categoria IV) tramite cui poi sono stati ricavati i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione; il coefficiente di topografia viene assunto pari a 1, per cui si ricava:

$$c_e = 1,666 \quad \text{per } z = 8.40 \text{ m} \geq z_{\min}$$



$$c_e = 1,634 \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Per semplificare il calcolo della pressione del vento è stato ricavato un coefficiente di esposizione unico come media pesata sulle altezze, pari a  $c_e = 1,65$ .

- *Coefficiente dinamico*

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità. In questo caso si assume quindi  $c_d = 1$ .

- *Coefficiente di forma (o aerodinamico)*

Il coefficiente di forma è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. In base alla circolare esplicativa delle NTC n° 617 del 2/2/2009 il coefficiente di forma per edifici a pianta rettangolare con coperture a falde inclinate si valuta secondo le indicazioni riportate al § C3.3.10.1.

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà:

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ ,  $c_{pe} = + 0.8$ ;
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente),  $c_{pe} = - 0.4$ .

Per la valutazione della pressione interna si assumerà:

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale,  $c_{pi} = \pm 0,2$ .

Come sintesi di quanto indicato sopra si riporta un'immagine con i coefficienti di forma per l'edificio analizzato:

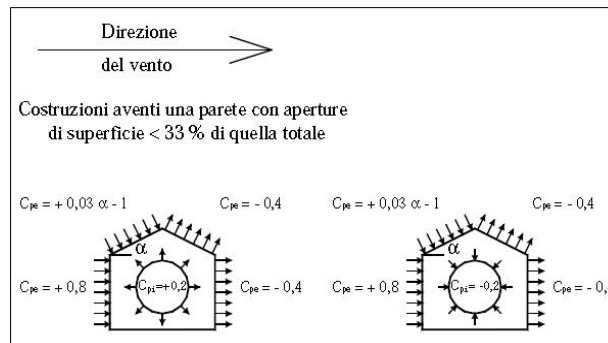


Figura: Coefficienti di forma per l'edificio analizzato

In conclusione i valori totali dell'azione del vento sulla parete sopravento e su quella sottovento valgono:

- parete sopravento:  $p = +1.21kN / mq$ ;
- parete sottovento:  $p = -0.72kN / mq$ .

### 8.3.3 AZIONE SISMICA

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il primo elemento da valutare è il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  della struttura, ottenuto dal prodotto della vita nominale della struttura  $V_N$  (definita al § 2.4.1 delle NTC come  $\geq 50$  anni; si sceglie  $V_N = 50$  anni) per il coefficiente d'uso  $C_U$  (definito al § 2.4.2 delle NTC e pari a 1.0 nel caso in esame in quanto l'oggetto è identificabile in classe II – costruzione con normale affollamento). Si ottiene  $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{anni}$

Pericolosità sismica di base

Per poter definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione, è necessaria la valutazione della “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione.

Questa è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  (normalizzata rispetto a  $g$ ) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 delle NTC);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, (come definite al § 3.2.1 delle NTC), nel periodo di riferimento  $V_R$  prima calcolato. In particolare si farà riferimento a  $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale, e a  $T_C^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Mediante le coordinate geografiche del sito di costruzione si ricavano i valori di accelerazione e ordinate dello spettro relative a diversi periodi di ritorno: nel nostro caso, non avendo identificato a priori l'esatta posizione del sito di costruzione, si prende come riferimento un punto di Piazza Castello, di fronte al Borgo Fortificato.



Piazza Castello  
Castelnuovo San Pio delle Camere

Latitudine 42°294824  
Longitudine 13°629411

Figura: vista aerea di Castelnuovo con indicazione del punto di riferimento per il calcolo dello spettro. Fonte Google Earth

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.078	2.382	0.274
50	0.103	2.326	0.282
72	0.122	2.313	0.290
101	0.142	2.296	0.298
140	0.163	2.294	0.311
201	0.189	2.314	0.319
475	0.259	2.367	0.346
975	0.332	2.403	0.363
2475	0.450	2.461	0.382

Tabella: valori di accelerazione e ordinate dello spettro relative a diversi periodi di ritorno

Stati limite e relative probabilità di superamento

Per quanto riguarda la probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , facendo riferimento alla tab. 3.2.I delle NTC, si considereranno unicamente gli stati limite SLD e SLV, in quanto con tali stati limite si verificano rispettivamente gli SLE e SLU (come indicato al § 7.1 delle NTC). Tali stati limite sono così definiti:

- stato limite di danno (SLD) a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV) a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento considerato valgono:

- 63% per SLD;
- 10% per SLV.

Note le percentuali di superamento, si ricava il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Si ottengono così i seguenti periodi:

- 50 anni per SLD;
- 475 anni per SLV.

Noti i valori della pericolosità sismica per determinati tempi di ritorno prima tabellati, tramite interpolazione logaritmica sono stati ricavati i parametri della pericolosità sismica relativa ai tempi di ritorno dell'azione sismica ora calcolati.

STATOLIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.079	2.381	0.274
<u>SLD</u>	50	0.103	2.326	0.282
<u>SLV</u>	475	0.259	2.367	0.346
SLC	975	0.332	2.403	0.363

#### Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Per tenere conto delle caratteristiche del terreno, si precisa che:

- il sottosuolo del sito di costruzione, con riferimento alla tab. 3.2.II delle NTC, appartiene alla categoria B "rocce tenere e depositi di terreni a frana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti" con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s,30$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e  $c_u,30 > 250$  kPa nei terreni a grana fina);
- la condizione topografica del sito di costruzione, con riferimento alla tab. 3.2.IV delle NTC è riconducibile alla categoria  $T_2$ ; questo perché da una valutazione sommaria è stata ricavata l'inclinazione media del pendio sul quale sorge l'abitato di Castelnuovo, pari circa a 15°-17°.

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione

Come indicato al § 7.2.1 delle NTC, “le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l’esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m)...”; visto che la struttura non presenta nessuna delle suddette caratteristiche, l’azione sismica verrà caratterizzata unicamente dalle componenti orizzontali dello spettro delle accelerazioni.

In riferimento al § 3.2.3.2.1 delle NTC, si definisce lo spettro tramite le seguenti espressioni

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T \geq T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

$T$  periodo di vibrazione

$S_e$  accelerazione spettrale orizzontale

$S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica, definito in base alla categoria del sottosuolo in tab. 3.2.V delle NTC; nel caso in esame si ha  $1.00 \leq S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.20$ ;

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica, definito in tab. 3.2.VI delle NTC in base alla categoria topografica e all’ubicazione dell’opera; nel caso in esame si ha  $S_T = 1.2$ ;

$S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \cdot S_T = 1.44$ ;

$\eta$  fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5% tramite la relazione  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$ ; nel caso in esame si assume pari ad 1;

$F_0$  fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, prima definito tramite la pericolosità sismica del sito;

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, prima definito tramite la pericolosità sismica del sito;

$C_C$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito in tab. 3.2.V tramite la seguente relazione  $C_C = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$ ;

$T_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T_C^*$ ;

$T_B$  periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da  $T_B = T_C/3$ ;

$T_D$  periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, calcolato mediante la seguente espressione  $T_D = (4.0 \cdot a_g / g) + 1.6$ ;

Riassumendo, i coefficienti necessari alla definizione dello spettro sono i seguenti:



PARAMETRI ALLO SLD	
$S_s$	1.20
$C_c$	1.42
$S_T$	1.20
$S$	1.44
$\eta$	1.00
$T_B$	0.133 s
$T_C$	0.400 s
$T_D$	2.014 s

PARAMETRI ALLO SLV	
$S_s$	1.16
$C_c$	1.36
$S_T$	1.20
$S$	1.39
$\eta$	1.00
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.471 s
$T_D$	2.635 s

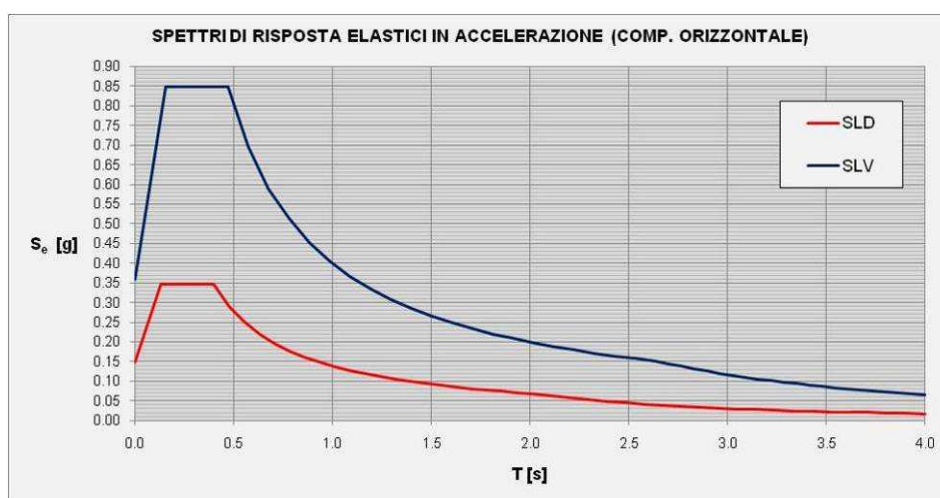


Figura: spettri di risposta elastici in accelerazione SLD e SLV (componente orizzontale)

Si precisa che nella seguente progettazione verranno indicati i fattori di struttura relativi a ciascun sistema costruttivo analizzato, con i quali si ricaveranno gli spettri di progetto.

Si riporta di seguito anche lo spettro elastico in spostamento, ottenuto come indicato al §3.2.3.2.3 delle NTC:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2$$

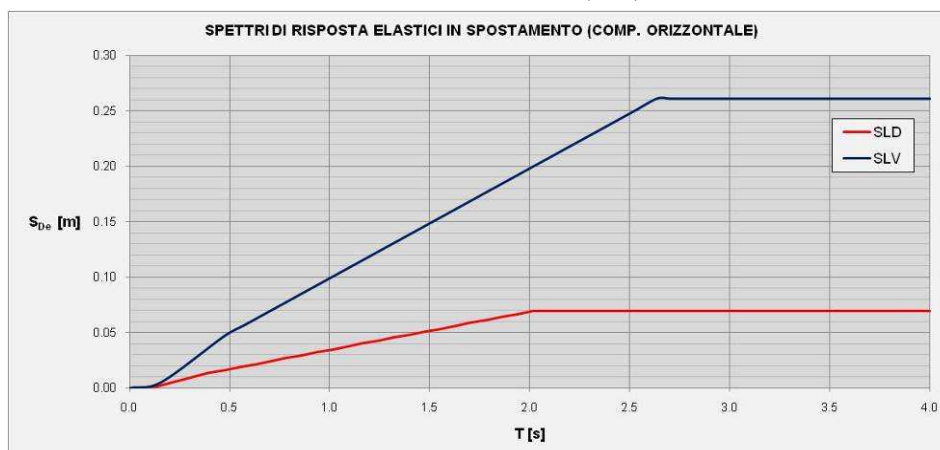


Figura: spettri di risposta elastici in spostamento SLD e SLV (componente orizzontale)

## 8.4 TECNOLOGIE STUDIATE

Si riportano di seguito le caratteristiche delle tre tecnologie di struttura verticale studiate, con valutazioni di carattere geometrico-strutturale. Alla fine del presente paragrafo verranno inoltre analizzati gli aspetti termo-acustici inerenti le tre pareti.

### 8.4.1 STRUTTURA IN POROTON

Le caratteristiche dell'edificio realizzato con blocchi in laterizio semipieni di tipo Poroton sono riassumibili nel modo seguente:

- *strutture verticali*: lo spessore delle pareti portanti resistenti al sisma è pari a  $t=30$  cm per tutti e tre i livelli; ciò permette di verificare i valori minimi prescritti da normativa pari a  $t_{\min}=20$  cm (riferito al § 4.5.4) e  $t_{\min}=24$  cm (riferito al § 7.8.1.4), indicati come requisiti geometrici per garantire rispettivamente la funzione portante e quella di resistenza all'azione del sisma.

Per controllare il fenomeno del secondo ordine è stato limitato il valore della snellezza delle pareti  $\lambda = h_0/t$ , dove  $h_0$  è la lunghezza libera di inflessione della parete, assunta in questo caso pari all'altezza interna del pannello stesso; dato che l'altezza massima delle pareti è pari a  $h_0=360$  cm la snellezza massima ottenuta è:

$$\lambda = \frac{360}{30} = 12 \leq \lambda_{\lim}$$

dove il valore limite è pari a 20, come definito al § 4.5.4 e pari a 12, come definito al § 7.8.1.4. Sempre facendo riferimento al § 4.5.4 sono stati progettati pannelli resistenti all'azioni orizzontali di dimensione maggiore di  $0.3h_{\min}=81$  cm (dove  $h_{\min}=270$  cm). Inoltre è stato eseguito un controllo sulla dimensione del pannello anche in funzione delle aperture adiacenti alla parete stessa, come richiesto al § 7.8.1.4; dato che la dimensione minima presente è pari a  $l=150$  cm e che l'apertura ad essa adiacente è alta  $h'=210$  cm si ottiene:

$$\frac{l}{h'} = \frac{150}{210} = 0.71 > 0.4$$

Infine come prescritto al § 7.8.5.1 l'edificio è stato concepito in modo tale che in corrispondenza degli incroci d'angolo tra due pareti perimetrali siano presenti zone di parete maggiori di 1 m, comprensive queste dello spessore del muro trasversale.

- *strutture orizzontali*: nell'ottica di utilizzare una tipologia di orizzontamento presente nella tradizione costruttiva di Castelnuovo, è stato deciso di progettare solai in legno sia per i piani intermedi che per la copertura; in entrambi i casi è stata utilizzata la soluzione con travi principali e travetti in legno con soletta in cls collaborante con le travi mediante l'impiego di connettori metallici. Sono stati quindi progettati solai rigidi nel proprio piano in modo tale da soddisfare le prescrizioni della normativa riportate al § 7.2.6. I solai di piano avranno travi di dimensioni 18x20 cm, travetti di dimensioni 8x8 cm e soletta in cls di  $sp=5$  cm; il solaio di copertura avrà travi 18x22 cm, travetti 8x8 cm e soletta di  $sp=5$  cm.
- *struttura di fondazione*: è stata realizzata una fondazione superficiale realizzata come struttura con semplici cordoli in c.a. di dimensioni 70x30 cm continui lungo tutto lo sviluppo della struttura.

L'organizzazione dell'intera struttura e il collegamento tra le sue parti sono stati concepiti nell'ottica di realizzare un comportamento d'insieme di tipo scatolare; questo è stato possibile collegando le pareti tra di loro lungo le intersezioni murarie mediante ammorsamenti e al livello dei solai mediante cordoli in calcestruzzo armato, i quali sono stati dimensionati come prescritto dalla normativa al § 7.8.5.1. E' stato quindi realizzato un corretto incatenamento al livello dei solai mediante ferri e perni di collegamento, in grado di collegare tra loro i muri paralleli alla scatola muraria.

Per questa tecnologia sono state realizzate verifiche sismiche sia con un'analisi statica non lineare che con un'analisi dinamica lineare, oltre a verifiche in condizioni non sismiche.

#### 8.4.2 STRUTTURA IN PIETRAMME

Per le nuove costruzioni la normativa NTC 2008 non consente di utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata, a meno che non si ricada nelle zone a bassa sismicità (Zona 4), così come indicato al § 7.8.1.2; la frazione di Castelnuovo secondo la precedente classificazione ricade in zona 2 quindi non sarebbe possibile realizzare tale soluzione. Tuttavia per i motivi descritti precedentemente si è proceduto all'analisi di tale struttura facendo riferimento alle prescrizioni delle NTC 2008 relative al § 4.5 (*costruzioni di muratura*) e al § 8 (*costruzioni esistenti*), in quanto nella costruzione ex-novo di questo edificio i materiali impiegati sarebbero ricavati dal recupero del materiale esistente del paese; per alcuni dettagli costruttivi sono state comunque rispettate le prescrizioni del § 7 (*progettazione per azioni sismiche*).

Le caratteristiche dell'edificio realizzato con muratura di pietrame disorganizzato sono riassumibili nel modo seguente:

- *strutture verticali*: lo spessore delle pareti portanti resistenti al sima varia a seconda dei vari livelli ed è pari a  $t=90$  cm (piano terra),  $t=75$  cm (piano primo) e  $t=60$  cm (piano secondo); ciò permette di verificare il valore minimo prescritto da normativa pari a  $t_{\min}=50$  cm e riferito al § 4.5.4.

Per controllare i fenomeni del secondo ordine è stato limitato il valore della snellezza delle pareti  $\lambda = h_0/t$ ; dato che l'altezza massima delle pareti è pari a  $h_0=360$  cm la snellezza massima ottenuta è:

$$\lambda = \frac{360}{60} = 6 \leq \lambda_{\lim}$$

dove il valore limite è pari a 20, come definito al § 4.5.4. Sempre facendo riferimento al § 4.5.4 sono stati progettati pannelli resistenti all'azioni orizzontali di dimensione maggiore di  $0.3h_{\min}=81$  cm (dove  $h_{\min}=270$  cm).

- *strutture orizzontali*: come nella soluzione precedente è stato deciso di progettare solai in legno sia per i piani intermedi che per la copertura; anche in questo caso è stata utilizzata la soluzione con travi principali e travetti in legno con soletta in cls collaborante con le travi mediante l'impiego di connettori metallici per i piani intermedi, mentre per quanto riguarda la copertura è stata utilizzata la soluzione con travi principali, travetti e doppio tavolato in legno. Questa ultima tecnologia permette di progettare sempre un solaio rigido nel proprio piano con una riduzione dei pesi gravanti sulla struttura. I solai di piano avranno travi di dimensioni 18x20 cm, travetti di dimensioni 8x8 cm e soletta in cls di  $sp=5$  cm; il solaio di copertura avrà travi 25x28 cm, travetti 8x8 cm e doppio tavolato ligneo incrociato 3+3 cm.
- *struttura di fondazione*: è stata realizzata una fondazione superficiale realizzata come struttura con semplici cordoli in c.a. di dimensioni 130x40 cm continui lungo tutto lo sviluppo della struttura.

Anche in questo caso è stato realizzato un comportamento d'insieme di tipo scatolare collegando le pareti tra di loro lungo le intersezioni murarie mediante ammorsamenti e al livello dei solai mediante cordoli in calcestruzzo armato, i quali sono stati dimensionati come prescritto dalla normativa al § 7.8.5.1. E' stato quindi realizzato un corretto incatenamento al livello dei solai mediante ferri e perni di collegamento, in grado di collegare tra loro i muri paralleli alla scatola muraria

Anche per tale tecnologia sono state realizzate verifiche sismiche sia con un'analisi statica non lineare che con un'analisi dinamica lineare, oltre a verifiche in condizioni non sismiche

#### 8.4.3 STRUTTURA A SETTI IN CLS DEBOLMENTE ARMATI

Le caratteristiche dell'edificio realizzato con tale tecnologia sono così riassumibili:

- *strutture verticali*: lo spessore delle pareti portanti resistenti al sisma è pari a  $t=15$  cm per tutti e tre i livelli. Ciò permette di verificare le prescrizioni riferite a tale soluzione tecnologica riportate nell'EC8 nella sezione 5.4.1-*Prescrizioni geometriche di elementi LLRCW (Large Lightly Reinforced Concrete Walls)* e riprese dalle NTC 2008 al § 7.4.6.1.4 che indicano come limite inferiore il massimo tra:

$$t_{\min} \geq \max\left(\frac{h}{20}; 15\text{ cm}\right)$$

- *strutture orizzontali*: come nelle soluzioni precedenti è stato deciso di progettare solai in legno sia per i piani intermedi che per la copertura; le tecnologie impiegate sono le medesime viste per la struttura in Poroton.
- *struttura di fondazione*: è stata realizzata una fondazione superficiale realizzata come struttura con semplici cordoli in c.a. di dimensioni 70x30 cm continui lungo tutto lo sviluppo della struttura.

Come visto per le strutture in muratura è stato realizzato un corretto incatenamento al livello dei solai mediante ferri e perni di collegamento.

Per questa tecnologia sono state realizzate verifiche sismiche solo con un'analisi dinamica lineare, oltre a verifiche in condizioni non sismiche.

NOTA:

La tecnologia costruttiva a pareti estese in c.a. debolmente armate può essere realizzata mediante differenti metodi costruttivi: sul mercato sono presenti molte soluzioni tecnologiche che permettono di arrivare a tale risultato. Si riporta di seguito una breve descrizione delle soluzioni tecnologiche trovate.

##### Doppio pannello-cassero

Questa tecnologia utilizza un cassero a perdere costituito da due lastre di polistirene sagomate, connesse tra loro da fili di acciaio zincato passanti che le distanziano formando l'apposita intercapedine. Internamente sono presenti due reti di acciaio ad aderenza migliorata con funzione d'armo del getto in cls ed esternamente due reti elettrosaldate di diametro sottile che facilitano l'applicazione dell'intonaco e ne controllano il ritiro.

Il pannello, posato in opera ed opportunamente cassetto, viene completato con le armature integrative e con un getto di calcestruzzo.



Figura: Pannello doppio in polistirene con armatura di base costituita da reti elettrosaldate



Successivamente viene proiettato l'intonaco esterno per formare la parete portante coibentata.

In questa tecnologia è necessario prevedere una cassetta esterna che contrasti la spinta idrostatica del cls appena gettato, così da evitare fenomeni di deformazione (spanciamento dei pannelli in polistirene).

La predisposizione degli impianti avviene con facilità se si realizzano le tracce mediante un phon ad aria calda (tipo sverniciatore) che fa ritirare il polistirolo e crea la traccia per il passaggio delle canaline.

L'intonacatura può essere effettuata con vari sistemi; il più veloce è quello che prevede l'impiego di una turbopompa e di impasti premiscelati, disponibili in sacchi o in silos.

Le ditte che propongono questo sistema costruttivo offrono spesso anche la soluzione analoga per realizzare i solai di piano, mediante opportune casseforme da disporre prima del getto.

### Blocco-cassero

Esistono poi tecnologie che si rifanno alle costruzioni in muratura: i blocchi cassero, di dimensioni paragonabili a quelle dei blocchi Poroton, sono realizzati in vari materiali quali calcestruzzo di argilla espansa o con fibra di legno mineralizzata (al fine di garantire un buon isolamento termo-acustico) e sono provvisti di appositi alloggi interni per accogliere un ulteriore pannello isolante in polistirene.

Questi vengono assemblati in modo da creare il pannello murario (ancora cavo internamente), disponendo ad ogni corso di blocchi l'armatura orizzontale prevista (spesso sono presenti appositi alloggi per una maggior facilità di posa in opera delle barre orizzontali).

Una volta arrivati alla quota desiderata, si inseriscono dall'alto le armature verticali e successivamente si esegue il getto di cls che, riempiendo integralmente la cavità interna alla muratura, va a realizzare di fatto la parete in cls. Opportuni pezzi speciali permettono la realizzazione di spigoli, architravi, ecc.

Questa tecnologia non realizza di fatto un setto di cls pieno, ma interrotto dagli elementi di collegamento interni del singolo blocco. Opportune sperimentazioni, condotte in regime ciclico con applicazione del carico pseudostatico su pannelli di dimensioni reali, hanno evidenziato un forte contributo delle bielle inclinate di cls che si formano naturalmente in base alla posa in opera dei casseri.



Figura: Singolo blocco cassero con isolante all'interno

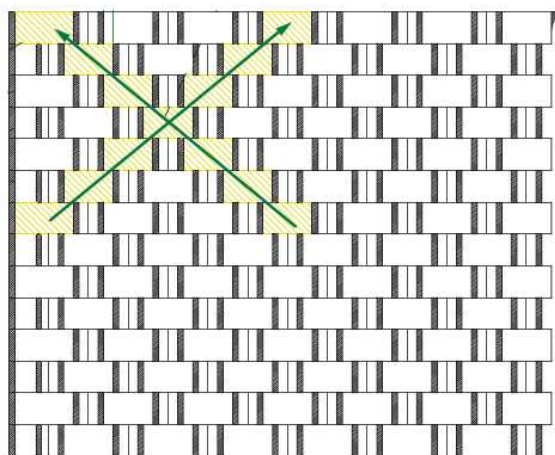
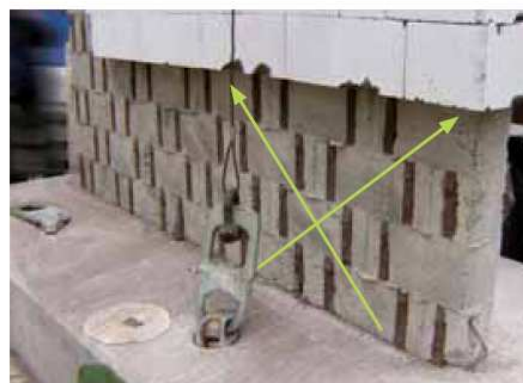


Figura: Prospetto di una parete con in evidenza le bielle inclinate di cls formate col getto



Vantaggi e svantaggi delle tecnologie

Ciascuna delle due tecnologie proposte presenta aspetti favorevoli e aspetti negativi: la tecnologia con pannelli-cassero risulta molto rapida come tempi di esecuzione ma presenta il problema della cassetatura esterna al fine di contenere la spinta del getto in cls; la seconda tecnologia invece costituisce di fatto una sorta di muratura armata, con conseguenti tempi di realizzazione maggiori del precedente caso. Il vantaggio è che non necessita di alcuna cassetatura esterna ed è facilmente intonacabile (senza necessità di reti porta intonaco). Seppur evidenziato dagli studi prima detti, la non completa continuità del getto influenza le proprietà di rigidità del singolo pannello, aspetto che deve essere tenuto in conto durante la fase progettuale.

**8.4.4 ISOLAMENTO TERMO-ACUSTICO**

In questo paragrafo si riportano le analisi inerenti le modalità costruttive atte a garantire un adeguato isolamento termo-acustico su tali tecnologie:

- *Isolamento termico*

Per quanto riguarda le prescrizioni inerenti l'isolamento termico della struttura, è stato fatto riferimento al D.L. n°311 del 29 dicembre 2006 "Disposizioni correttive e integrative al D.L. n°192 del 19 agosto 2005, recante attuazione della direttiva 2002/91/CE, relativa al rendimento energetico nell'edilizia".

Questo decreto oltre a stabilire i criteri, le condizioni e le modalità per migliorare le prestazioni energetiche degli edifici, ha fissato limiti di isolamento termico per l'edificio e per i componenti edilizi, partendo dalla suddivisione dell'Italia in sei zone climatiche. Tale classificazione viene fatta in funzione del parametro GG (gradi giorno) della località interessata, il quale è rappresentativo delle relative condizioni climatiche ed è utilizzato per stimare al meglio il fabbisogno energetico necessario per mantenere gli ambienti ad una temperatura prefissata.

Il parametro GG di Castelnuovo è pari a 2680, per cui rientra nella zona climatica E; di seguito saranno eseguite valutazioni inerenti solo le strutture opache verticali, di cui la normativa fornisce i seguenti valori limite di trasmittanza termica:

Zona climatica	Dall' 1 gennaio 2006 U (W/m²K)	Dall' 1 gennaio 2008 U (W/m²K)	Dall' 1 gennaio 2010 U (W/m²K)
A	0,85	0,72	0,62
B	0,64	0,54	0,48
C	0,57	0,46	0,40
D	0,50	0,40	0,36
E	0,46	0,37	0,34
F	0,44	0,35	0,33

Figura: Tabella con valori limite di trasmittanza termica

Tale valore sale a 0.8 W/mqK in caso di pareti verticali di separazione tra unità immobiliari confinanti. La trasmittanza termica è legata alle caratteristiche dei materiali costituenti la struttura analizzata e alle condizioni di scambio termico liminare (interno ed esterno); essa si assume pari all'inverso della sommatoria delle resistenze termiche dei vario strati ed è data quindi dalla seguente espressione:

$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{R_i + \sum_i R_{s_i} + R_e} = \frac{1}{\left( \frac{1}{h_i} + \sum_i \frac{s_i}{\lambda_i} + \frac{1}{h_e} \right)}$$

dove  $R_i$  e  $R_e$  sono la resistenza superficiale interna ed esterna, mentre  $R_{si}$  sono le resistenze termiche di ciascuno strato; queste si determinano una volta noti i seguenti parametri:

- $h_i$  è il coefficiente liminare interno ( $h_i=25 \text{ W/mqK}$ );
- $s_i$  è lo spessore di ciascuno strato;
- $\lambda_i$  È la conducibilità termica di ciascun materiale;
- $h_e$  è il coefficiente liminare esterno ( $h_e=7.7 \text{ W/mqK}$ ).

Di seguito si riportano i calcoli della trasmittanza termica eseguiti sulle tre tipologie di strutture verticali:

### Struttura in Poroton

Una struttura realizzata solo con blocchi Poroton presenta ottime prestazioni di resistenza termica; tuttavia per rispettare i limiti imposti dalla normativa è necessario intervenire inserendo un cappotto esterno costituito da un pannello isolante (ad es. in fibre di tessuti naturali e di poliestere riciclate) in grado di fornire alla parete una ulteriore resistenza termica. I parametri necessari per il calcolo della trasmittanza termica sono:

- resistenza termica del blocco Poroton:  $R_b=1.47 \text{ mqK}$ ;
- conducibilità termica dell'intonaco di calce (esterno):  $\lambda_{i-c} = 0.90 \text{ W / mK}$  ;
- conducibilità termica dell'intonaco di gesso (interno):  $\lambda_{i-g} = 0.30 \text{ W / mK}$  ;
- conducibilità termica del pannello isolante:  $\lambda_{i-p} = 0.04 \text{ W / mK}$  .

Gli spessori dell'intonaco sono pari a 1.5 cm per l'esterno e 1 cm per l'interno; come si può vedere dai calcoli riportati qui di seguito la verifica del limite imposto da normativa è rispettato una volta inserito un pannello isolante di spessore 6 cm:

$$U_{esterno} = \frac{1}{\left( \frac{1}{7.7} + \frac{0.015}{0.9} + \frac{0.06}{0.04} + 1.47 + \frac{0.01}{0.3} + \frac{1}{25} \right)} \cong 0.32 \text{ W / mqK} < 0.34 \text{ W / mqK}$$

Tale soluzione è da applicare solo per le pareti esterne; per quelle interne la sola tecnologia Poroton permette di garantire il rispetto della normativa:

$$U_{interno} = \frac{1}{\left( \frac{1}{7.7} + \frac{0.015}{0.9} + 1.47 + \frac{0.01}{0.3} + \frac{1}{25} \right)} \cong 0.60 \text{ W / mqK} < 0.80 \text{ W / mqK}$$

### Struttura in pietrame

A differenza della tecnologia precedente il pietrame non presenta delle buone capacità di resistenza termica; anche in questo caso comunque si interviene inserendo un cappotto esterno costituito da un pannello isolante. I parametri necessari per il calcolo della trasmittanza termica sono i medesimi visti nel caso precedente a differenza della conducibilità termica della pietra che vale:

- conducibilità termica pietra:  $\lambda_{i-p} = 0.70 \text{ W / mK}$  .

La verifica si esegue sulla parete di spessore minore ( $sp=60 \text{ cm}$ ); come si può vedere dai calcoli riportati qui di seguito la verifica del limite imposto da normativa è rispettato una volta inserito un pannello isolante di spessore 8 cm:

$$U_{esterno} = \frac{1}{\left( \frac{1}{7.7} + \frac{0.015}{0.9} + \frac{0.08}{0.04} + \frac{0.6}{0.7} + \frac{0.01}{0.3} + \frac{1}{25} \right)} \cong 0.32 \text{ W / mqK} < 0.34 \text{ W / mqK}$$

Tale soluzione è da applicare solo per le pareti esterne; per quelle interne il limite di 0.8 W/mqK è rispettato con l'impiego di un pannello di spessore ridotto (1-2 cm).

Struttura a setti in cls debolmente armati

Come descritto nel paragrafo relativo a tale tecnologia il setto strutturale è confinato lateralmente da elementi in grado di fornire un buon isolamento termo-acustico (pannelli di polistirene, blocchi in fibra di legno, ecc.); nel caso di adozione della soluzione del *doppio pannello-cassero* e l'impiego di pannelli di polistirene di 7 cm il produttore fornisce direttamente il valore della trasmittanza termica, che è pari a:

$$U \cong 0.32W / mqK < 0.34W / mqK$$

- *Isolamento acustico*

Per quanto riguarda le prescrizioni inerenti l'isolamento acustico della struttura, è stato fatto riferimento al D.P.C.M. del 5 dicembre 1997 "*Determinazione dei requisiti acustici passivi degli edifici*".

Questo decreto ha imposto severe prestazioni di isolamento acustico per mantenere il rumore all'interno degli edifici entro dei livelli minimi; questi valori sono stabiliti in funzione della classificazione degli edifici e degli ambienti abitativi.

Dato che l'edificio analizzato rientra nella categoria A (edifici adibiti a residenza), i componenti costituenti la parete verticale devono essere in grado di far acquisire all'intero sistema tecnologico un potere fono-isolante  $R_w > 50$  dB.

Di seguito non si esegue alcun calcolo in quanto in commercio esistono pannelli della tipologia utilizzata per l'isolamento termico in grado di fornire, una volta integrato con la tecnologia strutturale, il livello di fono-isolamento richiesto dalla normativa

NOTA: Nel caso della struttura in Poroton, in cui le pareti interne sono realizzate senza l'inserimento del pannello isolante, il limite della normativa è comunque rispettato in quanto il blocco da solo è in grado di fornire un grado di isolamento acustico di 50.6 dB.

Qui di seguito si riportano le immagini delle sezioni delle tre tecnologie analizzate:



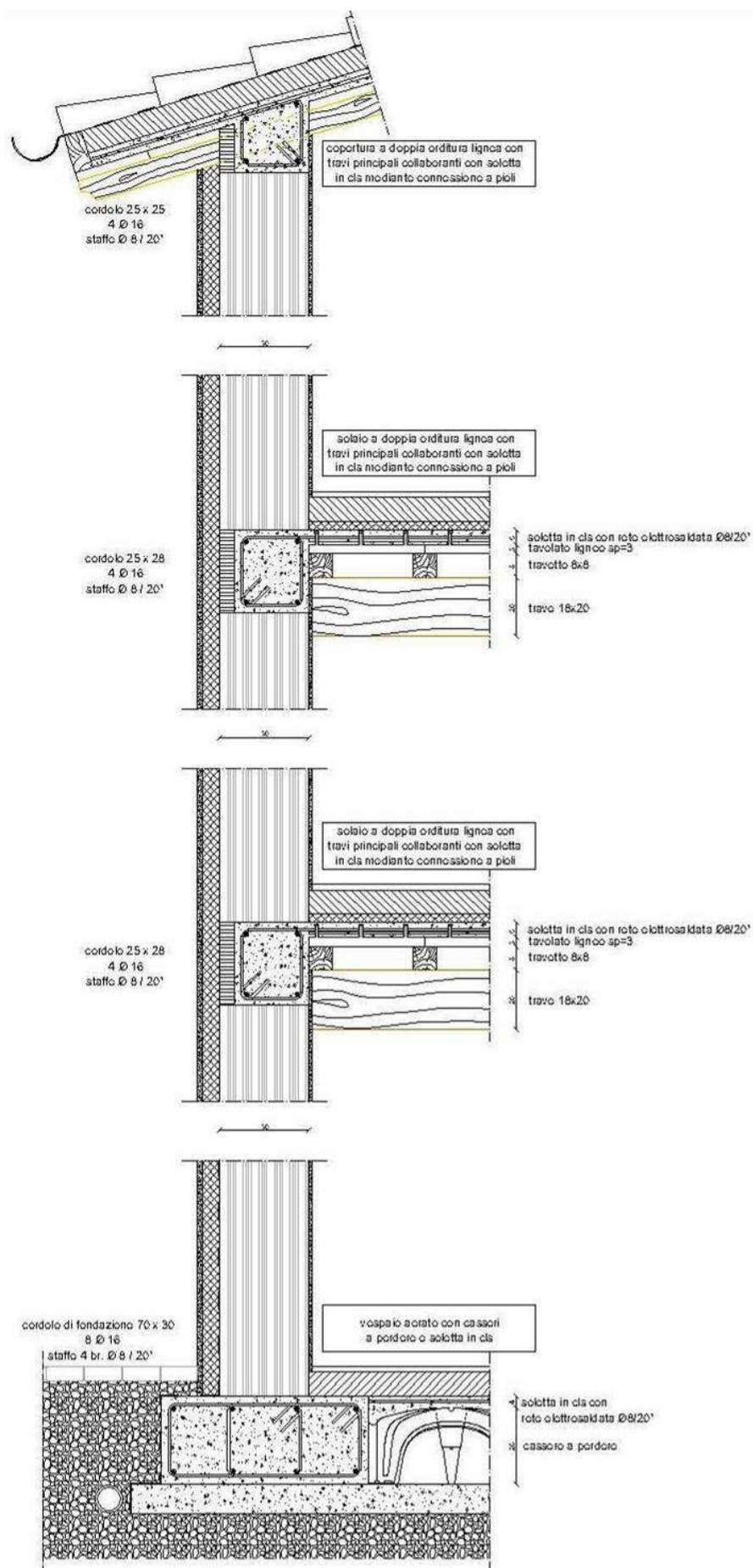


Figura: Sezione tecnologica della struttura in Poroton

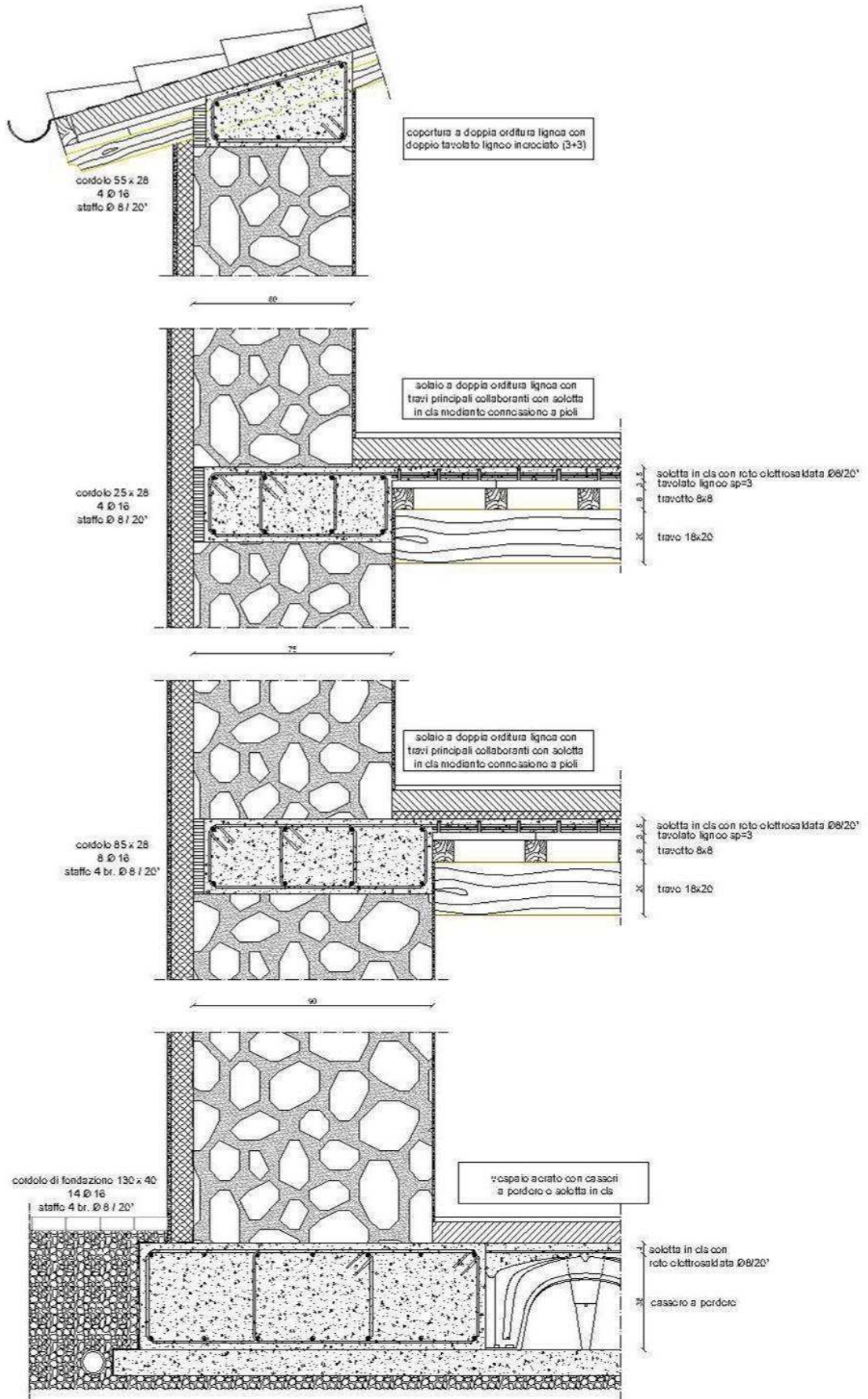


Figura: Sezione tecnologica della struttura in pietra

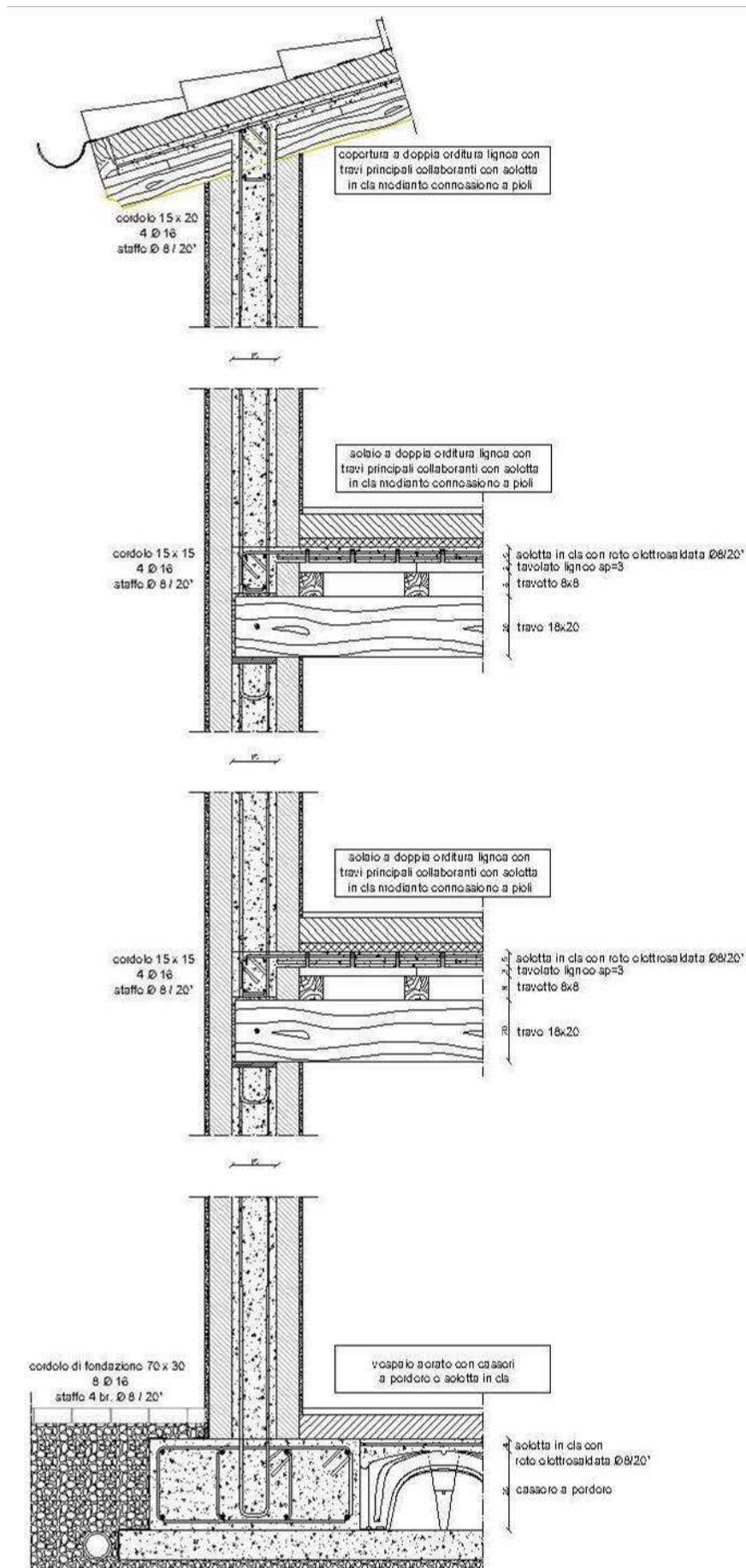


Figura: Sezione tecnologica della struttura a setti in cls debolmente armati

## 9. PROGETTAZIONE DEL SOLAIO DI COPERTURA

### 9.1 INTRODUZIONE

Si progetta il solaio di copertura della struttura: sono state analizzate due diverse tecnologie di copertura che verranno impiegate distintamente nelle tre ipotesi di struttura portante proposte. In particolare vengono qua verificati:

- solaio con travi in legno semplicemente appoggiate e soletta in cls collaborante mediante connessione semirigida costituita da connettori a piolo metallici;
- solaio con travi in legno semplicemente appoggiate e doppio tavolato incrociato ligneo soprastante per la realizzazione di piano rigido.

Per la prima tecnologia si fa riferimento al procedimento di calcolo previsto nell'EC-5 appendice B, mentre per la seconda si utilizzeranno le usuali formule di verifica per sezioni lignee. I solai hanno entrambi la seguente orditura:

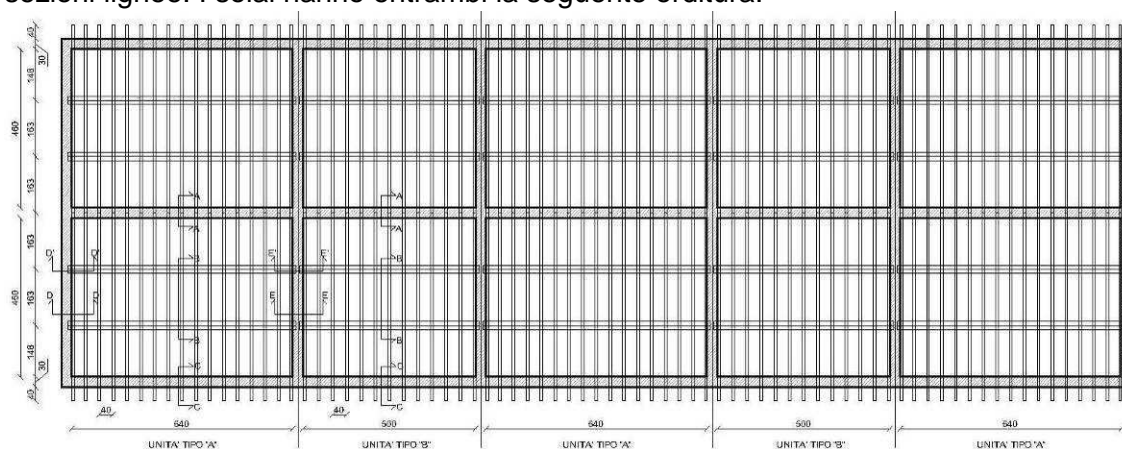


Figura: orditura del solaio di copertura

Le travi principali hanno luce pari a 640 cm nelle unità di tipo A, 460 cm nelle unità di tipo B; sono tutte disposte ad interassi planimetriche pari a 163 cm, mentre i travicelli sono disposti ad interasse 40 cm.

E' stato scelto di ordire i solai in questa maniera così da non renderli spingenti, in condizioni sismiche, sulle pareti costituenti le facciate principali l'edificio (le travi principali sarebbero state inclinate nella soluzione ortogonale a quella proposta).

Tale scelta è nata anche dalla decisione di distribuire i carichi gravitazionali sui muri di controvento della struttura, altrimenti scarichi, in quanto i solai di piano (analizzati nel capitolo successivo) sono orditi parallelamente ai muri di controvento proprio.

I materiali impiegati sono:

- acciaio B450C
- cls C20/25
- legno di conifera (abete) C24
- connettori a piolo e ramponi

con le proprietà fisico-meccaniche descritte nel capitolo 8.



## 9.2 SOLAIO MISTO LEGNO-CLS: PROGETTO DELLA TRAVE

### ANALISI DEI CARICHI

Il solaio è costituito da travi principali (collaboranti con la soletta in cls) e da un'orditura secondaria di travicelli, sulla quale viene disposto:

- tavolato ligneo dello spessore di 3 cm
- soletta strutturale in cls dello spessore di 5 cm con rete elettrosaldata inglobata nel getto con ferri  $d=8\text{mm}$  e maglia  $20 \times 20$  cm
- strato di isolamento termico ed acustico realizzato con pannelli in polistirolo dello spessore di 8 cm
- guaina impermeabilizzante disposta a doppio strato incrociato posata a fiamma;
- manto di copertura in coppi ed embrici.

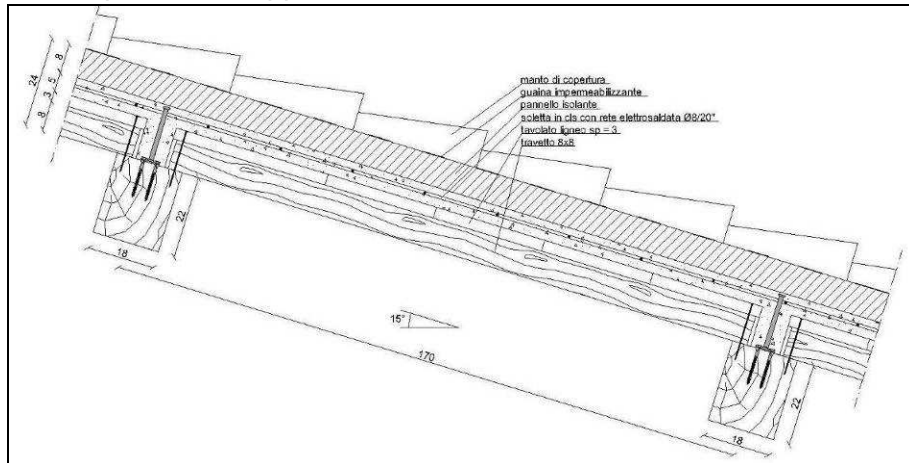


Figura: sezione tecnologica del solaio di copertura con tecnologia mista legno-cls

Con riferimento al cap. 8 relativo all'analisi dei carichi della struttura, era stato ricavato:

$G_1 = 1.70 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi permanenti strutturali (su superficie inclinata)

$G_2 = 0.56 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi permanenti non strutturali (su superficie inclinata)

$q_k = 1.71 \text{ kN} / \text{mq}$  carico neve (su superficie orizzontale coperta)

Si ottengono così i seguenti carichi distribuiti linearmente sulla trave:

$G_k = 3.79 \text{ kN} / \text{m}$

$Q_k = 2.79 \text{ kN} / \text{m}$

Si valutano ora le due combinazioni di carico SLU previste:

comb. carico I (solo perm.)  $Q = 1.35 \cdot G_k$

comb. carico II (perm. + acc.)  $Q = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$

Si ottiene:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU	
COMBINAZIONE CARICO I (solo perm.)	5.11 kN/m
COMBINAZIONE CARICO II (perm. e acc.)	9.29 kN/m

La combinazione I è associata al  $k_{\text{mod}}$  relativo ai carichi permanenti ( $k_{\text{mod}}=0.6$ ), mentre la combinazione II a quello dei carichi di media durata ( $k_{\text{mod}}=0.8$ ): in teoria è necessario svolgere le verifiche agli SLU sia nei riguardi dei soli carichi permanenti che dei carichi permanenti ed accidentali, variando il coefficiente  $k_{\text{mod}}$  nella verifica.

Dato che il rapporto tra i carichi delle due combinazioni è minore del rapporto tra i coefficienti  $k_{mod}$ , come si vede dalla tabella seguente, è sufficiente svolgere le verifiche per la sola combinazione di carico II.

VALUTAZIONE DEL CARICO PREVALENTE	
rapporto tra COMB. I e COMB. II è (A)	0.55
rapporto tra $k_{MOD}$ perm e media durata (B)	0.75
<b>SE (A) &lt; (B), la combinazione più gravosa da verificare è la II</b>	

Nelle seguenti verifiche SLU si utilizzerà quindi il valore  $Q_{SLU} = 9.29 \text{ kN} / \text{m}$ .

Per le verifiche a deformabilità SLE invece si utilizzeranno i valori caratteristici dei carichi prima riportati.

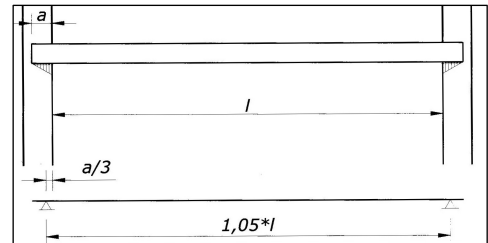
### VERIFICA SLU

Si ricavano le sollecitazioni massime della trave:

$$M_{SLU} = 52.47 \text{ kN} / \text{mq} \text{ momento flettente nella sezione di mezzeria}$$

$$T_{SLU} = 31.23 \text{ kN} / \text{mq} \text{ taglio nella sezione di appoggio}$$

NOTA: si precisa che le seguenti combinazioni sono state calcolate mediante un incremento del 5% della reale luce della trave, così da tenere in considerazione (in maniera forfettaria) l'effetto della reale distribuzione di appoggio di tipo triangolare sul cordolo di muratura, che fa arretrare l'appoggio teorico della trave.



Si eseguono di seguito le verifiche in due differenti condizioni:

- a tempo "zero", con moduli elastici dei materiali pari a quelli indicati nel cap. 8; tale condizione si riferisce alla condizione della trave in assenza di fenomeni viscosi, (imputabili sia alla connessione che ai singoli materiali);
- a tempo "infinito", con moduli elastici opportunamente ridotti per tenere conto di tutti i fenomeni viscosi ai quali il sistema trave-soletta è soggetto.

Si fa riferimento al calcolo delle caratteristiche della sezione riportate al § B.2 dell'EC5.

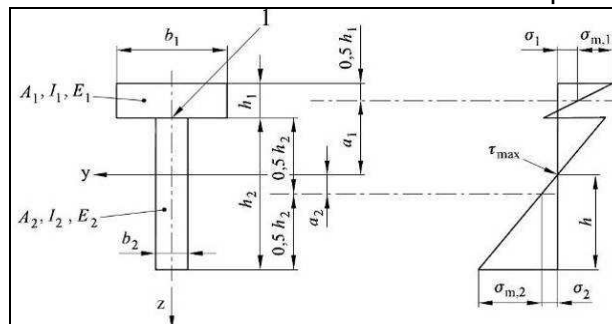


Figura: sezione trasversale (sinistra) e distribuzione delle tensioni flessionali sulla sezione (destra) – Fonte EC5

Le caratteristiche inerziali comuni alle due verifiche sono le seguenti:

SOLETTA	
s	5 cm
l collaborante	160 cm
$A_{soletta}$	80000 mm <sup>2</sup>
$J_{soletta}$	1.667E+07 mm <sup>4</sup>

TRAVE LEGNO		
b	18	cm
h	22	cm
A <sub>trave</sub>	39600	mm <sup>2</sup>
J <sub>trave</sub>	1.597E+08	mm <sup>4</sup>

La larghezza collaborante della soletta è stata ricavata come il minimo tra l'interasse travi e  $2 \cdot l/8$ , così come indicato nell'EC4 al § 4.2.2.

La spaziatura equivalente della connessione è ricavata mediante:

$$s_{equiv} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max} = 0.75 \cdot 150 + 0.25 \cdot 300 = 188 \text{ mm}$$

#### VERIFICA A TEMPO ZERO

Si ricavano dapprima tutti i parametri necessari alla definizione dell'inerzia flessionale della sezione mista.

$$\gamma_1 = \left[ 1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{cls} \cdot A_{soletta} \cdot s_{equiv}}{K_{con,u} \cdot I_{trave}^2} \right]^{-1} \quad \gamma_2 = 1$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_{cls} \cdot A_{soletta} \cdot d_{G_1-G_2}}{\gamma_1 \cdot E_{cls} \cdot A_{soletta} + \gamma_2 \cdot E_{legno} \cdot A_{trave}}$$

dove  $d_{G_1-G_2}$  è la distanza tra i baricentri dei due elementi collegati

$$a_1 = d_{G_1-G_2} - a_2$$

$$(EJ)_{eff} = (E_{cls} \cdot J_{soletta} + E_{legno} \cdot J_{trave}) + (\gamma_1 \cdot E_{cls} \cdot A_{soletta} \cdot a_1^2 + \gamma_2 \cdot E_{legno} \cdot A_{trave} \cdot a_2^2)$$

Si ottengono i seguenti valori:

$\gamma_1$	0.07
$\gamma_2$	1
a1	176.74 mm
a2	68.26 mm
(EJ) <sub>eff</sub>	9.545E+12 mm <sup>4</sup>

Si calcolano poi le tensioni normali sui due materiali e sul connettore.

$$\text{CLS} \quad \sigma_{c,1,d} = \frac{\gamma_1 \cdot E_{cls} \cdot a_1 \cdot M_{SLU}}{(EJ)_{eff}} \quad \sigma_{m,1,d} = \frac{0.5 \cdot E_{cls} \cdot s \cdot M_{SLU}}{(EJ)_{eff}}$$

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1,d} \quad \sigma_{t,d} = \sigma_{c,1,d} - \sigma_{m,1,d}$$

LEGNO

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 \cdot E_{legno} \cdot a_2 \cdot M_{SLU}}{(EJ)_{eff}} \quad \sigma_{m,2,d} = \frac{0.5 \cdot E_{legno} \cdot h_{trave} \cdot M_{SLU}}{(EJ)_{eff}}$$

$$\tau_{2,max} = \frac{1.5 \cdot T_{SLU}}{A_{trave}} \quad \text{si attribuisce tutto il taglio alla sezione lignea}$$

CONNETTORE

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 \cdot E_{cls} \cdot A_{soletta} \cdot a_1 \cdot s_{min-connettore} \cdot T_{SLU}}{(EJ)_{eff}}$$

Si riporta il prospetto riassuntivo dei valori ora descritti.

TENSIONI LATO CLS		
$\sigma_{c,1,d}$	2.04	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,1,d}$	4.15	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,d}$	6.19	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,d}$	-2.11	N/mm <sup>2</sup>
TENSIONI LATO LEGNO		
$\sigma_{t,2,d}$	4.13	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,2,d}$	6.65	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{2,max}$	1.18	N/mm <sup>2</sup>
CARICO SU CONNETTORI		
F <sub>1,d</sub>	14593	N

Le verifiche vengono svolte confrontando le tensioni sul legno, sul cls ed il carico massimo sul connettore. E' stato inoltre eseguito un controllo sulle trazioni che nascono all'intradosso soletta, verificando che la rete elettrosaldata predisposta (d=8 mm, maglia 20x20 cm) resista a tali trazioni.

Tutti i valori di tensione resistente sono stati calcolati con riferimento a quanto riportato nel capitolo 8.

VERIFICHE SU SOLETTA [N/mm <sup>2</sup> ]			
<u>max compressione soletta:</u> $\sigma_{c,d} < f_{cd}$			
6.19	<	11.76	VERIFICATO
<u>max trazione soletta</u>			
-2.11	<	-1.06	
INTRADOSSO SOLETTA FESSURATO			
<u>max trazione su rete elettrosaldata</u>			
x (zona tesa soletta da lembo inf.)	12.69	mm	
Risultante trazioni su cls	-21397	N	
diámetro rete elettrosaldata	8	mm	
maglia rete elettrosaldata	200	mm	
$\sigma_{t,rete}$	-53.21	N/mm <sup>2</sup>	
53.21	<	391.30	VERIFICATO
VERIFICHE SU LEGNO [N/mm <sup>2</sup> ]			
<u>flessione trave:</u> $(\sigma_{t,2,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,2,d} / f_{m,d}) < 1$			
0.93	<	1	VERIFICATO
<u>taglio trave:</u> $\tau_{2,max} < f_{v,d}$			
1.18	<	1.54	VERIFICATO
VERIFICHE SU CONNETTORI [N]			
<u>carico massimo su connettore</u>			
14593	<	14923	VERIFICATO

La trave risulta verificata.

#### VERIFICA A TEMPO INFINITO

Le verifiche sono le stesse prima svolte, con la variazione sui moduli elastici dei due materiali e sulla rigidezza della connessione, che vengono ridotte come di seguito indicato al fine di tenere in conto del comportamento viscoso di questa tecnologia.

Ricordando che il coefficiente che tiene conto della viscosità del legno assume il valore  $k_{def}=0.6$ , si ha la seguente riduzione del modulo elastico del materiale:



$$E_{legno} = E_{legno0} \frac{\frac{\gamma_G \cdot q_{perm} + \psi_2 \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1 + k_{def}} + \frac{(1 - \psi_2) \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1}}{\gamma_G \cdot q_{perm} + \gamma_Q \cdot q_{acc}}$$

In maniera analoga si definisce la riduzione della rigidezza della connessione:

$$K_{con,u} = K_{con,u,0} \frac{\frac{\gamma_G \cdot q_{perm} + \psi_2 \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1 + k_{def}} + \frac{(1 - \psi_2) \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1}}{\gamma_G \cdot q_{perm} + \gamma_Q \cdot q_{acc}}$$

Per il cls si stima il coefficiente di viscosità  $\phi$  secondo le indicazioni contenute in normativa: in particolare, al § 11.2.10.7 delle NTC si ricaverebbe  $\phi = 2.8$  supponendo

- atmosfera con umidità relativa di circa il 55%
- tempo di messa in carico 7 giorni
- $h_0 = 2 \cdot A_c / u > 600$  in quanto il perimetro di cls esposto all'aria  $u$  è nullo

Dato che gli effetti viscosi del cls tendono a trasferire carico sulla trave lignea scaricando quindi la soletta, a favore di sicurezza si assume come valore  $\phi = 3.0$ .

$$E_{cls} = E_{cls0} \cdot \frac{\frac{\gamma_G \cdot q_{perm} + \psi_2 \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1 + \phi} + \frac{(1 - \psi_2) \cdot \gamma_Q \cdot q_{acc}}{1}}{\gamma_G \cdot q_{perm} + \gamma_Q \cdot q_{acc}}$$

NOTA: in tutte le tre formulazioni si tiene conto che la viscosità è unicamente relativa alle parti permanenti del carico che grava sul sistema trave-cls. Il coefficiente riduttivo è infatti una media pesata sui carichi dei fattori di viscosità.

Si ottengono i seguenti valori:

$\Phi_c(\infty, t_0)$	3
$k_{def}$	0.6
coeff. riduz. prestazioni legno	0.74
$E^{\infty}_{mean}$	8174 N/mmq
$K^{\infty}_{con,u}$	5506 N/mmq
coeff. riduz. prestazioni cls	0.49
$E^{\infty}_c$	14682 N/mmq

Si vede bene che gli effetti viscosi abbattano maggiormente la rigidezza del cls (il coefficiente di riduzione del modulo elastico del cls è pari a 0.49, contro il 0.74 ricavato per il legno); si ha quindi un incremento di carico sulla trave lignea.

Si ricavano poi i parametri necessari a definire l'inerzia flessionale della sezione:

$\gamma_1$	0.10
$\gamma_2$	1
$a_1$	178.51 mm
$a_2$	66.49 mm
$(EJ)_{eff}$	6.82E+12 mm <sup>4</sup>

Si calcolano poi le tensioni normali sui due materiali e sul connettore.

TENSIONI LATO CLS		
$\sigma_{c,1,d}$	2.07	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,1,d}$	2.82	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,d}$	4.89	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,d}$	-0.75	N/mm <sup>2</sup>
TENSIONI LATO LEGNO		
$\sigma_{t,2,d}$	4.18	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,2,d}$	6.91	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{2,max}$	1.18	N/mm <sup>2</sup>
CARICO SU CONNETTORI		
F <sub>1,d</sub>	14776	N

Si esegue poi il controllo delle tensioni massime e del massimo carico sul connettore.

VERIFICHE SU CLS [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>max compressione soletta: <math>\sigma_{c,d} &lt; f_{cd}</math></i>			
4.89	<	11.76	VERIFICATO
<i>max trazione soletta</i>			
-0.75	<	-1.06	
INTRADOSSO SOLETTA TESO MA NON FESSURATO			
NOTA: non si conducono verifiche sulla rete elettrosaldata in quanto in questa fase la soletta è meno sollecitata a causa dei fenomeni viscosi della sezione			
VERIFICHE SU LEGNO [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>flessione trave: <math>(\sigma_{t,2,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,2,d} / f_{m,d}) &lt; 1</math></i>			
0.95	<	1	VERIFICATO
<i>taglio trave: <math>\tau_{2,max} &lt; f_{v,d}</math></i>			
1.18	<	1.54	VERIFICATO
VERIFICHE SU CONNETTORI [N]			
<i>carico massimo su connettore</i>			
14776	<	14923	VERIFICATO

La trave risulta verificata.

### VERIFICA SLE

#### VERIFICA A TEMPO ZERO

Si ricava l'inerzia flessionale della sezione con le formulazioni prima viste, utilizzando stavolta la rigidità della connessione relativa agli SLE: si ricorda infatti, come indicato nel capitolo 8, che il modulo di scorrimento iniziale (rigidità SLE) è pari a  $K_{con} = 17200 \text{ N / mmq}$ . Si ricava quindi:

$\gamma_1$	0.15	
$\gamma_2$	1	
a1	134.55	mm
a2	110.45	mm
(EJ) <sub>eff</sub>	1.405E+13	mm <sup>4</sup>

Si calcolano distintamente le deformazioni massime di trave appoggiata per i carichi permanenti e per i carichi accidentali ( $v_{perm}$  e  $v_{acc}$ ).

Si esegue quindi il controllo della freccia totale e della freccia per soli carichi accidentali rispettivamente con i valori limite scelti, pari a 1/200 ed 1/400 della luce.

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
Vperm	7.16	mm	
Vacc	5.27	mm	
VTOT	12.43	mm	
l/200	33.60	mm	
l/400	16.80	mm	
<u>freccia totale</u>	12.43	<	33.60
			VERIFICATO
<u>freccia per carichi accidentali</u>	5.27	<	16.80
			VERIFICATO

La trave risulta verificata.

#### VERIFICA A TEMPO INFINITO

Analogamente a quanto visto sopra, si ricava la rigidezza della sezione di trave con i moduli elastici ridotti.

$\Phi_c(\infty, t_0)$	3		
kdef	0.6		
coeff. riduz. prestazioni legno	0.74		
$E^{\infty}_{mean}$	8099	N/mm <sup>2</sup>	
$K^{\infty}_{con}$	12664	N/mm <sup>2</sup>	
coeff. riduz. prestazioni cls	0.47		
$E^{\infty}_c$	14271	N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_1$	0.21		
$\gamma_2$	1		
a1	173.67	mm	
a2	71.33	mm	
$(EJ)_{eff}$	1.05E+13	mm <sup>4</sup>	

Si esegue poi il controllo delle deformazioni come fatto per il precedente stato.

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
Vperm	9.58	mm	
Vacc	7.05	mm	
VTOT	16.63	mm	
l/200	33.60	mm	
l/400	16.80	mm	
<u>freccia totale</u>	16.63	<	33.60
			VERIFICATO
<u>freccia per carichi accidentali</u>	7.05	<	16.80
			VERIFICATO

La trave risulta verificata.

### 9.3 SOLAIO MISTO LEGNO-CLS: PROGETTO DEI TRAVETTI

#### ANALISI DEI CARICHI

Con riferimento al cap. 8 relativo all'analisi dei carichi della struttura, era stato ricavato:

$$G_1 = 1.70 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti strutturali (su superficie inclinata)}$$

$$G_2 = 0.56 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti non strutturali (su superficie inclinata)}$$

$$q_k = 1.71 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carico neve (su superficie orizzontale coperta)}$$

Si ottengono così i seguenti carichi distribuiti linearmente sui travetti:

$$G_k = 0.78 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Q_k = 0.68 \text{ kN} / \text{m}$$

Si valutano ora le due combinazioni di carico SLU previste:

$$\text{comb. carico I (solo perm.) } Q = 1.35 \cdot G_k$$

$$\text{comb. carico II (perm. + acc.) } Q = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$$

Si ottiene:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU	
COMBINAZIONE CARICO I (solo perm.)	1.06 kN/m
COMBINAZIONE CARICO II (perm. e acc.)	2.08 kN/m

La combinazione I è associata al  $k_{\text{mod}}$  relativo ai carichi permanenti ( $k_{\text{mod}}=0.6$ ), mentre la combinazione II a quello dei carichi di media durata ( $k_{\text{mod}}=0.8$ ): in teoria è necessario svolgere le verifiche agli SLU sia nei riguardi dei soli carichi permanenti che dei carichi permanenti ed accidentali, variando il coefficiente  $k_{\text{mod}}$  nella verifica.

Dato che il rapporto tra i carichi delle due combinazioni è minore del rapporto tra i coefficienti  $k_{\text{mod}}$ , come si vede dalla tabella seguente, è sufficiente svolgere le verifiche per la sola combinazione di carico II.

VALUTAZIONE DEL CARICO PREVALENTE	
rapporto tra COMB. I e COMB. II è (A)	0.51
rapporto tra $k_{\text{MOD}}$ perm e media durata (B)	0.75
<b>SE (A) &lt; (B), la combinazione più gravosa da verificare è la II</b>	

Nelle seguenti verifiche SLU si utilizzerà quindi il valore  $Q_{\text{SLU}} = 2.08 \text{ kN} / \text{m}$ .

Per le verifiche a deformabilità SLE invece si utilizzeranno i valori caratteristici dei carichi prima riportati.

#### VERIFICA SLU

Si ricavano le sollecitazioni massime dei travetti:

$$M_{\text{SLU}} = 0.71 \text{ kN} / \text{mq} \text{ momento flettente nella sezione di mezzeria}$$

$$T_{\text{SLU}} = 1.72 \text{ kN} / \text{mq} \text{ taglio nella sezione di appoggio}$$

NOTA: anche in questo caso è stata adottata come luce di calcolo quella reale incrementata del 5% come fatto per la trave principale.

La verifica SLU è condotta calcolando le tensioni flessionali e taglianti massime della sezione del travetto, confrontandole poi con i valori limite.



J	3413333	mm <sup>4</sup>	
A	6400	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{m,d}$	8.31	N/mmq	
$\tau_{max}$	0.40	N/mmq	
<u>flessione trave:</u> $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$			
	8.31	<	14.77
<u>taglio trave:</u> $\tau_{2,max} < f_{v,d}$			
	0.40	<	1.54

VERIFICATO

VERIFICATO

La trave risulta verificata.

### VERIFICA SLE

Si esegue la verifica a deformabilità, calcolando separatamente i contributi dei carichi permanenti e dei carichi accidentali; entrambi i valori sono ricavati sommando la deformazione flessionale a quella tagliante.

$$v_{perm\_ist} = \frac{5}{384} \cdot G_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot G_k \cdot l^2 \quad v_{acc\_ist} = \frac{5}{384} \cdot Q_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot Q_k \cdot l^2$$

con  $\varphi = 1.2$  per sezioni rettangolari

I valori finali (a tempo "infinito") sono ricavati incrementando i valori istantanei con il coefficiente  $k_{def} = 0.6$ : la freccia dovuta ai permanenti viene incrementata integralmente con  $k_{def}$  mentre quella dovuta agli accidentali viene incrementata solamente per la componente quasi permanente del carico accidentale.

$$v_{perm\_fin} = v_{perm\_ist} \cdot (1 + k_{def}) \quad v_{acc\_ist} = v_{acc\_ist} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2j})$$

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
Vperm_istantanea	2.09	mm	
Vacc_istantanea	1.82	mm	
Vperm_finale	3.34	mm	
Vacc_finale	2.15	mm	
VTOT	5.49	mm	
l/200	8.25	mm	
l/400	4.13	mm	
<u>freccia totale finale</u>			
	5.49	<	8.25
<u>freccia per carichi accidentali</u>			
	1.82	<	4.13

VERIFICATO

VERIFICATO

La trave risulta verificata.

#### 9.4 SOLAIO LIGNEO CON DOPPIO TAVOLATO: PROGETTO DELLA TRAVE

##### ANALISI DEI CARICHI

Il solaio è costituito da travi principali e da un'orditura secondaria di travicelli, sulla quale viene disposto:

- tavolato ligneo doppio incrociato dello spessore di 3+3 cm
- strato di isolamento termico ed acustico realizzato con pannelli in polistirolo dello spessore di 8 cm
- guaina impermeabilizzante disposta a doppio strato incrociato posata a fiamma;
- manto di copertura in coppi ed embrici.

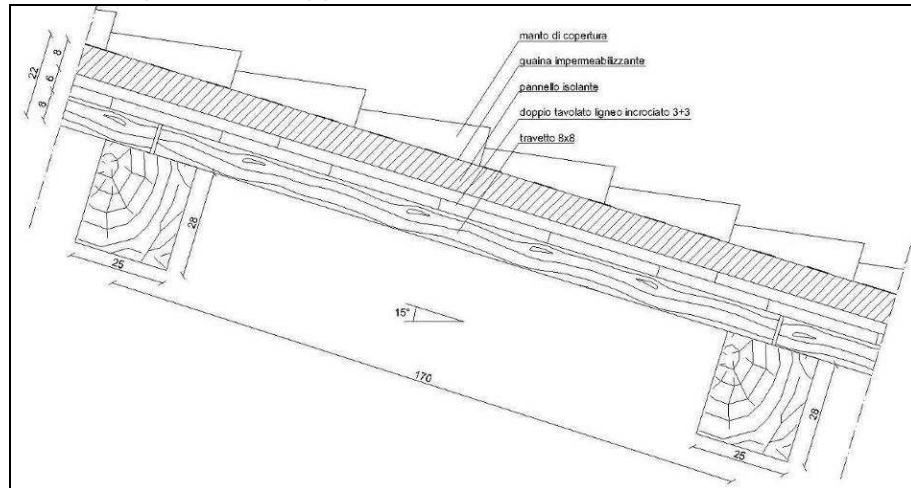


Figura: sezione tecnologica del solaio di copertura ligneo con doppio tavolato

Con riferimento al cap. 8 relativo all'analisi dei carichi della struttura, era stato ricavato:

$$G_1 = 0.51 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti strutturali (su superficie inclinata)}$$

$$G_2 = 0.56 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti non strutturali (su superficie inclinata)}$$

$$q_k = 1.71 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carico neve (su superficie orizzontale coperta)}$$

Si ottengono così i seguenti carichi distribuiti linearmente sulla trave:

$$G_k = 1.74 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Q_k = 2.79 \text{ kN} / \text{m}$$

Si valutano ora le due combinazioni di carico SLU previste:

$$\text{comb. carico I (solo perm.) } Q = 1.35 \cdot G_k$$

$$\text{comb. carico II (perm. + acc.) } Q = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$$

Si ottiene:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU	
COMBINAZIONE CARICO I (solo perm.)	2.35 kN/m
COMBINAZIONE CARICO II (perm. e acc.)	6.54 kN/m

La combinazione I è associata al  $k_{\text{mod}}$  relativo ai carichi permanenti ( $k_{\text{mod}}=0.6$ ), mentre la combinazione II a quello dei carichi di media durata ( $k_{\text{mod}}=0.8$ ): in teoria è necessario svolgere le verifiche agli SLU sia nei riguardi dei soli carichi permanenti che dei carichi permanenti ed accidentali, variando il coefficiente  $k_{\text{mod}}$  nella verifica.

Dato che il rapporto tra i carichi delle due combinazioni è minore del rapporto tra i coefficienti  $k_{\text{mod}}$ , come si vede dalla tabella seguente, è sufficiente svolgere le verifiche per la sola combinazione di carico II.

VALUTAZIONE DEL CARICO PREVALENTE	
rapporto tra COMB. I e COMB. II è (A)	0.36
rapporto tra kMOD perm e media durata (B)	0.75
<b>SE (A) &lt; (B), la combinazione più gravosa da verificare è la II</b>	

Nelle seguenti verifiche SLU si utilizzerà quindi il valore  $Q_{SLU} = 6.54 \text{ kN} / \text{m}$ .

Per le verifiche a deformabilità SLE invece si utilizzeranno i valori caratteristici dei carichi prima riportati.

### VERIFICA SLU

Si ricavano le sollecitazioni massime della trave:

$$M_{SLU} = 36.89 \text{ kN} / \text{mq} \text{ momento flettente nella sezione di mezzzeria}$$

$$T_{SLU} = 21.96 \text{ kN} / \text{mq} \text{ taglio nella sezione di appoggio}$$

NOTA: anche in questo caso è stata adottata come luce di calcolo quella reale incrementata del 5% come fatto per la trave principale.

La verifica SLU è condotta calcolando le tensioni flessionali e taglianti massime della sezione del travetto, confrontandole poi con i valori limite.

J	457333333	mm <sup>4</sup>	
A	70000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{m,d}$	11.29	N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_{max}$	0.47	N/mm <sup>2</sup>	
<u>flessione trave:</u> $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$			
	11.29	<	14.77
VERIFICATO			
<u>taglio trave:</u> $\tau_{2,max} < f_{v,d}$			
	0.47	<	1.54
VERIFICATO			

La trave risulta verificata.

### VERIFICA SLE

Si esegue la verifica a deformabilità, calcolando separatamente i contributi dei carichi permanenti e dei carichi accidentali; entrambi i valori sono ricavati sommando la deformazione flessionale a quella tagliante.

$$v_{perm\_ist} = \frac{5}{384} \cdot G_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot G_k \cdot l^2 \quad v_{acc\_ist} = \frac{5}{384} \cdot Q_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot Q_k \cdot l^2$$

con  $\varphi = 1.2$  per sezioni rettangolari

I valori finali (a tempo "infinito") sono ricavati incrementando i valori istantanei con il coefficiente  $k_{def} = 0.6$ : la freccia dovuta ai permanenti viene incrementata integralmente con  $k_{def}$  mentre quella dovuta agli accidentali viene incrementata solamente per la componente quasi permanente del carico accidentale.

$$v_{perm\_fin} = v_{perm\_ist} \cdot (1 + k_{def}) \quad v_{acc\_ist} = v_{acc\_ist} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2j})$$

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
Vperm_istantanea		9.45	mm
Vacc_istantanea		15.10	mm
Vperm_finale		15.12	mm
Vacc_finale		15.10	mm
VTOT		30.22	mm
l/200		33.60	mm
l/400		16.80	mm
<u>freccia totale finale</u>			
	30.22	<	33.60
<u>freccia per carichi accidentali</u>			
	15.10	<	16.80

VERIFICATO

VERIFICATO

La trave risulta verificata.

NOTA: non si eseguono verifiche sui travetti per questa tecnologia in quanto si sceglie di disporre i travetti 8x8 con interasse pari a 40 cm come nel caso della copertura con soletta collaborante: questa soluzione tecnologica è più leggera e quindi i travetti saranno sicuramente verificati.



## 10. PROGETTAZIONE DEI SOLAI DI PIANO

### 10.1 INTRODUZIONE

Si progettano i solai di piano della struttura, da realizzarsi con travi in legno semplicemente appoggiate e soletta in cls collaborante mediante connessione semirigida costituita da connettori a piolo metallici. Si fa riferimento al procedimento di calcolo previsto nell'EC-5 appendice B. I solai hanno la seguente orditura:

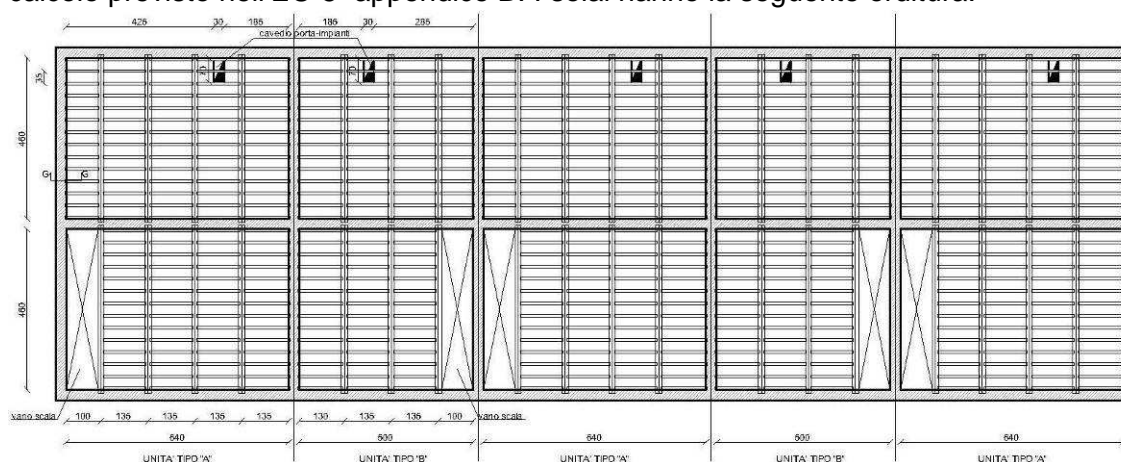


Figura: orditura dei solai del piano primo e secondo

Le travi principali hanno luce pari a 460 cm in tutti i campi di solaio e sono disposte ad interassi pari a 135 cm, mentre i travicelli sono disposti ad interasse 35 cm.

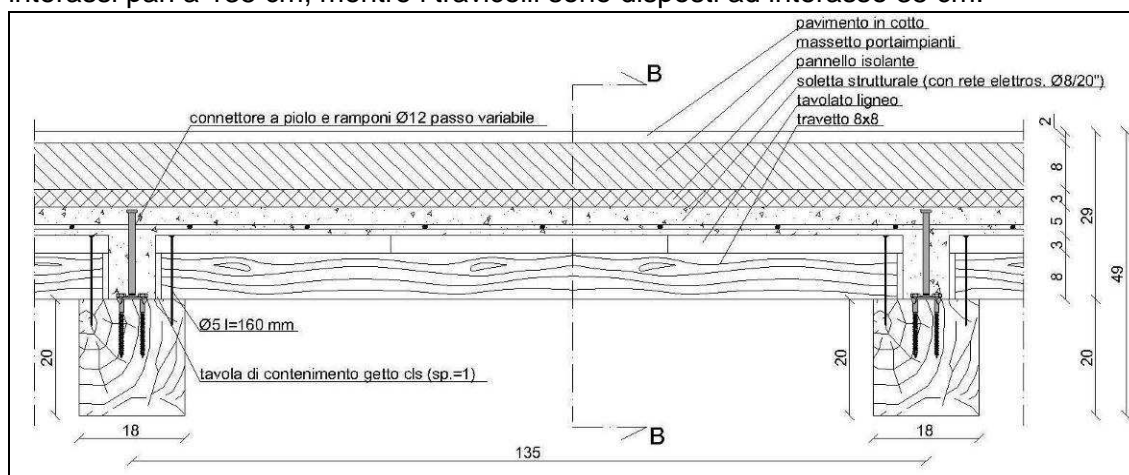


Figura: sezione tecnologica del solaio di piano

In corrispondenza dei vani scala delle singole U.S. si elimina un campo di solaio per il passaggio della scala. La scala non viene progettata ma verrà prevista della tipologia "di arredo" metallica, e sarà agganciata opportunamente al cordolo in cls mediante connessioni puntuali. Per ciascuna U.S. è presente un cavedio porta-impianti delle dimensioni di 60x30 cm, da realizzarsi mediante cerchiatura orizzontale della soletta in cls, come illustrato nelle tavole tecniche allegate. I materiali impiegati sono:

- acciaio B450C
- cls C20/25
- legno di conifera (abete) C24
- connettori a piolo e ramponi

con le proprietà fisico-meccaniche descritte nel cap. 8.

## 10.2 PROGETTO DELLA TRAVE

### ANALISI DEI CARICHI

Il solaio è costituito da travi principali (collaboranti con la soletta in cls) e da un'orditura secondaria di travicelli, sulla quale viene disposto:

- tavolato ligneo dello spessore di 3 cm
- soletta strutturale in cls dello spessore di 5 cm con rete elettrosaldata inglobata nel getto con ferri  $d=8\text{mm}$  e maglia  $20 \times 20$  cm
- strato di isolamento termico ed acustico realizzato con pannelli in polistirolo dello spessore di 3 cm
- massetto porta-impianti, realizzato con cls di tipo "leggero" (peso specifico  $15 \text{ kN/mc}$ ) dello spessore di 8 cm
- pavimentazione in cotto dello spessore di 2 cm con adeguato strato di incollaggio sottostante.

Con riferimento al cap. 8 era stato ricavato:

$$G_1 = 1.85 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti strutturali}$$

$$G_2 = 1.62 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi permanenti non strutturali}$$

$$g_2 = 1.60 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi distribuito equivalente a tramezzature interne}$$

$$q_k = 2.00 \text{ kN} / \text{mq} \text{ carichi variabile per destinazione d'uso}$$

Si ottengono così i seguenti carichi distribuiti linearmente sulla trave:

$$G_k = 6.84 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Q_k = 2.70 \text{ kN} / \text{m}$$

Si valutano ora le due combinazioni di carico SLU previste:

$$\text{comb. carico I (solo perm.) } Q = 1.35 \cdot G_k$$

$$\text{comb. carico II (perm. + acc.) } Q = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$$

Si ottiene:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU	
COMBINAZIONE CARICO I (solo perm.)	9.23 kN/m
COMBINAZIONE CARICO II (perm. e acc.)	13.28 kN/m

La combinazione I è associata al  $k_{\text{mod}}$  relativo ai carichi permanenti ( $k_{\text{mod}}=0.6$ ), mentre la combinazione II a quello dei carichi di media durata ( $k_{\text{mod}}=0.8$ ): in teoria è necessario svolgere le verifiche agli SLU sia nei riguardi dei soli carichi permanenti che dei carichi permanenti ed accidentali, variando il coefficiente  $k_{\text{mod}}$  nella verifica.

Dato che il rapporto tra i carichi delle due combinazioni è minore del rapporto tra i coefficienti  $k_{\text{mod}}$ , come si vede dalla tabella seguente, è sufficiente svolgere le verifiche per la sola combinazione di carico II.

VALUTAZIONE DEL CARICO PREVALENTE	
rapporto tra COMB. I e COMB. II è (A)	0.70
rapporto tra $k_{\text{MOD}}$ perm e media durata (B)	0.75
<b>SE (A) &lt; (B), la combinazione più gravosa da verificare è la II</b>	

Nelle seguenti verifiche SLU si utilizzerà quindi il valore  $Q_{\text{SLU}} = 13.28 \text{ kN} / \text{m}$ .

Per le verifiche a deformabilità SLE invece si utilizzeranno i valori caratteristici dei carichi prima riportati.

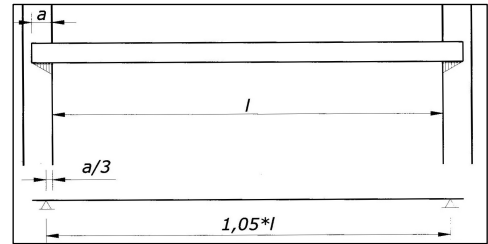
**VERIFICA SLU**

Si ricavano le sollecitazioni massime della trave:

$M_{SLU} = 38.73 kN / mq$  momento flettente nella sezione di mezzeria

$T_{SLU} = 32.07 kN / mq$  taglio nella sezione di appoggio

NOTA: si precisa che le seguenti combinazioni sono state calcolate mediante un incremento del 5% della reale luce della trave, così da tenere in considerazione (in maniera forfettaria) l'effetto della reale distribuzione di appoggio di tipo triangolare sul cordolo di muratura, che fa arretrare l'appoggio teorico della trave.



Si eseguono di seguito le verifiche in due differenti condizioni, così come visto nel caso della trave legno-cls progettata in copertura:

- a tempo "zero", con moduli elastici dei materiali pari a quelli indicati nel cap. 8; tale condizione si riferisce alla condizione della trave quando questa non ha ancora manifestato fenomeni viscosi, imputabili sia alla connessione che ai singoli materiali;
- a tempo "infinito", con moduli elastici opportunamente ridotti per tenere conto di tutti i fenomeni viscosi ai quali il sistema trave-soletta è soggetto.

Si fa riferimento al calcolo delle caratteristiche della sezione riportate al § B.2 dell'EC5.

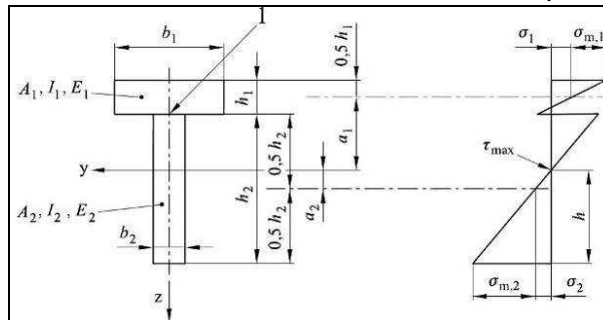


Figura: sezione trasversale (sinistra) e distribuzione delle tensioni flessionali sulla sezione (destra) – Fonte EC5

Le caratteristiche inerziali comuni alle due verifiche sono le seguenti:

SOLETTA	
s	5 cm
l collaborante	115 cm
A <sub>soletta</sub>	57500 mm <sup>2</sup>
J <sub>soletta</sub>	1.198E+07 mm <sup>4</sup>
TRAVE LEGNO	
b	18 cm
h	20 cm
A <sub>trave</sub>	36000 mm <sup>2</sup>
J <sub>trave</sub>	1.200E+08 mm <sup>4</sup>

La larghezza collaborante della soletta è stata ricavata come il minimo tra l'interasse travi e 2\*l/8, così come indicato nell'EC4 al § 4.2.2.

La spaziatura equivalente della connessione è ricavata mediante:

$s_{equiv} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max} = 0.75 \cdot 150 + 0.25 \cdot 300 = 188 mm$

**VERIFICA A TEMPO ZERO**

Si ricavano dapprima tutti i parametri necessari alla definizione dell'inerzia flessionale della sezione mista. Si ottengono i seguenti valori:

$\gamma_1$	0.05
$\gamma_2$	1
a1	192.02 mm
a2	42.98 mm
(EJ) <sub>eff</sub>	5.682E+12 mm <sup>4</sup>

Si calcolano poi le tensioni normali sui due materiali e sul connettore.

TENSIONI LATO CLS		
$\sigma_{c,1,d}$	2.02	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,1,d}$	5.15	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,d}$	7.16	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,d}$	-3.13	N/mm <sup>2</sup>
TENSIONI LATO LEGNO		
$\sigma_{t,2,d}$	3.22	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,2,d}$	7.50	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{2,max}$	1.34	N/mm <sup>2</sup>
CARICO SU CONNETTORI		
F <sub>1,d</sub>	14413	N

Le verifiche vengono svolte confrontando le tensioni sul legno, sul cls ed il carico massimo sul connettore coi valori limite. E' stato inoltre eseguito un controllo sulle trazioni che nascono all'intradosso soletta, verificando che la rete elettrosaldata predisposta (d=8 mm, maglia 20x20 cm) resista a tali trazioni.

Tutti i valori di tensione resistente sono stati calcolati con riferimento a quanto riportato nel capitolo 8.

VERIFICHE SU SOLETTA [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>max compressione soletta: <math>\sigma_{c,d} &lt; f_{cd}</math></i>			
7.16	<	11.76	VERIFICATO
<i>max trazione soletta</i>			
-3.13	<	-1.06	
INTRADOSSO SOLETTA FESSURATO			
<i>max trazione su rete elettrosaldata</i>			
x (zona tesa soletta da lembo inf.)	15.20	mm	
Risultante trazioni su cls	-27340	N	
diametro rete elettrosaldata	8	mm	
maglia rete elettrosaldata	200	mm	
$\sigma_{t,rete}$	-108.78	N/mm <sup>2</sup>	
108.78	<	391.30	VERIFICATO
VERIFICHE SU LEGNO [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>flessione trave: <math>(\sigma_{t,2,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,2,d} / f_{m,d}) &lt; 1</math></i>			
0.88	<	1	VERIFICATO
<i>taglio trave: <math>\tau_{2,max} &lt; f_{v,d}</math></i>			
1.34	<	1.54	VERIFICATO
VERIFICHE SU CONNETTORI [N]			
<i>carico massimo su connettore</i>			
14413	<	14923	VERIFICATO

La trave risulta verificata.



### VERIFICA A TEMPO INFINITO

Le verifiche sono le stesse prima svolte, con la variazione sui moduli elastici dovuta alla viscosità dei materiali, come spiegato nel precedente capitolo. Si ottiene:

$\Phi_c(\infty, t_0)$	3
$k_{def}$	0.6
coeff. riduz. prestazioni legno	0.71
$E^{\infty}_{mean}$	7756 N/mm <sup>2</sup>
$K^{\infty}_{con,u}$	5224 N/mm <sup>2</sup>
coeff. riduz. prestazioni cls	0.41
$E^{\infty}_c$	12385 N/mm <sup>2</sup>

Si ricavano poi i parametri necessari a definire l'inerzia flessionale della sezione:

$\gamma_1$	0.08
$\gamma_2$	1
$a_1$	193.28 mm
$a_2$	41.72 mm
$(EJ)_{eff}$	3.81E+12 mm <sup>4</sup>

Si calcolano poi le tensioni normali sui due materiali e sul connettore.

TENSIONI LATO CLS		
$\sigma_{c,1,d}$	2.06	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,1,d}$	3.14	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,d}$	5.20	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{t,d}$	-1.09	N/mm <sup>2</sup>
TENSIONI LATO LEGNO		
$\sigma_{t,2,d}$	3.28	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{m,2,d}$	7.87	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{2,max}$	1.34	N/mm <sup>2</sup>
CARICO SU CONNETTORI		
$F_{1,d}$	14685	N

Si esegue poi il controllo delle tensioni massime e del massimo carico sul connettore.

VERIFICHE SU CLS [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>max compressione soletta: <math>\sigma_{c,d} &lt; f_{cd}</math></i>			
5.20	<	11.76	VERIFICATO
<i>max trazione soletta</i>			
-1.09	<	-1.06	
INTRADOSSO SOLETTA FESSURATO			
NOTA: non si conducono verifiche sulla rete elettrosaldata in quanto in questa fase la soletta è meno sollecitata a causa dei fenomeni viscosi della sezione			
VERIFICHE SU LEGNO [N/mm <sup>2</sup> ]			
<i>flessione trave: <math>(\sigma_{t,2,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,2,d} / f_{m,d}) &lt; 1</math></i>			
0.91	<	1	VERIFICATO
<i>taglio trave: <math>\tau_{2,max} &lt; f_{v,d}</math></i>			
1.34	<	1.54	VERIFICATO
VERIFICHE SU CONNETTORI [N]			
<i>carico massimo su connettore</i>			
14685	<	14923	VERIFICATO

La trave risulta verificata.

### VERIFICA SLE

#### VERIFICA A TEMPO ZERO

Si ricava l'inerzia flessionale della sezione con le formulazioni prima viste, utilizzando stavolta la rigidezza della connessione relativa agli SLE: si ricorda infatti, come indicato nel capitolo 8 che il modulo di scorrimento iniziale (rigidezza SLE) è pari a  $K_{con} = 17200 \text{ N / mmq}$ . Si ricava quindi:

$\gamma_1$	0.11	
$\gamma_2$	1	
a1	158.06	mm
a2	76.94	mm
(EJ) <sub>eff</sub>	8.842E+12	mm <sup>4</sup>

Si calcolano distintamente le deformazioni massime di trave appoggiata per i carichi permanenti e per i carichi accidentali ( $v_{perm}$  e  $v_{acc}$ ).

Si esegue quindi il controllo della freccia totale e della freccia per soli carichi accidentali rispettivamente con i valori limite scelti, pari a 1/300 ed 1/500 della luce.

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
$v_{perm}$	5.48	mm	
$v_{acc}$	2.16	mm	
$v_{TOT}$	7.64	mm	
$l/300$	16.10	mm	
$l/500$	9.66	mm	
<u>freccia totale</u>			
	7.64	<	16.10
<u>freccia per carichi accidentali</u>			
	2.16	<	9.66

VERIFICATO

VERIFICATO

La trave risulta verificata.

#### VERIFICA A TEMPO INFINITO

Analogamente a quanto visto sopra, si ricava la rigidezza della sezione di trave con i moduli elastici ridotti.

$\Phi_c(\infty, t_0)$	3	
$k_{def}$	0.6	
coeff. riduz. prestazioni legno	0.70	
$E_{\infty mean}$	7692	N/mm <sup>2</sup>
$K_{\infty con}$	12028	N/mm <sup>2</sup>
coeff. riduz. prestazioni cls	0.40	
$E_{\infty c}$	12039	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_1$	0.18	
$\gamma_2$	1	
a1	185.37	mm
a2	49.63	mm
(EJ) <sub>eff</sub>	6.02E+12	mm <sup>4</sup>

Si esegue poi il controllo delle deformazioni come fatto per il precedente stato.

VERIFICA A DEFORMABILITA'			
Vperm	8.04	mm	
Vacc	3.18	mm	
VTOT	11.22	mm	
I/300	16.10	mm	
I/500	9.66	mm	
<u>freccia totale</u>	11.22	<	16.10
			VERIFICATO
<u>freccia per carichi accidentali</u>	3.18	<	9.66
			VERIFICATO

La trave risulta verificata.

### 10.3 PROGETTO DEI TRAVETTI

#### ANALISI DEI CARICHI

Con riferimento al cap. 8 relativo all'analisi dei carichi, era stato ricavato:

$G_1 = 1.85 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi permanenti strutturali

$G_2 = 1.62 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi permanenti non strutturali

$g_2 = 1.60 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi distribuito equivalente a tramezzature interne

$q_k = 2.00 \text{ kN} / \text{mq}$  carichi variabile per destinazione d'uso

Si ottengono così i seguenti carichi distribuiti linearmente sui travetti:

$$G_k = 1.63 \text{ kN} / \text{m} \quad Q_k = 0.70 \text{ kN} / \text{m}$$

Si valutano ora le due combinazioni di carico SLU previste:

comb. carico I (solo perm.)  $Q = 1.35 \cdot G_k$

comb. carico II (perm. + acc.)  $Q = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$

COMBINAZIONI DI CARICO SLU	
COMBINAZIONE CARICO I (solo perm.)	2.21 kN/m
COMBINAZIONE CARICO II (perm. e acc.)	3.26 kN/m

La combinazione I è associata al  $k_{\text{mod}}$  relativo ai carichi permanenti ( $k_{\text{mod}}=0.6$ ), mentre la combinazione II a quello dei carichi di media durata ( $k_{\text{mod}}=0.8$ ): in teoria è necessario svolgere le verifiche agli SLU sia nei riguardi dei soli carichi permanenti che dei carichi permanenti ed accidentali, variando il coefficiente  $k_{\text{mod}}$  nella verifica.

Dato che il rapporto tra i carichi delle due combinazioni è minore del rapporto tra i coefficienti  $k_{\text{mod}}$ , come si vede dalla tabella seguente, è sufficiente svolgere le verifiche per la sola combinazione di carico II.

VALUTAZIONE DEL CARICO PREVALENTE	
rapporto tra COMB. I e COMB. II è (A)	0.68
rapporto tra $k_{\text{MOD}}$ perm e media durata (B)	0.75
<b>SE (A) &lt; (B), la combinazione più gravosa da verificare è la II</b>	

Nelle seguenti verifiche SLU si utilizzerà quindi il valore  $Q_{\text{SLU}} = 3.26 \text{ kN} / \text{m}$ .

Per le verifiche a deformabilità SLE invece si utilizzeranno i valori caratteristici dei carichi prima riportati.

**VERIFICA SLU**

Si ricavano le sollecitazioni massime dei travetti:

$$M_{SLU} = 0.61 kN / mq \text{ momento flettente nella sezione di mezzeria}$$

$$T_{SLU} = 2.00 kN / mq \text{ taglio nella sezione di appoggio}$$

NOTA: anche in questo caso è stata adottata come luce di calcolo quella reale incrementata del 5% come fatto per la trave principale.

La verifica SLU è condotta calcolando le tensioni flessionali e taglianti massime della sezione del travetto, confrontandole poi con i valori limite.

J	3413333	mm <sup>4</sup>		
A	6400	mm <sup>2</sup>		
$\sigma_{m,d}$	7.20	N/mmq		
$\tau_{max}$	0.47	N/mmq		
<u>flessione trave:</u> $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$				
	7.20	<	14.77	VERIFICATO
<u>taglio trave:</u> $\tau_{2,max} < f_{v,d}$				
	0.47	<	1.54	VERIFICATO

La trave risulta verificata.

**VERIFICA SLE**

Si esegue la verifica a deformabilità, calcolando separatamente i contributi dei carichi permanenti e dei carichi accidentali; entrambi i valori sono ricavati sommando la deformazione flessionale a quella tagliante.

$$v_{perm\_ist} = \frac{5}{384} \cdot G_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot G_k \cdot l^2 \qquad v_{acc\_ist} = \frac{5}{384} \cdot Q_k \cdot \frac{l^4}{EJ} + \frac{\chi}{GA} \cdot Q_k \cdot l^2$$

con  $\varphi = 1.2$  per sezioni rettangolari

I valori finali (a tempo "infinito") sono ricavati incrementando i valori istantanei con il coefficiente  $k_{def} = 0.6$ : la freccia dovuta ai permanenti viene incrementata integralmente con  $k_{def}$  mentre quella dovuta agli accidentali viene incrementata solamente per la componente quasi permanente del carico accidentale.

$$v_{perm\_fin} = v_{perm\_ist} \cdot (1 + k_{def}) \qquad v_{acc\_ist} = v_{acc\_ist} \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2j})$$

VERIFICA A DEFORMABILITA'				
vperm_istantanea	1.37	mm		
vacc_istantanea	0.59	mm		
vperm_finale	2.20	mm		
vacc_finale	0.69	mm		
VTOT	2.89	mm		
l/300	4.10	mm		
l/500	2.46	mm		
<u>freccia totale finale</u>				
	2.89	<	4.10	VERIFICATO
<u>freccia per carichi accidentali</u>				
	0.59	<	2.46	VERIFICATO

La trave risulta verificata.



## 10.4 TECNOLOGIE DI SOLAIO IMPIEGABILI

Al fine di comprendere il reale vantaggio apportato dalla scelta di utilizzare la sezione mista legno - cls per i solai di piano, sono stati calcolate altre due tecnologie:

- solaio a doppia orditura lignea, soletta in cls non collaborante (disposta unicamente per realizzare il piano rigido);
- solaio a doppia orditura lignea e doppio tavolato incrociato, senza soletta di cls.

Dai calcoli effettuati, qua non riportati per brevità, si ricavano le seguenti sezioni tecnologiche, riportando per confronto la sezione mista legno-cls prima calcolata:



Figura: sezione tecnologica del solaio con soletta in cls collaborante con trave



Figura: sezione tecnologica del solaio con soletta in cls NON collaborante con trave



Figura: sezione tecnologica del solaio con doppio tavolato incrociato ligneo

Dalle immagini si evince il vantaggio apportato dalla connessione con i pioli nel ridurre la sezione della trave lignea. Si passa infatti da una trave 18 x 20 cm con soletta collaborante, a 22 x 26 cm con doppio tavolato, fino a 22 x 28 cm con soletta non collaborante. Per quanto riguarda i pesi invece, la soluzione adottata risulta la più pesante: in particolare, le soluzioni con soletta sono pressoché dello stesso peso strutturale, mentre la soluzione con doppio tavolato porta ad un risparmio in peso notevole, arrivando a 2.12 kN/mq rispetto ai 3.46 kN/mq della soluzione adottata. Tale confronto andrebbe svolto sull'aspetto economico in quanto tutte le tre soluzioni garantiscono un'adeguata rigidità nel piano di solaio.

## 10.5 VERIFICA DELLE CONNESSIONI SOLAIO - CORDOLO DI PIANO

Il solaio di piano viene agganciato alla struttura verticale mediante:

- barre di connessione  $d=16$  mm passanti in testa alle travi principali
- ferri di collegamento  $d=12$  mm disposti ogni 50 cm sul perimetro del solaio.

Si eseguono le verifiche con riferimento alla maglia di solaio più grande.

### FORZE SISMICHE SOLLECITANTI

Quando l'azione sismica investe la struttura, il solaio subisce una forza di inerzia pari a:

$$F_{H\_solaio} = M_{solaio} \cdot S_d$$

dove la massa del solaio viene ricavata in combinazione sismica e l'accelerazione di progetto viene assunta pari all'ordinata massima dello spettro di progetto della struttura, ottenuto utilizzando un fattore di struttura pari a 3.6 (come si vedrà meglio in seguito nelle analisi dinamiche eseguite su edificio in poroton e pietrame); si prende quindi come accelerazione quella in corrispondenza di  $T=0$ , per il quale si ha  $S_d = a_g \cdot S = 0.359g$ , da cui si ottiene:

$$F_{H\_solaio} = M_{solaio} \cdot S_d = 168\text{tonn} \cdot 0.359g = 60.3kN$$

Analogamente anche la fascia di parete di competenza del solaio (pari ad un interpiano) investita dall'azione sismica subisce una forza di inerzia pari a:

$$F_{H\_parete} = M_{parete} \cdot S_d = 5.3\text{tonn} \cdot 0.359g = 1.90kN$$

NOTA: questa forza è relativa alla muratura di poroton.

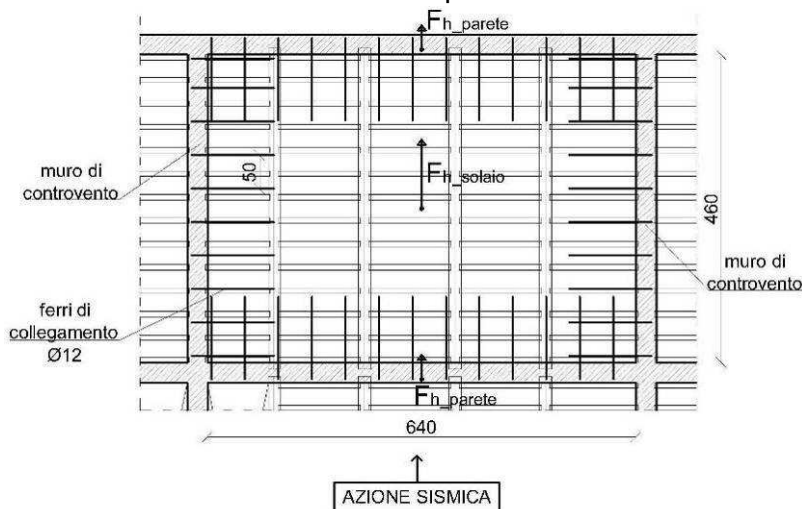


Figura: planimetria di un campo di solaio con indicazione delle forze sollecitanti le connessioni

Si eseguono due distinte verifiche:

- verifica ad estrazione delle barre di connessione passanti in testa trave, sollecitate dalla forza di accelerazione del solaio, al fine di evitare lo sfilamento del solaio stesso dalla muratura (supposta ferma);
- verifica a taglio dei ferri di collegamento della soletta al cordolo, sollecitati dalla forza di accelerazione del solaio e dalle due forze di accelerazione delle fasce di parete di competenza del solaio: in questa verifica si esegue il controllo che il solaio sia efficacemente agganciato alle murature di controvento (parallele alla direzione sisma considerata) così da funzionare come una trave-parete nel proprio piano. In questa verifica si considereranno solamente i ferri disposti nel cordolo dei muri di controvento.

### CONNESSIONE TRAVE-CORDOLO

Si suppone, in via cautelativa, che tutta la forza sismica relativa all'accelerazione del solaio sia sostenuta dalle barre di connessione passanti in testa alle travi (in realtà ci sono i ferri di collegamento distribuiti sul perimetro del solaio che aiutano a redistribuire tale forza). Ciascun aggancio prende la quota di forza relativa alla sua area d'influenza; per la generica connessione (essendo 8 in totale sul campo del solaio) si ha:

$$F_{H\_conn} = F_H / 8 = 7.54kN$$

La capacità portante caratteristica della connessione può essere stimata utilizzando le formule contenute nell'EC5 al § 8.2.3 (relative in realtà a connessioni legno – acciaio), assumendo che il cordolo in cls posto ai lati della trave si comporti come 2 "piastre di acciaio spesse poste come elementi esterni di una connessione a doppio taglio":

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 2.3 \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + F_{ax,Rk} / 4 \end{cases} \quad \text{dove}$$

$$f_{h,2,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 24.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a rifollamento}$$

$$\rho_k = 350 \text{ kg/mc} \quad \text{massa volumica per legno C24}$$

$$t_2 = 180 \text{ mm} \quad \text{spessore legno centrale}$$

$$M_{y,Rk} = W_{barra} \cdot f_{yk} = 180956 \text{ Nmm} \quad \text{momento caratt. snervamento barra}$$

$$F_{ax,Rk} = 0 \quad \text{capacità caratt. estrazione barra}$$

Si ottiene così  $F_{v,Rk} = 19.22kN$ .

Ricavo il valore di progetto ( $k_{mod} = 1.1$  per effetti istantanei) ed eseguo la verifica:

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \cdot k_{mod} / 1.3 = 16.26kN > F_{H\_conn} = 7.54kN$$

Il collegamento risulta verificato.

### CONNESSIONE SOLETTA – CORDOLO

La forza complessiva sollecitante è pari a:

$$F_{H\_TOT} = F_{H\_solaio} + 2 \cdot F_{H\_parete} = 64.1kN$$

Si suppone stavolta, sempre in via cautelativa, che tutta la forza ora calcolata sia sostenuta solo dai ferri di collegamento disposti sui muri di controvento: come si vede dalla figura questi sono 20 in totale, 10 per ciascuna parete.

Ciascun ferro è sollecitato quindi da  $F_{H\_ferro} = F_{H\_TOT} / 20 = 3.21kN$ .

La capacità portante della singola connessione può essere stimata utilizzando le formule contenute nell'EC4 al § 6.3.2.1 (relative alle connessioni a piolo in realtà):

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v = 36.19kN \\ 0.29 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cls}} / \gamma_v = 26.45kN \end{cases}$$

con il coefficiente di sicurezza pari a 1.25 e resistenza ultima dell'acciaio pari a 500N/mm<sup>2</sup>, come indicato nell'EC4 per questa verifica.

Si vede come questi ferri risultano largamente verificati.

$$P_{rd} = 26.45kN > F_{H\_ferro} = 3.21kN$$

NOTA: non si esegue la verifica nell'altra direzione in quanto l'azione sismica sarebbe la stessa, mentre i ferri di collegamento sono in numero maggiore (essendo il lato più lungo).

## 10.6 BALCONI DI PIANO

**VERIFICA SLU**

Si esegue la verifica dei balconi di piano, da realizzarsi con soletta in c.a.

Con riferimento al cap. 8, era stato ricavato:

$$G_K = 5.35 \text{ kN/mq} \text{ carichi permanenti}$$

$$Q_K = 4.00 \text{ kN/mq} \text{ carichi variabili per destinazione d'uso (balconi).}$$

Si arma lo sbalzo (di spessore 15 cm) con ferri  $d=12$  mm posti ad interasse di 20 cm.

SOLLECITAZIONI:  $M_{SLU} = 12.05 \text{ kNm}$        $T_{SLU} = 17.85 \text{ kN}$

**VERIFICA A FLESSIONE**

Ast	565 mmq
d	124 mm
n. ferri	5
diametro	12 mm
cls	
larghezza	1 m
spessore	0.15 m

**ASSE NEUTRO**

<b>x</b>	<b>23.52 mm</b>
----------	-----------------

**DEFORMAZIONI**

$\varepsilon_c$	0.0035
$\varepsilon_{st}$	-0.0149

**TENSIONI**

$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}$	11.76 N/mmq
$\sigma_{st}$	-391.30 N/mmq

**RISULTANTI**

<b>R<sub>c</sub></b>	221.28 kN
<b>R<sub>st</sub></b>	-221.28 kN
<b>N<sub>sez</sub></b>	0.00 kN
<b>Mr<sub>du</sub></b>	25.36 kNm

POSIZ. (da lembo sup.)

9.41 mm

124 mm

La sezione risulta verificata.

**VERIFICA A TAGLIO**

Si esegue la verifica a taglio per elementi senza specifica armatura a taglio.

$$V_{Rd} = \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] / \gamma_c + (0.15 \cdot \sigma_{cp}) \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con  $k = 1 + (200/d)^{\frac{1}{2}} = 2.27 > 2 \Rightarrow k = 2$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.45$$

$$d = 124 \text{ mm} \quad b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_1 = A_{s1} / b_w \cdot d = 0.0046 \leq 0.02 \text{ rapporto geometrico di armatura long. tesa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} \text{ tensione media di compressione (=0 nel nostro caso)}$$

Si ottiene:  $V_{Rd} = 63.1 \geq 55.8 \text{ kN}$  da cui  $T_{soll} = 17.85 \text{ kN} < V_{Rd} = 63.1 \text{ kN}$ .

La sezione risulta verificata.

**VERIFICA SLE**

Si verificano gli SLE dei balconi di piano: si esegue il controllo delle tensioni sia in combinazione rara che quasi permanente. In entrambe si esegue preliminarmente un controllo per vedere se la sezione si fessura. Se non risulta fessurata, si calcolano le tensioni con le caratteristiche d'inerzia dell'intera sezione reagente, altrimenti si fa riferimento alle caratteristiche della sezione fessurata, eseguendo poi il controllo sulla fessurazione così come indicato nelle NTC. Si riporta il procedimento di calcolo:

$$A_{ci} = A_{cls} + n \cdot (A_{st} + A_{sc})$$

$$x_G = \frac{\frac{B \cdot h^2}{2} + n \cdot [A_{sc} \cdot (h - d') + A_{st} \cdot (h - d)]}{A_{ci}}$$

$$J_{ci,1} = \frac{B \cdot h^3}{12} + B \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_G\right)^2 + n \cdot A_{st} \cdot (d - x_G)^2 + A_{sc} \cdot (x_G - d')^2$$

$$M_{scr} = \frac{f_{ctm} \cdot J_{ci,1}}{h/2} \quad \text{con} \quad f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$M_{scr} > M_{SLE\_rara}$  la sezione risulta non fessurata; le tensioni vengono quindi calcolate e verificate come di seguito indicato:

$$\sigma_c = \frac{M_{sd,rara}}{J_{ci,1}} \cdot x < f_{c,rara} = 0.60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{sd,rara}}{J_{ci,1}} \cdot (d - x) < f_{s,rara} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M_{sd,q,perm.}}{J_{ci,1}} \cdot x < f_{c,q,perm.} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

Si riporta di seguito il prospetto riassuntivo dei calcoli svolti.

n	15	
A <sub>st</sub>	565 mm <sup>2</sup>	
d	124 mm	rispetto al lembo compresso
A <sub>cls</sub>	150000 mm <sup>2</sup>	
A <sub>ci</sub>	158482 mm <sup>2</sup>	
x <sub>G</sub>	77.62 mm	rispetto al lembo compresso
J <sub>ci,1</sub>	3.005E+08 mm <sup>4</sup>	
f <sub>ctm</sub>	2.27 N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>cr</sub>	9.41 kNm	
M <sub>cr</sub> [kNm]	>	M <sub>sle_rara</sub> [kNm]
9.41	>	8.52
combinazione rara		
σ <sub>c</sub>	2.20 N/mm <sup>2</sup>	
0,60*f <sub>ck</sub>	12.45 N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub>	19.72 N/mm <sup>2</sup>	
0,80*f <sub>yk</sub>	360 N/mm <sup>2</sup>	
combinazione quasi permanente		
σ <sub>c</sub>	1.82 N/mm <sup>2</sup>	
0,60*f <sub>ck</sub>	9.34 N/mm <sup>2</sup>	

La sezione risulta verificata.



## 11. PROGETTAZIONE FONDAZIONE E VESPAIO AERATO

### 11.1 INTRODUZIONE

Le tre soluzioni tecnologiche analizzate in questo lavoro prevedono l'adozione di una fondazione realizzata mediante un cordolo in c.a. continuo lungo tutto lo sviluppo planimetrico della struttura; la funzione di tale elemento è quindi solo quella di distribuire al terreno gli sforzi verticali dell'edificio soprastante.

Una volta definita la larghezza della fondazione e calcolate le tensioni normali agenti sul terreno, la verifica eseguita è stata quella nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; tale verifica è stata eseguita nel rispetto sia del DM 11/03/1988 (ancora vigente) che delle NTC 2008, ed è stata preceduta dal calcolo della capacità portante della fondazione.

Una volta nota la spinta del terreno sotto la fondazione, sono state verificate le due ali laterali del cordolo nei confronti delle azioni taglianti e flettenti agenti in tali sezioni.

In conclusione è stata predimensionata una tipologia di vespaio areato che costituirà il piano terra dell'edificio.

### 11.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La fondazioni si definiscono superficiali quando il rapporto fra la profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna ( $D$ ) e la dimensione minima in pianta della fondazione stessa ( $B$ ) è minore di 4; il caso analizzato rientra in tale tipologia in quanto il valore di  $D$  è prossimo a zero.

Quindi la determinazione della capacità portante (o carico limite,  $q_{lim}$ ), che rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura, è stata effettuata impiegando l'equazione generale di capacità portante di fondazioni superficiali proposta da Vesic (1975), basata sullo schema di rottura studiato da Terzaghi.

Come visto nel cap. 2 il terreno di fondazione è del tipo a grana fine, quindi si renderebbe necessario distinguere un'analisi a breve termine in condizioni non drenate (in termini di tensioni totali), e una a lungo termine in condizioni drenate (in termini di tensioni efficaci); dato che le condizioni non drenate sono generalmente le più sfavorevoli per la stabilità delle fondazioni, è stato eseguito il calcolo riferito solo a tale condizione, utilizzando la seguente espressione:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c + q \cdot N_q$$

dove

- $N_c$  è il fattore di capacità portante dovuto alla coesione, che in condizioni non drenate è assunto pari a  $N_c = 5.14$  ;
- $N_q$  è il fattore di capacità portante dovuto al sovraccarico, che in condizioni non drenate è assunto pari a  $N_q = 1$  ;
- $q$  è il sovraccarico presente ai lati della fondazione e dato da  $q = \gamma_t \cdot D$  ;
- $c_u$  è la resistenza a taglio non drenata del terreno.

Questa espressione è stata semplificata rispetto alla formulazione originale proposta da Vesic, che contiene dei fattori correttivi della capacità portante, quali fattori di forma,

di profondità, di inclinazione del carico e della base e che nel caso in questione sono tutti di valore unitario.

A questo punto si riporta di seguito un tabella riassuntiva con tutti i parametri geotecnici del terreno di fondazione necessari per il calcolo della capacità portante:

CARATTERISTICHE TERRENO FONDAZIONE					
<b>c<sub>u,k</sub></b>	0.10	N/mm <sup>2</sup>	<b>γ<sub>limo,k</sub></b>	20.00	kN/mc
<b>N<sub>c</sub></b>	5.14	-	<b>D</b>	0.00	m
<b>N<sub>q</sub></b>	1.00	-	<b>q</b>	0.000	N/mm <sup>2</sup>

Nelle verifiche con il DM 11/03/1988 il calcolo della capacità portante si limita ad impiegare i valori caratteristici riportati nella tabella precedente, per cui abbiamo:

$$q_{lim} = c_{u,k} \cdot N_c + q_k \cdot N_q = 0.514 \text{ N/mm}^2 \text{ (DM 11/03/1988)}$$

Le NTC 2008 al § 6.4.2.1 indicano, tra le verifiche da effettuare agli SLU, quella di tipo geotecnico (GEO), relativa al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; questa può essere eseguita seguendo almeno uno dei due approcci:

- *Approccio 1*  
 Combinazione 1: (A1+M1+R1)  
 Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- *Approccio 2*  
 Combinazione: (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali per le azioni (A), le resistenze dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R), utilizzati nelle verifiche dei paragrafi successivi, sono riportate nelle tabelle seguenti:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_R$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura: Tabella relativa ai coefficienti parziali per le azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Figura: Tabella relativa ai coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Figura: Tabella relativa ai coefficienti parziali agli SLU di fondazioni superficiali

Anche se non richiesto dalla normativa nella verifica sono stati impiegati entrambi gli approcci, in modo da confrontare i fattori di sicurezza di ciascun metodo.

Come si può vedere l'approccio 1 - combinazione 1 differisce dall'approccio 2 solo nei coefficienti di resistenza (R); nell'approccio 2 il valore del coefficiente  $\gamma_R$  è maggiore di quello dell'approccio 1 - combinazione 1, quindi quest'ultima verifica è sempre meno cautelativa della precedente e può essere omessa.

I calcoli effettuati hanno fornito i seguenti valori di capacità portante:

$$q_{lim,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} \cdot N_c + \frac{q_k}{\gamma_\gamma} \cdot N_q = 0.367 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC 2008-App.1-Comb.2)}$$

$$q_{lim,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} \cdot N_c + \frac{q_k}{\gamma_\gamma} \cdot N_q = 0.514 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC 2008-App.2)}$$

### 11.3 VERIFICA DELLA FONDAZIONE PER CARICO LIMITE

I valori della capacità portante calcolati nel paragrafo precedente sono validi per tutte le tre le tipologie di edificio analizzate (struttura in Poroton, pietrame e setti debolmente armati); di seguito si riportano i calcoli di verifica per carico limite della fondazione associata a ciascuna tipologia edilizia.

Le verifiche sono state eseguite su due cordoli di fondazione della struttura e più precisamente in corrispondenza delle pareti maggiormente caricate (P5 e P9), come indicato nell'immagine seguente:

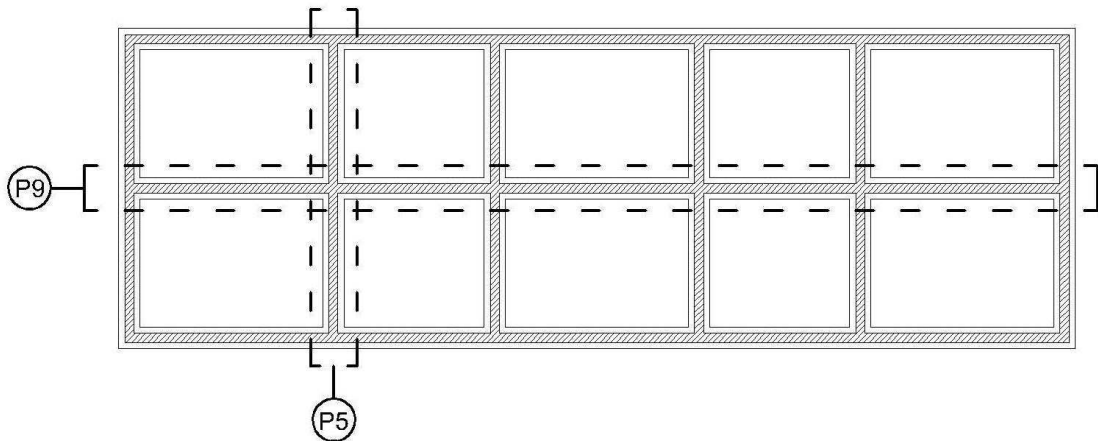


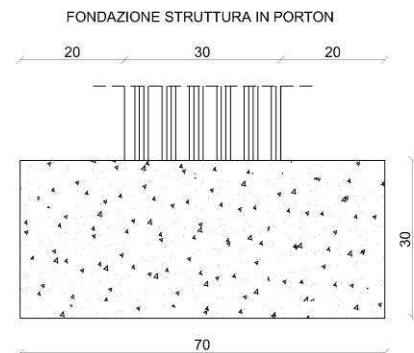
Figura: Planimetria della fondazione con indicazione dei cordoli analizzati

#### STRUTTURA IN POROTON

Il cordolo ha una lunghezza rispettivamente di 31.70 m e 10.20 m in corrispondenza delle pareti P9 e P5, con sezione trasversale pari a 70x30 cm; qui di seguito si riporta una tabella e un'immagine riassuntiva della geometria dei cordoli:

CARATTERISTICHE FONDAZIONI					
<b>LP9</b>	31.70	m	<b>LP5</b>	10.20	m
<b>B</b>	0.70	m	<b>Sp</b>	0.30	m
<b>eB</b>	1.50	cm	<b>eB,lim</b>	11.67	cm

Figure: Tabella e immagine riguardanti le caratteristiche geometriche della fondazione



Come si può vedere dalla tabella precedente è stata quantificata una eccentricità dei carichi in direzione trasversale del cordolo ( $e_B$ ). I carichi verticali agenti sono pari a:

ANALISI CARICHI-P9			ANALISI CARICHI-P5		
Gk-Ed	1785	kN	Gk-Ed	577	kN
Gk-Fond	166	kN	Gk-Fond	54	kN
Qk-Cat.A	308	kN	Qk-Cat.A	78	kN
Qk-Neve	116	kN	Qk-Neve	50	kN

Facendo riferimento al caso di fondazione con carico eccentrico, per il calcolo strutturale delle tensioni alla base del cordolo è stato considerato che la pressione di contatto fondazione-terreno sia lineare e che il terreno non abbia resistenza a trazione. Considerando inoltre che la risultante dei carichi ricade all'interno del nocciolo di inerzia ( $e_B < B/6 = e_{Blim}$ ), il diagramma delle tensioni è di tipo trapezio con le tensioni di estremità pari a:

$$q_{\max,\min} = \frac{N_d}{L \cdot B} \cdot \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_B}{B} \right)$$

Con il DM 11/03/1988 una volta calcolate le tensioni in esercizio utilizzando come sforzo normale  $N_d$  la somma dei valori caratteristici dei carichi, la verifica è stata eseguita nel modo seguente:

$$FS = \frac{q_{lim} - q}{q_{max} - q} \leq 3$$

Con le NTC 2008 le tensioni massime e minime sono state calcolate utilizzando come sforzo normale  $N_d$ , derivato dalla somma dei vari contributi moltiplicati per i coefficienti parziali di combinazione, differenti a seconda del tipo di approccio impiegato; la tensione massima è stata poi confrontata con la tensione di resistenza di progetto del sistema geotecnico, calcolata nel seguente modo:

$$q_{\max} \leq q_{Rd} = \frac{q_{lim,d}}{\gamma_R}$$

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli effettuati su entrambe le fondazioni; come si può vedere le verifiche risultano soddisfatte:

- Fondazione P9

DM 11/03/1988						
N <sub>d</sub>	2375	kN				
q <sub>max</sub>	0.121	N/mmq				
q <sub>min</sub>	0.093	N/mmq				
q	0.000	N/mmq				
q <sub>lim</sub>	0.514	N/mmq				
FS	4.256	-	>	FS <sub>LIM</sub>	3.000	-
VERIFICATO						
NTC 2008-AP.1-COMB.2						
N <sub>d</sub>	2427	kN				
q <sub>max</sub>	0.123	N/mmq				
q <sub>min</sub>	0.095	N/mmq				
q <sub>lim,d</sub>	0.367	N/mmq				
q <sub>max</sub>	0.123	N/mmq	>	q <sub>Rd</sub>	0.204	N/mmq
VERIFICATO						

NTC 2008-AP. 2						
<b>N<sub>d</sub></b>	3086	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.157	N/mmq				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.121	N/mmq				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mmq				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.157	N/mmq	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mmq
VERIFICATO						

- **Fondazione P5**

DM 11/03/1988						
<b>N<sub>d</sub></b>	759	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.120	N/mmq				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.093	N/mmq				
<b>q</b>	0.000	N/mmq				
<b>q<sub>lim</sub></b>	0.514	N/mmq				
<b>FS</b>	4.286	-	>	<b>FS<sub>LIM</sub></b>	3.000	-
VERIFICATO						

NTC 2008-AP.1-COMB.2						
<b>N<sub>d</sub></b>	765	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.121	N/mmq				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.093	N/mmq				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.367	N/mmq				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.121	N/mmq	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.204	N/mmq
VERIFICATO						

NTC 2008-AP. 2						
<b>N<sub>d</sub></b>	975	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.154	N/mmq				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.119	N/mmq				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mmq				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.154	N/mmq	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mmq
VERIFICATO						

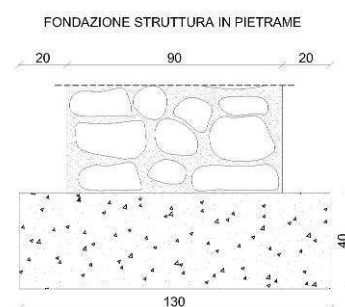
Facendo un confronto tra i risultati ottenuti per ciascuna fondazione, si può constatare come le due normative portano ad un grado di sicurezza paragonabile; tuttavia i gradi di soddisfazione ottenuti con il DM 11/03/1988 sono leggermente più bassi in entrambi i casi (1.419 e 1.429 rispettivamente per P9 e P5), anche se analoghi a quelli ottenuti con l'approccio 2 delle NTC 2008 (1.424 e 1.451 rispettivamente per P9 e P5).

### STRUTTURA IN PIETRAMME

Nell'immagine e nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche dei cordoli di fondazione sia in direzione trasversale che longitudinale per tale tipologia di struttura:

CARATTERISTICHE FONDAZIONI					
<b>LP9</b>	31.70	m	<b>LP5</b>	10.20	m
<b>B</b>	1.30	m	<b>Sp</b>	0.40	m
<b>eB</b>	1.50	cm	<b>eB,lim</b>	21.67	cm

Figure: Tabella e immagine riguardanti le caratteristiche geometriche della fondazione





I carichi verticali agenti sono invece pari a:

<b>ANALISI CARICHI-P9</b>		
<b>G<sub>k</sub>-Ed</b>	4881	kN
<b>G<sub>k</sub>-Fond</b>	412	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Cat.A</b>	308	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Neve</b>	116	kN

<b>ANALISI CARICHI-P5</b>		
<b>G<sub>k</sub>-Ed</b>	1774	kN
<b>G<sub>k</sub>-Fond</b>	133	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Cat.A</b>	78	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Neve</b>	50	kN

Visti i risultati del caso precedente qui di seguito si riportano le verifiche di entrambe le fondazioni però relative solo al DM 11/03/1998 e all'approccio 2 delle NTC 2008, in quanto più cautelative rispetto a quelle ottenute con l'App.1-Comb. 2 delle NTC 2008; come si può vedere le verifiche risultano soddisfatte:

- *Fondazione P9*

<b>DM 11/03/1988</b>						
<b>N<sub>d</sub></b>	5717	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.148	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.129	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q</b>	0.000	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>FS</b>	3.466	-	>	<b>FS<sub>LIM</sub></b>	3.000	-
VERIFICATO						
<b>NTC 2008-AP. 2</b>						
<b>N<sub>d</sub></b>	7430	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.193	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.168	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.193	N/mm <sup>2</sup>	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mm <sup>2</sup>
VERIFICATO						

- *Fondazione P5*

<b>DM 11/03/1988</b>						
<b>N<sub>d</sub></b>	2035	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.164	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.143	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q</b>	0.000	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>FS</b>	3.133	-	>	<b>FS<sub>LIM</sub></b>	3.000	-
VERIFICATO						
<b>NTC 2008-AP. 2</b>						
<b>N<sub>d</sub></b>	2634	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.212	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.185	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.212	N/mm <sup>2</sup>	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mm <sup>2</sup>
VERIFICATO						

### STRUTTURA A SETTI IN CLS

Nell'immagine e nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche dei cordoli di fondazione sia in direzione trasversale che longitudinale per tale tipologia di struttura:

CARATTERISTICHE FONDAZIONI					
<b>LP9</b>	31.70	m	<b>LP5</b>	10.20	m
<b>B</b>	0.70	m	<b>Sp</b>	0.30	m
<b>eB</b>	1.50	cm	<b>eB,lim</b>	11.67	cm

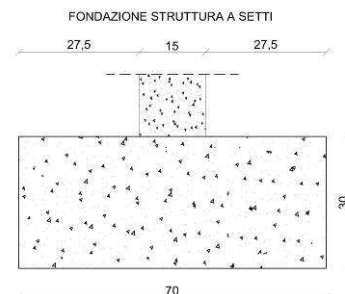


Figure: Tabella e immagine riguardanti le caratteristiche geometriche della fondazione

I carichi verticali agenti sono invece pari a:

ANALISI CARICHI-P9			ANALISI CARICHI-P5		
<b>G<sub>k</sub>-Ed</b>	1852	kN	<b>G<sub>k</sub>-Ed</b>	604	kN
<b>G<sub>k</sub>-Fond</b>	166	kN	<b>G<sub>k</sub>-Fond</b>	54	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Cat.A</b>	308	kN	<b>Q<sub>k</sub>-Cat.A</b>	78	kN
<b>Q<sub>k</sub>-Neve</b>	116	kN	<b>Q<sub>k</sub>-Neve</b>	50	kN

Come visto precedentemente qui di seguito si riportano le verifiche di entrambe le fondazioni però relative solo al DM 11/03/1998 e all'approccio 2 delle NTC 2008, in quanto più cautelative rispetto a quelle ottenute con l'App.1-Comb. 2 delle NTC 2008; come si può vedere le verifiche risultano soddisfatte:

- Fondazione P9

DM 11/03/1988						
<b>N<sub>d</sub></b>	2442	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.124	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.096	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q</b>	0.000	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>FS</b>	4.139	-	>	<b>FS<sub>LIM</sub></b>	3.000	-
VERIFICATO						
NTC 2008-AP. 2						
<b>N<sub>d</sub></b>	3173	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.161	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.125	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.161	N/mm <sup>2</sup>	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mm <sup>2</sup>
VERIFICATO						

- Fondazione P5

DM 11/03/1988						
<b>N<sub>d</sub></b>	786	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.124	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.096	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q</b>	0.000	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>FS</b>	4.139	-	>	<b>FS<sub>LIM</sub></b>	3.000	-
VERIFICATO						
NTC 2008-AP. 2						
<b>N<sub>d</sub></b>	1010	kN				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.160	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>min</sub></b>	0.123	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>lim,d</sub></b>	0.514	N/mm <sup>2</sup>				
<b>q<sub>max</sub></b>	0.160	N/mm <sup>2</sup>	>	<b>q<sub>Rd</sub></b>	0.224	N/mm <sup>2</sup>
VERIFICATO						

#### 11.4 VERIFICA SLU ALI DI FONDAZIONE - MOMENTO E TAGLIO

La spinta sottostante la fondazione da parte del terreno genera nelle due ali laterali del cordolo delle sollecitazioni flettenti e taglianti; ipotizzando quindi uno schema statico di tipo a mensola sono state eseguite le verifiche in corrispondenza della sezione in cui termina l'impronta della struttura soprastante.

Le verifiche sono state condotte agli SLU facendo riferimento alle azioni derivanti dall'approccio 2 delle NTC 2008 e ad una striscia unitaria in direzione longitudinale; anche in questa trattazione verranno distinti tre casi a seconda della tipologia di struttura analizzata.

#### STRUTTURA IN POROTON

Dato che la lunghezza dello sbalzo è pari a  $l=20$  cm e che la tensione massima riferita al metro lineare è pari a  $q=156.9$  kN/m, le sollecitazioni che ne sono derivate sono:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = 3.14 \text{ kNm} \quad T_{sd} = q \cdot l = 31.39 \text{ kN}$$

- **Resistenza a flessione**

La resistenza a flessione della sezione è stata valutata come prescritto al § 4.1.2.1.2.4, prevedendo l'adozione di un diagramma delle tensioni-deformazioni sul cls costante del tipo *stress block* (con deformazione massima pari a  $\epsilon_{cu}$ ) ed un diagramma elastico perfettamente plastico indefinito per l'acciaio (con deformazione di snervamento pari a  $\epsilon_{yd}$ ).

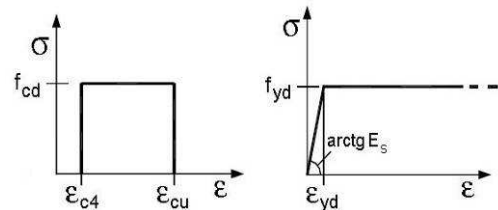


Figura: Diagrammi  $\sigma - \epsilon$  cls e acciaio

L'armatura resistente a flessione corrisponde a quella delle staffe di confezionamento della sezione disposte lungo lo sviluppo longitudinale del cordolo; in un metro di sezione la quantità di armatura è pari a:

ARMATURE			
TIPOLOGIA	N° FERRI	$\phi$ [mm]	AREA [mm <sup>2</sup> ]
<b>A'<sub>s</sub> = A<sub>s</sub></b>	5	8	251.33

Come è possibile vedere dalle tabelle seguenti la verifica a flessione risulta soddisfatta:

DATI GEOMETRICI E POSIZIONI ARMATURE					
L <sub>verifica</sub>	1000	mm	Φ <sub>Long</sub>	16	mm
sp <sub>fondaz.</sub>	300	mm	d'	29	mm
c	25	mm	d	275	mm

x	17	mm
---	----	----

x/d	0.06
-----	------

ε <sub>c</sub>	3.50	‰
ε' <sub>s</sub>	-2.33	‰
ε <sub>s</sub>	-51.74	‰

R <sub>cls</sub>	197	kN
R' <sub>s</sub>	-98	kN
R <sub>s</sub>	-98	kN

R <sub>tot</sub>	0	kN			
M <sub>Rd</sub>	28.53	kNm	>	M <sub>sD</sub>	3.14 kNm
VERIFICATO					

• *Resistenza a taglio*

La resistenza a taglio della sezione è stata valutata come prescritto al § 4.1.2.1.3.1 relativa ad elementi senza armature trasversali resistenti a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] / \gamma_c + (0.15 \cdot \sigma_{cp}) \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Come è possibile vedere dalla tabella seguente la verifica a taglio risulta soddisfatta:

TAGLIO RESISTENTE		
d	275	mm
b <sub>w</sub>	1000	mm
k	1.85	-
ρ <sub>1</sub>	0.0009	-
f <sub>ck</sub>	24.90	N/mm <sup>2</sup>
v <sub>min</sub>	0.44	N/mm <sup>2</sup>

V <sub>Rd</sub>	80.42	kN
V <sub>Rd,min</sub>	121.13	kN

V <sub>Rd</sub> [kN]	V <sub>Sd,max</sub> [kN]
121.13	31.39
VERIFICATO	

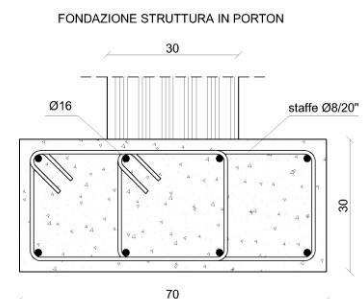
• *Requisiti minimi di armatura della sezione*

Dato che non è stato necessario eseguire una verifica strutturale in direzione longitudinale del cordolo di fondazione, per il dimensionamento minimo delle armature sono state seguite alcune prescrizioni della normativa; in particolare il § 7.2.5 stabilisce che la trave di fondazione in c.a. deve avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2%, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Nel cordolo, di dimensioni 70x30 cm, sono stati disposti 4Φ16 sia superiormente che inferiormente, ottenendo quindi il seguente rapporto:

$$\frac{A_{s,sup(inf)}}{A_c} = \frac{8.04cm^2}{2100cm^2} = 0.38\% > 0.2\%$$

Per quanto riguarda le armature trasversali non è stato necessario seguire alcuna prescrizione e quindi è stato disposto un minimo di armatura pari a due staffe



Ø8/20" tale da garantire il confezionamento della sezione; la sezione progettata è mostrata nell'immagine qui a fianco.

Figura: Armatura della fondazione

**STRUTTURA IN PIETRAMME**

Dato che la lunghezza dello sbalzo è pari a  $l=20$  cm e che la tensione massima riferita al metro lineare è pari a  $q=212.4$  kN/m, le sollecitazioni che ne sono derivate sono:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = 4.25 \text{ kNm} \quad T_{sd} = q \cdot l = 42.47 \text{ kN}$$

• **Resistenza a flessione**

L'armatura resistente a flessione equivale a quella del caso precedente; come è possibile vedere dalle tabelle seguenti la verifica a flessione risulta soddisfatta:

DATI GEOMETRICI E POSIZIONI ARMATURE					
Lverifica	1000	mm	$\phi_{Long}$	16	mm
sp <sub>fondaz.</sub>	400	mm	d'	29	mm
c	25	mm	d	375	mm

x	17	mm
---	----	----

x/d	0.05
-----	------

$\epsilon_c$	3.50	‰
$\epsilon'_s$	-2.33	‰
$\epsilon_s$	-71.82	‰

R <sub>cls</sub>	197	kN
R' <sub>s</sub>	-98	kN
R <sub>s</sub>	-98	kN

R <sub>tot</sub>	0	kN				
M <sub>rd</sub>	38.36	kNm	>	M <sub>sd</sub>	4.25	kNm
VERIFICATO						

• **Resistenza a taglio**

Come è possibile vedere dalla tabella seguente la verifica a taglio risulta soddisfatta:

TAGLIO RESISTENTE		
d	375	mm
b <sub>w</sub>	1000	mm
k	1.73	-
$\rho_1$	0.0007	-
f <sub>ck</sub>	24.90	N/mm <sup>2</sup>
v <sub>min</sub>	0.40	N/mm <sup>2</sup>

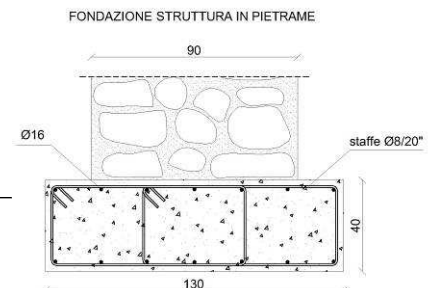
V <sub>Rd</sub>	92.36	kN
V <sub>Rd,min</sub>	149.07	kN

V <sub>Rd</sub> [kN]	>	V <sub>Sd,max</sub> [kN]
149.07	>	42.47
VERIFICATO		

• **Requisiti minimi di armatura della sezione**

Nel cordolo, di dimensioni 130x40 cm, sono stati disposti 7Ø16 sia superiormente che inferiormente, ottenendo quindi il seguente rapporto:

$$\frac{A_{s,sup(inf)}}{A_c} = \frac{14.07 \text{ cm}^2}{5200 \text{ cm}^2} = 0.27\% > 0.2\%$$





Per quanto riguarda le armature trasversali non è stato necessario seguire alcuna prescrizione e quindi è stato disposto un minimo di armatura pari a due staffe  $\Phi 8/20''$  tale da garantire il confezionamento della sezione; la sezione progettata è mostrata nell'immagine qui a fianco.

Figura: Armatura della fondazione

**STRUTTURA A SETTI IN CLS**

Dato che la lunghezza dello sbalzo è pari a  $l=27.5$  cm e che la tensione massima riferita al metro lineare è pari a  $q=161.4$  kN/m, le sollecitazioni che ne sono derivate sono:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = 6.10 \text{ kNm} \quad T_{sd} = q \cdot l = 44.38 \text{ kN}$$

• **Resistenza a flessione**

L'armatura resistente a flessione equivale a quella del caso precedente; come è possibile vedere dalle tabelle seguenti la verifica a flessione risulta soddisfatta:

DATI GEOMETRICI E POSIZIONI ARMATURE					
L <sub>verifica</sub>	1000	mm	$\Phi_{Long}$	16	mm
sp <sub>fondaz.</sub>	300	mm	d'	29	mm
c	25	mm	d	275	mm

x	17	mm
---	----	----

x/d	0.06
-----	------

$\epsilon_c$	3.50	‰
$\epsilon'_s$	-2.33	‰
$\epsilon_s$	-51.74	‰

R <sub>cls</sub>	197	kN
R' <sub>s</sub>	-98	kN
R <sub>s</sub>	-98	kN

R <sub>tot</sub>	0	kN				
M <sub>rd</sub>	28.53	kNm	>	M <sub>sd</sub>	6.10	kNm
VERIFICATO						

• **Resistenza a taglio**

Come è possibile vedere dalla tabella seguente la verifica a taglio risulta soddisfatta:

TAGLIO RESISTENTE		
d	275	mm
b <sub>w</sub>	1000	mm
k	1.85	-
$\rho_1$	0.0009	-
f <sub>ck</sub>	24.90	N/mm <sup>2</sup>
v <sub>min</sub>	0.44	N/mm <sup>2</sup>

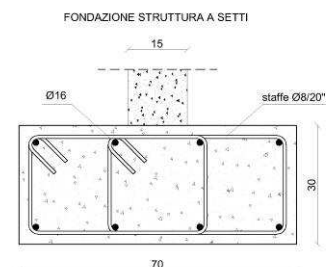
V <sub>Rd</sub>	80.42	kN
V <sub>Rd,min</sub>	121.13	kN

V <sub>Rd</sub> [kN]	V <sub>Sd,max</sub> [kN]
121.13	> 44.38
VERIFICATO	

• **Requisiti minimi di armatura della sezione**

Nel cordolo, di dimensioni 70x30 cm, sono stati disposti 4 $\Phi 16$  sia superiormente che inferiormente, ottenendo quindi il seguente rapporto:

$$\frac{A_{s,sup(inf)}}{A_c} = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{2100 \text{ cm}^2} = 0.38\% > 0.2\%$$



Per quanto riguarda le armature trasversali non è stato necessario seguire alcuna prescrizione e quindi è stato disposto un minimo di armatura pari a due staffe  $\Phi 8/20''$  tale da garantire il confezionamento della sezione; la sezione progettata è mostrata nell'immagine qui a fianco:

### 11.5 DIMENSIONAMENTO DEL VESPAIO AERATO

Figura: Armatura della fondazione

Il regolamento edilizio richiede espressamente che i locali dei piani seminterrati abbiano il piano di calpestio isolato dal terreno mediante solaio o vespaio adeguatamente areati, oltre che ad uno scannafosso areato e ispezionabile in corrispondenza delle pareti contro terra.

Si è scelto quindi di realizzare su tutto il piano un vespaio areato con la tecnologia dei casseri a perdere del tipo *Cupolex*; tale tecnologia realizza un ottimo isolamento del locale rispetto al terreno, risolvendo quindi problemi di insalubrità degli ambienti stessi. Un altro vantaggio è quello della facilità di passaggio degli impianti idrici e smaltimento al di sotto delle cupole, con notevole risparmio nel getto del massetto porta impianti.

Il piano di imposta del vespaio coincide con quello della fondazione, quindi con lo strato di magrone di spessore 10 cm; utilizzando il predimensionamento fornito dal produttore, in funzione della categoria dei sovraccarichi a cui dovrà essere soggetto (Cat. A), sono stati scelti casseri con dimensioni planimetriche pari a 56 x 56 cm ed altezza di 26 cm (nel caso di struttura in pietrame, data la maggiore altezza del cordolo si impiegherà un cassero di altezza 35 cm). Superiormente è stata prevista la disposizione di una rete elettrosaldata  $\Phi 8/20''$  e il getto della soletta strutturale per uno spessore di 4 cm.

La fase di posa in opera dei casseri avverrà una volta eseguita la fondazione e deve seguire un particolare ordine, come indicato dal produttore: devono essere posati partendo dalla zona in alto a sinistra e procedendo per righe verso destra, disponendo i casseri con la freccia stampata sulla superficie diretta sempre verso una direzione.

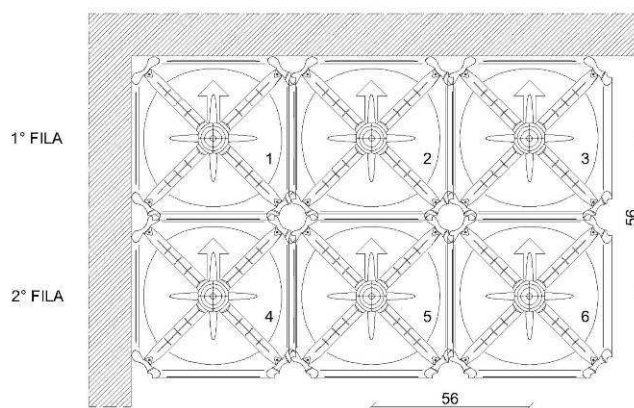


Figura: Disposizione dei casseri a perdere

La sezione tecnologica in corrispondenza dello scannafosso laterale nella soluzione con struttura in Poroton è la seguente:

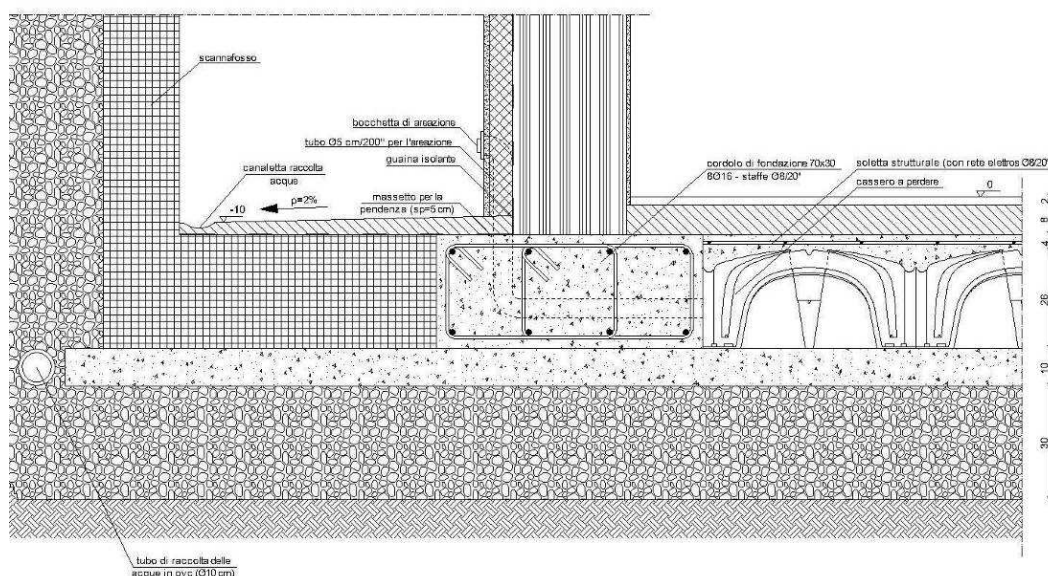


Figura: Sezione tecnologica del vespaio areato del piano seminterrato nella struttura in Poroton

## 12 PROGETTAZIONE STRUTTURA IN POROTON

### 12.1 ANALISI SISMICA - ANALISI STATICA NON LINEARE

Come primo approccio all'analisi sismica dell'edificio realizzato con tecnologia Poroton è stata impiegata un'analisi statica non lineare, in modo tale da rappresentare in maniera accurata il comportamento non lineare caratterizzante le strutture in muratura; per far ciò è stato impiegato il software di calcolo 3Muri della S.T.A. DATA s.r.l., che permette di eseguire la modellazione delle pareti attraverso modelli a telaio equivalente basati sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli di muratura. Tale programma di calcolo ha permesso di realizzare verifiche strutturali globali nel rispetto nella normativa NTC 2008, a cui si farà riferimento in seguito se non diversamente indicato.

#### 12.1.1 CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA 3MURI

Il software 3Muri si basa sulla rappresentazione dei *pannelli di muratura* attraverso macroelementi che permettono di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie coinvolgendo un limitato numero di incognite. Come mostrato di seguito il pannello è suddiviso in tre parti; la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità (di spessore infinitesimo  $\Delta$ ), che risultano infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale (di altezza  $h$ ), che viceversa è indeformabile assialmente e flessionalmente:

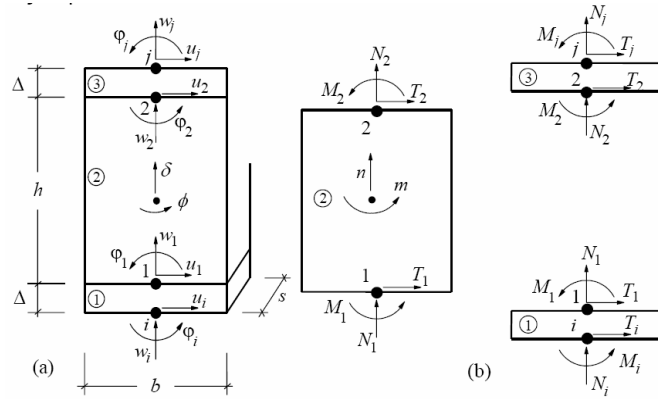


Figura: Modelli schematici del macroelementi

Tali ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento e di schematizzare i differenti comportamenti a taglio e pressoflessione in ciascuna parte.

Oltre a valutare i legami sopradescritti in termini di sollecitazioni i meccanismi di collasso per taglio e pressoflessione vengono determinati, così come richiesto dalla normativa, anche in termini di spostamenti ultimi (*drift*):

$$\delta_m = \frac{\Delta_m}{h_m}$$

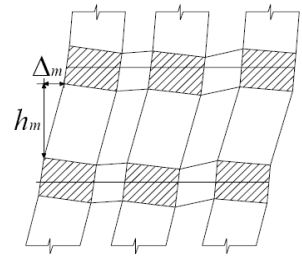


Figura: Definizione di *drift*

Questi vengono considerati separatamente all'interno del macroelemento calcolando gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale (in cui si concentra la deformabilità a taglio) ed alle porzioni di estremità (in cui si ha la pressoflessione):

$$\delta_{\text{Taglio}} = \frac{(u_i - u_j)}{h} + \phi \quad \delta_{\text{Pressoflessione}} = \frac{(\phi_i - \phi_j)}{2} + \phi$$

Questi valori, se superano i limiti imposti da normativa riportati nei paragrafi successivi, comportano la perdita pressoché totale di resistenza del pannello.

E' possibile modellare anche *elementi trave* non lineari in c.a. a 6 g.d.l., in cui sono assegnati, nel rispetto della normativa, i limiti prestazionali in termini sia di capacità resistenti che deformativi:

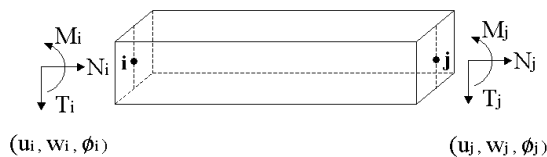


Figura: Modello schematico dell'elemento trave in c.a.

Le pareti dell'edificio vengono distinte in maschi murari e fasce di piano (rappresentati da macroelementi in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento), una volta noto il numero di piani e l'ubicazione delle aperture; le restanti porzioni di parete vengono invece considerate come nodi rigidi. Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene del tutto assimilabile a quello di un telaio piano. I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 g.d.l. o

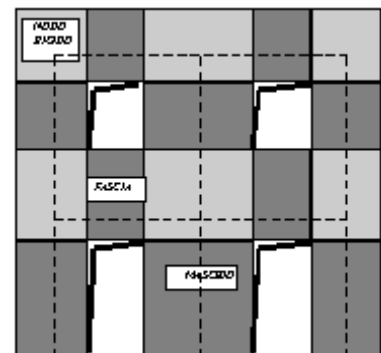


Figura: Schematizzazione a telaio

nodi bidimensionali a 3 g.d.l., in grado di trasferire le azioni da un muro ad un altro disposto trasversalmente o trasferire gli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti sono modellati con *elementi solaio* a tre nodi, connessi ai nodi tridimensionali e sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale e nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende analizzare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

### 12.1.2 MODELLAZIONE STRUTTURA

La prima operazione compiuta è consistita nell'individuazione e nella modellazione della geometria delle pareti portanti dell'edificio. La parete definita nel modello corrisponde al piano medio del muro reale; quindi come prima cosa, partendo dalle planimetrie architettoniche dell'edificio, è stato creato un file di supporto grafico alla creazione del modello su 3Muri di tipo dxf, in cui per ogni livello della struttura sono stati individuati gli assi delle pareti.

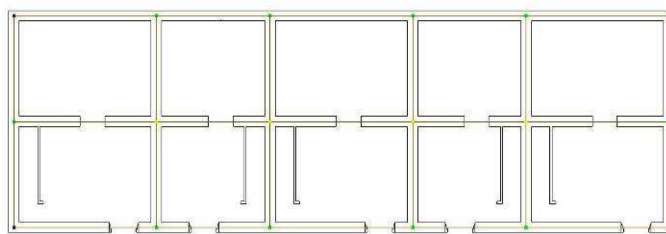


Figura: Planimetria livello 1 con individuazione del piano medio pareti

Una volta definite le caratteristiche meccaniche della muratura e del c/c, in cui è stata tenuta conto la fessurazione degli stessi (come richiesto al § 7.2.6), sono stati modellati nello specifico i vari elementi costituenti la struttura: in particolare per ciascun livello sono stati assegnati gli spessori dei pannelli murari (in questo caso le pareti sono tutte larghe 30 cm) e definiti i parametri geometrici e di armatura dei cordoli in c.a.. Dopodiché la modellazione dell'edificio è proseguita inserendo tutti i solai di piano con i relativi carichi; caratteristica importante del programma è quella di aver potuto definire la precisa tipologia dell'orizzontamento impiegata. Più in particolare per tutti e tre i piani sono stati inseriti solai in legno con travetti affiancati e soletta strutturale in c.a..

Inoltre, per rendere più accurata la modellazione, sono stati inseriti i balconi e le aperture nei muri. Una volta eseguite tali operazioni il modello ottenuto è come quello mostrato nell'immagine qui a fianco.

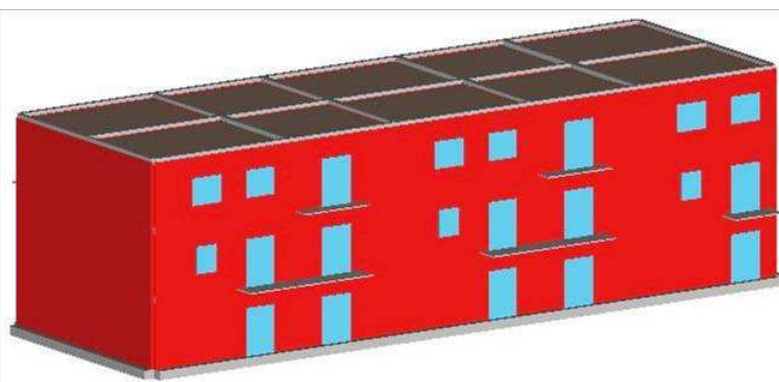


Figura: Vista 3D del modello realizzato

### 12.1.3 ANALISI SISMICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA

Una volta modellata la struttura si è proceduto all'analisi sismica: prima di tutto è stata inserita nel programma l'azione sismica relativa a Castelnuovo, i cui parametri sono stati calcolati nel capitolo 8.

La normativa al § 7.3.5 indica che se la risposta sismica viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (X e Y)



del carico sismico è applicata separatamente e come riportato al § 3.2.4, con la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni del tipo:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

valida per le verifiche sia agli SLV che agli SLD; inoltre gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove  $\psi_{2\_Cat.A} = 0.3$ ,  $\psi_{2\_Cat.C} = 0.6$  e  $\psi_{2\_Neve} = 0$ .

In questa analisi i pannelli murari e gli elementi in c.a. sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio. In particolare per i pannelli murari i criteri di resistenza e spostamento sono indicati al § 7.8.2.2 e riferendosi solo alle verifiche a pressoflessione e taglio nel piano sono i seguenti:

- *Pressoflessione nel piano*

$$M_u = \left( \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left( l - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right) \quad \delta_{u,Pr\ essoflessione} = 0.8\%$$

- *Taglio nel piano*

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd} \quad \delta_{u,Taglio} = 0.4\%$$

Per effettuare l'analisi statica non lineare vengono definite in normativa al § 7.3.4.1 due tipologie di distribuzioni di forze sismiche, una proporzionale al 1° modo di vibrare (Gruppo 1) e l'altra proporzionale alle masse (Gruppo 2).

Infine la normativa prescrive al § 7.2.6 di tener conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, assegnando al centro di massa un'eccentricità accidentale pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Il programma ha permesso quindi di analizzare la struttura secondo tali prescrizioni; assegnato come punto di controllo un nodo baricentrico del terzo livello della struttura sono state fatte eseguire 24 tipi di analisi, come mostrato qui a fianco.

Le verifiche di sicurezza sia agli SLV che agli SLD sono consistite nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento, così come indicato al § 7.8.1.6; inoltre agli SLV è stato verificato che il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare non eccedesse il valore 3:

$$D_{max} \leq D_u \quad q^* \leq 3 \quad (\text{SLV})$$

$$D_{max} \leq D_u \quad (\text{SLD})$$

Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]
+X	Masse	0.0
+X	1° modo	0.0
-X	Masse	0.0
-X	1° modo	0.0
+Y	Masse	0.0
+Y	1° modo	0.0
-Y	Masse	0.0
-Y	1° modo	0.0
+X	Masse	51.0
+X	Masse	-51.0
+X	1° modo	51.0
+X	1° modo	-51.0
-X	Masse	51.0
-X	Masse	-51.0
-X	1° modo	51.0
-X	1° modo	-51.0
+Y	Masse	158.5
+Y	Masse	-158.5
+Y	1° modo	158.5
+Y	1° modo	-158.5
-Y	Masse	158.5
-Y	Masse	-158.5
-Y	1° modo	158.5
-Y	1° modo	-158.5

Figura: Tipologie di analisi sismiche eseguite dal programma

I criteri per determinare la capacità di spostamento della struttura variano a seconda dello stato limite considerato: questi sono indicati in normativa, così come quelli inerenti la determinazione della domanda di spostamento, e si analizzeranno nel paragrafo successivo.

Il programma fornisce una schermata riassuntiva con i risultati e le verifiche di ciascuna analisi: come si può vedere l'edificio in Poroton risulta largamente verificato.

Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q <sup>s</sup> SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]
+X	Masse	0.0	0.11	0.82	0.664	0.05	0.72
+X	1° modo	0.0	0.22	0.61	1.211	0.05	0.33
-X	Masse	0.0	0.09	0.83	0.602	0.04	0.65
-X	1° modo	0.0	0.11	0.58	0.977	0.05	0.22
+Y	Masse	0.0	0.13	1.39	0.798	0.06	1.39
+Y	1° modo	0.0	0.16	1.59	0.916	0.07	1.53
-Y	Masse	0.0	0.13	1.26	0.815	0.06	1.26
-Y	1° modo	0.0	0.16	1.87	0.909	0.07	1.87
+X	Masse	51.0	0.11	0.93	0.666	0.05	0.72
+X	Masse	-51.0	0.11	0.91	0.662	0.05	0.68
+X	1° modo	51.0	0.22	0.62	1.224	0.05	0.32
+X	1° modo	-51.0	0.21	0.59	1.196	0.05	0.32
-X	Masse	51.0	0.09	0.84	0.602	0.04	0.64
-X	Masse	-51.0	0.09	0.84	0.602	0.04	0.66
-X	1° modo	51.0	0.12	0.57	1.009	0.05	0.20
-X	1° modo	-51.0	0.11	0.60	0.981	0.05	0.22
+Y	Masse	158.5	0.13	1.10	0.822	0.06	1.10
+Y	Masse	-158.5	0.13	1.25	0.799	0.06	0.87
+Y	1° modo	158.5	0.16	1.35	0.930	0.07	0.44
+Y	1° modo	-158.5	0.16	1.63	0.919	0.07	1.52
-Y	Masse	158.5	0.13	1.15	0.814	0.06	1.11
-Y	Masse	-158.5	0.13	1.08	0.830	0.06	1.08
-Y	1° modo	158.5	0.16	2.00	0.910	0.07	2.00
-Y	1° modo	-158.5	0.16	1.51	0.930	0.07	1.51

Figura: Verifica delle analisi statiche non lineari della struttura in Poroton

I risultati sopra riportati mostrano come la fase di verifica sismica dell'edificio si possa considerare già terminata; tuttavia il programma 3Muri permette per ciascuna delle analisi eseguite di valutare in modo più dettagliato il comportamento dell'edificio.

Come mostrato nell'immagine seguente il software fornisce l'evoluzione di danneggiamento per ciascuna parete e il grafico della curva di capacità dell'intera struttura:

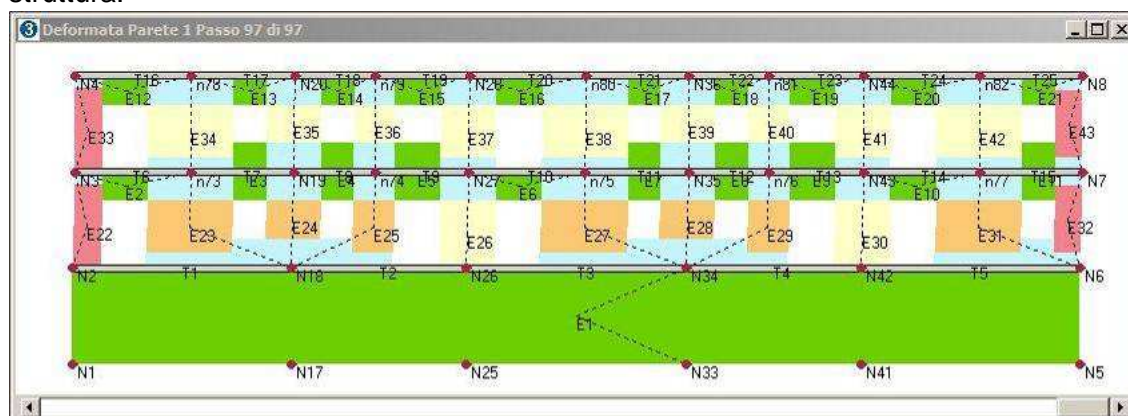


Figura: Risultati del programma relativi allo stato di danneggiamento di una parete

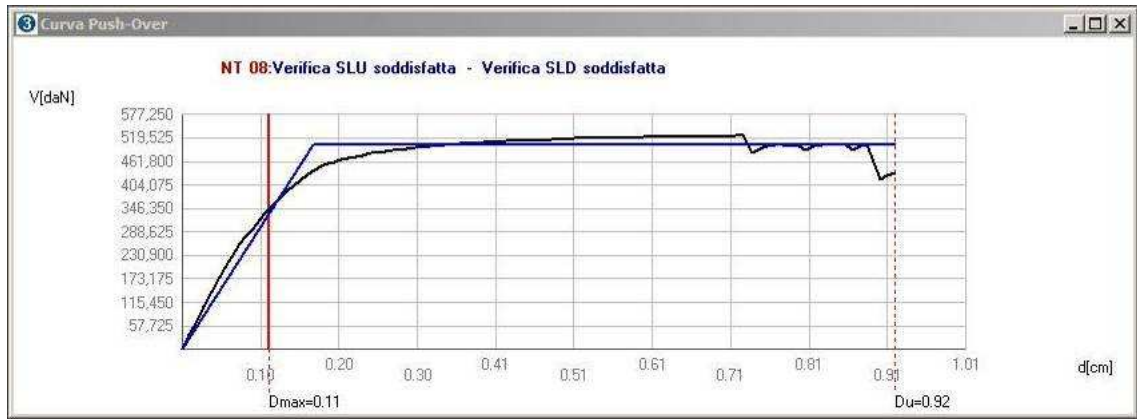


Figura: Curva di capacità della struttura fornita dal programma

Inoltre nel dettaglio mostra i risultati della verifica secondo le NTC 2008 e ulteriori parametri come indicato nell'immagine qui a fianco.

Prima di procedere al confronto tra i risultati ottenuti nelle differenti analisi eseguite, inizialmente è stata valutata la conformità dei risultati ottenuti dal software nei confronti delle indicazioni normative inerenti l'esecuzione dell'analisi statica non lineare sulla struttura.

Questo è servito anche per valutare quale sia il procedimento completo di tale analisi e quali siano le fasi intermedie che il software esegue prima di fornire i risultati finali dell'analisi sismica.



12.1.4 CONFORMITA' DEI RISULTATI OTTENUTI Figura: Dettaglio dei parametri di verifica

L'analisi statica non lineare, nota anche come analisi push-over, prevede l'applicazione incrementale di particolari distribuzioni di forze inerziali orizzontali indotte dall'evento sismico al modello della struttura; tali azioni spingono la struttura fino al raggiungimento del collasso della stessa e il risultato dell'analisi è la cosiddetta curva di capacità, che riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base ( $F_b$ ) rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura ( $d_c$ ).

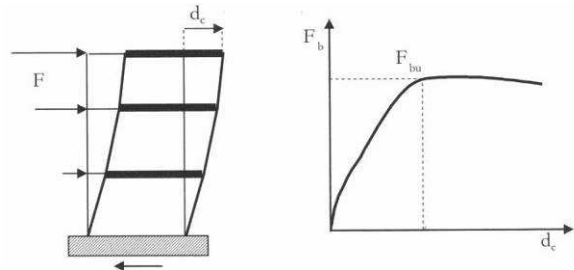


Figura: Esempio di una curva di capacità

Si definisce quindi analisi *statica* in quanto la forzante è applicata staticamente e *non lineare* a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura; tali curve di capacità possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. Tale analisi può condursi a *controllo di forze*, applicando al sistema una distribuzione di azioni orizzontali equivalenti alle azioni inerziali indotte dal sisma o a *controllo di spostamenti*, applicando al sistema una

distribuzione di spostamenti coerenti con la deformata dello stesso; in entrambi i casi i carichi applicati sono incrementati in maniera tale da aumentare monotonamente lo spostamento di un nodo di controllo della struttura, generalmente scelto in sommità della stessa.

#### APPROCCIO DELLE NTC 2008

La metodologia impiegata dalle NTC 2008 si basa sul metodo N2 (Fajfar P., 1996, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25), che prevede l'applicazione di un'analisi push-over a controllo di forze, considerando due tipologie di distribuzioni delle forze orizzontali (come descritto precedentemente). La necessità di condurre due analisi statiche non lineari risiede nel fatto che, con la distribuzione di forze proporzionale alla prima forma modale si coglie il comportamento di strutture che presentano meccanismi di collasso di tipo globale mentre, con la distribuzione di forze proporzionale alle masse è possibile cogliere eventuali meccanismi di collasso che coinvolgono singoli piani.

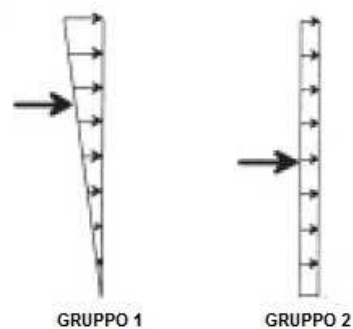


Figura: Tipologie di distribuzione di forze

Questo tipo di analisi è applicabile negli edifici in muratura (come il caso in questione) nelle ipotesi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia comunque superiore al 60% della massa totale: come si vedrà nel prosieguo, tale limitazione viene rispettata (vedere successiva analisi dinamica lineare).

#### PROCEDURA DI CALCOLO

Facendo riferimento ai risultati di alcune delle 24 analisi eseguite dal programma 3Muri, si analizzerà di seguito la procedura di esecuzione dell'analisi statica non lineare eseguita dal software, valutando la conformità dei risultati ottenuti con le indicazioni normative; i casi analizzati sono i seguenti:

##### **ANALISI N°1: +X (MASSE) CON ASSENZA DI ECCENTRICITA'**

In questa prima analisi la procedura di calcolo verrà analizzata nel dettaglio; essa è riassumibile nei seguenti passi:

- **Fase 1**

L'edificio è modellato con una struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l., in cui è stato scelto un punto di controllo baricentrico dell'ultimo livello (N64):



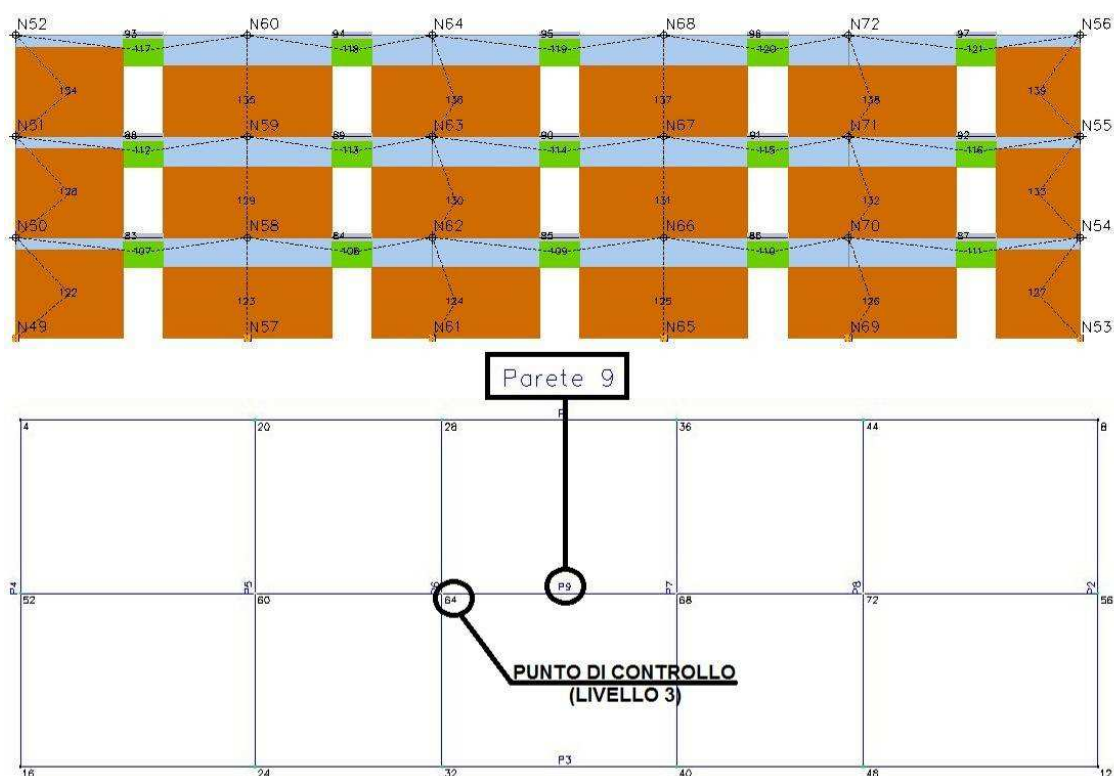


Figura: Individuazione del punto di controllo e telaio equivalente relativo alla parete 9

La distribuzione di forza viene amplificata, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni ultime; la capacità di spostamento ultima relativa agli SLD e agli SLV è valutata diversamente in corrispondenza dei seguenti punti:

- agli SLD è lo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento del massimo taglio alla base e quello per il quale lo spostamento relativo tra due piani consecutivi ecceda i valori riportati al § 7.3.7.2 (per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria tale valore limite è pari a  $d_r = 0.003 \cdot h$ );
- agli SLV è lo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo taglio alla base.

Il risultato dell'analisi è la curva non lineare *taglio alla base* ( $F_b$ ) - *spostamento del punto di controllo* ( $d_c$ ) che rappresenta la curva di capacità della struttura; facendo riferimento, anche nelle fasi successive, all'analisi agli SLV la curva è la seguente:



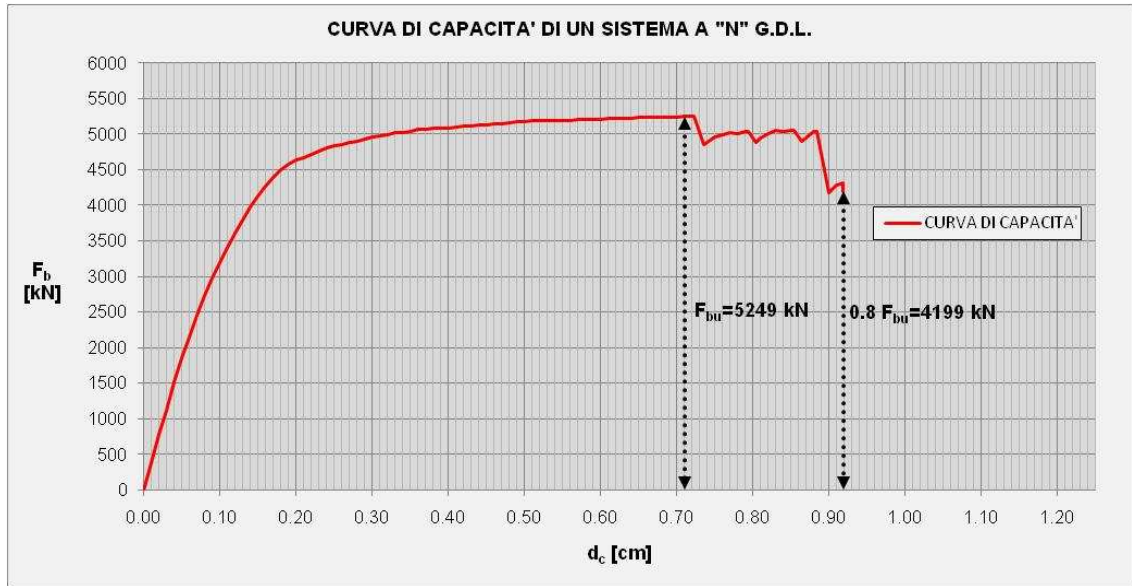


Figura: Curva di capacità agli SLV della struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l.

• Fase 2

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà; la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

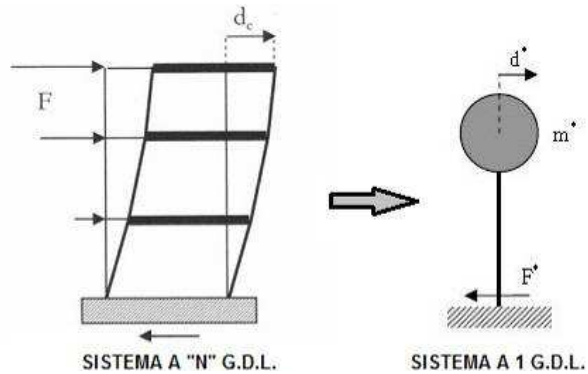


Figura: Schemi del sistema a "n" e "1" g.d.l.

dove  $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T \cdot M \cdot \tau}{\varphi^T \cdot M \cdot \varphi}$$

dove  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;  $\varphi$  è il vettore del modo di vibrare fondamentale del sistema reale, normalizzato ponendo  $d_c=1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente si deve associare una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico; il tratto elastico si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo. Il tratto orizzontale si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. Il periodo elastico di tale sistema bilineare è determinato secondo la seguente espressione:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Per il caso analizzato il coefficiente di partecipazione modale è pari a  $\Gamma = 1.11$ , mentre tutti gli altri parametri del sistema ad un g.d.l. sono i seguenti:

PARAMETRI DEL SISTEMA AD "1" G.D.L.							
$T^*$ [s]	$m^*$ [kg]	$F_{bu}^*$ [kN]	$0.7 F_{bu}^*$ [kN]	$0.8 F_{bu}^*$ [kN]	$d_u^*$ [cm]	$F_y^*$ [kN]	$d_y^*$ [cm]
0.082	501922	4747	3323	3797	0.831	4555	0.152

A questo punto è possibile tracciare la curva bilineare:

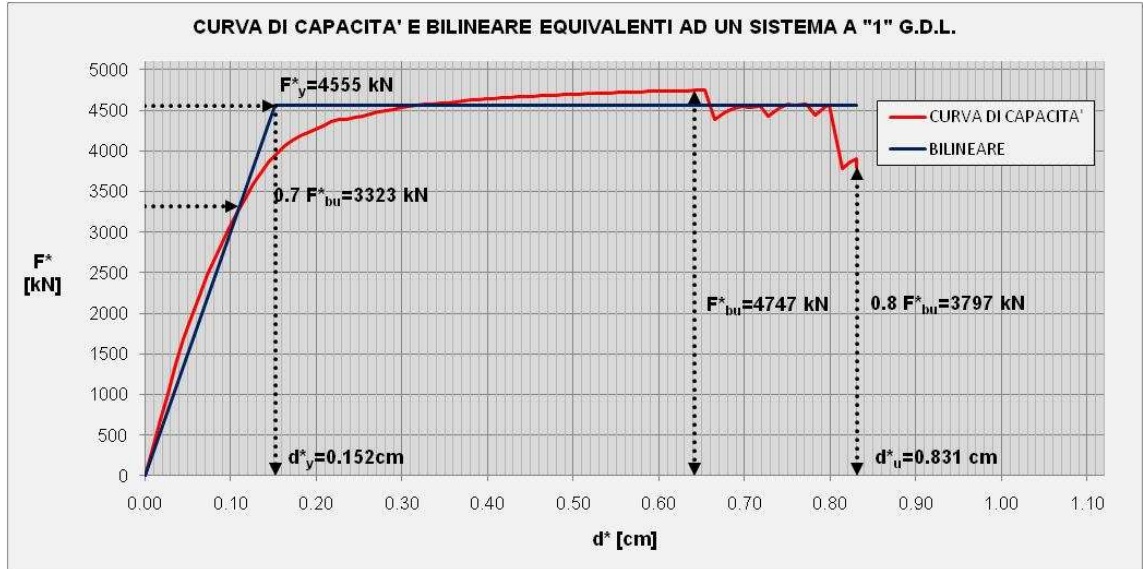


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti ad un sistema ad "1" g.d.l. agli SLV

Da questa fase si ricava un ulteriore parametro di particolare interesse quale la duttilità disponibile del sistema, che in questo caso è pari a:

$$\mu_D = d_u^* / d_y^* = 5.44$$

• Fase 3

A questo punto viene determinata la domanda in spostamento del sistema equivalente ad un g.d.l.. Questa sarà funzione del tipo di azione sismica assegnata al sistema, corrispondente allo spettro di risposta elastico in accelerazione (e di conseguenza anche in spostamento), definiti in precedenza e di cui si riportano di seguito solo i grafici riassuntivi:

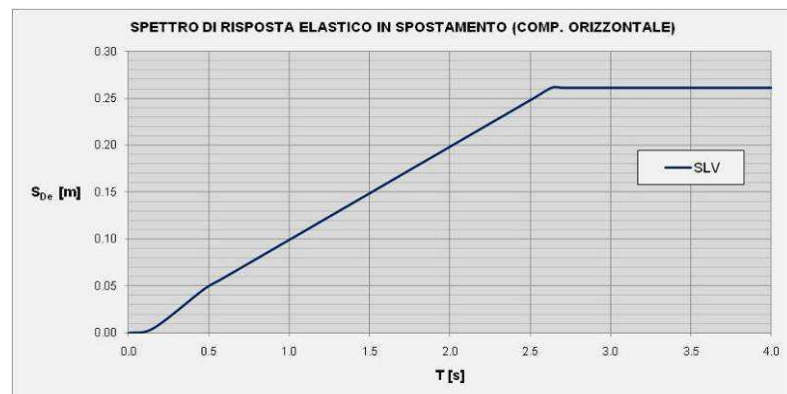
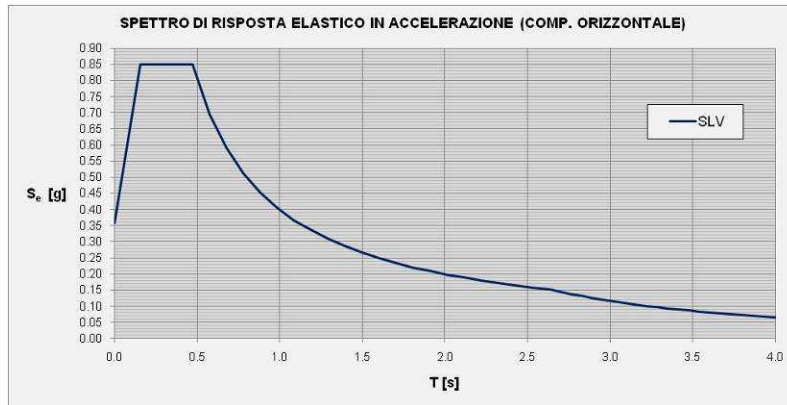


Figure: Spettro di risposta elastico in accelerazione e in spostamento agli SLV

Per il calcolo della domanda di spostamento si distinguono due casi a seconda dell'entità del periodo del sistema equivalente ( $T^*$ ):

- per  $T^* \geq T_c$ , la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

- per  $T^* < T_c$ , la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo ed è così definita:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \cdot \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

dove  $q^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente ed è calcolato mediante la seguente espressione:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Se  $q^* \leq 1$  la domanda di spostamento è pari a:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Con  $q^* > 1$  tale parametro è coincidente anche con un altro fattore caratteristico  $R_{\mu}$ , funzione della duttilità del sistema considerata, ottenuto dalla seguente formulazione (Vidic et al., 1994):

$$R_{\mu} \equiv q^* = \begin{cases} \mu & \text{per } T^* \geq T_c \\ 1 + (\mu - 1) \cdot \frac{T^*}{T_c} & \text{per } T^* < T_c \end{cases}$$

Tale formulazione sarà utile in seguito per analizzare un parametro che fornisce il programma 3Muri nel dettaglio delle verifiche eseguite; nel caso di studio in questa fase i risultati ottenuti sono:

$T^*$	0.082	s
$q^*$	0.664	-
$S_e(T^*)$	0.613	g
$S_{De}(T^*)$	0.00101	m

$T^*$	<	$T_c$
$d_{\max}^*$	0.101	cm

**Fase 4**

La domanda di spostamento  $d_{\max}^*$  relativa al sistema ad un g.d.l. equivalente viene trasformata nella domanda di spostamento  $D_{\max}$  del sistema reale a "n" g.d.l. tramite la seguente relazione:

$$D_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^*$$

Nel caso in questione il risultato è il seguente:

$$D_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^* = 1.11 \cdot 0.101 = 0.112 \text{ cm}$$

**Fase 5**

Si esegue la verifica di sicurezza del sistema; agli SLV questa risulta soddisfatta se si verificano entrambe le espressioni:

$$D_{\max} \leq D_u \quad q^* \leq 3$$

Di seguito si riportano il grafico finale della curva di capacità e della bilineare del sistema reale del caso analizzato:

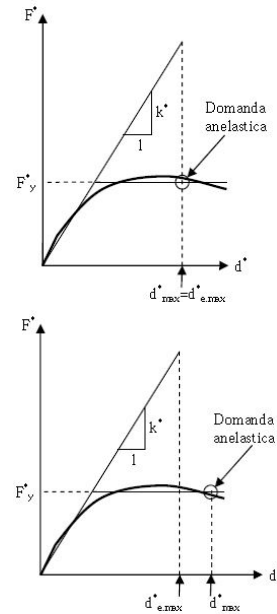


Figura: Spostamento di rif. per  $T^* > T_c$  e  $T^* < T_c$

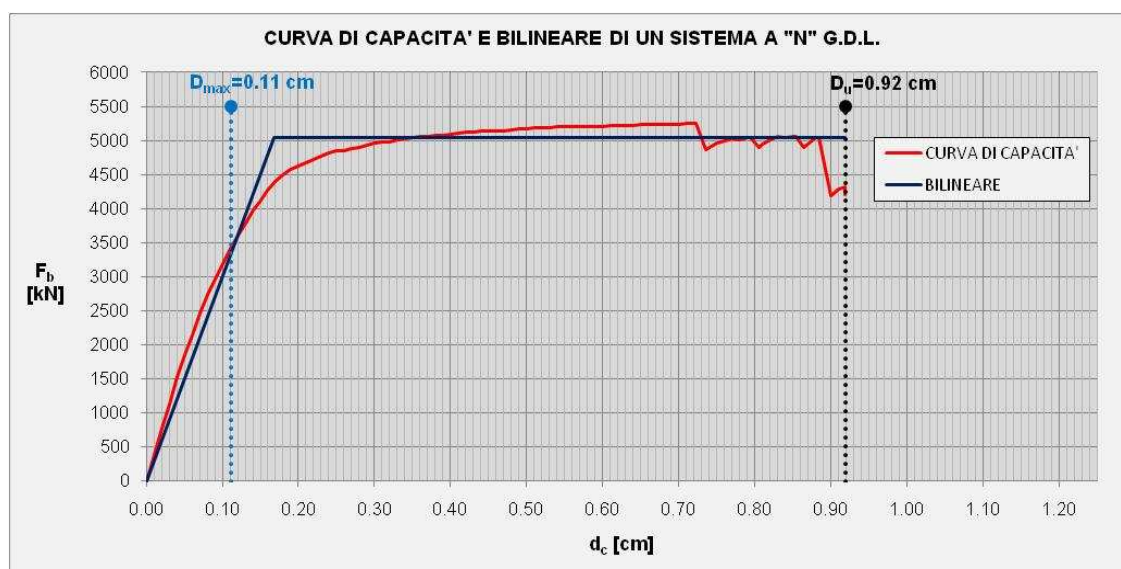


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti del sistema reale a "n" g.d.l. agli SLV

L'immagine sopra riportata coincide con risultato grafico che fornisce il programma 3Muri; la verifica globale della struttura per il tipo di analisi studiata risulta terminata ed ampiamente verificata.

- *Vulnerabilità e rischio sismico della struttura*

Il software 3Muri oltre a fornire i risultati delle verifiche inerenti alle NTC 2008 riporta anche una tabella con dei parametri di vulnerabilità sismica della struttura, non richiesti dalla normativa attuale, ma prescritti da una normativa passata e più in particolare dall'O.P.C.M. 8/7/2004 n°3362.

Questa normativa ha introdotto il seguente indicatore di rischio della struttura:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{2\%}}$$

o in alternativa:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}} \text{ e } \alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

Questi permettono di condurre le verifiche confrontando le massime accelerazioni al suolo (*Peak Ground Acceleration, PGA*) che conducono agli stati Limite di Collasso (CO), Danno Severo (DS) e Danno Limitato (DL) e che forniscono un'indicazione della vulnerabilità della struttura, con quelle che definiscono gli spettri per i quali è necessario verificare i suddetti Stati Limite e più in particolare:

- $PGA_{2\%}$  = acc. al suolo attesa con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni;
- $PGA_{10\%}$  = acc. al suolo attesa con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni;
- $PGA_{50\%}$  = acc. al suolo attesa con probabilità di eccedenza del 50% in 50 anni.

Il parametro  $\alpha_u$  è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro  $\alpha_e$  un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera; valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme, mentre valori bassi prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Facendo riferimento alla normativa vigente l'indicatore di maggior interesse da analizzare è quello in cui si confronta l'accelerazione al suolo che crea danno limitato alla struttura con l'accelerazione al suolo che definisce lo spettro agli SLV:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

Dato che i parametri dello spettro agli SLV sono già noti, l'unico valore non definito è la  $PGA_{DS}$ ; visto che esso è attinente ad uno stato ultimo della struttura, questo è determinabile dallo spettro di risposta elastico in spostamento ( $S_{De}(T^*)$ ), associato allo spostamento massimo ammissibile dalla struttura stessa, determinato su un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

Considerando quindi che lo spostamento ultimo del sistema è noto e pari a  $d_u^*$ , a seconda dei casi analizzati precedentemente si avrebbe quindi:

$$d_u^* = d_{\max}^* = \begin{cases} S_{De}(T^*) & \text{per } T^* \geq T_c \\ \frac{S_{De}(T^*)}{q_D^*} \cdot \left[ 1 + (q_D^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] & \text{per } T^* < T_c \end{cases}$$

Ricavato lo spettro elastico in spostamento è poi possibile risalire sia allo spettro elastico in accelerazione ( $S_e(T^*)$ ) e successivamente al valore dell'accelerazione al suolo ( $a_g$ ) ricercata, utilizzando le formule fornite in normativa.

E' da precisare che nel caso di  $T^* < T_c$  il valore di  $q^*$  non è lo stesso determinato in precedenza, il quale dava in qualche modo indicazione della duttilità richiesta al sistema dal tipo di evento sismico, bensì dato che si fa riferimento a condizioni ultime, è relativo alla duttilità disponibile del sistema  $\mu_D$ ; sfruttando le relazioni riportate in precedenza tale parametro si ottiene utilizzando la seguente espressione:

$$R_\mu \equiv q_D^* = 1 + (\mu_D - 1) \cdot \frac{T^*}{T_c}$$

Nel caso analizzato i valori dei parametri necessari per il calcolo del rischio di collasso della struttura  $\alpha_u$  sono i seguenti:

PARAMETRI DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO DELLA STRUTTURA						
$q_D^*$ [-]	$d_u^*$ [cm]	$S_{De}(T^*)_{DS}$ [cm]	$S_e(T^*)_{DS}$ [g]	$PGA_{DS}$ [ $m/s^2$ ]	$PGA_{10\%}$ [ $m/s^2$ ]	$\alpha_u$ [-]
1.774	0.831	0.270	1.633	6.759	2.539	2.663

Come si era potuto vedere anche in precedenza, il valore di tale parametro conferma come il livello di rischio della struttura per lo stato limite considerato è relativamente basso in quanto  $\alpha_u$  risulta superiore all'unità.



**ANALISI N°2: +X (1°MODO) CON ASSENZA DI ECCENTRICI TA'**

Si riportano di seguito solo i risultati delle fasi prima analizzate:

• **Fase 1**

La curva di capacità derivata dall'analisi push-over sulla struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l. è la seguente:

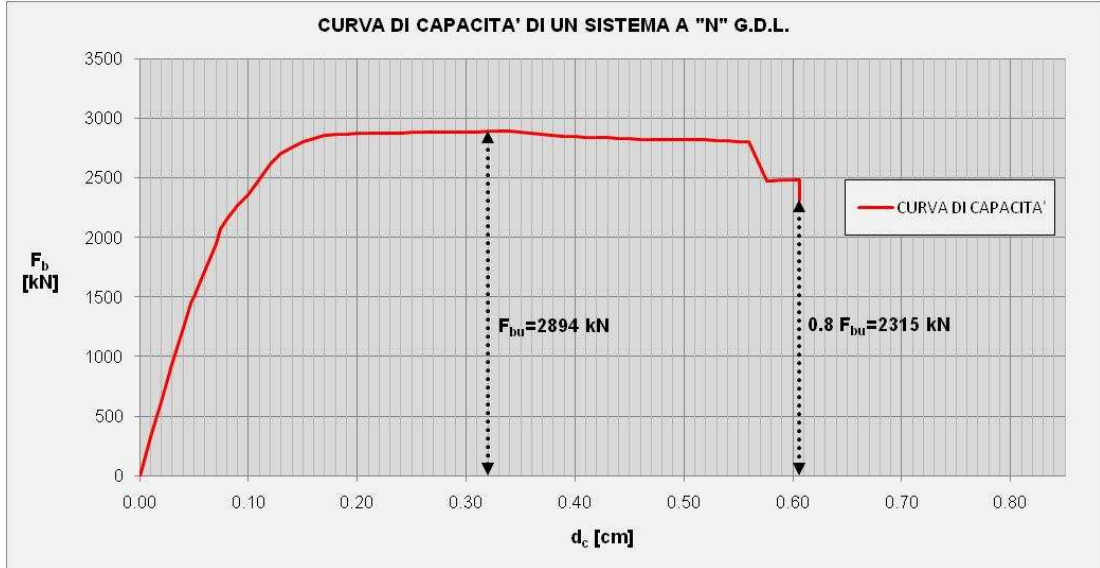


Figura: Curva di capacità agli SLV della struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l.

• **Fase 2**

Per il caso analizzato il coefficiente di partecipazione modale è pari a  $\Gamma = 1.11$ , mentre tutti gli altri parametri del sistema ad un g.d.l. sono i seguenti:

PARAMETRI DEL SISTEMA AD "1" G.D.L.							
T* [s]	m* [kg]	F* <sub>bu</sub> [kN]	0.7 F* <sub>bu</sub> [kN]	0.8 F* <sub>bu</sub> [kN]	d* <sub>u</sub> [cm]	F* <sub>y</sub> [kN]	d* <sub>y</sub> [cm]
0.084	501922	2601	1821	2081	0.545	2517	0.091

A questo punto è possibile tracciare la curva bilineare:

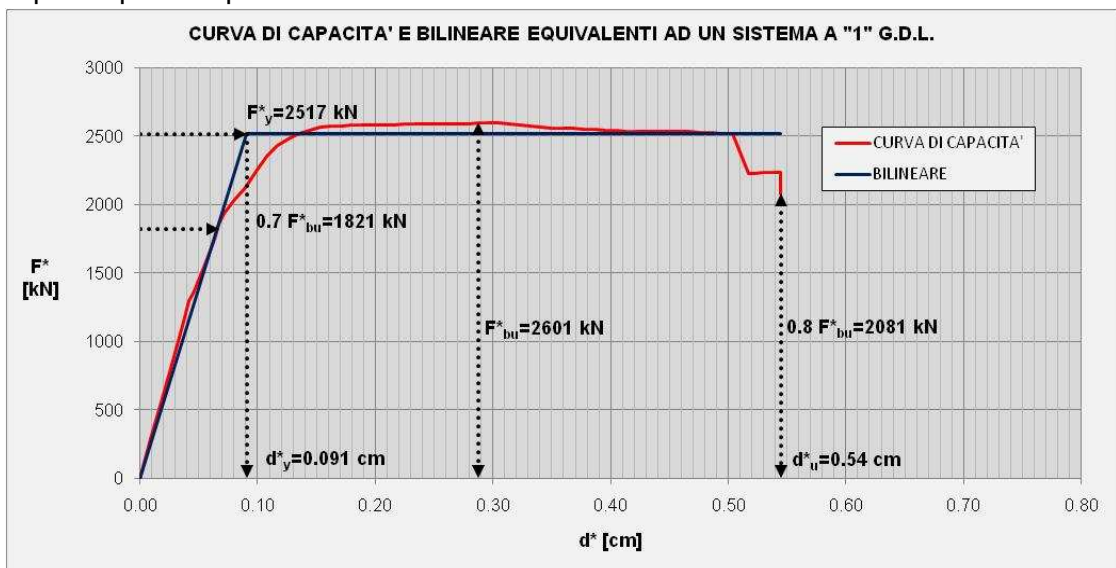


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti ad un sistema ad "1" g.d.l. agli SLV

La duttilità disponibile del sistema è pari a

$$\mu_D = d_u^* / d_y^* = 6.02$$

• **Fase 3**

A questo punto viene determinata la domanda in spostamento del sistema equivalente ad un g.d.l. che è pari a:

$T^*$	0.084	s
$q^*$	1.211	-
$S_e(T^*)$	0.621	g
$S_{De}(T^*)$	0.00109	m

→

$T^*$	<	$T_c$
$d_{max}^*$	0.196	cm

• **Fase 4**

La domanda di spostamento  $d_{max}^*$  relativa al sistema ad un g.d.l. equivalente viene trasformata nella domanda di spostamento  $D_{max}$  del sistema reale a "n" g.d.l., che in questo caso vale:

$$D_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* = 1.11 \cdot 0.196 = 0.218 \text{ cm}$$

• **Fase 5**

In sede di verifica agli SLV si riportano il grafico finale della curva di capacità e della bilineare del sistema reale del caso analizzato con indicati la domanda di spostamento richiesta al sistema e lo spostamento ultimo disponibile:

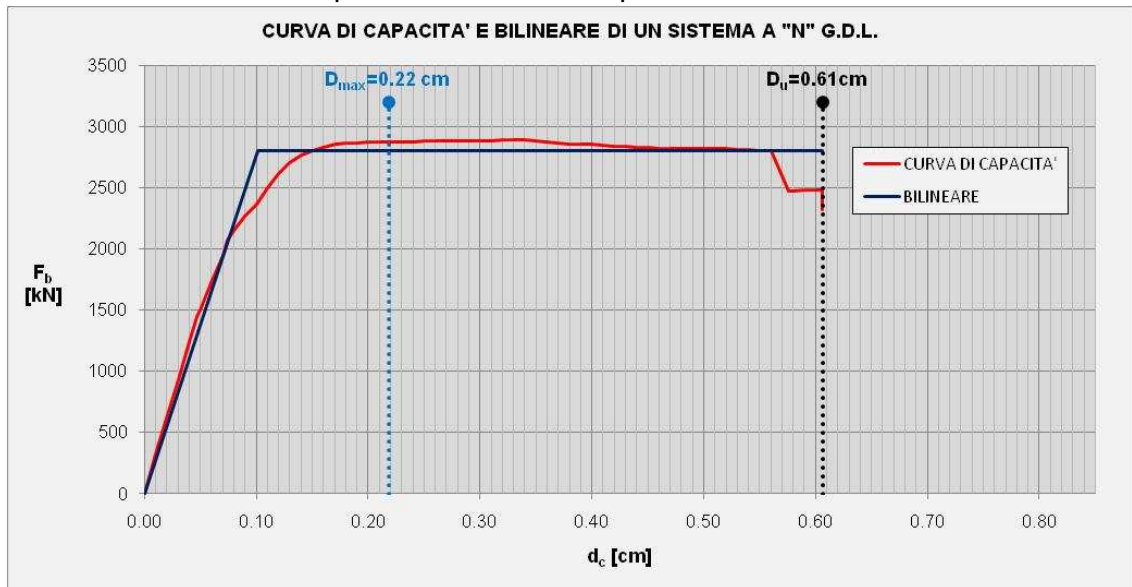


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti del sistema reale a "n" g.d.l. agli SLV

• **Vulnerabilità e rischio sismico della struttura**

Nel caso analizzato i valori dei parametri necessari per il calcolo del rischio di collasso della struttura  $\alpha_u$  sono i seguenti:

PARAMETRI DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO DELLA STRUTTURA						
$qp^*$ [-]	$d_{u}^*$ [cm]	$S_{De}(T^*)_{DS}$ [cm]	$S_e(T^*)_{DS}$ [g]	$PGA_{DS}$ [ $m/s^2$ ]	$PGA_{10\%}$ [ $m/s^2$ ]	$\alpha_u$ [-]
1.891	0.545	0.172	0.980	4.007	2.539	1.578

Il valore di tale parametro conferma come il livello di rischio della struttura per lo stato limite considerato è relativamente basso in quanto  $\alpha_u$  risulta superiore all'unità.

**ANALISI N°3: +Y (MASSE) CON ASSENZA DI ECCENTRICITA'**

Si riportano di seguito solo i risultati delle fasi prima analizzate:

• **Fase 1**

La curva di capacità derivata dall'analisi push-over sulla struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l. è la seguente:

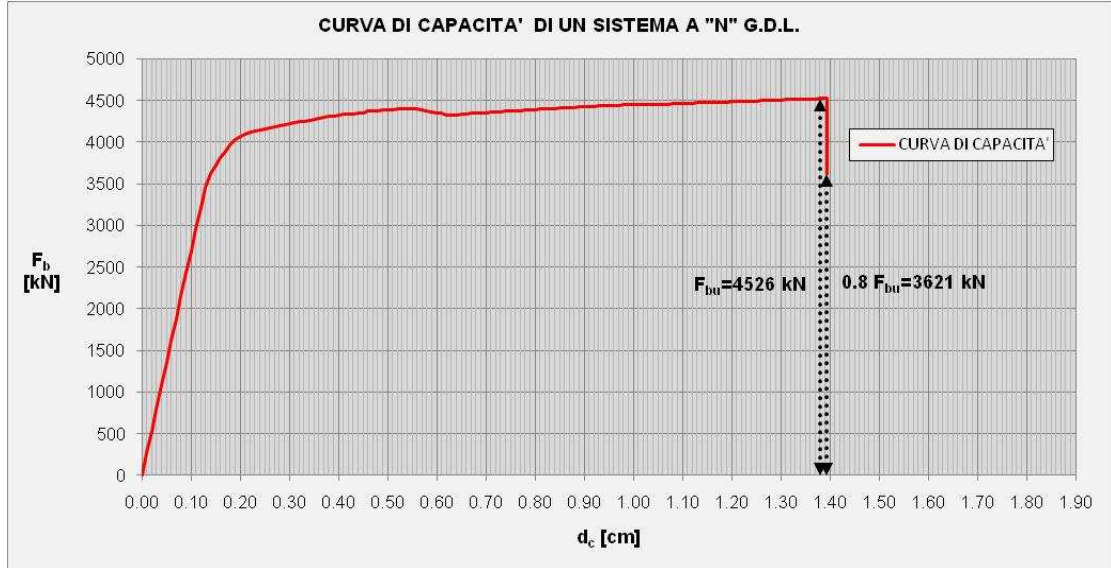


Figura: Curva di capacità agli SLV della struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l.

• **Fase 2**

Per il caso analizzato il coefficiente di partecipazione modale è pari a  $\Gamma = 1.10$ , mentre tutti gli altri parametri del sistema ad un g.d.l. sono i seguenti:

PARAMETRI DEL SISTEMA AD "1" G.D.L.							
T* [s]	m* [kg]	F* <sub>bu</sub> [kN]	0.7 F* <sub>bu</sub> [kN]	0.8 F* <sub>bu</sub> [kN]	d* <sub>u</sub> [cm]	F* <sub>y</sub> [kN]	d* <sub>y</sub> [cm]
0.087	509405	4099	2869	3279	1.262	3966	0.148

A questo punto è possibile tracciare la curva bilineare:

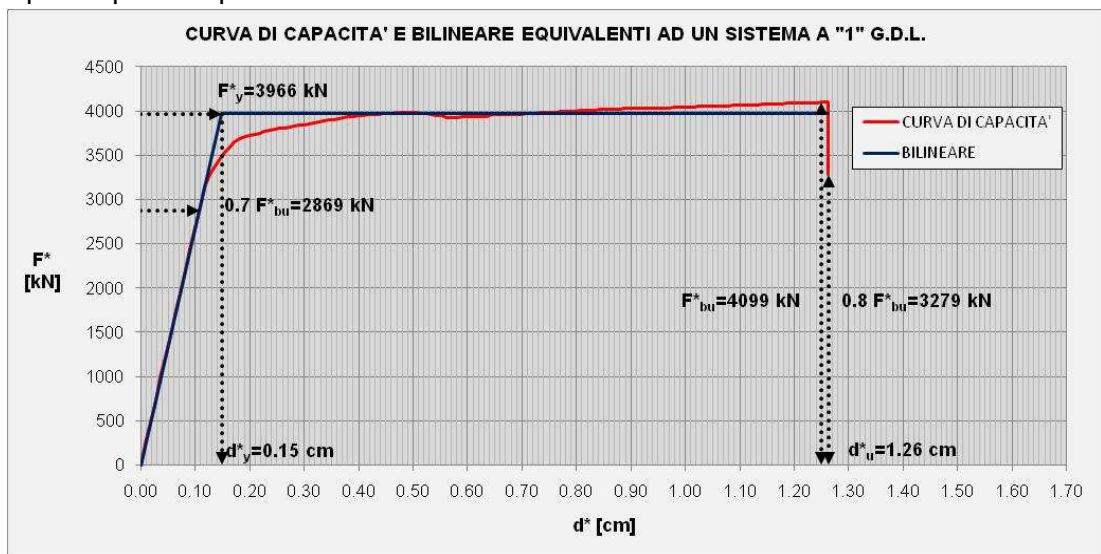


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti ad un sistema ad "1" g.d.l. agli SLV

La duttilità disponibile del sistema è pari a

$$\mu_D = d_u^* / d_y^* = 8.54$$

• **Fase 3**

A questo punto viene determinata la domanda in spostamento del sistema equivalente ad un g.d.l. che è pari a:

$T^*$	0.087	s
$q^*$	0.798	-
$S_e(T^*)$	0.631	g
$S_{De}(T^*)$	0.00119	m

→

$T^*$	<	$T_c$
$d_{max}^*$	0.119	cm

• **Fase 4**

La domanda di spostamento  $d_{max}^*$  relativa al sistema ad un g.d.l. equivalente viene trasformata nella domanda di spostamento  $D_{max}$  del sistema reale a "n" g.d.l., che in questo caso vale:

$$D_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* = 1.10 \cdot 0.119 = 0.131 \text{ cm}$$

• **Fase 5**

In sede di verifica agli SLV si riportano il grafico finale della curva di capacità e della bilineare del sistema reale del caso analizzato con indicati la domanda di spostamento richiesta al sistema e lo spostamento ultimo disponibile:

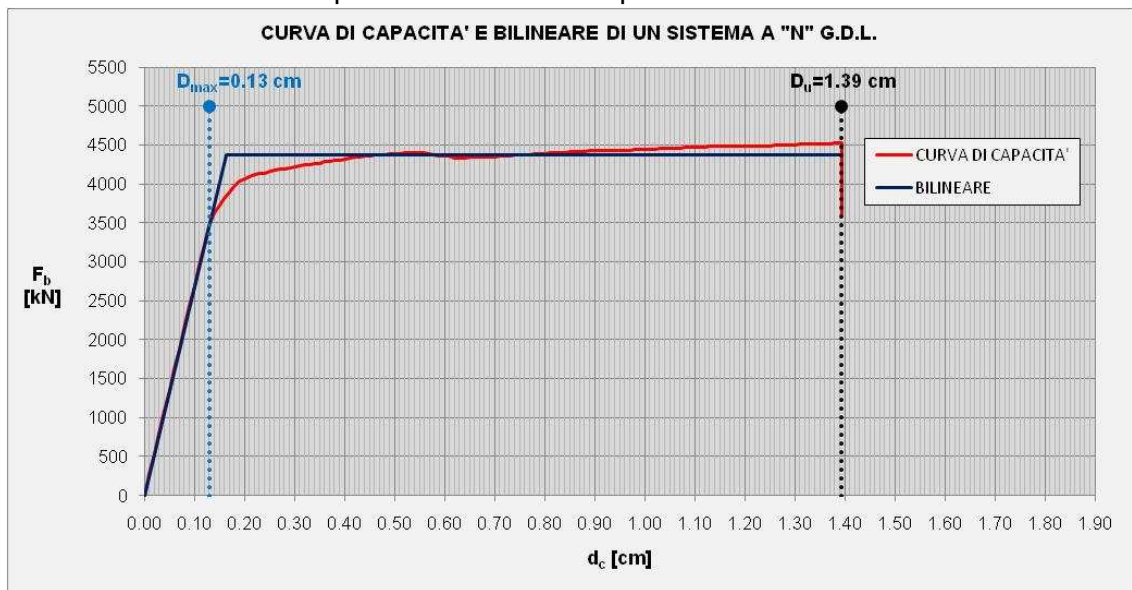


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti del sistema reale a "n" g.d.l. agli SLV

• **Vulnerabilità e rischio sismico della struttura**

Nel caso analizzato i valori dei parametri necessari per il calcolo del rischio di collasso della struttura  $\alpha_u$  sono i seguenti:

PARAMETRI DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO DELLA STRUTTURA						
$q_D^*$ [-]	$d_{u}^*$ [cm]	$S_{De}(T^*)_{DS}$ [cm]	$S_e(T^*)_{DS}$ [g]	$PGA_{DS}$ [ $m/s^2$ ]	$PGA_{10\%}$ [ $m/s^2$ ]	$\alpha_u$ [-]
2.391	1.262	0.354	1.883	7.580	2.539	2.986

Il valore di tale parametro conferma come il livello di rischio della struttura per lo stato limite considerato è relativamente basso in quanto  $\alpha_u$  risulta superiore all'unità.

**ANALISI N°4: +Y (1°MODO) CON ASSENZA DI ECCENTRICITÀ TA'**

Si riportano di seguito solo i risultati delle fasi prima analizzate:

• **Fase 1**

La curva di capacità derivata dall'analisi push-over sulla struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l. è la seguente:

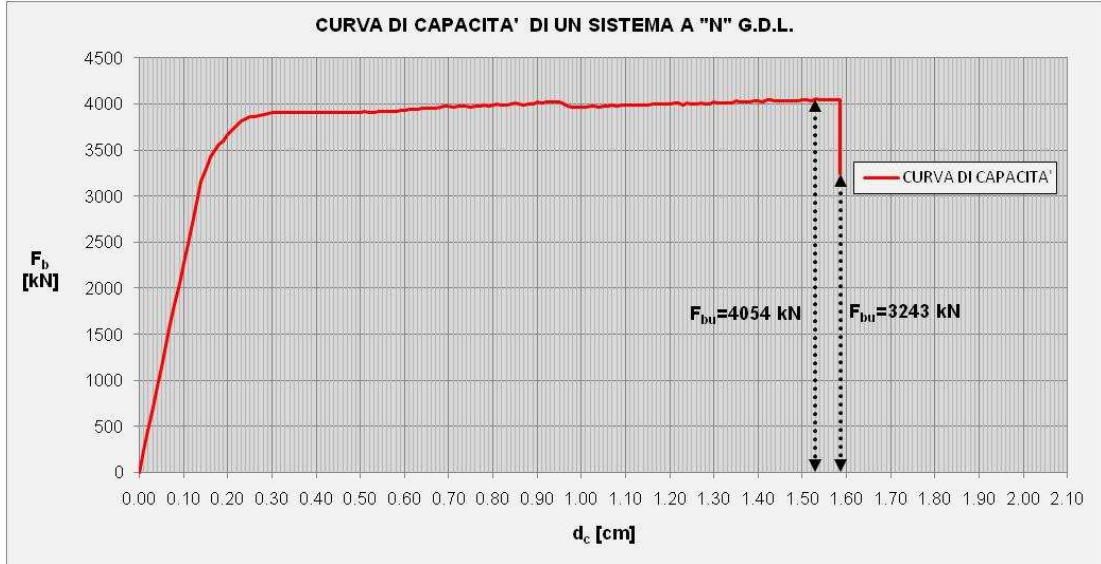


Figura: Curva di capacità agli SLV della struttura a telaio equivalente a "n" g.d.l.

• **Fase 2**

Per il caso analizzato il coefficiente di partecipazione modale è pari a  $\Gamma = 1.10$ , mentre tutti gli altri parametri del sistema ad un g.d.l. sono i seguenti:

PARAMETRI DEL SISTEMA AD "1" G.D.L.							
$T^*$ [s]	$m^*$ [kg]	$F_{bu}^*$ [kN]	$0.7 F_{bu}^*$ [kN]	$0.8 F_{bu}^*$ [kN]	$d_u^*$ [cm]	$F_y^*$ [kN]	$d_y^*$ [cm]
0.095	509405	3691	2583	2952	1.444	3604	0.160

A questo punto è possibile tracciare la curva bilineare:

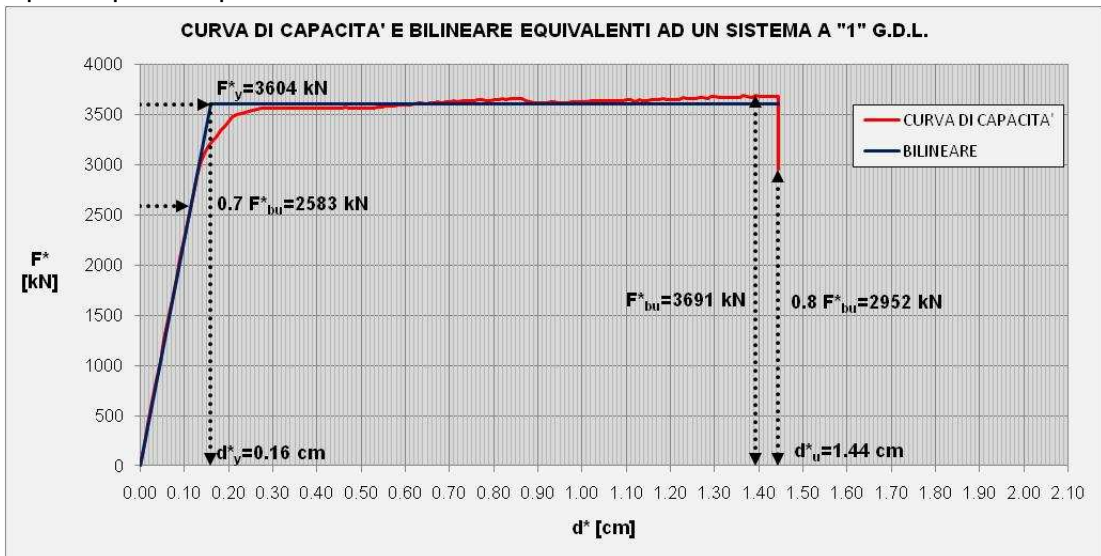


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti ad un sistema ad "1" g.d.l. agli SLV

La duttilità disponibile del sistema è pari a

$$\mu_D = d_u^* / d_y^* = 8.99$$



• **Fase 3**

A questo punto viene determinata la domanda in spostamento del sistema equivalente ad un g.d.l. che è pari a:

$T^*$	0.095	s
$q^*$	0.916	-
$S_e(T^*)$	0.656	g
$S_{De}(T^*)$	0.00147	m

→

$T^*$	<	$T_c$
$d^*_{max}$	0.147	cm

• **Fase 4**

La domanda di spostamento  $d^*_{max}$  relativa al sistema ad un g.d.l. equivalente viene trasformata nella domanda di spostamento  $D_{max}$  del sistema reale a "n" g.d.l., che in questo caso vale:

$$D_{max} = \Gamma \cdot d^*_{max} = 1.10 \cdot 0.147 = 0.161 \text{ cm}$$

• **Fase 5**

In sede di verifica agli SLV si riportano il grafico finale della curva di capacità e della bilineare del sistema reale del caso analizzato con indicati la domanda di spostamento richiesta al sistema e lo spostamento ultimo disponibile:

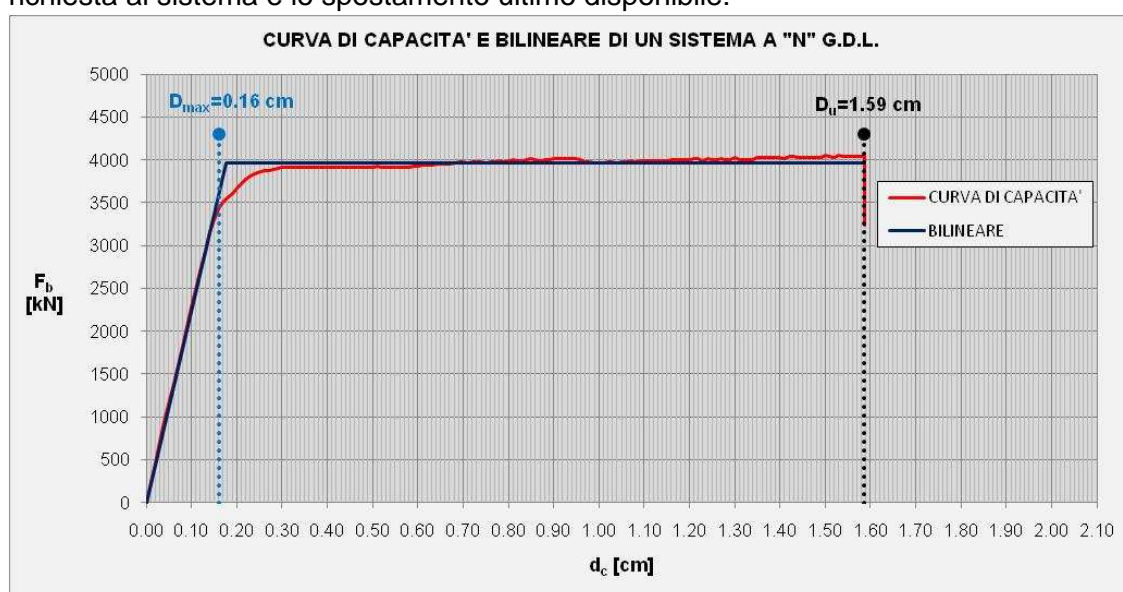


Figura: Curva di capacità e bilineare equivalenti del sistema reale a "n" g.d.l. agli SLV

• **Vulnerabilità e rischio sismico della struttura**

Nel caso analizzato i valori dei parametri necessari per il calcolo del rischio di collasso della struttura  $\alpha_u$  sono i seguenti:

PARAMETRI DI VULNERABILITA' E RISCHIO SISMICO DELLA STRUTTURA						
$qD^*$ [-]	$d^*_u$ [cm]	$S_{De}(T^*)_{DS}$ [cm]	$S_e(T^*)_{DS}$ [g]	$PGA_{DS}$ [ $m/s^2$ ]	$PGA_{10\%}$ [ $m/s^2$ ]	$\alpha_u$ [-]
2.622	1.444	0.419	1.869	7.236	2.539	2.851

Il valore di tale parametro conferma come il livello di rischio della struttura per lo stato limite considerato è relativamente basso in quanto  $\alpha_u$  risulta superiore all'unità.

**RISULTATI DELLE ANALISI**

Dalle analisi precedenti si è potuto constatare la conformità dei risultati forniti dal software nei confronti delle prescrizioni normative; inoltre facendo un raffronto dei risultati in termini di duttilità ( $\mu_D$ ) e rischio sismico ( $\alpha_u$ ) della struttura è possibile vedere come in direzione +X si ottenga il valore minore sia di duttilità,  $\mu_{D,min}(+X) = 5.44$  e  $\mu_{D,min}(+Y) = 8.54$ , che di rischio sismico,  $\alpha_{u,min}(+X) = 1.578$  e  $\alpha_{u,min}(+Y) = 2.851$ .

### 12.1.5 CONFRONTO DEI RISULTATI

Una volta estrapolati i grafici delle analisi push-over ed eseguito le verifiche agli SLV ed SLD, è stato interessante mettere a confronto le varie curve di capacità ottenute, cercando di trarre delle indicazioni sul comportamento strutturale dell'edificio al variare delle condizioni di analisi considerate. Si studieranno inizialmente i risultati derivanti dall'azione sismica in direzione x e y con le due differenti distribuzioni di forze e in assenza di eccentricità; dopodiché si valuteranno le differenze indotte dal considerare le azioni sismiche con verso contrario e al variare delle eccentricità accidentali.

- *Direzione +X con e=0*

Le curve di capacità ottenute con le due distribuzioni di carico sismico mostrano una sostanziale differenza di risposta dell'edificio:

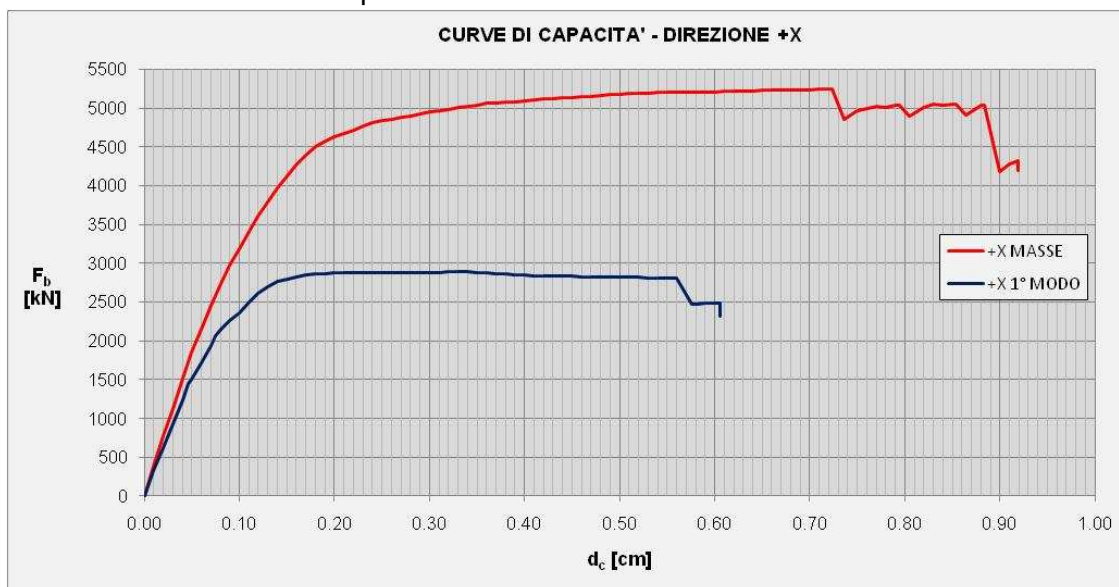


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X con e=0

Nel caso di distribuzione di forze proporzionale alle masse il taglio alla base e lo spostamento massimi raggiungibili dalla struttura sono rispettivamente circa l'80% e il 50% maggiori di quelli che si hanno con la distribuzione proporzionale al 1° modo. Inoltre ciascuna tipologia di azione sismica individua un differente comportamento strutturale; valutando la medesima parete (la parete di spina longitudinale) si nota come la distribuzione proporzionale alle masse permette di cogliere la rottura dei livelli inferiori, mentre la distribuzione proporzionale al 1° modo quella dell'ultimo piano.

Facendo riferimento alla legenda qui a fianco indicante le tipologie di rottura, si riportano due immagini relative alla parete considerata, valutata all'ultimo passo dell'analisi push-over, a seconda della tipologia di gruppo di forze agente:

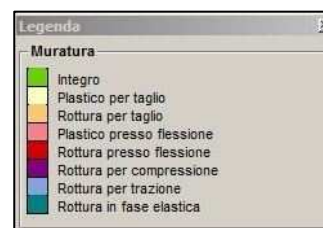


Figura: Legenda tipologie di rottura della muratura

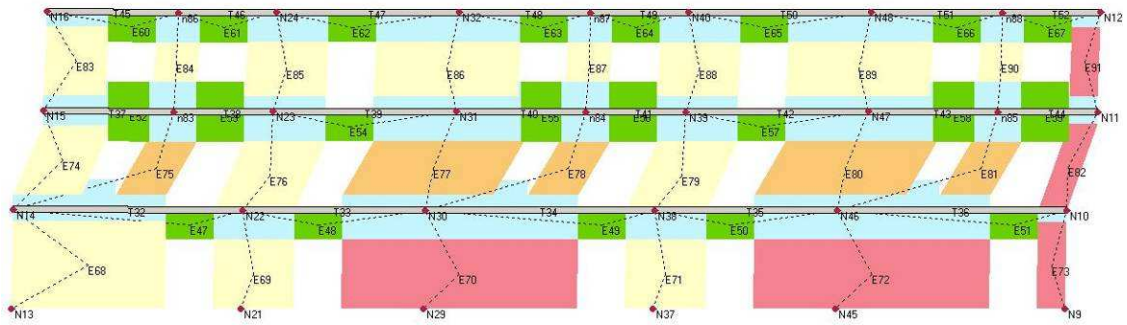


Figura: Meccanismi di danno nella parete P9 per azione sismica +X (masse) con  $e=0$

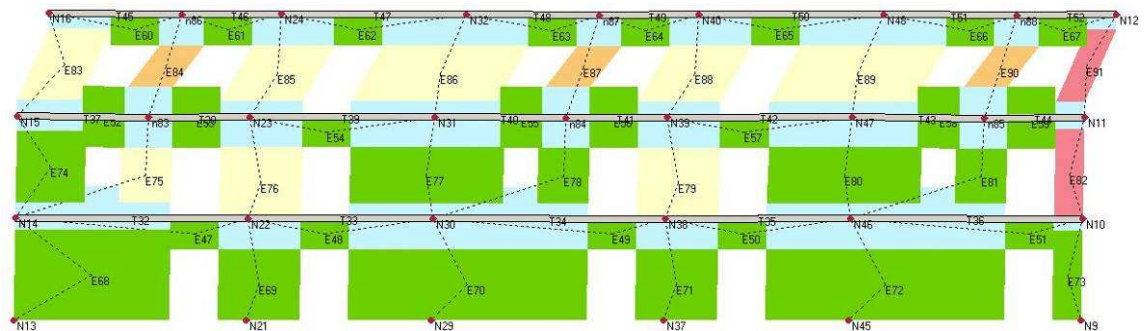


Figura: Meccanismi di danno nella parete P9 per azione sismica +X (1° modo) con  $e=0$

- **Direzione +Y con  $e=0$**

Le curve di capacità ottenute con le due distribuzioni di carico sono le seguenti:

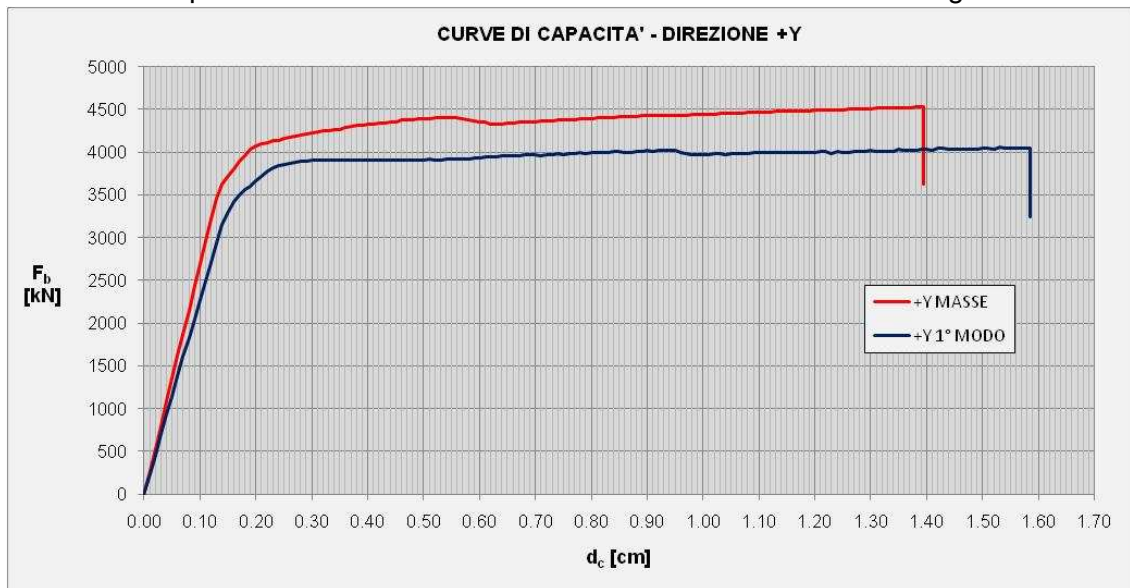


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +Y con  $e=0$

Nel caso di distribuzione di forze proporzionale alle masse il taglio alla base è circa il 10% maggiore del taglio ottenuto con la distribuzione di forze proporzionale al 1 modo; in termini di spostamenti invece si ha uno spostamento maggiore del circa 15% a favore del secondo gruppo di forze.

In termini di comportamento strutturale le osservazioni fatte portano agli stessi risultati descritti per il caso precedente; facendo riferimento per entrambi i casi alla parete interna trasversale P8 si riportano le due immagini indicanti le tipologie di rottura:

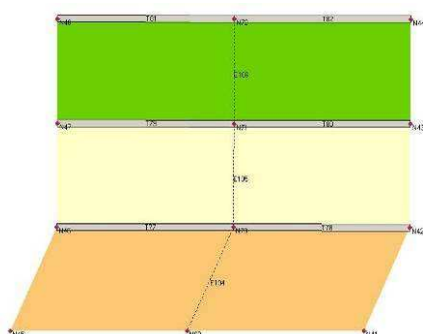


Figura: Meccanismi di danno nella parete P8 per azione sismica +Y (masse) con  $e=0$

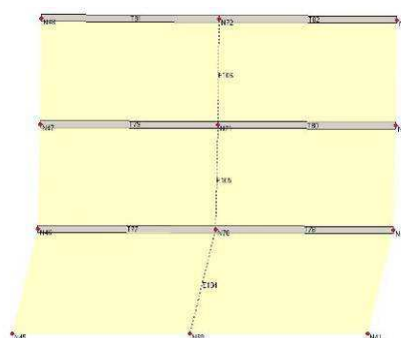


Figura: Meccanismi di danno nella parete P8 per azione sismica +Y (1° modo) con  $e=0$

- *Direzione +X e +Y con  $e=0$*

Mettendo a confronto le curve di capacità dei due casi precedenti si ottiene il seguente risultato grafico:

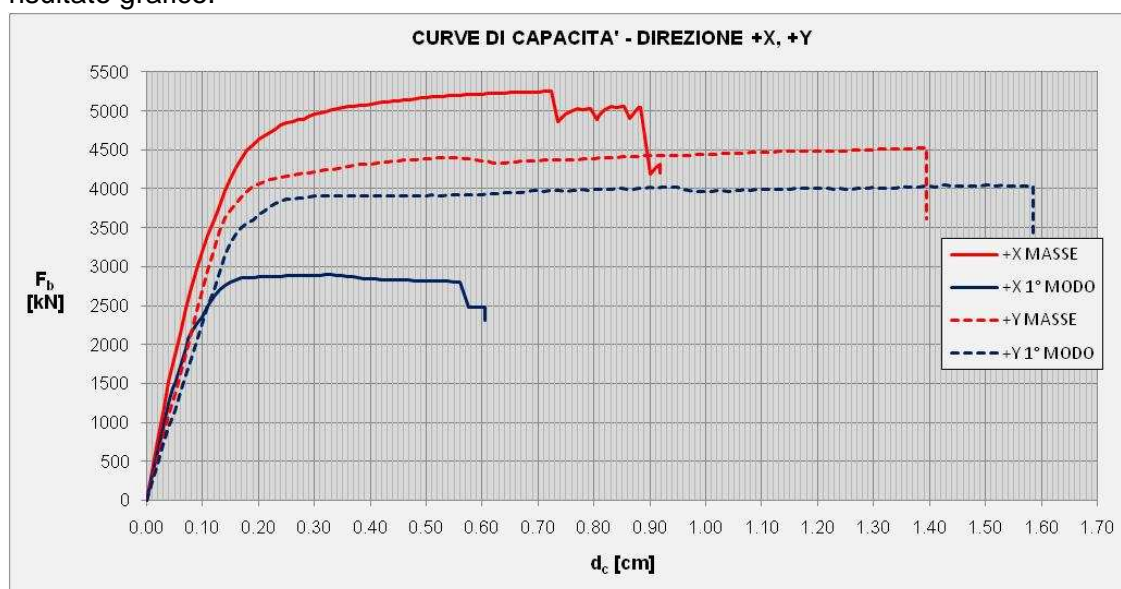


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X e +Y con  $e=0$

La struttura con sisma in direzione +X è in grado di sostenere un taglio massimo alla base nell'ordine delle 550 t contro le 450 t massime raggiungibili nell'altra direzione, ottenuto con la tipologia di azione sismica proporzionale alle masse (la differenza è quindi nell'ordine del 20%); in termini di spostamenti la differenza maggiore fra le due direzioni si ha valutando il gruppo di forze proporzionale al 1° modo in cui si ottiene un incremento circa del 160% applicando l'azione in direzione +Y piuttosto che in direzione +X.



- *Direzione +X (masse) con  $\pm e$*

Considerando una sola tipologia di azione (quella proporzionale alle masse) sono stati messe a confronto le curve di capacità della struttura ottenute valutando l'effetto delle eccentricità accidentali aggiuntive (quelle prescritte dalla normativa).

Come si può vedere dal grafico riportato qui di seguito le differenze sono poco evidenti e riguardano solo l'entità dello spostamento massimo raggiungibile dalla struttura (la differenza massima è solo del 2% fra le due configurazioni limite):

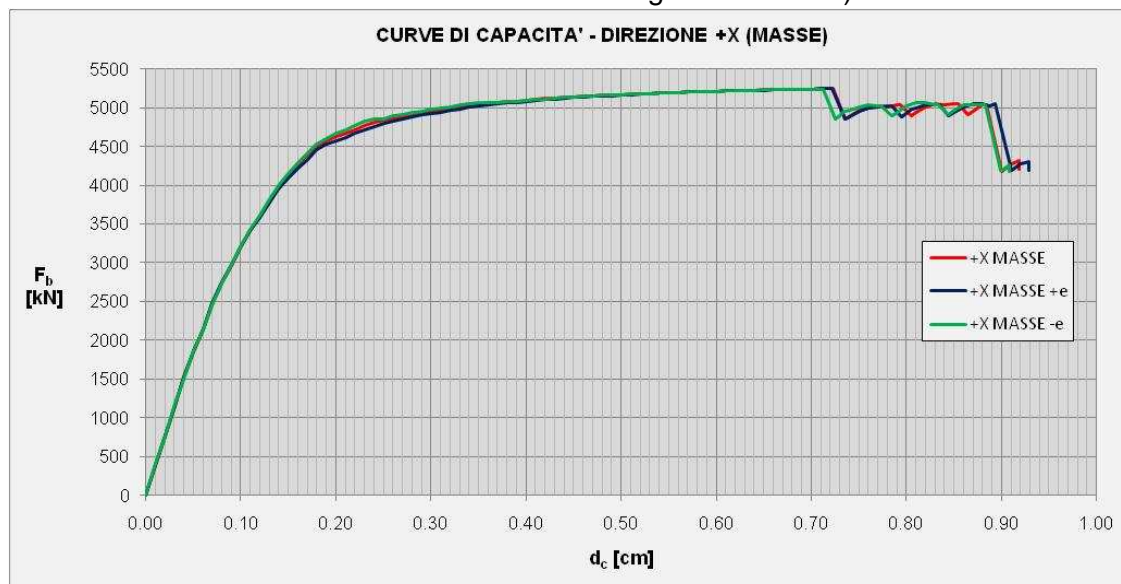


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X (masse) con  $\pm e$

- *Direzione +Y (masse) con  $\pm e$*

Come per il caso precedente è stato valutato l'effetto delle eccentricità accidentali aggiuntive sulle curve di capacità della struttura, sollecitata da forze proporzionali alle masse.

Come si può vedere dal grafico riportato qui di seguito le differenze in questo caso sono più evidenti e riguardano sia l'entità del taglio alla base che dello spostamento massimo raggiungibile; fra le due configurazioni limite si ha una differenza del 2.5% in termini di forze e del 27% in termini di spostamenti:

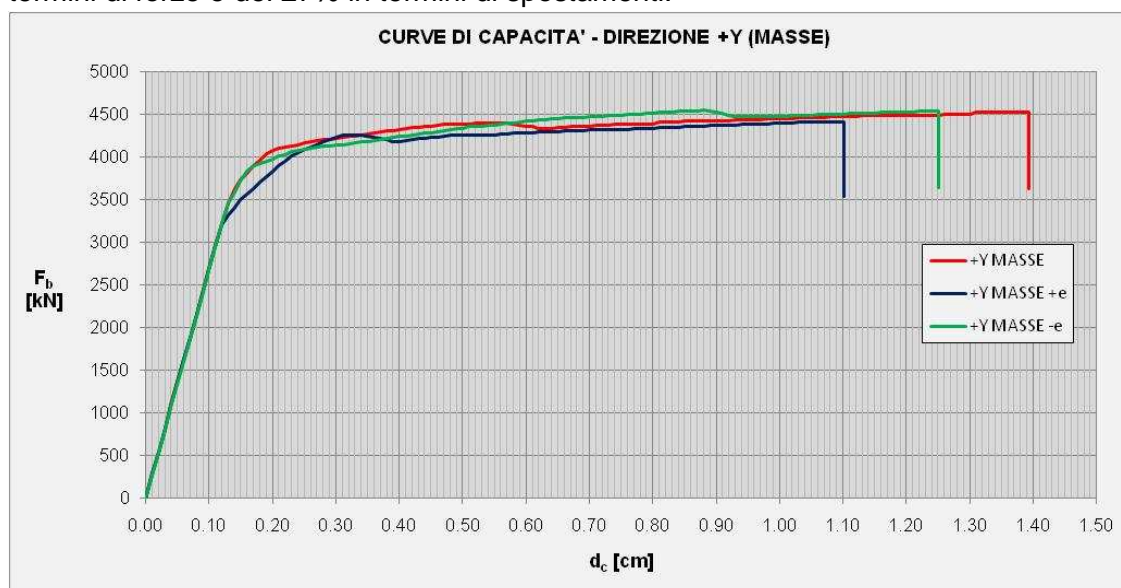


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +Y (masse) con  $\pm e$



## 12.2 ANALISI SISMICA - ANALISI DINAMICA LINEARE

Si esegue di seguito l'analisi dinamica modale della struttura associata allo spettro di risposta al fine di eseguire un confronto con le verifiche svolte mediante l'analisi statica non lineare. In questa verifica si utilizza il software SAP2000.

### 12.2.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

#### MESHATURA

L'edificio è stato modellato all'interno del programma mediante *shell* di dimensione iniziale pari a 50x50 cm; in corrispondenza dei solai di piano, dove sono stati inseriti i cordoli in c.a. come elementi *frame*, la meshatura è stata raddoppiata (ottenendo così mesh di dimensioni pari a 50x25 cm), così da ridurre eventuali errori numerici dovuti alla presenza della discontinuità muratura-cordolo. Tale scelta è stata presa in quanto le verifiche di seguito riportate fanno riferimento proprio alle sezioni in prossimità del cordolo al piano. Per condurre una verifica il più possibile aderente col modello impostato su 3Muri, si è scelto di realizzare anche questo modello con la copertura piana, adottando un'altezza interpiano pari a 3.00 metri.

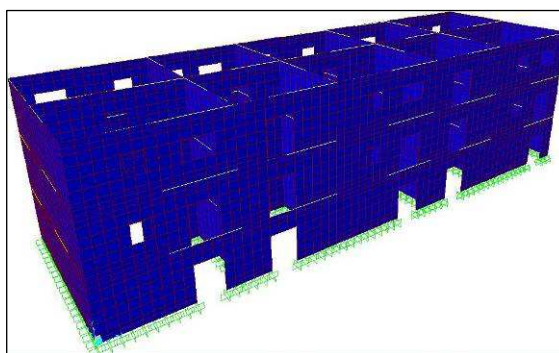


Figura: vista 3d del modello creato su SAP2000

#### MASSE

Al fine di tenere conto delle masse di ciascun piano, è stato introdotto uno *special joint* per ciascun livello, al quale è stata attribuita la massa totale di piano (intesa come massa di solaio dovuta ai carichi permanenti e accidentali, valutati in combinazione sismica  $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ ) e l'inerzia rotazionale di tale massa, valutata mediante l'espressione:

$$I_{G_i} = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (a^2 + b^2)$$

dove  $a$  e  $b$  sono le dimensioni planimetriche della zona caricata dalla massa  $m$ , supposta, in via semplificativa, distribuita uniformemente sul solaio (senza quindi considerare la discontinuità creata dalla presenza dei vani scala e dei balconi).

Tale scelta rende la massa  $m$  centrata rispetto allo *special joint*, baricentro delle masse del piano, e annulla quindi i contributi all'inerzia rotazionale dovuti alle eccentricità della zona caricata rispetto al baricentro stesso.

Si riportano i valori inseriti nel modello:

massa dei solai di piano  $M_{\text{solaio}} = 168 \text{ tonn}$

massa del solaio di copertura  $M_{\text{copertura}} = 68 \text{ tonn}$

inerzia rotazionale dei solai di piano  $I_{\text{solaio}} = 15290 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$

inerzia rotazionale del solaio di copertura  $I_{\text{copertura}} = 6215 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$

#### COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA

Per tenere conto della rigidità dei solai nel proprio piano, è stato assegnato il comportamento di piano rigido mediante il vincolo interno *constraint diaphragm* per i punti di ciascun piano, cosicché tutti i punti del piano (compreso lo special joint definito in precedenza) hanno i movimenti orizzontali differenziali impediti.

E' stata inoltre assegnata la rigidità d'intersezione tra i cordoli mediante la proprietà *frame end length offset*, che tiene conto della impossibilità di rotazioni differenziali delle aste concorrenti nei nodi della struttura.

#### PARAMETRI MECCANICI INSERITI

Per tenere conto della fessurazione della muratura, è stato utilizzato il valore del modulo elastico iniziale della stessa ridotto del 50% all'interno del modello, pari quindi a  $E_{fess} = 3000N/mm^2$ . Tale riduzione è stata applicata anche al calcestruzzo per tenere in conto della fessurazione dei cordoli di piano e di copertura.

#### RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

La struttura ha i primi due modi di vibrare pressoché traslazionali, come si vede dalle percentuali di massa attivata, e presenta un'elevata rigidità nei due piani: i periodi di vibrazione sono infatti molto bassi (minori di 0.1 sec).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	OutputCase	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	MODAL	0.089	0.4%	82.7%	0.4%	82.7%
2	MODAL	0.081	78.2%	0.4%	78.6%	83.1%
3	MODAL	0.074	3.7%	0.0%	82.3%	83.1%
4	MODAL	0.033	0.0%	10.5%	82.3%	93.6%
5	MODAL	0.029	11.0%	0.0%	93.3%	93.6%

Figura: tabella riassuntiva dell'analisi modale eseguita su SAP2000

#### DEFINIZIONI DELLE SEZIONI DI VERIFICA

Per estrapolare le sollecitazioni di calcolo con le quali eseguire poi la verifica, sono state definite le *section cut*: in particolare, per ciascun maschio murario della struttura sono state definite 6 sezioni, una in testa ed una alla base di ciascuno dei tre livelli della struttura.

Le *section cut* sono state definite mediante la codifica **Px - My - z** dove:

- **x** è il numero della parete considerata (da 1 a 6)
- **y** è il numero del maschio murario nella parete considerata
- **z** è il livello di sezione considerato (da A ad F per ciascun maschio murario).

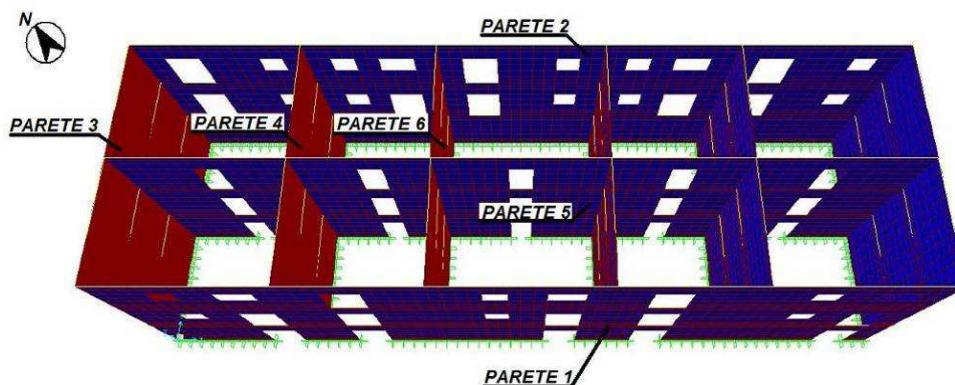


Figura: vista 3D dell'edificio con indicazione delle pareti verificate

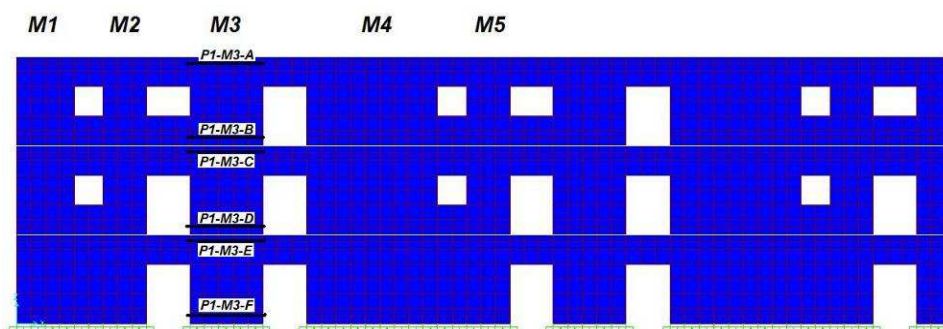


Figura: vista del prospetto frontale dell'edificio (P1) con esempio di definizione delle section cut di un maschio

Dato che l'edificio è composto dall'assemblaggio di singole U.S., i maschi murari si ripetono dopo il primo modulo: visto poi che i carichi derivanti da solai e copertura sono costanti per ciascun piano su tutta la loro estensione, è sufficiente eseguire le verifiche solo per ogni tipologia di maschio murario (senza verificare tutte le sezioni di tutti i maschi quindi). Si riporta in appendice l'esatta definizione di tutte le section cut definite.

### DEFINIZIONI DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

La combinazione di carico con la quale si eseguono le verifiche è quella sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$$

L'azione sismica  $E$  viene ricavata combinando gli effetti del sisma in una direzione con il 30% degli effetti del sisma nella direzione ortogonale; il software provvede in automatico a valutare le azioni del sisma nei due versi per ciascuna delle due direzioni. Si inserisce all'interno del programma lo spettro di progetto per la struttura, ottenuto dalla divisione dello spettro elastico definito nel cap. 8 per il fattore di struttura  $q$ , che nel caso in esame vale  $q = 3.6$  (vedi §7.8.1.3 delle NTC - costruzioni in muratura ordinaria a tre piani).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione ipotizzata.

Si considera una eccentricità pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Questa eccentricità si assume costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti, così come indicato al § 7.2.6 delle NTC.

Si calcolano di seguito le coppie torcenti ai vari piani, date dal prodotto delle eccentricità per l'entità delle forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma, ricavate dal procedimento lineare statico con l'utilizzo degli spettri di progetto.

#### Dimensioni edificio e relative eccentricità:

dir. X:  $l_x = 31.70 \text{ m}$ ,  $e_x = 1.59 \text{ m}$

dir. Y:  $l_y = 10.20 \text{ m}$ ,  $e_y = 0.51 \text{ m}$

#### Forze statiche equivalenti alle forze di inerzia:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  forza orizzontali da applicare alla massa i-esima

$W_i$  e  $W_j$  pesi rispettivamente della massa i e della massa j

$z_i$  e  $z_j$  quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j

W	peso complessivo della costruzione
$\lambda$	0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$ , altrimenti 1.0; nel nostro caso vale 0.85
g	accelerazione di gravità

NOTA: nel calcolo dei  $W_i$  sono stati considerati i pesi dei solai in combinazione sismica, i pesi dei cordoli del piano e la fascia di muratura di competenza del solaio considerato, pari a 3 m per i solai di piano tipo e 1.5 m per il solaio di copertura.

Nel caso in esame si ha:

$S_d(T_1) = 0.2894 g$  accelerazione spettrale ricavata dal 1° periodo di vibrazione

$S_d(T_2) = 0.2955 g$  accelerazione spettrale ricavata dal 2° periodo di vibrazione

Si sceglie in via semplificativa di ricavare le coppie torcenti con un'unica accelerazione per le due direzioni X e Y, la più gravosa delle due  $S_d(T) = 0.2955 g$ .

$$W = 8431 kN$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 2118 kN$$

$$W_1 = W_2 = 3137 kN \quad \text{peso dei due piani tipo (solaio, cordolo e muratura)}$$

$$W_3 = 1575 kN \quad \text{peso del piano copertura (copertura, cordolo e muratura)}$$

$$F_1 = 470 kN \quad \text{forze di inerzia da applicare al piano primo}$$

$$F_2 = 940 kN \quad \text{forze di inerzia da applicare ai piano secondo}$$

$$F_3 = 707 kN \quad \text{forza di inerzia da applicare al piano copertura}$$

#### Coppie torcenti di piano:

Le coppie da applicare ai piani (partendo dal primo piano) per le due direzioni valgono:

sisma in direzione X (" $M_x$ ")	sisma in direzione Y (" $M_y$ ")
$C_1 = 240 kNm$	$C_1 = 747 kNm$
$C_2 = 480 kNm$	$C_2 = 1495 kNm$
$C_3 = 361 kNm$	$C_3 = 1124 kNm$

#### Combinazioni di carico analizzate:

Si definiscono quindi le seguenti combinazioni di carico:

$$E_{SLV-X1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y + M_x$$

$$E_{SLV-X2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y - M_x$$

$$E_{SLV-Y1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x + M_y$$

$$E_{SLV-Y2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x - M_y$$

Le verifiche di seguito esposte sono state eseguite singolarmente per ciascuna delle combinazioni di carico ora riportate.

12.2.2 VERIFICA SLU A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO NEL PIANO

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Si esegue la verifica a pressoflessione nel piano controllando che il momento sollecitante di calcolo sia inferiore al momento resistente ultimo: questo viene ricavato assumendo la muratura come non reagente a trazione e con distribuzione non lineare delle compressioni sulla sezione, mediante la formula:

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$

dove

$l$  lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

$t$  spessore muratura

$\sigma_0$  tensione normale media di compressione riferita all'area totale della sezione

$f_d$  resistenza a compressione di calcolo della muratura

TAGLIO NEL PIANO

Si esegue la verifica a taglio nel piano controllando che il taglio sollecitante di calcolo sia inferiore al taglio resistente ultimo: questo viene ricavato mediante la formula:

$$V_u = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove

$l'$  lunghezza della parte compressa della parete

$t$  spessore muratura

$f_{vd}$  resistenza a taglio di calcolo della muratura, valutata in funzione della tensione normale media sulla parte compressa della sezione, come di seguito indicato

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

con  $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n$

$$\sigma_n = N / t \cdot l'$$

Dai fogli di calcolo impostati, riportati in appendice, si evince che tutte le sezioni definite risultano verificate sia nei confronti del taglio che del momento nel proprio piano, per tutte le quattro combinazioni di carico definite in precedenza.

Si riporta a titolo di esempio uno stralcio del foglio di calcolo, relativo alla verifica del pannello P1-M3 (vedere definizione dei pannelli riportata nel precedente paragrafo):

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X1																			
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!
P1-M3	P1-M3-A	Max	5.0	15.8	3.4			0.22		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.9	SI	19.5	SI
	P1-M3-A	Min	-4.1	13.2	-3.7			0.28		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	16.3	SI
	P1-M3-B	Max	19.5	48.5	9.7			0.20		SI	2.49	0.06	0.06	0.23	0.11	84.4	SI	58.8	SI
	P1-M3-B	Min	-20.8	36.5	-6.3			0.17		SI	2.49	0.05	0.05	0.22	0.11	82.0	SI	44.6	SI
	P1-M3-C	Max	10.7	72.1	3.7			0.05		SI	2.49	0.10	0.10	0.24	0.12	89.1	SI	86.3	SI
	P1-M3-C	Min	-5.2	55.5	-12.2			0.22		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.8	SI	67.0	SI
	P1-M3-D	Max	52.1	125.9	36.5	0.30	2.49	0.29	0.42	SI	2.49	0.17	0.17	0.27	0.13	99.9	SI	146.4	SI
	P1-M3-D	Min	-52.3	81.7	-32.4			0.40		SI	2.49	0.11	0.11	0.24	0.12	91.0	SI	97.3	SI
	P1-M3-E	Max	8.3	139.6	11.7			0.08		SI	2.49	0.19	0.19	0.27	0.14	102.6	SI	161.0	SI
	P1-M3-E	Min	-3.6	91.8	-23.4			0.26		SI	2.49	0.12	0.12	0.25	0.12	93.1	SI	108.8	SI
	P1-M3-F	Max	51.0	213.4	62.5			0.29		SI	2.49	0.29	0.29	0.31	0.16	117.4	SI	236.0	SI
	P1-M3-F	Min	-53.8	111.5	-67.7			0.61		SEZ. PARZ.	1.91	0.15	0.19	0.28	0.14	79.7	SI	130.6	SI

Figura: stralcio della tabella di verifica del pannello P1-M3 – combinazione E-SLV-X1

Per ciascuna sezione sono riportati:

- l'identificativo della sezione
- i valori degli sforzi sollecitanti di taglio nel piano (T), sforzo normale (N) e momento nel piano (M)
- la geometria della sezione resistente (spessore e lunghezza)
- l'eccentricità dello sforzo  $e = M / N$
- la valutazione se la sezione risulta interamente compressa
- il calcolo degli parametri necessari alle verifiche prima illustrati.



### 12.3 ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE

In condizioni non sismiche l'edificio è sottoposto sia a carichi verticali che a carichi orizzontali, rappresentati dall'azione laterale del vento.

Per il calcolo dei carichi trasmessi da solai alle pareti e per la valutazione su queste delle azioni fuori dal piano, è stato possibile realizzare un'analisi strutturale di tipo semplificata basata sullo schema dell'articolazione completa degli elementi strutturali; con questo metodo si è trascurato la continuità tra i muri e i solai e si è supposto che le reazioni di questi ultimi fossero applicate secondo l'asse dei muri stessi.

Le verifiche sono state condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Tra le verifiche riportate al § 4.5.6.2 relative agli SLU sono state eseguite:

- pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- carichi concentrati.

Le restanti verifiche sono state realizzate solo in condizioni sismiche in quanto più gravose; come indicato al § 4.5.6.3 le verifiche agli SLE non si sono rese necessarie, una volta soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU.

#### 12.3.1 VERIFICA SLU-PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Dato che per l'analisi strutturale viene adottata l'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, questo tipo di verifica è basata su un metodo semplificato impostato sulla valutazione delle eccentricità dei carichi verticali agenti sulle pareti; convenzionalmente le eccentricità sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione e alle azioni orizzontali, e sono determinate con i seguenti criteri:

- *Eccentricità totale dei carichi verticali*

Vengono definite due tipi di eccentricità,  $e_{s1}$ , che è l'eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare, ed  $e_{s2}$ , che è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica; queste sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario e sono definite dalle seguenti espressioni:

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

- $N_1$  e  $N_2$  sono rispettivamente il carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso e la reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- $d_1$  e  $d_2$  sono le eccentricità rispetto al piano medio del muro da verificare rispettivamente di  $N_1$  e  $N_2$ .

A questo punto l'eccentricità totale dei carichi verticali è data da:

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

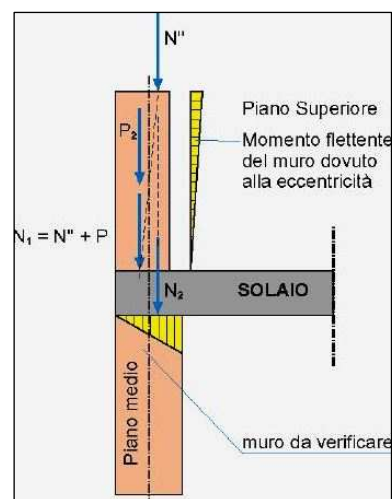


Figura: Eccentricità carichi verticali

- *Eccentricità dovuta alle tolleranze di esecuzione*

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura, si tiene conto anche di un'eccentricità accidentale che è data dalla seguente espressione, una volta nota l'altezza interna di piano  $h$ :

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

- *Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali del vento*

In questo caso una volta definiti con  $M_v$  ed  $N$  rispettivamente il massimo momento flettente dovuto al vento, considerato agente in direzione normale al piano della muratura, e lo sforzo normale nella sezione di verifica, si ottiene la seguente eccentricità con la seguente espressione:

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

Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 m; quindi la sollecitazione flettente può essere determinata nel primo caso considerando il comportamento a trave e nel secondo studiando il comportamento a lastra:

$$M_{v1} = \frac{q \cdot h^2}{8} \qquad M_{v2} = \frac{q \cdot h \cdot L}{27.4}$$

Una volta definite tali quantità, queste vengono combinate diversamente tra di loro mediante le seguenti espressioni, a seconda della sezione in cui deve essere eseguita la verifica (in seguito spiegata):

- per verifiche nella sezione di estremità superiore:  $e = e_1 = |e_s| + e_a$
- per verifiche nella sezione dove è massimo il momento  $M_v$ :  $e = e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$

In entrambi i casi le eccentricità di calcolo devono rispettare i seguenti limiti:

$$e_a \leq e_1 \text{ o } e_2 \leq 0.33 \cdot t$$

dove  $t$  è lo spessore della parete da verificare; la limitazione superiore dell'intervallo equivale ad ammettere che la parzializzazione massima consentita sia pari alla metà dello spessore del muro.

Il passo successivo è quello di calcolare il coefficiente di eccentricità ( $m$ ) e la snellezza della parete ( $\lambda$ ), definiti dalle seguenti relazioni:

$$m = \frac{6 \cdot e}{t} \qquad \lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{(\rho \cdot h)}{t}$$

Nella valutazione della snellezza della parete  $h_0$  rappresenta la lunghezza libera di inflessione del muro, determinata tramite il fattore  $\rho$ , che tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali; questo è assunto pari a 1 per muro isolato e i valori riportati nella tabella seguente, quando il muro di spessore  $t$  non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore  $s$  e  $s'$  non inferiore a 20 cm, e di lunghezza  $l$  non inferiore a  $0.3h$  ( $l$  è comprensiva anche della metà dello spessore  $t$  del muro irrigidito), posti ad interasse  $a$ .

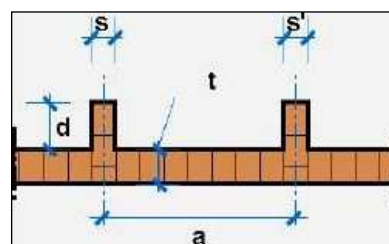


Figura: Schema planimetrico del vincolo laterale di due pareti

Se uno dei muri trasversali ha aperture, la funzione di irrigidimento viene comunque assolta nel caso lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno  $d=h/5$  ( $h$  è l'altezza del muro irrigidito); in caso contrario  $\rho$  assume il valore 1:

$h/a$	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Figura: Tabella relativa ai valori del fattore laterale di vincolo

La verifica da eseguire è soddisfatta se risulta:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A$$

dove  $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura,  $A$  è l'area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture e  $\Phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale; tale coefficiente si ricava dalla tabella seguente una volta calcolati i parametri di eccentricità e di snellezza  $m$  e  $\lambda$  sopra definiti:

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

Figura: Tabella relativa ai valori del coefficiente  $\Phi$

Le verifiche sono state condotte su sette fasce murarie appartenenti ciascuna ad una delle pareti evidenziate nell'immagine seguente; come si può vedere sono stati scelti sia muri interni, sollecitati maggiormente a carichi verticali, che muri esterni, i quali risultano soggetti all'azione diretta del vento:

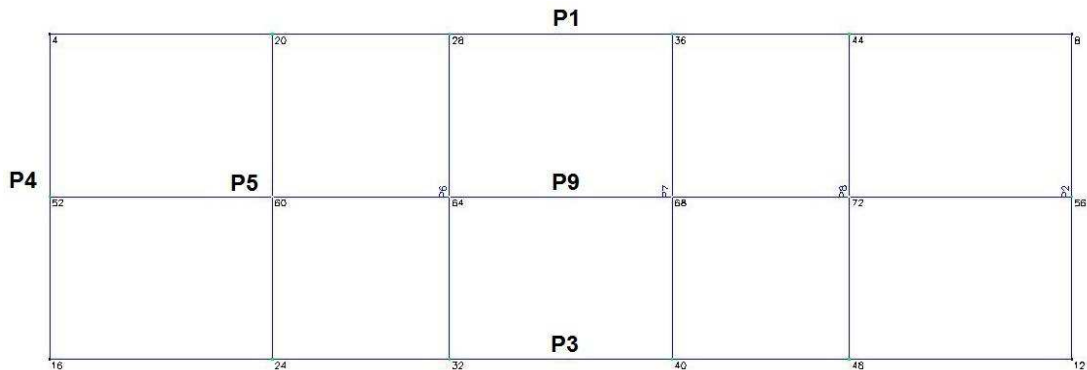


Figura: Planimetria dell'edificio con evidenziazione delle pareti analizzate

Di seguito vengono riportate le immagini che individuano le fasce murarie su cui sono state eseguite le verifiche, con l'indicazione anche delle zone di influenza dei carichi verticali di loro competenza; per ciascuna fascia sono state realizzate verifiche ad ogni piano dell'edificio in tre differenti sezioni (due di estremità e una intermedia), come mostrato nell'immagine qui a fianco:

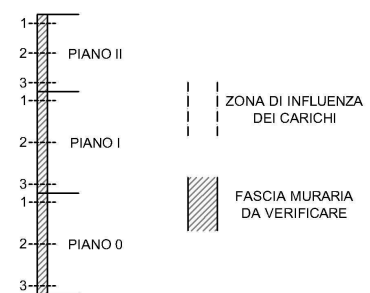


Figura: Schema delle sezioni verificate e legenda fasce analizzate

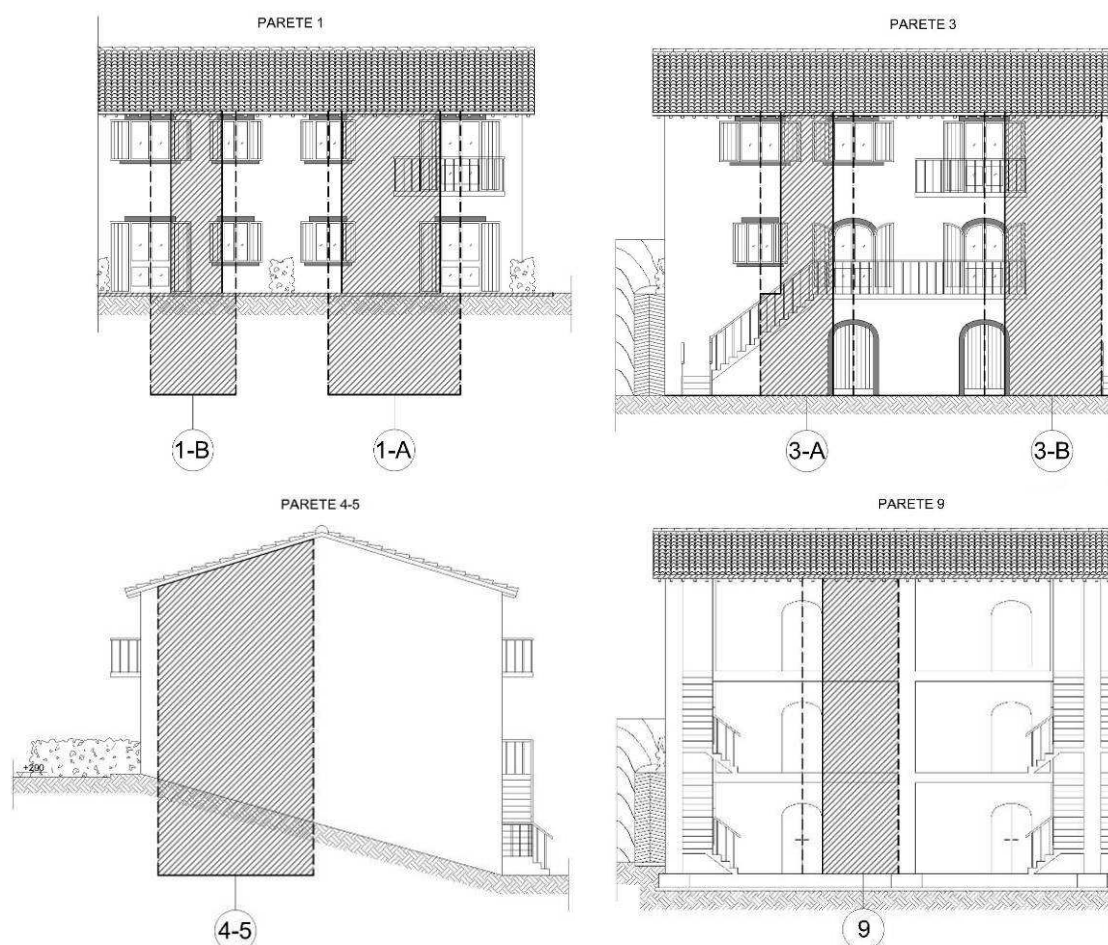


Figure: Individuazione delle fasce murarie su cui sono state eseguite le verifiche agli SLU

Le azioni che gravano su queste pareti, calcolate in funzione delle rispettive superfici di influenza, sono quelle derivanti dal solaio di copertura, dai solai di piano, dai balconi oltre che dal peso proprio dei cordoli e della muratura stessa, i cui i valori caratteristici in termini di carichi permanenti e accidentali sono riportati nel cap. 8.

La combinazione agli SLU più gravosa con cui sono state eseguite le verifiche è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot (Q_{k\_Cat.A} + \psi_{0\_Cat.C} \cdot Q_{k\_Cat.C} + \psi_{0\_Neve} \cdot Q_{k\_Neve} + \psi_{0\_Vento} \cdot Q_{k\_Vento})$$

dove

- $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1.3$ , dato che i carichi permanenti  $G_2$  sono compiutamente definiti;
- $\gamma_{Qi} = 1.5$ ;
- $\psi_{0\_Cat.C} = 0.7$ ,  $\psi_{0\_Neve} = 0.5$  e  $\psi_{0\_Vento} = 0.6$ .

Le verifiche a pressoflessione per carichi laterali risultano soddisfatte per tutti i casi analizzati; qui di seguito si riporta un calcolo completo relativo alla fascia muraria 1-A, mentre per quanto riguarda le restanti pareti i fogli di calcolo sono riportati nell'appendice dei calcoli:

## PARETE 1-A

## PIANO II

## GEOMETRIA

Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	8.17	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	8790	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	8790	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	8790	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	25.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	9.58	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	$N_2$	25.86	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	2.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	2.39	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N^{(h/2)}$	49.04	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.68	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	1.82	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	4.88	cm

## ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	3.73	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	6.74	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.75	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.57				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	1.35	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.37				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mmq						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI.2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>35</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b><math>N_{Rd1,rid}</math></b>	<b>999</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.04</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>49</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b><math>N_{Rd2,rid}</math></b>	<b>644</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.08</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>63</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b><math>N_{Rd3}</math></b>	<b>1758</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.04</b>

## PIANO I

## GEOMETRIA

Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	8790	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	8790	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	8790	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	25.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	72.22	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	86.75	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d'_2$	6.67	cm
Reazione di appoggio balcone	$N''_2$	20.46	kN
Eccentricità di $N''_2$ rispetto al piano medio	$d''_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	2.91	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N^{(h/2)}$	194.42	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	1.01	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	3.22	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	1.50	cm



## ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	5.58	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	4.29	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	1.12	-	→	$\Phi(m1,\lambda)$	0.43		
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.86	-	→	$\Phi(m2,\lambda)$	0.52		
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>					
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-					Nd/NRd
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>d1</sub></b>	<b>179</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d1,rid</sub></b>	<b>755</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.24</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>d2</sub></b>	<b>194</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d2,rid</sub></b>	<b>907</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.21</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>d3</sub></b>	<b>209</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d3</sub></b>	<b>1758</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.12</b>

## PIANO 0

## GEOMETRIA

Lunghezza parete	L	393	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	11790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	11790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	11790	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	25.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	218.99	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	86.75	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(h/2)</sub>	327.16	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	1.79	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	1.89	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

## ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	5.03	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	2.52	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	1.01	-	→	$\Phi(m1,\lambda)$	0.47		
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.50	-	→	$\Phi(m2,\lambda)$	0.63		
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>					
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-					Nd/NRd
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>d1</sub></b>	<b>306</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d1,rid</sub></b>	<b>1103</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.28</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>d2</sub></b>	<b>327</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d2,rid</sub></b>	<b>1483</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.22</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>d3</sub></b>	<b>349</b>	<b>kN</b>	<	<b>NR<sub>d3</sub></b>	<b>2358</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato 0.15</b>

La fascia analizzata risulta una delle più caricate, tuttavia come si può vedere il tasso di resistenza richiesto alla muratura è esiguo, nell'ordine del 30%. Questo è dovuto al fatto che la struttura realizzata in blocchi Poroton è di per sé abbastanza leggera, visto che il peso del materiale è pari a 8.45 kN/mc.

## 12.3.2 VERIFICA SLU - CARICHI CONCENTRATI

Le NTC 2008 prescrivono di condurre tale verifica con riferimento a normative di comprovata validità; facendo riferimento al § 5.4.6.2.4 del DM 14/09/2005 la verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c \cdot f_d \cdot A_c$$

dove  $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura,  $A_c$  è l'area di appoggio e  $\beta_c$  è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura.

Se gli elementi della muratura non sono di Categoria I (come nel caso in oggetto), il fattore  $\beta_c$  può essere assunto pari a 1. Inoltre deve essere verificato che l'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di  $t/4$ .

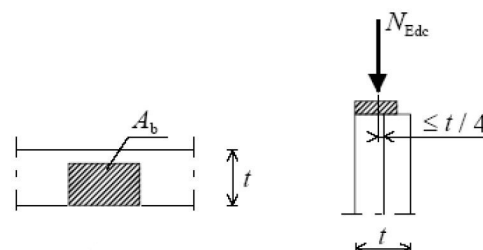


Figura: Schema per le verifiche a carichi concentrati

Questa verifica è stata eseguita in corrispondenza degli appoggi delle travi dei solai dei piani intermedi e di copertura, sia nei muri interni in cui sono presenti le reazioni di appoggio di due travi, che nei muri esterni in cui appoggia una sola trave.

- **Solaio di copertura**

La reazione di appoggio agli SLU di una singola trave, di dimensione 18x22 cm, è pari a  $N_d = 31.23$  kN; le verifiche nel muro sia esterno che interno, di spessore  $t=30$  cm, sono soddisfatte in quanto:

- **muro esterno:** la trave appoggia per una lunghezza  $l_p=25$  cm per cui:

$$N_{dc} = 31.23 \text{ kN} < N_{Rdc} = 90 \text{ kN} \quad e = \frac{t}{2} - \frac{l_p}{3} = 6.67 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 7.50 \text{ cm}$$

- **muro interno:** ciascuna trave appoggia per una lunghezza  $l_p = 14$  cm; la verifica ad eccentricità è soddisfatta considerando l'azione simultanea delle due travi:

$$N_{dc} = 31.23 \text{ kN} \leq N_{Rdc} = 50.4 \text{ kN} \quad e = 0 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 7.50 \text{ cm}$$

- **Solaio di piano**

La reazione di appoggio agli SLU di una singola trave, di dimensione 18x20 cm, è pari a  $N_d = 32.07$  kN; le verifiche nel muro sia esterno che interno, di spessore costante  $t=30$  cm, sono soddisfatte in quanto:

- **muro esterno:** la trave appoggia per una lunghezza  $l_p=25$  cm per cui:

$$N_{dc} = 32.07 \text{ kN} < N_{Rdc} = 90 \text{ kN} \quad e = \frac{t}{2} - \frac{l_p}{3} = 6.67 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 7.50 \text{ cm}$$

- **muro interno:** ciascuna trave appoggia per una lunghezza  $l_p=14$  cm; la verifica ad eccentricità è soddisfatta considerando l'azione simultanea delle due travi:

$$N_{dc} = 32.07 \text{ kN} \leq N_{Rdc} = 50.4 \text{ kN} \quad e = 0 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 7.50 \text{ cm}$$

## 13 . PROGETTAZIONE STRUTTURA IN PIETRAMME

### 13.1 ANALISI SISMICA - ANALISI STATICA NON LINEARE

Anche per l'edificio realizzato con muratura di pietrame è stata eseguita un'analisi sismica mediante l'impiego dell'analisi statica non lineare, realizzata anche in questo caso mediante il software di calcolo 3Muri della S.T.A. DATA s.r.l..

In questo paragrafo, oltre a realizzare le verifiche strutturali, sono stati confrontati i risultati ottenuti con questa tecnologia con quelli ottenuti con la struttura in Poroton.

#### 13.1.1 MODELLAZIONE STRUTTURA

Partendo dalla modellazione strutturale realizzata per l'altra tipologia di muratura, con pochi interventi è stato ottenuto il modello su cui eseguire l'analisi sismica: infatti non variando la geometria delle pareti portanti dell'edificio, sono state definite innanzitutto le caratteristiche meccaniche della muratura di pietrame e del cls, in cui è stata tenuta conto la fessurazione degli stessi (come richiesto al § 7.2.6).

Dopodiché per ciascun livello sono stati assegnati gli spessori dei pannelli murari, che partendo dal piano superiore assumo i valori di 60-75-90 cm; inoltre sono stati definiti i parametri geometrici e di armatura dei cordoli in c.a..

Per quanto riguarda la definizione degli orizzontamenti, dei balconi e delle aperture non ci sono state variazioni rispetto al precedente modello, a meno del solaio di copertura che, come visto in precedenza, è sempre del tipo in legno con travetti affiancati ma con doppio tavolato anziché soletta strutturale in c.a..

Una volta eseguite tali operazioni il modello ottenuto è del tutto simile a quello precedente, ed è come quello mostrato nell'immagine qui a fianco:

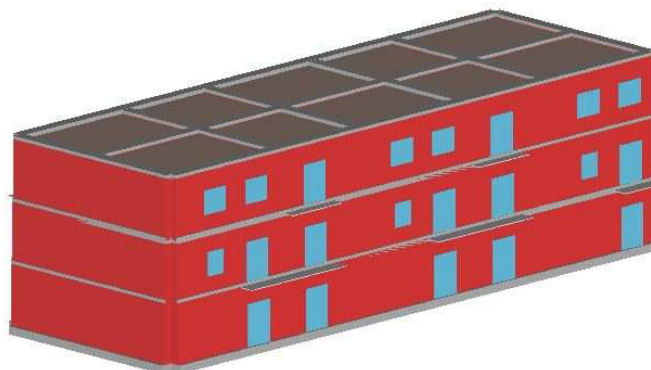


Figura: Vista 3D del modello realizzato

#### 13.1.2 ANALISI SISMICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA

I parametri dell'azione sismica erano già stati inseriti nel modello precedente, quindi si è proceduto immediatamente alla definizione dell'analisi sismiche da realizzare, ricordando che in questa progettazione, oltre a tener conto delle prescrizioni delle NTC relative al § 7 (*progettazione per azioni sismiche*), è stato fatto riferimento anche al § 8 (*costruzioni esistenti*) dato che nella costruzione ex-novo dell'edificio i materiali impiegati sono ricavati dal recupero del materiale esistente del paese.

Rammentando quanto riportato precedentemente, la normativa al § 7.3.5 indica che se la risposta sismica viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (X e Y) del carico sismico è applicata separatamente e come riportato al § 3.2.4, con la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni del tipo:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

valida per le verifiche sia agli SLV che agli SLD; inoltre gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove  $\psi_{2\_Cat.A} = 0.3$ ,  $\psi_{2\_Cat.C} = 0.6$  e  $\psi_{2\_Neve} = 0$ .

I pannelli murari e gli elementi in c.a. sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio. Per quanto riguarda i criteri di resistenza e spostamento dei pannelli murari si fa riferimento sempre a quanto indicato al § 7.8.2.2.

Tuttavia riferendosi sempre alle verifiche a pressoflessione e taglio nel piano, la circolare al § C.8.7.1.4 fornisce valori leggermente diversi nella valutazione degli spostamenti ultimi (*drift*); inoltre il § C.8.7.1.5 indica come criterio di valutazione di resistenza a taglio nel caso di muratura irregolare, quella per fessurazione diagonale:

- *Pressoflessione nel piano*

$$M_u = \left( \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left( l - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right) \quad \delta_{u,Pr\ essoflessione} = 0.6\%$$

- *Taglio nel piano*

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad \delta_{u,Taglio} = 0.4\%$$

Per effettuare l'analisi statica non lineare, applicabile indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo (come riportato al § C.8.7.1.4) vengono definite in normativa al § 7.3.4.1 due tipologie di distribuzioni di forze sismiche, una proporzionale al 1° modo di vibrare (Gruppo 1) e l'altra proporzionale alle masse (Gruppo 2).

Il programma ha permesso quindi di analizzare la struttura secondo tali prescrizioni e tenendo conto anche delle eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, assegnando un'eccentricità accidentale al centro di massa, come indicato al § 7.2.6; assegnato come punto di controllo un nodo baricentrico del terzo livello della struttura sono state fatte eseguire 24 tipi di analisi, come mostrato qui a fianco.

Le verifiche di sicurezza sia agli SLV che agli SLD sono consistite nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento, oltre che alla verifica solo agli SLV del limite imposto per il parametro  $q^*$ , così come indicato al § 7.8.1.6:

$$D_{max} \leq D_u \quad q^* \leq 3 \text{ (SLV)}$$

$$D_{max} \leq D_u \text{ (SLD)}$$

Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]
+X	Masse	0.0
+X	1° modo	0.0
-X	Masse	0.0
-X	1° modo	0.0
+Y	Masse	0.0
+Y	1° modo	0.0
-Y	Masse	0.0
-Y	1° modo	0.0
+X	Masse	51.0
+X	Masse	-51.0
+X	1° modo	51.0
+X	1° modo	-51.0
-X	Masse	51.0
-X	Masse	-51.0
-X	1° modo	51.0
-X	1° modo	-51.0
+Y	Masse	158.5
+Y	Masse	-158.5
+Y	1° modo	158.5
+Y	1° modo	-158.5
-Y	Masse	158.5
-Y	Masse	-158.5
-Y	1° modo	158.5
-Y	1° modo	-158.5

I criteri per determinare la capacità di spostamento della struttura, così come quelli inerenti la determinazione della domanda di spostamento, sono gli stessi riportati in precedenza.

Il programma ha fornito una schermata riassuntiva con i risultati e le verifiche di ciascuna analisi; come si può vedere l'edificio realizzato in pietrame risulta verificato:

Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Alfa u
+X	Masse	0.0	0.49	1.65	1.015	0.20	1.23	1.761
+X	1° modo	0.0	0.97	1.44	1.396	0.25	1.21	1.258
-X	Masse	0.0	0.49	1.40	1.022	0.20	0.61	1.592
-X	1° modo	0.0	0.88	1.21	1.288	0.25	0.94	1.180
+Y	Masse	0.0	1.06	1.53	1.325	0.30	1.51	1.234
+Y	1° modo	0.0	1.27	2.61	1.362	0.37	1.94	1.600
-Y	Masse	0.0	1.11	1.48	1.404	0.30	0.59	1.180
-Y	1° modo	0.0	1.31	2.22	1.420	0.37	0.73	1.405
+X	Masse	51.0	0.49	1.62	1.018	0.20	1.23	1.742
+X	Masse	-51.0	0.49	1.63	1.014	0.20	1.23	1.745
+X	1° modo	51.0	0.97	1.60	1.415	0.25	1.23	1.353
+X	1° modo	-51.0	0.96	1.29	1.399	0.25	1.22	1.185
-X	Masse	51.0	0.49	1.42	1.022	0.20	0.63	1.607
-X	Masse	-51.0	0.50	1.38	1.024	0.20	0.61	1.576
-X	1° modo	51.0	0.88	1.21	1.288	0.25	0.91	1.178
-X	1° modo	-51.0	0.89	1.24	1.288	0.25	0.94	1.195
+Y	Masse	158.5	1.11	1.12	1.400	0.30	1.12	1.002
+Y	Masse	-158.5	1.07	1.21	1.340	0.30	1.21	1.071
+Y	1° modo	158.5	1.31	1.63	1.420	0.37	1.60	1.142
+Y	1° modo	-158.5	1.29	1.98	1.387	0.38	1.96	1.305
-Y	Masse	158.5	1.13	1.21	1.422	0.30	0.90	1.042
-Y	Masse	-158.5	1.14	1.19	1.436	0.30	0.91	1.026
-Y	1° modo	158.5	1.32	1.99	1.429	0.37	1.24	1.301
-Y	1° modo	-158.5	1.33	1.83	1.449	0.37	1.31	1.224

Figura: Verifica delle analisi statiche non lineari della struttura in pietrame

Nella tabella precedente oltre ai risultati delle verifiche agli SLV e SLD sono stati riportati anche i valori di rischio sismico di danno severo ( $\alpha_u$ ); come si può vedere la struttura risulta totalmente verificata anche se con un grado di soddisfazione limitato, come dimostra il fatto che molte analisi sono al limite della verifica.

Ad esempio nel caso di +Y (masse) con +e la domanda di spostamento è pari a 1.11 cm a dispetto di una capacità della struttura di 1.12 cm; una conferma la fornisce anche il valore di rischio sismico che è poco superiore all'unità e vale  $\alpha_u = 1.002$ .

Di seguito viene inizialmente fatto un confronto tra i risultati ottenuti in alcune analisi relative alla struttura in pietrame, dopodiché vengono confrontati con quelli ottenuti con la struttura in Poroton, in modo tale da trarre indicazioni sul differente comportamento strutturale.

NOTA: In questo caso non si è proceduto alla valutazione della conformità dei risultati ottenuti dal software nei confronti delle indicazioni normative inerenti l'esecuzione dell'analisi sismica, dato che questo argomento è stato trattato ampiamente nella parte relativa allo studio della struttura in Poroton.

### 13.1.3 CONFRONTO DEI RISULTATI DELLA STRUTTURA IN PIETrame

Una volta eseguito le verifiche ed estrapolati i grafici delle analisi push-over, è stato interessante mettere a confronto le varie curve di capacità ottenute, cercando di trarre delle indicazioni sul comportamento strutturale dell'edificio al variare delle condizioni di analisi considerate. Come fatto nel caso della struttura in Poroton si studieranno



inizialmente i risultati derivanti dall'azione sismica in direzione x e y con le due differenti distribuzioni di forze e in assenza di eccentricità; dopodiché si valuteranno le differenze indotte dal considerare le azioni sismiche con verso contrario e al variare delle eccentricità accidentali.

- **Direzione +X con e=0**

Le curve di capacità ottenute con le due distribuzioni di carico sono le seguenti:

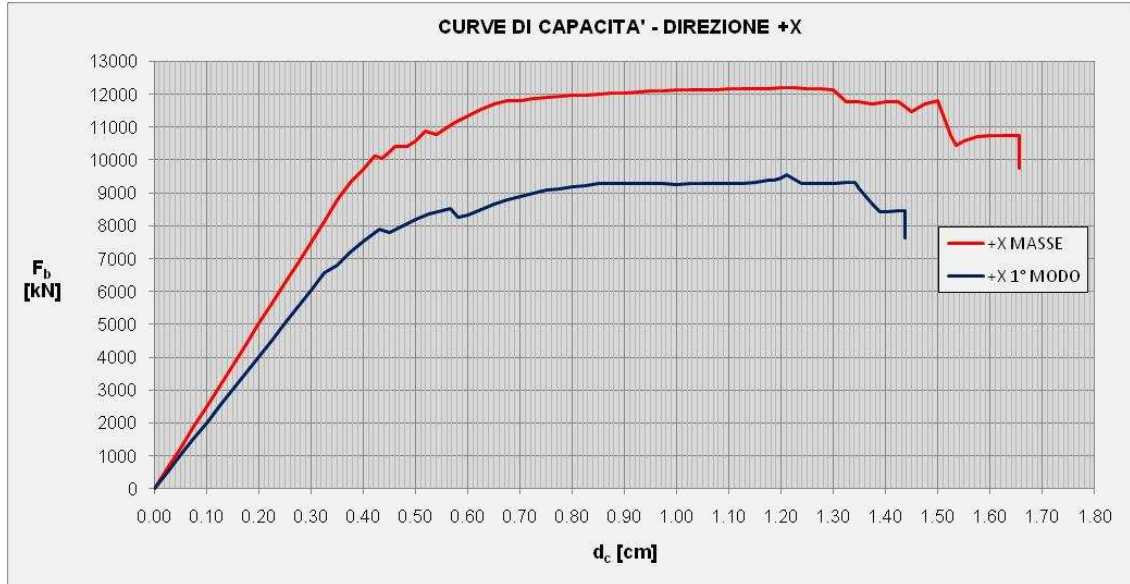


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X con e=0

Nel caso di distribuzione di forze proporzionale alle masse il taglio alla base e lo spostamento massimi raggiungibili dalla struttura sono rispettivamente circa il 30% e il 15% maggiori di quelli che si hanno con la distribuzione proporzionale al 1° modo. In termini di comportamento strutturale le osservazioni fatte portano agli stessi risultati descritti nel caso della struttura in Poroton; valutando infatti la parete P9 si nota come la distribuzione proporzionale alle masse permette di cogliere la rottura dei livelli inferiori, mentre la distribuzione proporzionale al 1° modo quella dell'ultimo piano.

Facendo riferimento alla legenda qui a fianco indicante le tipologie di rottura, si riportano due immagini relative alla parete considerata, valutata all'ultimo passo dell'analisi push-over, a seconda della tipologia di gruppo di forze agente:

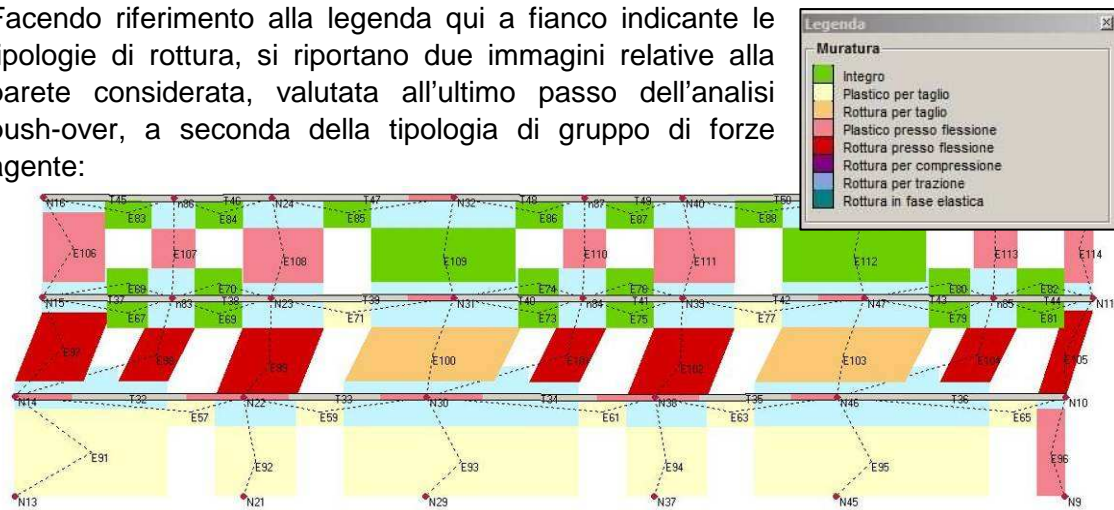


Figura: Meccanismi di danno nella parete P9 per azione sismica +X (masse) con e=0

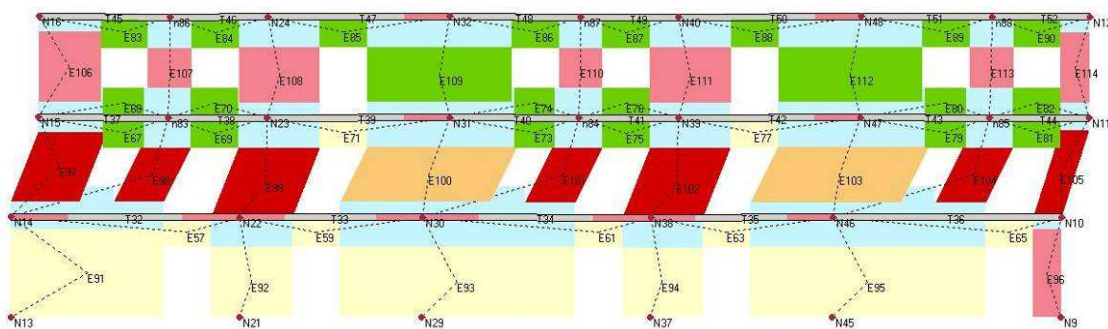


Figura: Meccanismi di danno nella parete P9 per azione sismica +X (1° modo) con e=0

Riprendendo i valori riportati dal software 3Muri inerenti i parametri che descrivono il sistema equivalente ad un g.d.l. si hanno:

$$T^* = 0.144s \quad \mu_D = 3.56 \text{ per } +X \text{ (masse)}$$

$$T^* = 0.162s \quad \mu_D = 3.20 \text{ per } +X \text{ (1° modo)}$$

- *Direzione +Y con e=0*

Le curve di capacità ottenute con le due distribuzioni di carico sono le seguenti:

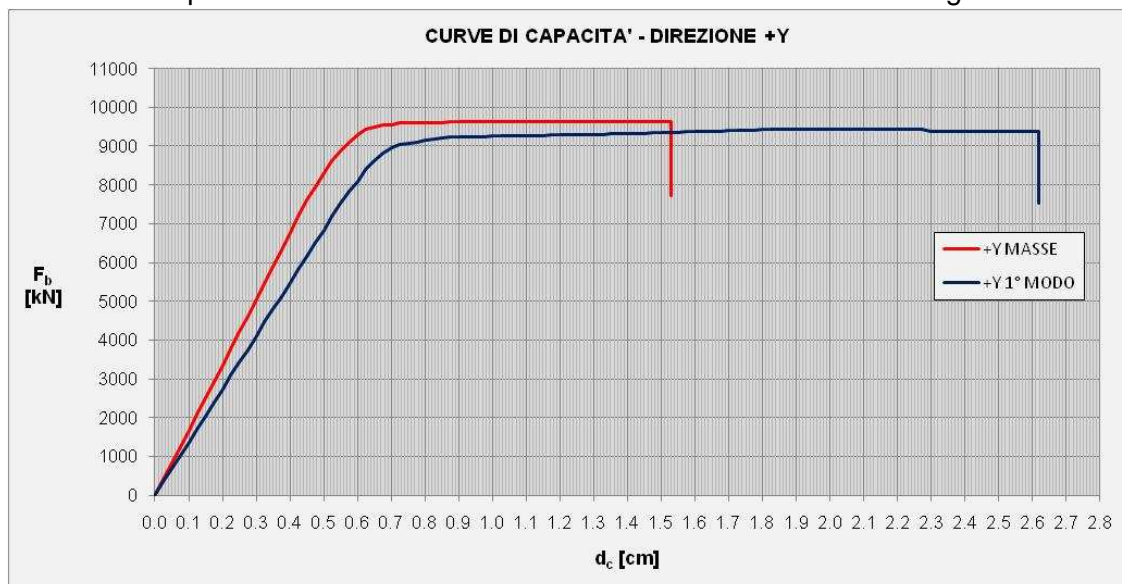


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +Y con e=0

Nel caso di distribuzione di forze proporzionale alle masse, il taglio alla base è circa il 2% maggiore del taglio ottenuto con la distribuzione di forze proporzionale al 1° modo; in termini di spostamenti invece si ha uno spostamento maggiore del circa 40% a favore del secondo gruppo di forze.

In termini di comportamento strutturale le osservazioni fatte portano agli stessi risultati descritti per il caso precedente; facendo riferimento per entrambi i casi alla parete interna trasversale P8 si riportano le due immagini indicanti le tipologie di rottura:

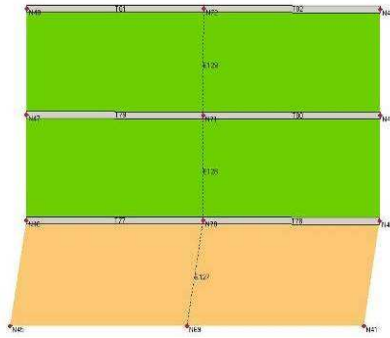


Figura: Meccanismi di danno nella parete P8 per azione sismica +Y (masse) con e=0

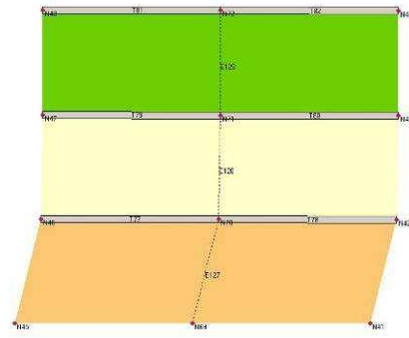


Figura: Meccanismi di danno nella parete P8 per azione sismica +Y (1° modo) con e=0

I parametri che descrivono il sistema equivalente ad un g.d.l. sono:

$$T^* = 0.176s \quad \mu_D = 2.70 \text{ per } +X \text{ (masse)}$$

$$T^* = 0.195s \quad \mu_D = 3.85 \text{ per } +X \text{ (1° modo)}$$

- *Direzione +X e +Y con e=0*

Mettendo a confronto le curve di capacità dei due casi precedenti si ottiene il seguente risultato grafico:

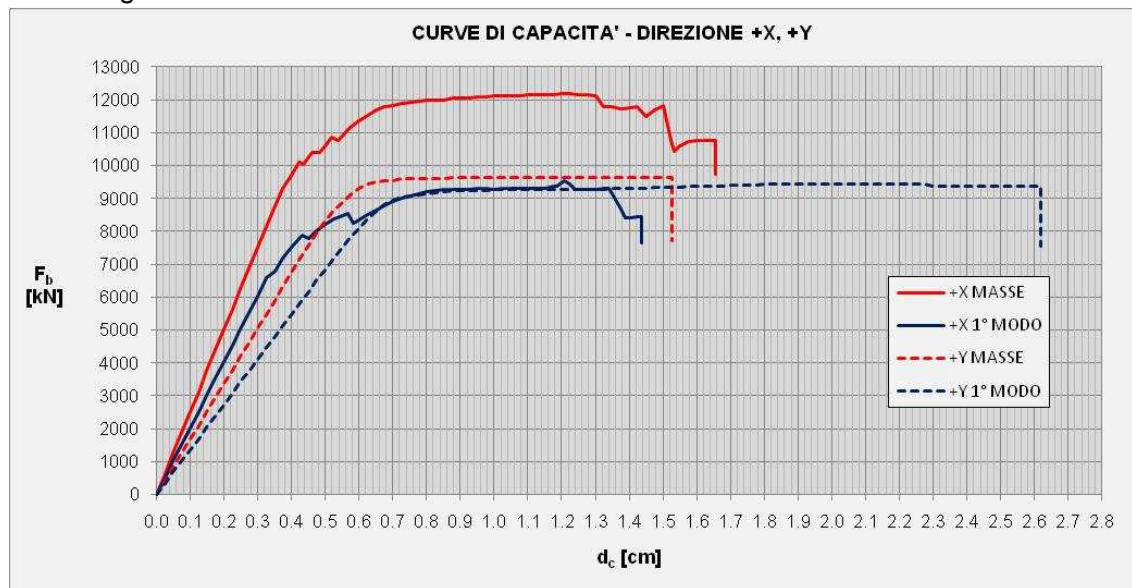


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X e +Y con e=0

La struttura con sisma in direzione +X è in grado di sostenere un taglio massimo alla base nell'ordine delle 1200 t contro le 960 t massime raggiungibili nell'altra direzione, ottenuto con la tipologia di azione sismica proporzionale alle masse (la differenza è quindi nell'ordine del 25%); in termini di spostamenti la differenza maggiore fra le due direzioni si ha valutando il gruppo di forze proporzionale al 1° modo in cui si ottiene un incremento circa dell'80% applicando l'azione in direzione +Y piuttosto che in direzione +X.

Facendo un raffronto dei risultati in termini di duttilità ( $\mu_D$ ) è possibile vedere come in direzione +Y si ottenga il valore minore:  $\mu_{D,\min} (+Y) = 2.70$  e  $\mu_{D,\min} (+X) = 3.20$ .

- *Direzione +X (masse) con  $\pm e$*

Considerando una sola tipologia di azione (quella proporzionale alle masse) sono stati messi a confronto le curve di capacità della struttura ottenute valutando l'effetto delle eccentricità accidentali aggiuntive (quelle prescritte dalla normativa).

Come si può vedere dal grafico riportato qui di seguito le differenze sono poco evidenti e riguardano solo l'entità dello spostamento massimo raggiungibile dalla struttura (la differenza massima è solo del 2% fra le due configurazioni limite):

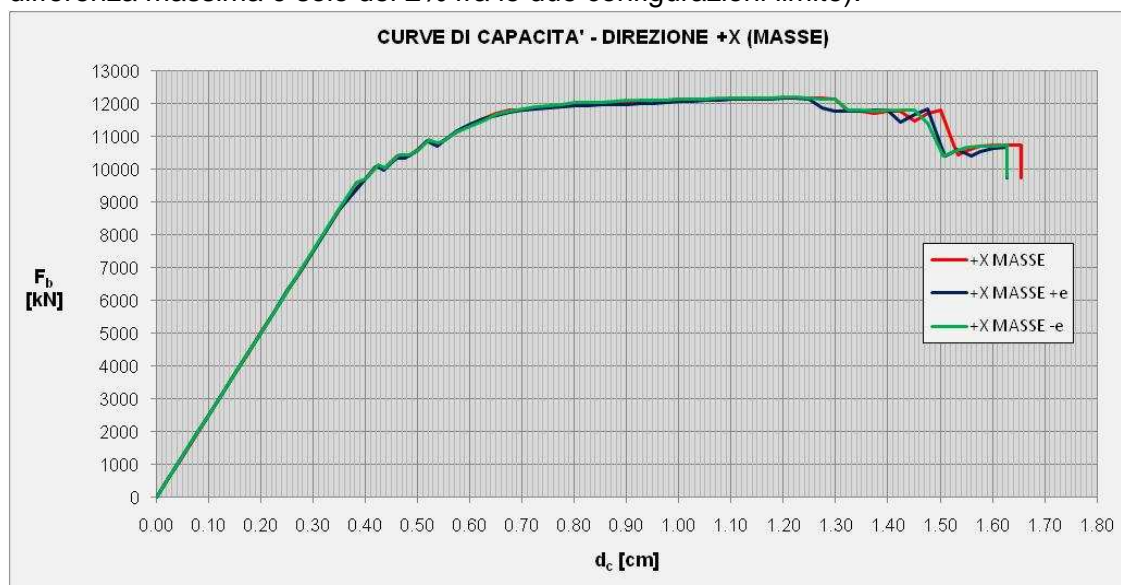


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X (masse) con  $\pm e$

- **Direzione +Y (masse) con  $\pm e$**

Come per il caso precedente è stato valutato l'effetto delle eccentricità accidentali aggiuntive sulle curve di capacità della struttura, sollecitata da forze proporzionali alle masse.

Come si può vedere dal grafico riportato qui di seguito le differenze in questo caso sono più evidenti e riguardano sia l'entità del taglio alla base che dello spostamento massimo raggiungibile; fra le due configurazioni limite si ha una differenza del 3% in termini di forze e del 35% in termini di spostamenti:

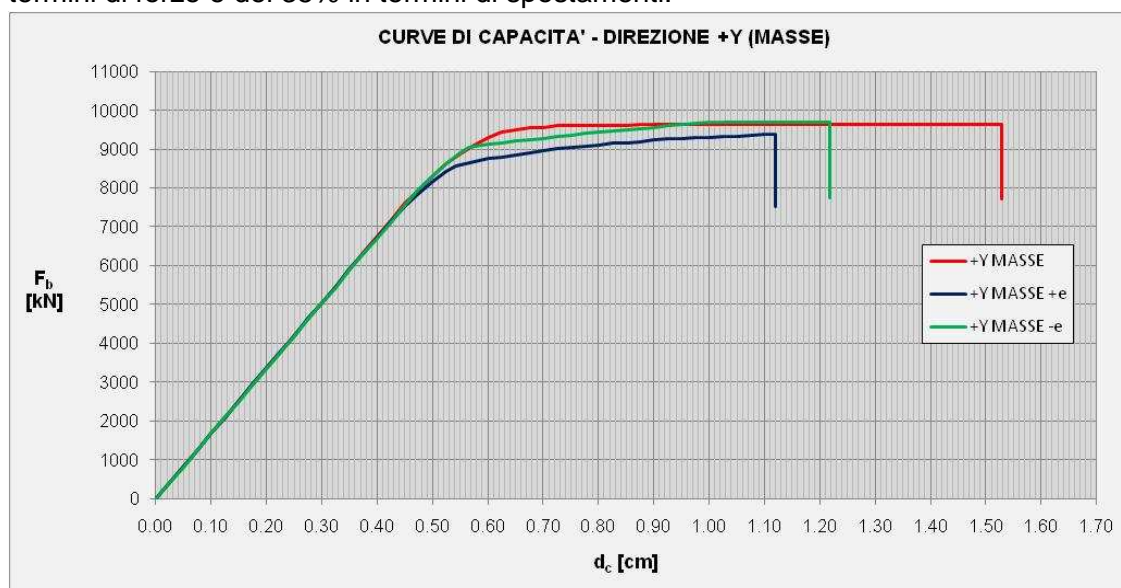


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +Y (masse) con  $\pm e$



### 13.1.4 CONFRONTO DEI RISULTATI DELLE DUE STRUTTURE IN MURATURA

Le strutture in pietra e Poroton sono state entrambe verificate dal punto di vista sismico mediante la stessa tipologia di analisi strutturale; da un primo confronto dei risultati si nota però come il grado di soddisfacimento delle verifiche sia sostanzialmente diverso: la struttura in Poroton è verificata con ampi margini di sicurezza e lo stesso non si può dire per la struttura in pietra.

Prendendo come parametro di confronto attendibile il rischio sismico ( $\alpha_u$ ) raggiunto nelle due tipologie di struttura su uno stesso tipo di analisi (+Y (masse) con + e) si ha:

$$\alpha_{u-Poroton} = 2.545 \quad \alpha_{u-Pietrame} = 1.002$$

Confrontando il periodo riferito al sistema ad un g.d.l. si può notare come la struttura in Poroton sia molto più rigida della corrispondente struttura in pietra per entrambe le direzioni, infatti abbiamo:

$$T_{Poroton}^* \cong 0.083 \text{ s e } T_{Pietrame}^* \cong 0.150 \text{ s (in direzione X)}$$

$$T_{Poroton}^* \cong 0.091 \text{ s e } T_{Pietrame}^* \cong 0.185 \text{ s (in direzione Y)}$$

In termini di duttilità, riferita sempre al sistema ad un g.d.l., si ha anche in questo caso una diminuzione nella struttura in pietra sempre in entrambe le direzioni:

$$\mu_{D,\min-Poroton} \cong 5.44 \text{ e } \mu_{D,\min-Pietrame} \cong 3.20 \text{ (in direzione X)}$$

$$\mu_{D,\min-Poroton} \cong 8.54 \text{ e } \mu_{D,\min-Pietrame} \cong 2.70 \text{ (in direzione Y)}$$

Infine è stato eseguito un confronto in termini di curve di capacità prodotte dalla stessa tipologia di distribuzione di forze (masse):

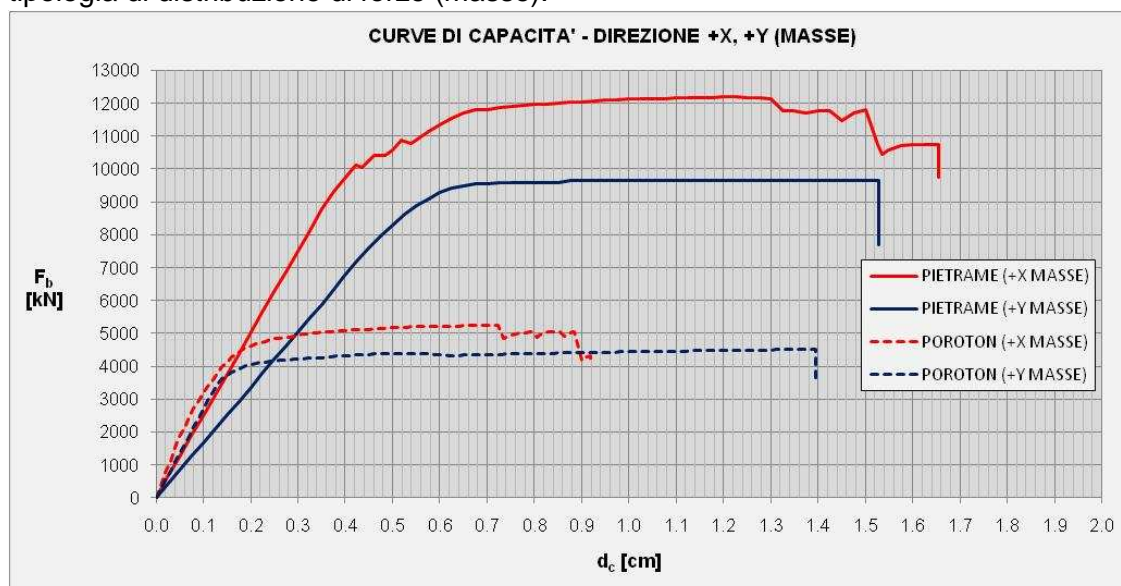


Figura: Curve di capacità agli SLV per sisma in direzione +X e +Y (masse) per edificio in Poroton e pietra

La struttura in pietra con sisma in direzione +X è in grado di sostenere un taglio massimo alla base nell'ordine delle 1200 t contro le 550 t massime raggiungibili nella struttura in Poroton nella stessa direzione (la differenza è quindi nell'ordine del 120%), paragonabile in ordine percentuale alla differenza che c'è nell'altra direzione; in termini di spostamenti la differenza in direzione +X è nell'ordine dell'80% e mentre in direzione +Y è nell'ordine del 10%, sempre a favore della struttura in pietra.



### 13.2 ANALISI SISMICA - ANALISI DINAMICA LINEARE

Si esegue di seguito l'analisi dinamica modale della struttura associata allo spettro di risposta al fine di eseguire un confronto con le verifiche svolte mediante l'analisi statica non lineare. Si riutilizza il modello creato per l'analisi della struttura in Poroton, modificando tutti i parametri necessari alla corretta definizione del comportamento della struttura stavolta pensata in muratura di pietrame. Si veda la sezione relativa alla muratura di Poroton per la descrizione approfondita della modellazione effettuata; di seguito si riportano unicamente le variazioni apportate al modello.

#### 13.2.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

##### MASSE

Come fatto nel precedente modello, per tenere conto delle masse di ciascun piano è stato introdotto uno *special joint* per ciascun livello, al quale è stata attribuita la massa totale di piano (intesa come massa di solaio dovuta ai carichi permanenti e accidentali, valutati in combinazione sismica) e l'inerzia rotazionale di tale massa.

Rispetto al modello in Poroton, cambiano i valori relativi alla copertura in quanto si sceglie di realizzarla con doppio tavolato ligneo incrociato al posto della soletta in cls (soluzione più leggera quindi). Si riportano i valori inseriti nel modello:

massa dei solai di piano  $M_{\text{solaio}} = 168 \text{ tonn}$

massa del solaio di copertura  $M_{\text{copertura}} = 32 \text{ tonn}$

inerzia rotazionale dei solai di piano  $I_{\text{solaio}} = 15290 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$

inerzia rotazionale del solaio di copertura  $I_{\text{copertura}} = 2890 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$

##### PARAMETRI MECCANICI INSERITI

Per tenere conto della fessurazione della muratura, è stato utilizzato nel modello il valore del modulo elastico iniziale ridotto del 50%, pari quindi a  $E_{\text{fess}} = 790 \text{ N/mm}^2$ .

La riduzione è stata applicata pure al modulo elastico del cls (fessurazione dei cordoli).

##### RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

La struttura ha i primi due modi di vibrare pressoché traslazionali, come si vede dalle percentuali di massa attivata; i periodi di vibrazione aumentano rispetto a quelli trovati nella precedente soluzione in Poroton (per il quale  $T_1 = 0.089 \text{ sec}$ ).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	OutputCase	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	MODAL	0.166	0.3%	72.7%	0.3%	72.7%
2	MODAL	0.153	67.8%	0.4%	68.2%	73.1%
3	MODAL	0.145	5.2%	0.0%	73.4%	73.1%
4	MODAL	0.064	0.0%	12.8%	73.4%	85.9%
5	MODAL	0.057	10.5%	0.0%	83.8%	85.9%

Figura: tabella riassuntiva dell'analisi modale eseguita su SAP2000

### DEFINIZIONI DELLE SEZIONI DI VERIFICA

Le sezioni di verifica sono le stesse individuate per la precedente analisi sulla tecnologia in Poroton.

### DEFINIZIONI DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

La combinazione di carico con la quale si eseguono le verifiche è quella sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$$

L'azione sismica  $E$  viene ricavata combinando gli effetti del sisma in una direzione con il 30% degli effetti del sisma nella direzione ortogonale; il software provvede in automatico a valutare le azioni del sisma nei due versi per ciascuna delle due direzioni. Si inserisce all'interno del programma lo spettro di progetto per la struttura, ottenuto dalla divisione dello spettro elastico definito nel cap. 8 per il fattore di struttura  $q$ , che nel caso in esame vale  $q = 3.6$  (vedi §C8.7.1.2 delle NTC - costruzioni in muratura ordinaria a tre piani).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione ipotizzata.

Si considera una eccentricità pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Questa eccentricità si assume costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti, così come indicato al § 7.2.6 delle NTC.

Si calcolano di seguito le coppie torcenti ai vari piani, date dal prodotto delle eccentricità per l'entità delle forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma, ricavate dal procedimento lineare statico con l'utilizzo degli spettri di progetto.

#### Dimensioni edificio e relative eccentricità:

dir. X:  $l_x = 31.70 \text{ m}$ ,  $e_x = 1.59 \text{ m}$

dir. Y:  $l_y = 10.20 \text{ m}$ ,  $e_y = 0.51 \text{ m}$

#### Forze statiche equivalenti alle forze di inerzia:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  forza orizzontali da applicare alla massa i-esima

$W_i$  e  $W_j$  pesi rispettivamente della massa i e della massa j

$z_i$  e  $z_j$  quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j

$W$  peso complessivo della costruzione

$\lambda$  0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , altrimenti 1.0; nel nostro caso vale 0.85

$g$  accelerazione di gravità

NOTA: nel calcolo dei  $W_i$  sono stati considerati i pesi dei solai in combinazione sismica, i pesi dei cordoli del piano e la fascia di muratura di competenza del solaio considerato, pari a 3 m per i solai di piano tipo e 1.5 m per il solaio di copertura.

Nel caso in esame si ha:

$$S_d(T_1) = 0.236 \text{ g} \quad \text{accelerazione spettrale ricavata dal 1° periodo di vibrazione}$$

$$S_d(T_2) = 0.236 \text{ g} \quad \text{accelerazione spettrale ricavata dal 2° periodo di vibrazione}$$

$$W = 24472 \text{ kN}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 4909 \text{ kN}$$

$W_1 = 9387 \text{ kN}$	peso del primo piano (solaio, cordolo e muratura)
$W_2 = 7997 \text{ kN}$	peso del secondo piano (solaio, cordolo e muratura)
$W_3 = 3445 \text{ kN}$	peso del piano copertura (copertura, cordolo e muratura)
$F_1 = 1290 \text{ kN}$	forze di inerzia da applicare al piano primo
$F_2 = 2198 \text{ kN}$	forze di inerzia da applicare ai piano secondo
$F_3 = 1421 \text{ kN}$	forza di inerzia da applicare al piano copertura

#### Coppie torcenti di piano:

Le coppie da applicare ai piani (partendo dal primo piano) per le due direzioni valgono:

sisma in direzione X (" $M_x$ ")	sisma in direzione Y (" $M_y$ ")
$C_1 = 658 \text{ kNm}$	$C_1 = 2051 \text{ kNm}$
$C_2 = 1121 \text{ kNm}$	$C_2 = 3495 \text{ kNm}$
$C_3 = 725 \text{ kNm}$	$C_3 = 2259 \text{ kNm}$

#### Combinazioni di carico analizzate:

Si definiscono quindi le seguenti combinazioni di carico:

$$E_{SLV-X1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y + M_x$$

$$E_{SLV-X2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y - M_x$$

$$E_{SLV-Y1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x + M_y$$

$$E_{SLV-Y2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x - M_y$$

### 13.2.2 VERIFICA SLU A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO NEL PIANO

Per ciascuna delle combinazioni ora riportate sono state eseguite le verifiche a pressoflessione nel piano e a taglio nel piano ad ogni sezione individuata. Per la definizione delle verifiche vedere la sezione relativa nell'analisi dinamica lineare svolta sull'edificio in Poroton.

Dai fogli di calcolo impostati, riportati in appendice, si evince in questo caso che non tutte le sezioni risultano pienamente verificate: in particolare non sono verificate alcune sezioni delle pareti di controvento della struttura (pareti in direzione "Y") nei confronti della sollecitazione tagliante.

In generale questa soluzione tecnologica risulta più sollecitata di quella in Poroton (in termini relativi alla capacità di resistenza di ciascuna delle due tecnologie e non assoluti ovviamente), portando ad un minor fattore di sicurezza della struttura nei confronti dello stato limite ultimo.

NOTA: il fatto che in questa tipologia di analisi alcune sezioni risultano non verificate a differenza dell'analisi statica non lineare condotta in precedenza (nella quale la struttura risulta invece interamente verificata), è probabilmente imputabile ad una maggiore severità intrinseca alla tipologia di analisi; il risultato dell'analisi statica non lineare e dinamica lineare portano comunque alla stessa conclusione, e cioè che la struttura realizzata in muratura di pietrame presenta un grado di soddisfazione scarso della verifica nei confronti delle azioni indotte dal sisma.

#### 13.3 ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE

Le ipotesi alla base del metodo di verifica della struttura in pietrame in condizioni non sismiche sono le medesime viste per l'edificio realizzato in Poroton; tra le verifiche indicate in normativa e riportate al § 4.5.6.2 relative agli SLU sono state eseguite:

- pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- carichi concentrati.

Le restanti verifiche sono state realizzate solo in condizioni sismiche in quanto più gravose; come indicato al § 4.5.6.3 le verifiche agli SLE non si sono rese necessarie, una volta soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU.

### 13.3.1 VERIFICA SLU-PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

La verifica da eseguire è soddisfatta se risulta:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A$$

dove  $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura,  $A$  è l'area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture e  $\Phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale; tale coefficiente si ricava dalle tabelle riportate in normativa una volta calcolati i parametri di eccentricità e di snellezza  $m$  e  $\lambda$  (il significato di tali parametri e le modalità di calcolo sono riportate nelle verifiche relative alla muratura di Poroton).

Le verifiche sono state condotte su sette fasce murarie appartenenti ciascuna ad una delle pareti evidenziate nell'immagine seguente; come si può vedere sono stati scelti sia muri interni, sollecitati maggiormente a carichi verticali, che muri esterni, i quali risultano soggetti all'azione diretta del vento:

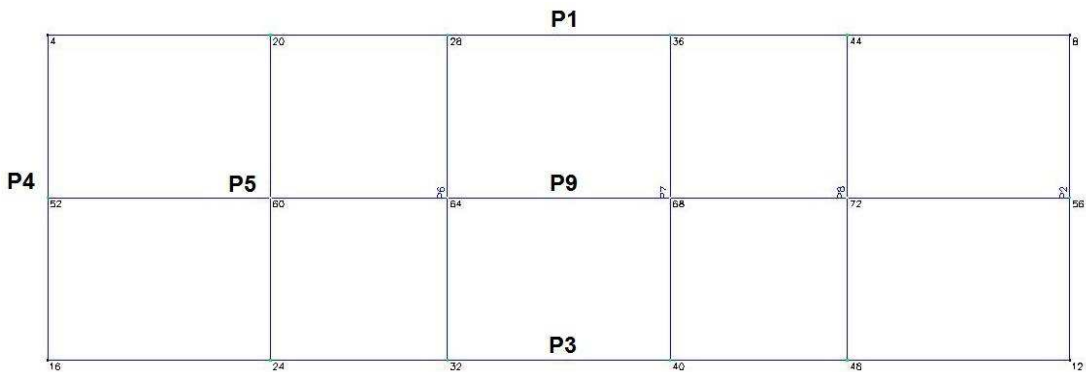


Figura: Planimetria dell'edificio con evidenziazione delle pareti analizzate

Di seguito vengono riportate le immagini che individuano le fasce murarie su cui sono state eseguite le verifiche, con l'indicazione anche delle zone di influenza dei carichi verticali di loro competenza; per ciascuna fascia sono state realizzate verifiche ad ogni piano dell'edificio in tre differenti sezioni (due di estremità e una intermedia), come mostrato nell'immagine qui a fianco:

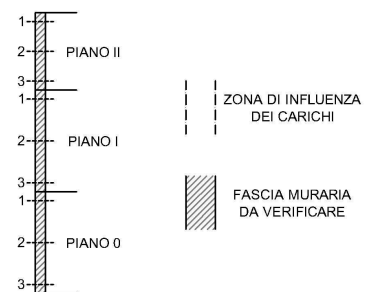


Figura: Schema delle sezioni verificate e legenda fasce analizzate

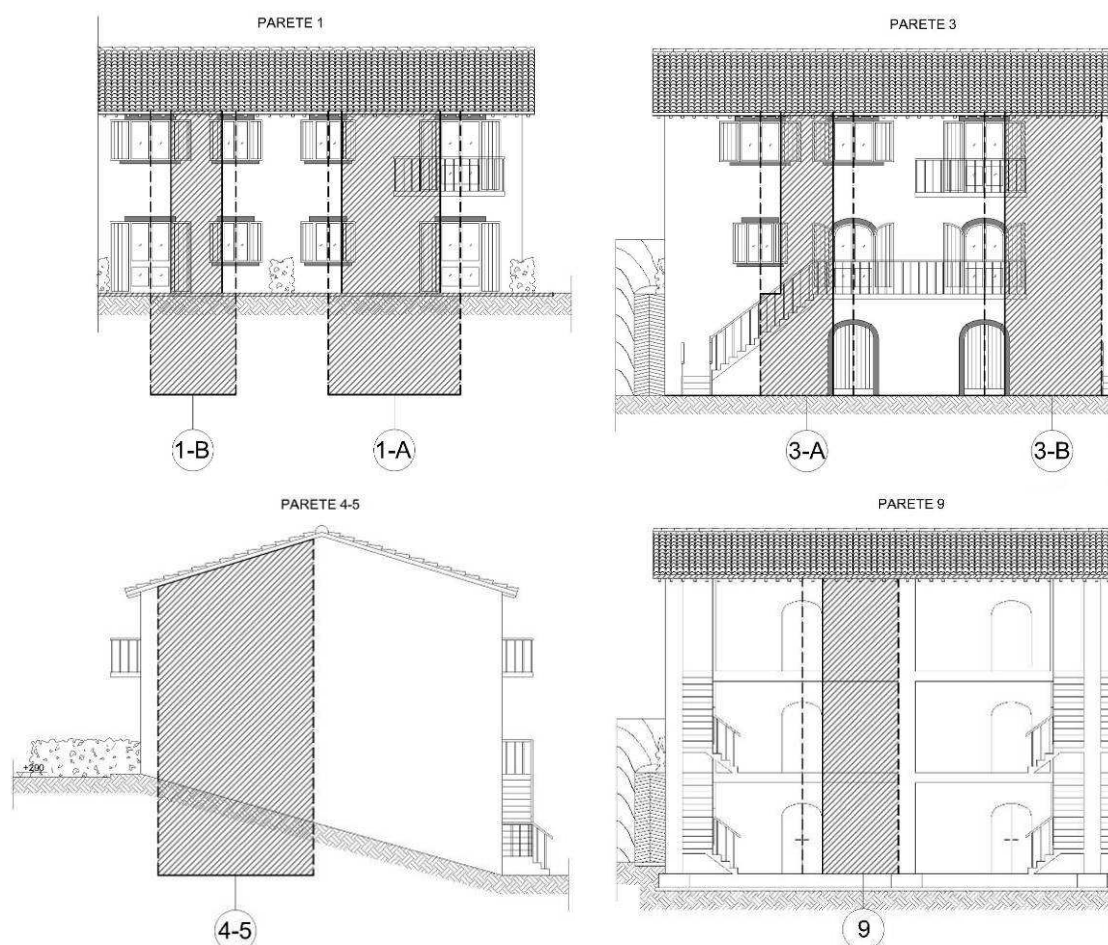


Figure: Individuazione delle fasce murarie su cui sono state eseguite le verifiche agli SLU

Le azioni che gravano su queste pareti, calcolate in funzione delle rispettive superfici di influenza, sono quelle derivanti dal solaio di copertura, dai solai di piano, dai balconi oltre che dal peso proprio dei cordoli e della muratura stessa, i cui i valori caratteristici in termini di carichi permanenti e accidentali sono riportati nel cap. 8.

La combinazione agli SLU più gravosa con cui sono state eseguite le verifiche è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot (Q_{k\_Cat.A} + \psi_{0\_Cat.C} \cdot Q_{k\_Cat.C} + \psi_{0\_Neve} \cdot Q_{k\_Neve} + \psi_{0\_Vento} \cdot Q_{k\_Vento})$$

dove:

- $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1.3$ , dato che i carichi permanenti  $G_2$  sono compiutamente definiti;
- $\gamma_{Qi} = 1.5$ ;
- $\psi_{0\_Cat.C} = 0.7$ ,  $\psi_{0\_Neve} = 0.5$  e  $\psi_{0\_Vento} = 0.6$ .

Le verifiche a pressoflessione per carichi laterali risultano soddisfatte per tutti i casi analizzati; qui di seguito si riporta un calcolo completo relativo alla fascia muraria 1-A, mentre per quanto riguarda le restanti pareti i fogli di calcolo sono riportati nell'appendice dei calcoli:



## PARETE 1-A

## PIANO II

## GEOMETRIA

Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	4.08	-
Area netta sez. estremità sup.	An1	17580	cmq
Area netta sez. intermedia	An2	17580	cmq
Area netta sez. estremità inf.	An3	17580	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	lsc	60.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N1	22.99	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d1	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	N2	16.06	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d2	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	Mv	2.39	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N(h/2)	91.49	kN
Eccentricità risultante muri superiori	es1	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	es2	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	2.62	cm

## ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	1.23	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	3.23	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.12	-	→ $\Phi(m1, \lambda)$	0.91				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.32	-	→ $\Phi(m2, \lambda)$	0.81				
Resistenza a compressione muratura	fk	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>Nd1</b>	<b>39</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b>N<sub>Rd1,rid</sub></b>	<b>2164</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>Nd2</b>	<b>91</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b>N<sub>Rd2,rid</sub></b>	<b>1917</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.05</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>Nd3</b>	<b>144</b>	<b>kN</b>	<b>&lt;</b>	<b>N<sub>Rd3</sub></b>	<b>2373</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>

## PIANO I

## GEOMETRIA

Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	An1	21975	cmq
Area netta sez. intermedia	An2	21975	cmq
Area netta sez. estremità inf.	An3	21975	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	lsp	75.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N1	175.54	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d1	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N'2	86.75	kN
Eccentricità di N'2 rispetto al piano medio	d'2	12.50	cm
Reazione di appoggio balcone	N''2	20.46	kN
Eccentricità di N''2 rispetto al piano medio	d''2	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	Mv	2.91	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N(h/2)	354.30	kN
Eccentricità risultante muri superiori	es1	-4.66	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	es2	3.84	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	0.82	cm

## ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	2.17	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	1.91	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.17	-	→	Φ(m1,λ)	0.89	
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.15	-	→	Φ(m2,λ)	0.90	
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>				
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-				Nd/N <sub>Rd</sub>
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>d1</sub></b>	<b>283</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd1,rid</sub></b>	<b>2635</b>	<b>kN Verificato 0.11</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>d2</sub></b>	<b>354</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd2,rid</sub></b>	<b>2667</b>	<b>kN Verificato 0.13</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>d3</sub></b>	<b>426</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd3</sub></b>	<b>2967</b>	<b>kN Verificato 0.14</b>

## PIANO 0

## GEOMETRIA

Lunghezza parete	L	393	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	ρ	1.00	-
Snellezza parete	λ	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	35370	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	35370	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	35370	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	90.00	cm

## SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	457.46	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	86.75	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	15.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(h/2)</sub>	666.08	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-6.30	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	2.39	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

## ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	5.26	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	2.63	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.35	-	→	Φ(m1,λ)	0.80	
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.18	-	→	Φ(m2,λ)	0.89	
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>				
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-				Nd/N <sub>Rd</sub>
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>d1</sub></b>	<b>544</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd1,rid</sub></b>	<b>3818</b>	<b>kN Verificato 0.14</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>d2</sub></b>	<b>666</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd2,rid</sub></b>	<b>4253</b>	<b>kN Verificato 0.16</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>d3</sub></b>	<b>788</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Rd3</sub></b>	<b>4775</b>	<b>kN Verificato 0.17</b>

La fascia analizzata non è fra quelle più caricate in quanto è stato ottenuto un tasso di resistenza richiesto alla muratura nell'ordine del 17%; analizzando anche i risultati delle restanti fasce il valore massimo di tale parametro è comunque esiguo ed è pari circa al 30%.

### 13.3.2 VERIFICA SLU-CARICHI CONCENTRATI

La verifica da eseguire è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c \cdot f_d \cdot A_c$$

dove  $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura,  $A_c$  è l'area di appoggio e  $\beta_c$  è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura.

Se gli elementi della muratura non sono di Categoria I (come nel caso in oggetto), il fattore  $\beta_c$  può essere assunto pari a 1. Inoltre deve essere verificato che l'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di  $t/4$ .

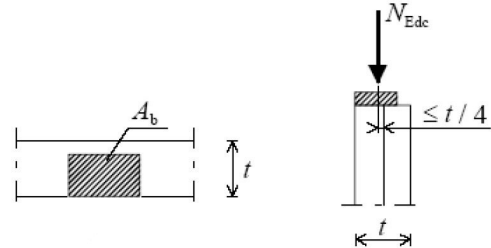


Figura: Schema per le verifiche a carichi concentrati

Questa verifica è stata eseguita in corrispondenza degli appoggi delle travi dei solai dei piani intermedi e di copertura, sia nei muri interni in cui sono presenti le reazioni di appoggio di due travi, che nei muri esterni in cui appoggia una sola trave.

- **Solaio di copertura**

La reazione di appoggio agli SLU di una singola trave, di dimensione 18x22 cm, è pari a  $N_d = 31.23$  kN; le verifiche nel muro sia esterno che interno, di spessore  $t=60$  cm, sono soddisfatte in quanto:

- **muro esterno:** la trave appoggia per una lunghezza  $l_p=55$  cm per cui:

$$N_{dc} = 31.23 \text{ kN} < N_{Rdc} = 134 \text{ kN} \quad e = \frac{t}{2} - \frac{l_p}{3} = 11.67 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 15 \text{ cm}$$

- **muro interno:** ciascuna trave appoggia per una lunghezza  $l_p=30$  cm; la verifica ad eccentricità è soddisfatta considerando l'azione simultanea delle due travi:

$$N_{dc} = 31.23 \text{ kN} \leq N_{Rdc} = 73 \text{ kN} \quad e = 0 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 15 \text{ cm}$$

- **Solaio di piano**

La reazione di appoggio agli SLU di una singola trave, di dimensione 18x20 cm, è pari a  $N_d = 32.07$  kN; le verifiche nel muro sia esterno che interno, di spessore minimo  $t=75$  cm, sono soddisfatte in quanto:

- **muro esterno:** la trave appoggia per una lunghezza  $l_p=70$  cm per cui:

$$N_{dc} = 32.07 \text{ kN} < N_{Rdc} = 170 \text{ kN} \quad e = \frac{t}{2} - \frac{l_p}{3} = 14.17 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

- **muro interno:** ciascuna trave appoggia per una lunghezza  $l_p=37.5$  cm; la verifica ad eccentricità è soddisfatta considerando l'azione simultanea delle due travi:

$$N_{dc} = 32.07 \text{ kN} \leq N_{Rdc} = 91 \text{ kN} \quad e = 0 \text{ cm} < \frac{t}{4} = 18.75 \text{ cm}$$

## 14. PROGETTAZIONE STRUTTURA CON SETTI IN C.A.

### 14.1 INTRODUZIONE

Si propone di seguito la progettazione strutturale - tecnologica dell'edificio mediante l'impiego della tecnologia a pareti in cls debolmente armate.

Questa soluzione viene proposta nell'ottica di fornire una valida alternativa ai sistemi costruttivi prima progettati (muratura in Poroton e muratura in pietrame disorganizzato) che sia caratterizzata da una elevata rapidità di esecuzione, al fine di arrivare nei tempi più brevi possibili alla ricostruzione delle abitazioni crollate con il sisma.

I materiali impiegati sono:

- acciaio B450C
- cls C25/30 per le strutture di fondazione e di elevazione.

### 14.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Si riportano di seguito le indicazioni riguardanti le pareti in cls estese debolmente armate presenti nella normativa vigente.

Nel § 4.1.11 delle NTC è riportata la seguente definizione:

*“Il cls a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 kN. Sia il cls a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.”*

Per quanto riguarda invece i requisiti sismici, sempre le NTC, al § 7.4.3 indicano:

*“Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_c$ , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale. Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in Classe di Duttività Bassa (CD-B).”*

NOTA: la struttura qua progettata rientra nelle definizioni sopra riportate in quanto:

- è armata con 2 ferri diametro 6 mm disposti ad interasse 20 cm sia in direzione verticale che orizzontale; la quantità in peso di acciaio per metro cubo di conglomerato quindi è pari a 0.15 kN;
- i periodi di vibrazione sono molto bassi (come si vedrà in seguito) e ricadono nel primo tratto dello spettro ( $T < T_B$  quindi); inoltre sono presenti sempre 3 pareti con dimensione orizzontale minima pari a 10.20 m, che portano tutto il carico gravitazionale (essendo gli unici elementi resistenti previsti).

Ai fini delle verifiche, si hanno i seguenti richiami in normativa (NTC):

- al § 4.1.11 sono riportati i limiti tensionali sul cls, da valutarsi in combinazione rara, pari a  $\sigma_c < 0.30 \cdot f_{ck}$  e  $\tau_c < 0.25 \cdot f_{ctk}$  ;
- al § 7.4.4.5.1 viene riportata una prescrizione relativa al taglio per le pareti estese debolmente armate, per le quali si prevede un incremento del taglio derivante dall'analisi del fattore  $(q+1)/2$ , dove  $q$  è il relativo fattore di struttura;
- al § 7.4.4.5.2.1 viene indicato che "per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere il 40% in CD"B" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo";
- tramite il rimando del § 7.4.4.5.2.1 alle indicazioni sulle verifiche dei pilastri, per la verifica a pressoflessione deviata si ridurranno le resistenze dei materiali del 30% così da poter svolgere due verifiche a pressoflessione retta, una per ciascuna direzione del sisma;
- al § 7.4.4.5.2.2, oltre a far riferimento alle usuali verifiche a taglio per il c.a., sono presenti indicazioni per la verifica a scorrimento nelle zone critiche, quali zone di riprese getto (nel nostro caso ad ogni interpiano), dove si dovrà tener conto del contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali (appositamente previste in queste zone) ed il contributo della resistenza per attrito del cls.

NOTA: per questa tecnologia strutturale non si osservano le prescrizioni relative alle zone critiche definite nel capitolo 7 delle NTC, perché tale tecnologia non prevede la formazione di zone dissipative in determinati punti della stessa (cerniere plastiche), cosa che invece risulta essenziale nelle strutture a telaio ad esempio o a setti (non debolmente armati).

### 14.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Al fine di eseguire l'analisi dinamica modale della struttura associata allo spettro di risposta, si riutilizza il modello creato per l'analisi della struttura in Poroton, modificando tutti i parametri necessari alla corretta definizione del comportamento della struttura stavolta pensata interamente composta da cls. Si veda la sezione relativa alla muratura di Poroton per la descrizione approfondita della modellazione effettuata; di seguito si riportano unicamente le variazioni apportate al modello.

#### MASSE

Come fatto nel modello relativo alla struttura in Poroton, per tenere conto delle masse di ciascun piano è stato introdotto uno *special joint* per ogni livello, al quale è stata attribuita la massa totale di piano (massa di solaio dovuta ai carichi permanenti e accidentali, valutati in combinazione sismica) e l'inerzia rotazionale di tale massa.

Si sceglie di utilizzare le stesse tipologie di solai di piano e di copertura viste per l'edificio in muratura di Poroton (solai a doppia orditura lignea, con orditura principale collaborante con soletta in cls mediante connessione semirigida); i valori delle masse e delle inerzie rotazionali non cambiano quindi. Si riportano i valori di seguito:

massa dei solai di piano  $M_{\text{solaio}} = 168 \text{ tonn}$

massa del solaio di copertura  $M_{\text{copertura}} = 68 \text{ tonn}$

inerzia rotazionale dei solai di piano  $I_{\text{solaio}} = 15290 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$

inerzia rotazionale del solaio di copertura  $I_{\text{copertura}} = 6215 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$



### PARAMETRI MECCANICI INSERITI

Per tenere conto della fessurazione del calcestruzzo, è stato utilizzato all'interno del modello il valore del modulo elastico iniziale della stessa ridotto del 50%, pari quindi a  $E_{fess} = 15100N/mmq$ .

### RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

La struttura ha i primi due modi di vibrare pressoché traslazionali, come si vede dalle percentuali di massa attivata, e presenta un'elevatissima rigidezza nei due piani: i periodi di vibrazione sono infatti molto bassi (minori di 0.1 sec).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	OutputCase	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	MODAL	0.057	0.4%	78.4%	0.4%	78.4%
2	MODAL	0.053	73.3%	0.4%	73.7%	78.8%
3	MODAL	0.049	4.6%	0.0%	78.4%	78.8%
4	MODAL	0.042	0.0%	0.2%	78.4%	79.0%
5	MODAL	0.042	0.0%	0.0%	78.4%	79.0%

Figura: tabella riassuntiva dell'analisi modale eseguita su SAP2000

### DEFINIZIONI DELLE SEZIONI DI VERIFICA

Le sezioni di verifica sono le stesse individuate per le precedente analisi.

### SCELTA DEL FATTORE DI STRUTTURA $q$

Si sceglie di adottare un fattore di struttura pari ad 1.5 (minimo previsto dalle NTC per le costruzioni in calcestruzzo): questo perché la tecnologia a pareti estese debolmente armate non prevede la formazione di cerniere plastiche in zone localizzate della struttura; ne consegue che la dissipazione di energia non avviene nella struttura. Si sceglie di assumere il valore 1.5 così da tenere in conto, in maniera forfettaria, del contributo dissipativo effettuato dalla struttura per radiazione sul terreno.

### DEFINIZIONI DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

La combinazione di carico con la quale si eseguono le verifiche è quella sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}$$

L'azione sismica  $E$  viene ricavata combinando gli effetti del sisma in una direzione con il 30% degli effetti del sisma nella direzione ortogonale; il software provvede in automatico a valutare le azioni del sisma nei due versi per ciascuna delle due direzioni. Si inserisce all'interno del programma lo spettro di progetto per la struttura, ottenuto dalla divisione dello spettro elastico definito nel cap. 8 per il fattore di struttura  $q$ , che nel caso in esame vale  $q = 1.5$  (vedi sopra).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione ipotizzata.

Si considera una eccentricità pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Questa eccentricità si assume costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti, così come indicato al § 7.2.6 delle NTC.

Si calcolano di seguito le coppie torcenti ai vari piani, date dal prodotto delle eccentricità per l'entità delle forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma, ricavate dal procedimento lineare statico con l'utilizzo degli spettri di progetto.

Dimensioni edificio e relative eccentricità:

dir. X:  $l_x = 31.70 \text{ m}$ ,  $e_x = 1.59 \text{ m}$

dir. Y:  $l_y = 10.20 \text{ m}$ ,  $e_y = 0.51 \text{ m}$

Forze statiche equivalenti alle forze di inerzia:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  forza orizzontali da applicare alla massa i-esima

$W_i$  e  $W_j$  pesi rispettivamente della massa i e della massa j

$z_i$  e  $z_j$  quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j

$W$  peso complessivo della costruzione

$\lambda$  0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , altrimenti 1.0; nel nostro caso vale 0.85

$g$  accelerazione di gravità

NOTA: nel calcolo dei  $W_i$  sono stati considerati i pesi dei solai in combinazione sismica e la fascia di parete di competenza del solaio considerato, pari a 3 m per i solai di piano tipo e 1.5 m per il solaio di copertura.

Nel caso in esame si ha:

$S_d(T_1) = 0.434 g$  accelerazione spettrale ricavata dal 1° periodo di vibrazione

$$W = 8865 \text{ kN}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 3235 \text{ kN}$$

$W_1 = 3250 \text{ kN}$  peso del primo piano (solaio e fascia di parete)

$W_2 = 3250 \text{ kN}$  peso del secondo piano (solaio e fascia di parete)

$W_3 = 1471 \text{ kN}$  peso del piano copertura (copertura e fascia di parete)

$F_1 = 742 \text{ kN}$  forze di inerzia da applicare al piano primo

$F_2 = 1485 \text{ kN}$  forze di inerzia da applicare ai piano secondo

$F_3 = 1008 \text{ kN}$  forza di inerzia da applicare al piano copertura

Coppie torcenti di piano:

Le coppie da applicare ai piani (partendo dal primo piano) per le due direzioni valgono:

sisma in direzione X (" $M_X$ ")

sisma in direzione Y (" $M_Y$ ")

$$C_1 = 378 \text{ kNm}$$

$$C_1 = 1180 \text{ kNm}$$

$$C_2 = 757 \text{ kNm}$$

$$C_2 = 2361 \text{ kNm}$$

$$C_3 = 514 \text{ kNm}$$

$$C_3 = 1603 \text{ kNm}$$

Combinazioni di carico analizzate:

Si definiscono quindi le seguenti combinazioni di carico:

$$E_{SLV-X1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y + M_x$$

$$E_{SLV-X2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y - M_x$$

$$E_{SLV-Y1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x + M_y$$

$$E_{SLV-Y2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x - M_y$$

14.4 VERIFICHE SLU NEL PIANO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Al fine di eseguire le verifiche a pressoflessione sono stati ricavati i domini delle sezioni resistenti; questi poi sono stati ridotti del 30% così da poter effettuare la verifica come pressoflessione retta (in realtà è deviata vista la componente flettente fuori piano).

Il modello di calcolo riporta le sollecitazioni per tutte le sezioni definite: per brevità di calcolo è stato scelto di raggruppare le sezioni in gruppi di dimensioni simili, eseguendo la verifica con il dominio relativo alla minore delle dimensioni del gruppo creato: ad esempio, nel primo dominio riportato, creato con la sezione resistente lunga 1 m, sono state inserite le coppie N,M relative anche alle sezioni larghe 1.5 m. Con tale artificio (a favore di sicurezza) si può ritenere completamente soddisfatta la verifica mediante la realizzazione dei seguenti domini (per ciascuna delle combinazioni sismiche definite in precedenza): 1 m, 2 m, 4.5 m, 7 m, 10 m e 31.7 m (la sezione totale di base). Si riporta a titolo di esempio i domini relativi alla combinazione sismica X1 (le restanti combinazioni vengono riportate in appendice):

$$E_{SLV-X1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y + M_x$$

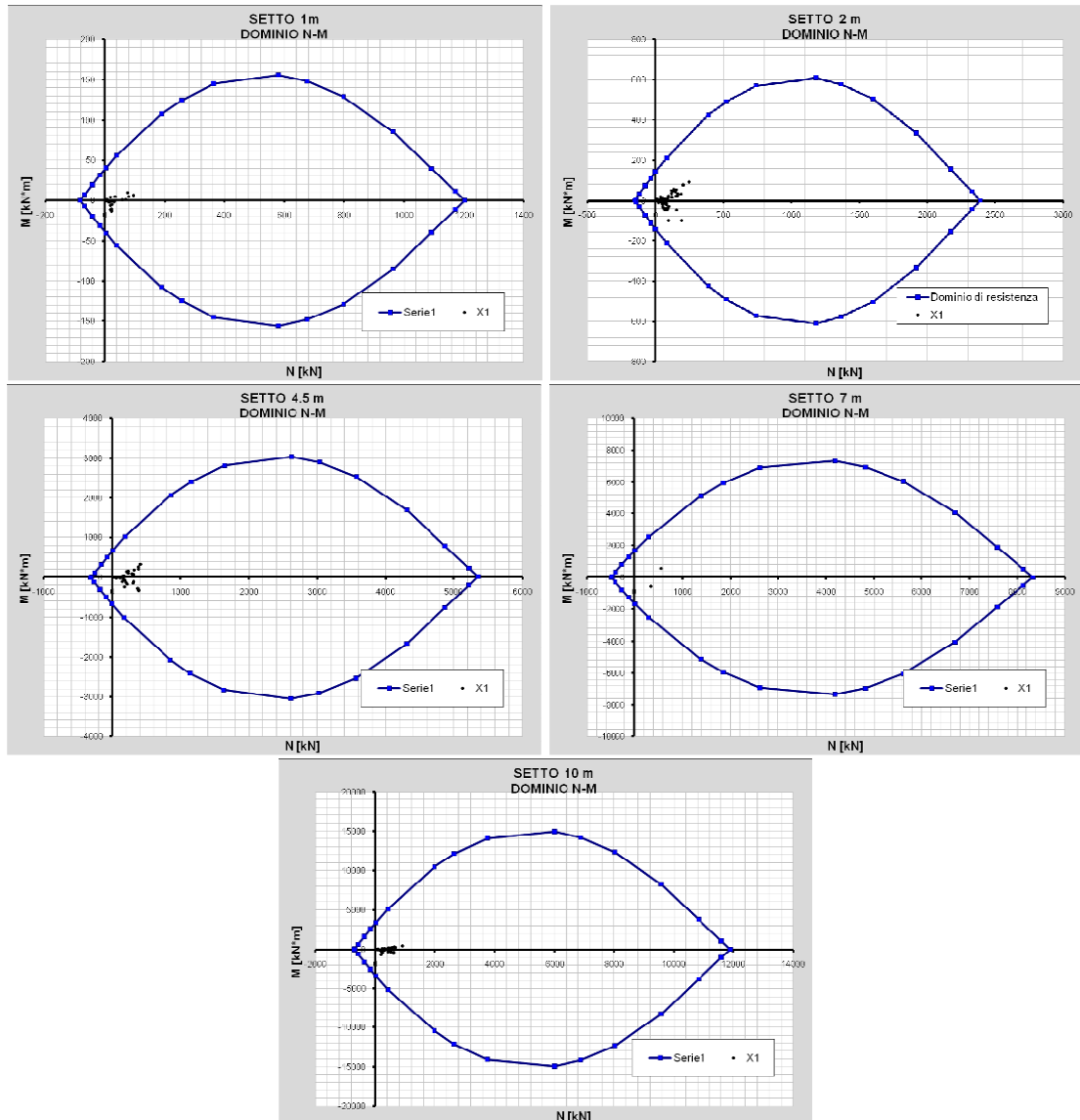


Figura: domini di resistenza delle sezioni verificate nella combinazione E-SLV-X1

Dai domini si vede bene che tutte le sezioni risultano largamente verificate.

**TAGLIO NEL PIANO**

In queste verifiche è possibile fare riferimento all'involuppo delle quattro combinazioni sismiche definite in precedenza, in quanto l'unica sollecitazione da prendere in considerazione stavolta è il taglio di piano (prima invece era necessario valutare la combinazione N, M che mediante l'involuppo portava a configurazione di sforzo non reali). Dato che tutto l'edificio viene armato in maniera costante ed in particolare mediante ferri diametro 6 mm con passo 20 cm sia in direzione verticale che orizzontale, è possibile eseguire la verifica ricavando la sollecitazione di taglio massima riferita al metro di parete e confrontando il valore trovato con quello di progetto, ricavato sulla sezione di 1 metro di lunghezza.

Si eseguono due tipologie di verifica:

- verifiche a taglio nel piano condotte con la formulazione relativa alle sezioni con armature trasversali resistenti a taglio (le barre orizzontali in questo caso);
- verifiche a taglio per scorrimento, da valutarsi nelle sezioni di ripresa del getto di cls, dove verranno disposte apposite armature aggiuntive costituite da ferri di diametro 10 mm piegati ad "U" disposti ad interasse pari a 20 cm.

Le sollecitazioni taglianti ricavate dal modello numerico vengono amplificate del coefficiente  $(q+1)/2 = 1.25$  così come previsto al § 7.4.4.5.1 delle NTC.

Si ottiene  $V_{Ed,max\_taglio\ nel\ piano} = 74\ kN / m$ .

Verifica a taglio nel piano

Si esegue la verifica a taglio per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

Si fa riferimento ad uno schema a traliccio, composto da armature trasversali, longitudinali, corrente compresso di cls e puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse trave deve rispettare il limite:  $1 \leq \cot g(\theta) \leq 2.5$ ; si fissa l'inclinazione delle bielle compresse in 45°.

La resistenza al taglio della striscia di larghezza unitaria di parete è data dalla minima delle due resistenze offerte dalla fascia stessa, e cioè taglio trazione e taglio compressione:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$  con

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \left( \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta} \right)$$

NOTA: visto l'esiguo impegno a sforzo normale della struttura, si trascura il contributo a resistenza dello sforzo assiale nella seguente valutazione.

d	900 mm	altezza utile sezione (fino ad ultima fila di armatura)		
b <sub>w</sub>	150 mm	larghezza sezione		
φ <sub>staffa</sub>	6 mm			
A <sub>st</sub>	28 mmq			
n.° bracci	2			
s	200 mm			
A <sub>sw</sub>	57 mmq			
f <sub>yd</sub>	391.30 N/mmq			
0.85*f <sub>cd</sub>	14.17 N/mmq			
f'cd	7.09 N/mmq			
α	90 °	inclinazione armatura trasversale rispetto dir. long. trave		
ϑ	45 °	inclinazione dei puntoni di cls <span style="float:right">cotg ϑ = 1</span>		
N <sub>Ed</sub>	0 kN			
σ <sub>cp</sub>	0.00 N/mmq	tensione media di compressione sulla sezione		
σ <sub>cp</sub> =	0.00 % di f <sub>cd</sub>	>>>	α <sub>c</sub> = 1	coeff. maggiorativo x compr. sez.
TAGLIO TRAZIONE		V <sub>rdu</sub>	90 kN	
TAGLIO COMPRESSIONE		V <sub>rdu</sub>	430 kN	
		V <sub>rdu</sub>	90 kN	

Tutte le sezioni risultano quindi verificate ( $V_{Ed,max} = 74\ kN / m$ ).

Verifica a taglio nel piano per scorrimento

Dato che la struttura viene realizzata mediante getti di cls successivi, si creano delle zone critiche nelle quali può instaurarsi il meccanismo di scorrimento per taglio.

Si verifica che i ferri di collegamento previsti (ferri diametro 10 mm piegati ad "U", disposti ad interasse di 20 cm per un totale di 10 ferri per metro di parete) siano in grado, da soli, di resistere alla sollecitazione di taglio in tali zone: si utilizza la formulazione riportata nel § 7.4.4.5.2.2 delle NTC relativa alla verifica a scorrimento nelle zone critiche. Si trascura, a favore di sicurezza, il contributo della resistenza per attrito prevista in normativa. Si ha quindi:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = V_{dd} \quad \text{dove}$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$V_{dd}$  è il contributo a resistenza dell'effetto "spinotto" delle armature verticali.

Nel caso in esame, utilizzando il cls C25/30 e acciaio B450C, si ha che:

$$V_{dd} = 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 96.80 \cdot \sum A_{sj}$$

con  $A_{sj}$  espressa in mmq e  $V_{dd}$  ottenuto in N.

Si ottiene così il taglio resistente per metro di parete:

$$V_{dd} = 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 96.80 \cdot 10 \cdot (\pi \cdot 10^2 / 4) = 76 \text{ kN} / \text{m}$$

Tutte le sezioni risultano quindi verificate ( $V_{Ed,max} = 74 \text{ kN} / \text{m}$ ).

**14.5 VERIFICHE SLU A RIBALTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA**

Come ulteriore garanzia del corretto funzionamento della struttura, si eseguono inoltre le verifiche a pressoflessione nel piano sulle sezioni di base della struttura (all'attacco con la fondazione) considerando come armatura reagente solo le catene verticali disposte alle intersezioni delle pareti, trascurando quindi il contributo di tutti i ferri di ripresa ad uncino previsti (che invece assorbiranno il taglio alla base della struttura). In questa maniera ci cauteliamo nei confronti di possibili fenomeni di ribaltamento globale dell'edificio: con tali catene la struttura risulta ben ancorata al piano fondazione.

Le catene previste sono costituite da barre di diametro 20 mm opportunamente ancorate alla fondazione, disposte dalla base fino in sommità dell'edificio.

Si riporta un disegno schematico con l'indicazione della posizione delle catene verticali.

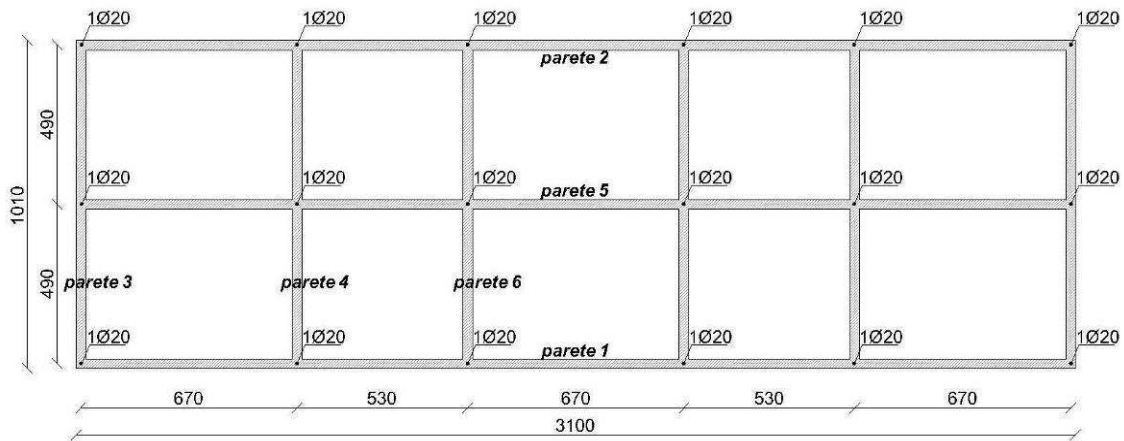


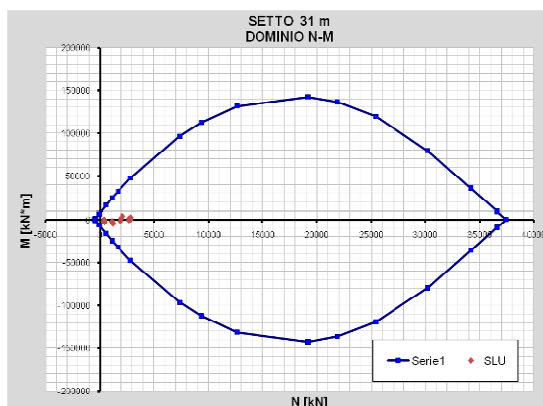
Figura: schema planimetrico dell'edificio con indicazione delle catene verticali previste



Si riportano quindi i domini di resistenza relativi alla parete di lunghezza pari a 31 m e 10 m, con gli stati di sollecitazioni delle sezioni di base di tutte le pareti presenti.  
 NOTA: nelle tabelle P1 fa riferimento alla sezione di base della parete 1.

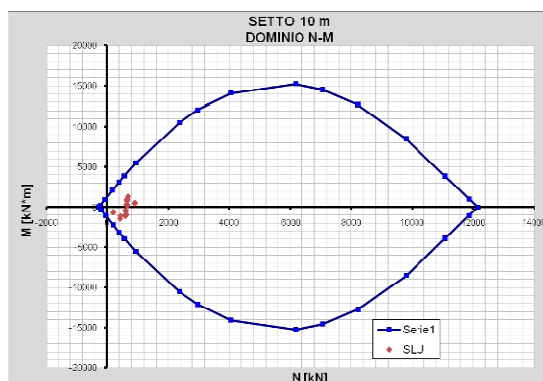
Verifica delle sezioni di base delle pareti di lunghezza 31 metri

SectionCut	OutputCase	StepType	sforzo normale	momento nel piano
Text	Text	Text	KN	KN-m
P1	E-SLV-X1	Max	2006	2067
	E-SLV-X1	Min	1103	-1304
	E-SLV-X2	Max	2001	1350
	E-SLV-X2	Min	1097	-2020
	E-SLV-Y1	Max	2750	1710
	E-SLV-Y1	Min	371	572
	E-SLV-Y2	Max	2733	-525
P2	E-SLV-Y2	Min	354	-1664
	E-SLV-X1	Max	2103	3729
	E-SLV-X1	Min	1197	-4522
	E-SLV-X2	Max	2100	4456
	E-SLV-X2	Min	1194	-3795
	E-SLV-Y1	Max	2893	434
	E-SLV-Y1	Min	413	-2767
P5	E-SLV-Y2	Max	2884	2701
	E-SLV-Y2	Min	403	-500
	E-SLV-X1	Max	1938	1781
	E-SLV-X1	Min	1907	-1796
	E-SLV-X2	Max	1939	1782
	E-SLV-X2	Min	1908	-1795
	E-SLV-Y1	Max	1931	633
P5	E-SLV-Y1	Min	1912	-650
	E-SLV-Y2	Max	1934	636
	E-SLV-Y2	Min	1915	-646



Verifica delle sezioni di base delle pareti di lunghezza 10 metri

SectionCut	OutputCase	StepType	sforzo normale	momento nel piano
Text	Text	Text	KN	KN-m
P3	E-SLV-X1	Max	904	469
	E-SLV-X1	Min	194	-676
	E-SLV-X2	Max	908	578
	E-SLV-X2	Min	197	-566
	E-SLV-Y1	Max	672	1011
	E-SLV-Y1	Min	419	-1450
	E-SLV-Y2	Max	683	1353
P4	E-SLV-Y2	Min	429	-1109
	E-SLV-X1	Max	631	298
	E-SLV-X1	Min	609	-507
	E-SLV-X2	Max	630	360
	E-SLV-X2	Min	607	-445
	E-SLV-Y1	Max	647	797
	E-SLV-Y1	Min	595	-1136
P6	E-SLV-Y2	Max	643	990
	E-SLV-Y2	Min	592	-944
	E-SLV-X1	Max	663	265
	E-SLV-X1	Min	607	-387
	E-SLV-X2	Max	664	286
	E-SLV-X2	Min	608	-365
	E-SLV-Y1	Max	646	820
P6	E-SLV-Y1	Min	622	-989
	E-SLV-Y2	Max	649	888
	E-SLV-Y2	Min	625	-921

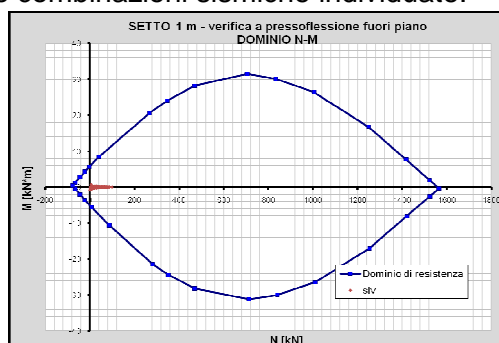


Si vede bene come le sezioni di attacco alla fondazione siano tutte verificate.

## 14.6 VERIFICHE SLU FUORI PIANO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Si calcola il dominio resistente a pressoflessione della sezione di parete di larghezza unitaria (1 metro) e altezza 15 cm, armata sia superiormente che inferiormente con 5 ferri di diametro 6 mm. Si inseriscono poi nel grafico del dominio le coppie  $N, M_{\text{fuori piano}}$  di ciascuna delle quattro combinazioni sismiche individuate.



Come si nota dal grafico, tale verifica risulta largamente soddisfatta.

TAGLIO FUORI PIANO

Si esegue la verifica a taglio per elementi senza specifica armatura a taglio. Anche in questo caso si fa riferimento ad una sezione reagente di larghezza unitaria. Le sollecitazioni taglianti ricavate dal modello numerico vengono amplificate del coefficiente  $(q+1)/2 = 1.25$  così come previsto al § 7.4.4.5.1 delle NTC.

Si ottiene  $V_{Ed,max\_taglio\ fuori\ piano} = 4.93\ kN/m$ .

$$V_{Rd} = \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] / \gamma_c + (0.15 \cdot \sigma_{cp}) \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con } k = 1 + (200/d)^{\frac{1}{2}} = 2.24 > 2 \Rightarrow k = 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.44$$

$$d = 127\ mm \quad b_w = 1000\ mm$$

$$\rho_1 = A_{s1}/b_w \cdot d = 0.0011 \leq 0.02 \text{ rapporto geometrico di armatura long. tesa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} \text{ tensione media di compressione (si assume pari a zero a favore di sicurezza, visto l'esiguo impegno assiale dei setti).}$$

Si ottiene:  $V_{Rd} = 39.64 < 55.9\ kN$  da cui  $V_{Ed,max} = 4.93\ kN < V_{Rd} = 55.9\ kN$ .

La sezione risulta verificata.

## 14.7 VERIFICHE SLE IN COMBINAZIONE RARA

E' stato eseguito un controllo delle tensioni sia normali (dovute alla pressoflessione) che taglianti valutate con i carichi presi in combinazione rara, con ipotesi di cls non reagente a trazione: le tensioni ricavate sono molto inferiori ai limiti imposti da normativa  $\sigma_c < 0.30 \cdot f_{ck}$  e  $\tau_c < 0.25 \cdot f_{ctk}$ .

La struttura risulta scarsamente impegnata sia a pressoflessione (tensioni nell'ordine di 0.6N/mmq contro il limite di norma pari a 7.5N/mmq) che a taglio (tensioni nell'ordine di 0.10N/mmq contro il limite di norma pari a 0.45N/mmq). Per brevità non si riportano in appendice le tabelle ricavate in quanto poco significative.

## 15 . VALUTAZIONE ECONOMICA DELLE TRE TECNOLOGIE

### 15.1 INTRODUZIONE

Uno dei criteri con cui scegliere la tecnologia più adatta alla costruzione del nuovo edificio residenziale è sicuramente quello di tipo economico.

Qui di seguito è stata fatta una valutazione estimativa limitata ai lavori necessari per la realizzazione delle sole strutture portanti in elevazione; non sono state quindi valutate le spese necessarie per la realizzazione degli orizzontamenti, ininfluenti per cogliere o meno i vantaggi economici di una soluzione rispetto all'altra, visto che sono state utilizzate le stesse sezioni tecnologiche-strutturali per tutte e tre le soluzioni strutturali.

Per realizzare tale estimazione è stato impiegato il *Prezziario ufficiale di riferimento delle opere compiute*, aggiornato al mese di gennaio 2009; nei prezzi delle opere compiute sono stati valutati i compensi per spese generali ed utili dell'appaltatore nella misura complessiva del 26.5%, oltre che le attrezzature complete di cantiere e l'onere per la fornitura dei materiali.

### 15.2 STRUTTURA IN POROTON

STRUTTURA IN POROTON					
COD.	TIPO MATERIALE	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	IMPORTI	
				UNITARIO	TOTALE
1	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 30 per strutture di fondazione senza sollevamento	mc	32.26	130.84	€ 4,220.38
2	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 25 per cordoli di piano e copertura, compreso sollevamento	mc	41.47	133.47	€ 5,535.27
3	Casseformi in legno per getti di fondazioni rettilinee e continue	mq	92.16	24.03	€ 2,214.60
4	Casseformi in legno per getti in elevazione quali cordoli di piano e copertura	mq	276.48	36.54	€ 10,102.58
5	Acciaio B450 C ad aderenza migliorata sagomato in cantiere per la realizzazione delle strutture di fondazione e cordoli di piano e copertura	kg	7217.66	1.51	€ 10,898.67
6	Muratura in blocchi di laterizio semipieni delle dimensioni 30x25x19, eseguita con malta bastarda	mq	1382.40	59.21	€ 81,851.90
7	Isolamento con pannelli termo-acustici in lastre di polistirene di sp=6 cm	mq	739.80	15.96	€ 11,807.21
				<b>IMPORTO TOTALE</b>	<b>€ 126,630.61</b>

15.3 STRUTTURA IN PIETRAMME

STRUTTURA IN PIETRAMME					
COD.	TIPO MATERIALE	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	IMPORTI	
				UNITARIO	TOTALE
1	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 30 per strutture di fondazione senza sollevamento	mc	91.10	130.84	€ 11,920.05
2	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 25 per cordoli di piano e copertura, compreso sollevamento	mc	118.26	133.47	€ 15,784.16
3	Casseformi in legno per getti di fondazioni rettilinee e continue	m <sup>2</sup>	140.16	24.03	€ 3,368.04
4	Casseformi in legno per getti in elevazione quali cordoli di piano e copertura	m <sup>2</sup>	315.36	36.54	€ 11,523.25
5	Acciaio B450 C ad aderenza migliorata sagomato in cantiere per la realizzazione delle strutture di fondazione e cordoli di piano e copertura	kg	16048.32	1.51	€ 24,232.96
6	Muratura realizzata con pietrame di recupero da demolizioni pulito ed eseguita con malta bastarda	mc	1182.60	528.29	€ 624,755.75
7	Isolamento con pannelli termo-acustici in lastre di polistirene di sp=8 cm	m <sup>2</sup>	837.00	19.54	€ 16,354.98
				<b>IMPORTO TOTALE</b>	<b>€ 707,939.21</b>

15.4 STRUTTURA A SETTI IN CLS DEBOLMENTE ARMATI

STRUTTURA A SETTI IN CLS DEBOLMENTE ARMATI					
COD.	TIPO MATERIALE	UNITA' DI MISURA	QUANTITA'	IMPORTI	
				UNITARIO	TOTALE
1	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 30 per strutture di fondazione senza sollevamento	mc	31.12	130.84	€ 4,072.00
2	Conglomerato cementizio preconfezionato R <sub>ck</sub> 30 per cordoli di piano e copertura, compreso sollevamento	mc	200.07	141.93	€ 28,395.94
3	Casseformi in legno per getti di fondazioni rettilinee e continue	m <sup>2</sup>	88.92	24.03	€ 2,136.75
4	Cassero a perdere costituito da due lastre di polistirene sagomate, connesse tra loro da fili di acciaio zincato passanti che le distanziano formanti l'apposita intercapedine per il getto di cls, comprensive di due reti elettrosaldate $\Phi 6/20''$ di acciaio B450C	m <sup>2</sup>	1333.80	45.00	€ 60,021.00
5	Acciaio B450C ad aderenza migliorata sagomato in cantiere per la realizzazione delle strutture di fondazione, delle catene metalliche agli angoli, dei ferri di collegamento verticali e orizzontali e per i cordoli di piano e copertura	kg	8480.98	1.51	€ 12,806.27
				<b>IMPORTO TOTALE</b>	<b>€ 107,431.96</b>



## CONCLUSIONI

Con la presente trattazione ci eravamo posti l'obiettivo di analizzare nel dettaglio la risposta sismica della frazione di Castelnuovo: le valutazioni effettuate nella prima parte, eseguite in parallelo all'attività di ricerca svolta dal DICeA e consistite nell'analisi dettagliata dell'insieme di dati rilevati oltre che nella valutazione delle tipologie di danno, hanno permesso di concludere che:

- l'edificato era realizzato prevalentemente in muratura di pietrame di scarsa qualità, con stato di conservazione fatiscente per circa la metà degli edifici;
- le strutture si presentavano con un alto livello di vulnerabilità sismica, imputabile all'assenza di presidi antisismici efficaci (quali cordoli, cantonali di buona fattura o incatenamenti dei solai alle pareti) in grado di attribuire alla struttura un comportamento globale nei confronti delle azioni orizzontali; inoltre è stato constatato che, nei casi di presidi antisismici presenti (catene metalliche per la maggior parte), la cattiva qualità dei paramenti murari sui quali questi si ancoravano non ha permesso il corretto funzionamento degli stessi;
- l'alto grado di danneggiamento raggiunto è quindi riconducibile principalmente ai due aspetti ora indicati;
- un ruolo non secondario nel livello di danno è stato svolto dal cedimento della calotta di alcune cavità ipogee malconsolidate, che in alcuni casi si presentavano con spessori esigui;
- inoltre sembra non esserci correlazione diretta tra amplificazione sismica (massima a valle secondo quanto ricavato dagli studi effettuati dalla Protezione Civile) e livello di danno (massimo in sommità come risulta dai rilievi svolti).

Questo ha portato a dire che è possibile ricostruire sul sito di Castelnuovo, procedendo preliminarmente al consolidamento delle cavità ipogee presenti.

Visti i risultati ottenuti nella prima parte, nella seconda parte della trattazione è stata proposta la progettazione architettonico - tecnologico - strutturale di un nuovo edificio a destinazione residenziale, con tre differenti ipotesi di collocazione all'interno del paese. Tale lavoro non ha tenuto conto degli aspetti di tipo geotecnico relativi alle cavità ipogee, da analizzarsi in diversa sede.

La progettazione ha permesso di studiare soluzioni distributive delle unità abitative tali da rispettare i requisiti igienico-sanitari degli ambienti oltre che i dimensionamenti relativi all'abbattimento delle barriere architettoniche; sono stati inoltre valutati i requisiti termo - acustici delle pareti verticali, nel rispetto della vigente normativa in materia.

Per quanto riguarda l'aspetto strutturale, una volta studiati e progettati gli orizzontamenti, è stato scelto di eseguire la progettazione della struttura portante verticale utilizzando tre possibili varianti costruttive: muratura di blocchi poroton, muratura di pietrame e pareti in cls debolmente armato, nell'ottica di offrire una soluzione il più versatile possibile.

La progettazione strutturale si è basata sia su analisi in condizioni non sismiche che sismiche, eseguite in campo dinamico lineare e statico non lineare (quest'ultima utilizzata solo per le tecnologie in blocchi poroton e pietrame).

Dalle analisi svolte è stato possibile osservare che:

- la soluzione tecnologica in muratura di pietrame porta ad uno scarso livello di sicurezza strutturale e presenta difficoltà di tipo costruttivo nella realizzazione e perciò tale soluzione non è proponibile per la ricostruzione del paese;
- le altre due tecnologie strutturali invece risultano verificate con buon margine di sicurezza in tutte le analisi svolte e possono quindi essere entrambe proposte come tecnologie costruttive per la ricostruzione.

Dal punto di vista economico poi è stata fatta una valutazione del costo delle sole strutture verticali (essendo le strutture orizzontali comuni) al fine di cogliere eventuali differenze sostanziali nella spesa per una tecnologia rispetto all'altra: la tecnologia in pietrame risulta largamente più costosa in quanto il materiale, seppur già presente, deve esser ripulito e selezionato per la nuova realizzazione; inoltre gli spessori murari elevati portano a volumetrie di pietrame considerevoli.

Le altre due tecnologie invece hanno costi simili dai calcoli effettuati.

La scelta tra i due materiali quindi dovrà essere effettuata valutando molteplici aspetti, quali la velocità di esecuzione dei lavori, il comfort abitativo di ciascuna delle tecnologie proposte e la disponibilità di imprese locali capaci di mettere in atto le diverse tecnologie.

## APP. A: ANALISI SISMICHE - ANALISI DINAMICHE LINEARI

Per ciascun maschio murario sono state definite 6 sezioni, una in testa ed una alla base di ciascuno dei tre livelli della struttura.

Le *section cut* sono state definite mediante la codifica **Px - My - z** dove:

- **x** è il numero della parete considerata (da 1 a 6)
- **y** è il numero del maschio murario nella parete considerata
- **z** è il livello di sezione considerato (da A ad F per ciascun maschio murario).

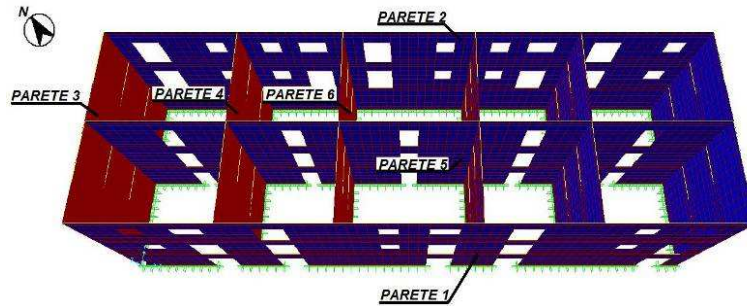


Figura: vista 3D dell'edificio con indicazione delle pareti verificate

**NOTA (1):** in alcuni maschi le sezioni non hanno larghezza costante su tutta l'altezza ma variabile, in base alla presenza o meno delle aperture: generalmente sotto ogni apertura è stata supposta una diffusione delle tensioni tali da poter considerare l'aumento della sezione fino all'asse dell'apertura stessa.

Ad esempio la sezione P1-M2-D risulterà più larga della soprastante P1-M2-C in quanto le tensioni a livello del primo solaio si distribuiranno su tutta la larghezza disponibile, fino ad arrivare in corrispondenza dell'asse della finestra al livello D.

**NOTA (2):** le sezioni di base (livello F) della parete 2 sono state racchiuse in un'unica sezione resistente, denominata P2-M1-F; le altre sezioni (P2-M2-F, P2-M3-F...) non sono state prese in considerazione in quanto prive di significato reale.

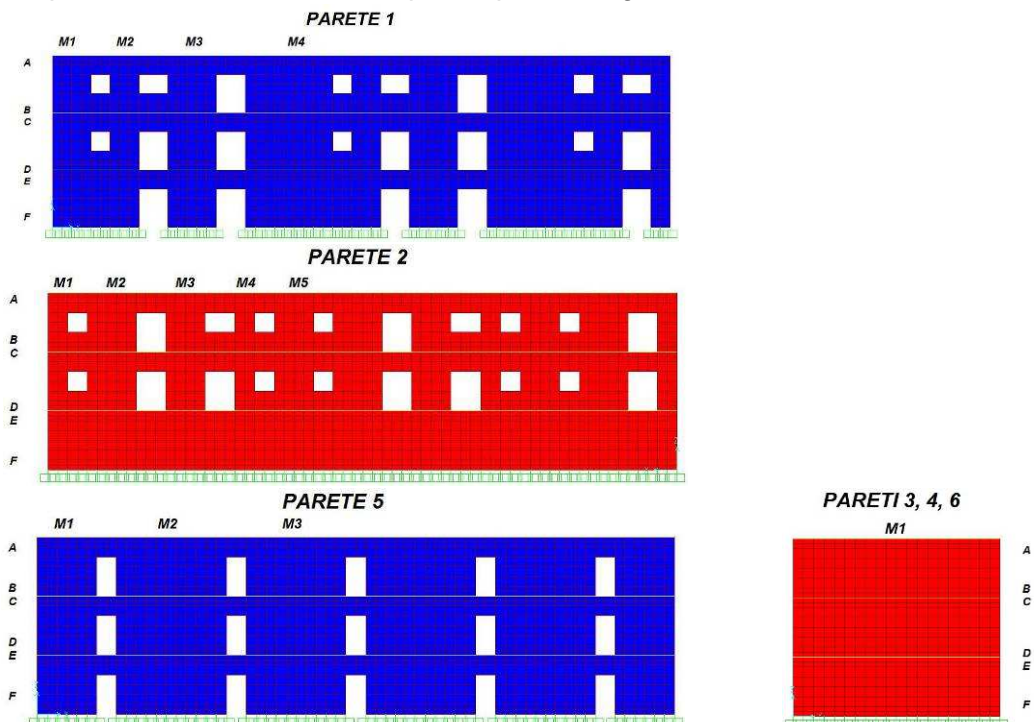


Figura: prospetti di tutte le pareti analizzate con individuazione dei maschi murari verificati

**ANALISI DINAMICA LINEARE SU STRUTTURA IN MURATURA DI POROTON**

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X1																			
Pannello	SectionCut	Step	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	σ <sub>o</sub>	σ <sub>o</sub>	f <sub>vk</sub>	f <sub>vd</sub>	Vrd	TcVrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Type	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	SI/NO!!	kN	SI/NO!!
P1-M1	P1-M1-A	Max	10.2	12.7	0.7	0.30	1.97	0.05	0.33	SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.6	SI	12.4	SI
	P1-M1-A	Min	0.1	10.2	-1.3			0.13		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.1	SI	10.0	SI
	P1-M1-B	Max	16.2	34.6	8.2			0.24		SI	1.97	0.06	0.06	0.22	0.11	66.0	SI	33.3	SI
	P1-M1-B	Min	-1.4	19.4	1.6			0.08		SI	1.97	0.03	0.03	0.21	0.11	63.0	SI	18.8	SI
	P1-M1-C	Max	25.7	65.1	6.9			0.11		SI	1.97	0.11	0.11	0.24	0.12	72.1	SI	61.3	SI
	P1-M1-C	Min	-24.1	43.7	-0.7			0.02		SI	1.97	0.07	0.07	0.23	0.11	67.8	SI	41.8	SI
	P1-M1-D	Max	53.4	105.9	28.2			0.27		SI	2.46	0.14	0.14	0.26	0.13	95.0	SI	122.9	SI
	P1-M1-D	Min	-42.5	56.9	-7.1			0.12		SI	2.46	0.08	0.08	0.23	0.12	85.2	SI	67.8	SI
	P1-M1-E	Max	46.6	148.0	17.2			0.12		SI	2.46	0.20	0.20	0.28	0.14	103.4	SI	167.7	SI
	P1-M1-E	Min	-65.8	86.6	-12.3			0.14		SI	2.46	0.12	0.12	0.25	0.12	91.1	SI	101.6	SI
P1-M1-F	Max	111.8	328.2	134.1	0.41	SI	4.44	0.25	0.25	0.30	0.15	198.8	SI	658.2	SI				
P1-M1-F	Min	-101.8	191.3	-168.4	0.88	SEZ. PARZ.	4.02	0.14	0.16	0.26	0.13	158.9	SI	400.8	SI				
P1-M2	P1-M2-A	Max	4.9	10.0	0.8	0.30	1.48	0.08	0.25	SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.4	SI	7.4	SI
	P1-M2-A	Min	-0.6	8.0	-0.9			0.11		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.0	SI	5.9	SI
	P1-M2-B	Max	7.6	27.9	4.2			0.15		SI	1.48	0.06	0.06	0.23	0.11	50.0	SI	20.1	SI
	P1-M2-B	Min	-3.9	6.6	-1.2			0.18		SI	1.48	0.01	0.01	0.21	0.10	45.7	SI	4.8	SI
	P1-M2-C	Max	13.2	53.3	0.7			0.01		SI	1.48	0.12	0.12	0.25	0.12	55.1	SI	37.6	SI
	P1-M2-C	Min	-6.8	26.4	-4.3			0.16		SI	1.48	0.06	0.06	0.22	0.11	49.7	SI	19.1	SI
	P1-M2-D	Max	38.5	86.5	13.0			0.15		SI	1.97	0.15	0.15	0.26	0.13	76.4	SI	80.3	SI
	P1-M2-D	Min	-27.8	55.8	-25.0			0.45		SEZ. PARZ.	1.61	0.09	0.12	0.25	0.12	59.5	SI	53.0	SI
	P1-M2-E	Max	35.1	110.6	9.5			0.09		SI	1.97	0.19	0.19	0.27	0.14	81.2	SI	100.9	SI
	P1-M2-E	Min	-17.5	82.8	-8.5			0.10		SI	1.97	0.14	0.14	0.26	0.13	75.7	SI	77.1	SI
P1-M3	P1-M3-A	Max	5.0	15.8	3.4	0.30	2.49	0.22	0.42	SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.9	SI	10.5	SI
	P1-M3-A	Min	-4.1	13.2	-3.7			0.28		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	16.1	SI
	P1-M3-B	Max	19.5	48.5	9.7			0.20		SI	2.49	0.06	0.06	0.23	0.11	84.4	SI	58.8	SI
	P1-M3-B	Min	-20.8	36.5	-6.3			0.17		SI	2.49	0.05	0.05	0.22	0.11	82.0	SI	44.6	SI
	P1-M3-C	Max	10.7	72.1	3.7			0.05		SI	2.49	0.10	0.10	0.24	0.12	89.1	SI	86.3	SI
	P1-M3-C	Min	-5.2	55.5	-12.2			0.22		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.8	SI	67.0	SI
	P1-M3-D	Max	52.1	125.9	36.5			0.29		SI	2.49	0.17	0.17	0.27	0.13	99.9	SI	146.4	SI
	P1-M3-D	Min	-52.3	81.7	-32.4			0.40		SI	2.49	0.11	0.11	0.24	0.12	91.0	SI	97.3	SI
	P1-M3-E	Max	8.3	139.6	11.7			0.08		SI	2.49	0.19	0.19	0.27	0.14	102.6	SI	161.0	SI
	P1-M3-E	Min	-3.6	91.8	-23.4			0.26		SI	2.49	0.12	0.12	0.25	0.12	93.1	SI	108.8	SI
P1-M3-F	Max	51.0	213.4	62.5	0.29	SI	2.49	0.29	0.29	0.31	0.16	117.4	SI	236.0	SI				
P1-M3-F	Min	-53.8	111.5	-67.7	0.61	SEZ. PARZ.	1.91	0.15	0.19	0.28	0.14	79.7	SI	130.6	SI				
P1-M4	P1-M4-A	Max	6.0	28.0	6.1	0.30	4.47	0.22	0.75	SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.7	SI	62.1	SI
	P1-M4-A	Min	-10.8	24.9	-5.7			0.23		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.1	SI	55.2	SI
	P1-M4-B	Max	32.4	81.6	8.5			0.10		SI	4.47	0.06	0.06	0.22	0.11	150.4	SI	178.0	SI
	P1-M4-B	Min	-35.3	58.1	-14.4			0.25		SI	4.47	0.04	0.04	0.22	0.11	145.7	SI	127.6	SI
	P1-M4-C	Max	45.1	147.7	15.5			0.10		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	163.6	SI	315.9	SI
	P1-M4-C	Min	-64.5	119.3	-16.1			0.13		SI	4.47	0.09	0.09	0.24	0.12	158.0	SI	257.4	SI
	P1-M4-D	Max	94.4	209.0	72.8			0.35		SI	4.47	0.16	0.16	0.26	0.13	175.9	SI	438.5	SI
	P1-M4-D	Min	-105.3	147.6	-75.5			0.51		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	163.6	SI	315.6	SI
	P1-M4-E	Max	60.7	268.8	57.2			0.21		SI	4.47	0.20	0.20	0.28	0.14	187.9	SI	553.5	SI
	P1-M4-E	Min	-98.3	199.2	-60.3			0.30		SI	4.47	0.15	0.15	0.26	0.13	173.9	SI	419.2	SI
P1-M4-F	Max	172.4	507.1	376.5	0.74	SI	6.94	0.24	0.24	0.30	0.15	309.6	SI	1591.6	SI				
P1-M4-F	Min	-184.6	363.4	-368.3	1.01	SEZ. PARZ.	6.94	0.17	0.17	0.27	0.13	280.9	SI	1174.8	SI				
P2-M1	P2-M1-A	Max	0.1	6.2	0.3	0.30	0.99	0.05	0.17	SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.9	SI	3.0	SI
	P2-M1-A	Min	-4.9	4.9	-0.3			0.06		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.7	SI	2.4	SI
	P2-M1-B	Max	0.8	17.2	-0.9			0.05		SI	0.99	0.06	0.06	0.22	0.11	33.1	SI	8.3	SI
	P2-M1-B	Min	-7.5	12.7	-2.7			0.21		SEZ. PARZ.	0.85	0.04	0.05	0.22	0.11	27.9	SI	6.2	SI
	P2-M1-C	Max	8.3	25.7	-0.7			0.03		SI	0.99	0.09	0.09	0.23	0.12	34.8	SI	12.3	SI
	P2-M1-C	Min	-10.1	16.6	-1.9			0.11		SI	0.99	0.06	0.06	0.22	0.11	33.0	SI	8.0	SI
	P2-M1-D	Max	19.2	59.5	-1.2			0.02		SI	1.48	0.13	0.13	0.25	0.13	56.3	SI	41.7	SI
	P2-M1-D	Min	-25.5	25.0	-11.0			0.44		SEZ. PARZ.	0.90	0.06	0.09	0.24	0.12	32.0	SI	18.1	SI
	P2-M1-E	Max	32.8	84.3	4.1			0.05		SI	1.48	0.19	0.19	0.28	0.14	61.3	SI	57.7	SI
	P2-M1-E	Min	-20.4	33.3	-3.1			0.09		SI	1.48	0.08	0.08	0.23	0.12	51.1	SI	23.9	SI
P2-M1-F	Max	787.7	1878.2	2529.8	1.35	SI	31.70	0.20	0.20	0.28	0.14	1326.6	SI	27464.1	SI				
P2-M1-F	Min	-747.3	1272.8	-3063.2	2.41	SEZ. PARZ.	31.70	0.13	0.13	0.25	0.13	1205.6	SI	19114.5	SI				
P2-M2	P2-M2-A	Max	0.5	16.9	2.4	0.30	2.46	0.14	0.41	SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	77.2	SI	20.6	SI
	P2-M2-A	Min	-6.8	13.3	-2.0			0.15		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	76.5	SI	16.2	SI
	P2-M2-B	Max	8.5	47.3	3.0			0.06		SI	2.46	0.06	0.06	0.23	0.11	83.3	SI	56.7	SI
	P2-M2-B	Min	-14.4	22.0	-5.2			0.24		SI	2.46	0.03	0.03	0.21	0.11	78.2	SI	26.8	SI
	P2-M2-C	Max	15.0	84.0	7.3			0.09		SI	2.46	0.11	0.11	0.25	0.12	90.6	SI	98.7	SI
	P2-M2-C	Min	-21.0	56.3	-1.4			0.03		SI	2.46	0.08	0.08	0.23	0.12	85.1	SI	67.2	SI
	P2-M2-D	Max	39.8	118.5	41.4			0.35		SI	2.46	0.16	0.16	0.26	0.13	97.5	SI	136.6	SI
	P2-M2-D	Min	-41.1	78.5	-23.6			0.30		SI	2.46	0.11	0.11	0.24	0.12	89.5	SI	92.5	SI
	P2-M2-E	Max	57.2	141.4	33.5			0.24		SI	2.46	0.19	0.19	0.28	0.14	102.1	SI	160.9	SI
	P2-M2-E	Min	-48.5	102.3	-19.3			0.19		SI	2.46	0.14	0.14	0.26	0.13	94.3	SI	119.0	SI
P2-M3	P2-M3-A	Max	2.6	11.9	2.5	0.30	1.99	0.21	0.33	SI	1.99	0.02	0.02	0.21	0.10	62.1	SI	11.8	SI
	P2-M3-A	Min	-2.5	10.8	-2.3			0.21		SI	1.99	0.02	0.02	0.21	0.10	61.9	SI	10.7	SI
	P2-M3-B	Max	9.8	40.9	5.4			0.13		SI	1.99	0.07	0.07	0.23	0.11	67.9	SI	39.6	SI
	P2-M3-B	Min	-13.8	24.0	-8.2			0.34		SEZ. PARZ.	1.96	0.04	0.04	0.22	0.11	63.7	SI	23.5	SI
	P2-M3-C	Max	3.5	68.9	3.2			0.05		SI	1.99	0.12	0.12	0.25	0.12	73.5	SI	65.5	SI
	P2-M3-C	Min	-4.1	49.3	-4.6			0.09		SI	1.99	0.08	0.08	0.2					

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X1																						
Pannello	SectionCut	Step Type	T			N			sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{ck}$	$f_{td}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m														
Text	Text	Text																				
P4-M1	P4-M1-A	Max	31.5	127.2	7.2						0.06	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.4	SI	638.0	SI	
	P4-M1-A	Min	-31.3	126.3	-7.4						0.06	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.3	SI	633.8	SI	
	P4-M1-B	Max	52.4	212.5	50.7						0.24	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.5	SI	1054.4	SI	
	P4-M1-B	Min	-52.0	206.9	-57.3						0.28	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	347.4	SI	1027.3	SI	
	P4-M1-C	Max	109.8	319.5	57.6						0.18	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.9	SI	1562.6	SI	
	P4-M1-C	Min	-97.7	312.6	-69.8			0.30	10.2		0.22	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	368.5	SI	1530.6	SI	
	P4-M1-D	Max	124.6	413.9	111.2						0.27	SI	10.20	0.14	0.14	0.25	0.13	388.8	SI	1998.9	SI	
	P4-M1-D	Min	-111.8	401.7	-191.0						0.48	SI	10.20	0.13	0.13	0.25	0.13	386.3	SI	1943.2	SI	
	P4-M1-E	Max	164.1	519.9	106.8						0.21	SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	410.0	SI	2474.8	SI	
	P4-M1-E	Min	-143.5	505.4	-213.6						0.42	SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	407.1	SI	2410.5	SI	
P4-M1-F	Max	161.5	605.1	174.4						0.29	SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	427.0	SI	2846.7	SI		
P4-M1-F	Min	-142.3	584.3	-366.5						0.63	SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	422.9	SI	2756.8	SI		
P5-M1	P5-M1-A	Max	21.6	19.3	3.0						0.16	SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	92.7	SI	28.4	SI	
	P5-M1-A	Min	15.6	13.6	-2.5						0.18	SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	91.5	SI	19.9	SI	
	P5-M1-B	Max	44.8	29.7	17.3						0.58	SEZ. PARZ.	2.70	0.03	0.04	0.21	0.11	86.8	SI	43.4	SI	
	P5-M1-B	Min	-1.5	6.8	6.1						0.89	SEZ. PARZ.	1.76	0.01	0.01	0.21	0.10	54.2	SI	10.0	SI	
	P5-M1-C	Max	50.6	108.4	3.2						0.03	SI	2.96	0.12	0.12	0.25	0.12	110.5	SI	152.8	SI	
	P5-M1-C	Min	-16.7	78.5	-5.0			0.30	2.96		0.06	SI	2.96	0.09	0.09	0.24	0.12	104.5	SI	112.1	SI	
	P5-M1-D	Max	83.6	110.1	34.6						0.31	0.49	SI	2.96	0.12	0.12	0.25	0.12	110.8	SI	155.0	SI
	P5-M1-D	Min	-37.7	85.2	-28.8						0.34	SI	2.96	0.10	0.10	0.24	0.12	105.8	SI	121.4	SI	
	P5-M1-E	Max	44.2	181.3	18.3						0.10	SI	2.96	0.20	0.20	0.28	0.14	125.1	SI	246.9	SI	
	P5-M1-E	Min	-34.3	153.8	-26.5						0.17	SI	2.96	0.17	0.17	0.27	0.13	119.6	SI	212.1	SI	
P5-M1-F	Max	70.3	200.8	48.2						0.24	SI	2.96	0.23	0.23	0.29	0.15	129.0	SI	270.8	SI		
P5-M1-F	Min	-46.8	180.3	-70.9						0.39	SI	2.96	0.20	0.20	0.28	0.14	124.9	SI	245.5	SI		
P5-M2	P5-M2-A	Max	14.8	31.7	8.5						0.27	SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	170.1	SI	88.9	SI	
	P5-M2-A	Min	-19.3	30.4	-11.0						0.36	SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	169.9	SI	82.3	SI	
	P5-M2-B	Max	54.0	62.0	8.3						0.13	SI	5.46	0.04	0.04	0.22	0.11	176.2	SI	166.6	SI	
	P5-M2-B	Min	-55.9	54.7	-25.5						0.47	SI	5.46	0.03	0.03	0.21	0.11	174.7	SI	147.3	SI	
	P5-M2-C	Max	73.5	172.7	32.3						0.19	SI	5.46	0.11	0.11	0.24	0.12	198.3	SI	452.0	SI	
	P5-M2-C	Min	-88.0	163.9	-3.3			0.30	5.46		0.02	SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	196.6	SI	429.9	SI	
	P5-M2-D	Max	130.9	222.2	104.8						0.47	0.91	SI	5.46	0.14	0.14	0.25	0.13	208.2	SI	574.3	SI
	P5-M2-D	Min	-134.0	207.2	-117.1						0.56	SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	205.2	SI	537.6	SI	
	P5-M2-E	Max	76.9	321.8	105.5						0.33	SI	5.46	0.20	0.20	0.28	0.14	228.2	SI	810.9	SI	
	P5-M2-E	Min	-90.2	306.3	-68.8						0.22	SI	5.46	0.19	0.19	0.27	0.14	225.1	SI	774.8	SI	
P5-M2-F	Max	123.1	392.1	218.9						0.56	SI	5.46	0.24	0.24	0.30	0.15	242.2	SI	970.0	SI		
P5-M2-F	Min	-124.9	371.1	-214.5						0.58	SI	5.46	0.23	0.23	0.29	0.15	238.0	SI	923.1	SI		
P5-M3	P5-M3-A	Max	24.7	27.8	10.2						0.37	SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.4	SI	68.4	SI	
	P5-M3-A	Min	-13.5	27.5	-10.2						0.37	SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI	67.8	SI	
	P5-M3-B	Max	63.2	47.9	21.2						0.44	SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.4	SI	117.2	SI	
	P5-M3-B	Min	-51.8	45.6	-10.4						0.23	SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	157.9	SI	111.8	SI	
	P5-M3-C	Max	75.5	166.3	-0.9						0.01	SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	182.1	SI	394.3	SI	
	P5-M3-C	Min	-66.8	164.8	-31.4			0.30	4.96		0.19	SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	181.8	SI	390.9	SI	
	P5-M3-D	Max	127.8	198.0	93.3						0.47	0.83	SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.4	SI	465.5	SI
	P5-M3-D	Min	-119.3	196.1	-92.2						0.47	SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.0	SI	461.2	SI	
	P5-M3-E	Max	71.6	307.0	47.5						0.15	SI	4.96	0.21	0.21	0.28	0.14	210.2	SI	699.8	SI	
	P5-M3-E	Min	-70.0	302.4	-90.7						0.30	SI	4.96	0.20	0.20	0.28	0.14	209.3	SI	690.2	SI	
P5-M3-F	Max	113.4	366.1	170.6						0.47	SI	4.96	0.25	0.25	0.30	0.15	222.0	SI	820.4	SI		
P5-M3-F	Min	-112.8	356.9	-186.9						0.52	SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	220.2	SI	801.8	SI		
P6-M1	P6-M1-A	Max	39.5	127.4	6.8						0.05	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.5	SI	639.1	SI	
	P6-M1-A	Min	-27.5	126.0	-5.0						0.04	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.2	SI	632.4	SI	
	P6-M1-B	Max	56.8	215.9	48.3						0.22	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	349.2	SI	1070.8	SI	
	P6-M1-B	Min	-44.6	211.6	-37.4						0.18	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.3	SI	1049.8	SI	
	P6-M1-C	Max	98.8	326.2	59.8						0.18	SI	10.20	0.11	0.11	0.24	0.12	371.2	SI	1594.1	SI	
	P6-M1-C	Min	-85.0	318.6	-44.9			0.30	10.2		0.14	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.7	SI	1558.4	SI	
	P6-M1-D	Max	110.5	434.7	120.6						0.28	SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	392.9	SI	2093.3	SI	
	P6-M1-D	Min	-96.7	413.2	-130.1						0.31	SI	10.20	0.14	0.14	0.25	0.13	388.6	SI	1995.8	SI	
	P6-M1-E	Max	133.1	543.4	118.3						0.22	SI	10.20	0.18	0.18	0.27	0.14	414.7	SI	2578.4	SI	
	P6-M1-E	Min	-122.3	517.6	-148.3						0.29	SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	409.5	SI	2464.8	SI	
P6-M1-F	Max	130.2	627.9	161.5						0.26	SI	10.20	0.21	0.21	0.28	0.14	431.6	SI	2944.7	SI		
P6-M1-F	Min	-121.0	594.9	-272.4						0.46	SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	425.0	SI	2802.7	SI		



TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X2																			
Pannello	SectionCut	StepType	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	TcVrd?	Mrd	McMrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	S/SEZ. PARZ.	m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!
P1-M1	P1-M1-A	Max	11.7	12.7	0.7			0.06		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.6	SI	12.4	SI
	P1-M1-A	Min	1.6	10.2	-1.2			0.12		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.1	SI	10.0	SI
	P1-M1-B	Max	17.7	33.9	8.7		1.97	0.26	0.33	SI	1.97	0.06	0.06	0.22	0.11	65.9	SI	32.7	SI
	P1-M1-B	Min	0.1	18.6	2.1			0.11		SI	1.97	0.03	0.03	0.21	0.11	62.8	SI	18.1	SI
	P1-M1-C	Max	28.6	64.2	7.2			0.11		SI	1.97	0.11	0.11	0.24	0.12	71.9	SI	60.5	SI
	P1-M1-C	Min	-21.2	42.8	-0.4			0.01		SI	1.97	0.07	0.07	0.23	0.11	67.7	SI	40.9	SI
	P1-M1-D	Max	57.5	101.0	28.7		0.30	0.28		SI	2.46	0.14	0.14	0.25	0.13	94.0	SI	117.6	SI
	P1-M1-D	Min	-38.3	52.0	-6.5			0.12		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	84.2	SI	62.2	SI
	P1-M1-E	Max	52.0	142.6	17.5			0.12	0.41	SI	2.46	0.19	0.19	0.28	0.14	102.3	SI	162.1	SI
	P1-M1-E	Min	-60.4	81.2	-12.0			0.15		SI	2.46	0.11	0.11	0.24	0.12	90.0	SI	95.5	SI
P1-M1-F	Max	119.7	313.7	134.4			0.43		SI	4.44	0.24	0.24	0.29	0.15	195.9	SI	632.2	SI	
P1-M1-F	Min	-93.9	176.8	-168.1			0.95	0.74	SEZ. PARZ.	3.81	0.13	0.15	0.26	0.13	149.6	SI	372.1	SI	
P1-M2	P1-M2-A	Max	5.4	10.0	0.8			0.08		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.4	SI	7.3	SI
	P1-M2-A	Min	-0.1	7.9	-0.9			0.11		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.0	SI	5.8	SI
	P1-M2-B	Max	8.1	27.4	4.4		1.48	0.16	0.25	SI	1.48	0.06	0.06	0.22	0.11	49.9	SI	19.8	SI
	P1-M2-B	Min	-3.4	6.1	-0.9			0.15		SI	1.48	0.01	0.01	0.21	0.10	45.6	SI	4.5	SI
	P1-M2-C	Max	13.8	52.6	0.6		0.30	0.01		SI	1.48	0.12	0.12	0.25	0.12	54.9	SI	37.1	SI
	P1-M2-C	Min	-6.2	25.7	-4.4			0.17		SI	1.48	0.06	0.06	0.22	0.11	49.5	SI	18.6	SI
	P1-M2-D	Max	40.1	84.1	14.1			0.17		SI	1.97	0.14	0.14	0.26	0.13	75.9	SI	78.3	SI
	P1-M2-D	Min	-26.2	53.5	-23.9			0.45	0.33	SEZ. PARZ.	1.61	0.09	0.11	0.24	0.12	59.1	SI	50.8	SI
	P1-M2-E	Max	36.5	108.0	9.8		1.97	0.09		SI	1.97	0.18	0.18	0.27	0.14	80.7	SI	98.7	SI
	P1-M2-E	Min	-16.1	80.2	-8.3			0.10		SI	1.97	0.14	0.14	0.25	0.13	75.1	SI	74.8	SI
P1-M3	P1-M3-A	Max	5.6	15.8	3.3			0.21		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.9	SI	19.5	SI
	P1-M3-A	Min	-3.6	13.2	-3.8			0.29		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	16.4	SI
	P1-M3-B	Max	20.8	47.8	10.4			0.22		SI	2.49	0.06	0.06	0.23	0.11	84.3	SI	58.0	SI
	P1-M3-B	Min	-19.5	35.8	-5.6			0.16		SI	2.49	0.05	0.05	0.22	0.11	81.9	SI	43.7	SI
	P1-M3-C	Max	11.1	71.2	3.6			0.05		SI	2.49	0.10	0.10	0.24	0.12	88.9	SI	85.3	SI
	P1-M3-C	Min	-4.7	54.6	-12.2		0.30	0.22	0.42	SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.6	SI	66.0	SI
	P1-M3-D	Max	54.6	122.6	37.9			0.31		SI	2.49	0.16	0.16	0.27	0.13	99.2	SI	142.8	SI
	P1-M3-D	Min	-49.8	78.4	-31.1			0.40		SI	2.49	0.10	0.10	0.24	0.12	90.4	SI	93.6	SI
	P1-M3-E	Max	8.9	136.1	12.3			0.09		SI	2.49	0.18	0.18	0.27	0.14	101.9	SI	157.3	SI
	P1-M3-E	Min	-3.0	88.3	-22.9			0.26		SI	2.49	0.12	0.12	0.25	0.12	92.4	SI	104.8	SI
P1-M3-F	Max	54.2	206.2	65.6			0.32		SI	2.49	0.28	0.28	0.31	0.16	115.9	SI	228.9	SI	
P1-M3-F	Min	-50.7	104.2	-64.6			0.62		SEZ. PARZ.	1.88	0.14	0.19	0.27	0.14	77.1	SI	122.6	SI	
P1-M4	P1-M4-A	Max	7.2	27.9	5.8			0.21		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.7	SI	61.9	SI
	P1-M4-A	Min	-9.6	24.8	-6.0			0.24		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.1	SI	55.0	SI
	P1-M4-B	Max	34.5	80.9	8.5			0.11		SI	4.47	0.06	0.06	0.22	0.11	150.3	SI	176.6	SI
	P1-M4-B	Min	-33.1	57.4	-14.3			0.25		SI	4.47	0.04	0.04	0.22	0.11	145.6	SI	126.2	SI
	P1-M4-C	Max	47.5	146.9	14.8			0.10		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	163.5	SI	314.2	SI
	P1-M4-C	Min	-62.2	118.5	-16.7		0.30	0.14	0.75	SI	4.47	0.09	0.09	0.24	0.12	157.8	SI	255.7	SI
	P1-M4-D	Max	98.8	207.2	75.2			0.36		SI	4.47	0.15	0.15	0.26	0.13	175.5	SI	435.1	SI
	P1-M4-D	Min	-100.8	145.8	-73.0			0.50		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	163.3	SI	312.0	SI
	P1-M4-E	Max	65.3	266.9	59.2			0.22		SI	4.47	0.20	0.20	0.28	0.14	187.5	SI	549.9	SI
	P1-M4-E	Min	-93.7	197.3	-58.2			0.30		SI	4.47	0.15	0.15	0.26	0.13	173.6	SI	415.6	SI
P1-M4-F piu lunga!	Max	182.8	502.9	390.4			0.78		SI	6.94	0.24	0.24	0.30	0.15	308.8	SI	1579.8	SI	
P1-M4-F piu lunga!	Min	-174.2	359.2	-354.4			0.99	1.16	SI	6.94	0.17	0.17	0.27	0.13	280.0	SI	1162.2	SI	
P2-M1	P2-M1-A	Max	-0.6	6.2	0.3			0.04		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.9	SI	3.1	SI
	P2-M1-A	Min	-5.6	5.0	-0.4			0.07		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.7	SI	2.5	SI
	P2-M1-B	Max	0.1	16.9	-1.1			0.06		SI	0.99	0.06	0.06	0.22	0.11	33.1	SI	8.2	SI
	P2-M1-B	Min	-8.2	12.4	-2.9			0.23	0.17	SEZ. PARZ.	0.78	0.04	0.05	0.22	0.11	26.0	SI	6.0	SI
	P2-M1-C	Max	6.9	25.7	-0.9			0.03		SI	0.99	0.09	0.09	0.23	0.12	34.8	SI	12.3	SI
	P2-M1-C	Min	-11.5	16.6	-2.0			0.12		SI	0.99	0.06	0.06	0.22	0.11	33.0	SI	8.0	SI
	P2-M1-D	Max	16.4	56.4	-1.5			0.03		SI	1.48	0.13	0.13	0.25	0.13	55.7	SI	39.6	SI
	P2-M1-D	Min	-26.2	22.9	-11.3			0.49	0.25	SEZ. PARZ.	0.74	0.05	0.10	0.24	0.12	26.8	SI	16.6	SI
	P2-M1-E	Max	29.4	81.0	3.9			0.05		SI	1.48	0.18	0.18	0.27	0.14	60.6	SI	55.7	SI
	P2-M1-E	Min	-23.8	30.1	-3.4			0.11		SI	1.48	0.07	0.07	0.23	0.11	50.4	SI	21.7	SI
P2-M1-F	Max	745.1	1876.2	3012.8			1.61	5.28	SI	31.70	0.20	0.20	0.28	0.14	1326.2	SI	27436.8	SI	
P2-M1-F	Min	-789.8	1270.7	-2580.2			2.03		SI	31.70	0.13	0.13	0.25	0.13	1205.1	SI	19085.5	SI	
P2-M2	P2-M2-A	Max	-0.5	16.8	2.5			0.15		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	77.2	SI	20.5	SI
	P2-M2-A	Min	-7.8	13.2	-1.8			0.14		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	76.4	SI	16.1	SI
	P2-M2-B	Max	7.2	45.7	2.4			0.05		SI	2.46	0.06	0.06	0.22	0.11	82.9	SI	54.9	SI
	P2-M2-B	Min	-15.7	20.5	-5.8			0.29		SI	2.46	0.03	0.03	0.21	0.11	77.9	SI	24.9	SI
	P2-M2-C	Max	13.6	82.0	7.4		0.30	0.09	0.41	SI	2.46	0.11	0.11	0.24	0.12	90.2	SI	96.5	SI
	P2-M2-C	Min	-22.5	54.3	-1.4			0.03		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	84.7	SI	64.9	SI
	P2-M2-D	Max	37.4	114.3	39.4			0.34		SI	2.46	0.15	0.15	0.26	0.13	96.7	SI	132.1	SI
	P2-M2-D	Min	-43.4	74.3	-25.6			0.34		SI	2.46	0.10	0.10	0.24	0.12	88.7	SI	87.8	SI
	P2-M2-E	Max	54.3	137.3	32.3			0.23		SI	2.46	0.19	0.19	0.27	0.14	101.3	SI	156.5	SI
	P2-M2-E	Min	-51.4	98.2	-20.6			0.21		SI	2.46	0.13	0.13	0.25	0.13	93.4	SI	114.5	SI
P2-M3	P2-M3-A	Max	2.2	11.8	2.7			0.22		SI	1.99	0.02	0.02	0.21					

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X2																									
Pannello	SectionCut	StepType	T			N			M			sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	TcVrd?	Mrd	M<Mrd?
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	m	m	m														
Text	Text	Text																							
P4-M1	P4-M1-A	Max	24.9	127.2	8.0										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.4	SI	637.9	SI	
	P4-M1-A	Min	-37.9	126.3	-6.6										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.3	SI	633.7	SI	
	P4-M1-B	Max	45.4	212.2	57.2										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.4	SI	1052.7	SI	
	P4-M1-B	Min	-59.0	206.6	-50.8										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	347.3	SI	1025.6	SI	
	P4-M1-C	Max	92.3	319.1	66.1										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.8	SI	1561.0	SI	
	P4-M1-C	Min	-115.1	312.3	-61.3										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	368.5	SI	1529.0	SI	
	P4-M1-D	Max	106.4	413.3	134.1					0.30	10.2				SI	10.20	0.14	0.14	0.25	0.13	388.7	SI	1996.2	SI	
	P4-M1-D	Min	-130.0	401.1	-168.1										SI	10.20	0.13	0.13	0.25	0.13	386.2	SI	1940.5	SI	
	P4-M1-E	Max	142.0	519.3	131.1										SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	409.9	SI	2472.0	SI	
	P4-M1-E	Min	-165.6	504.7	-189.3										SI	10.20	0.16	0.16	0.27	0.13	406.9	SI	2407.6	SI	
P4-M1-F	Max	140.3	604.3	215.2										SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	426.9	SI	2843.3	SI		
P4-M1-F	Min	-163.5	583.5	-325.7										SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	422.7	SI	2753.4	SI		
P5-M1	P5-M1-A	Max	21.5	19.4	3.0										SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	92.7	SI	28.4	SI	
	P5-M1-A	Min	15.5	13.6	-2.4										SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	91.5	SI	20.0	SI	
	P5-M1-B	Max	44.6	29.8	17.2										SEZ. PARZ.	2.71	0.03	0.04	0.21	0.11	87.2	SI	43.6	SI	
	P5-M1-B	Min	-1.7	6.9	6.0										SEZ. PARZ.	1.83	0.01	0.01	0.21	0.10	56.4	SI	10.2	SI	
	P5-M1-C	Max	50.5	108.6	3.1										SI	2.96	0.12	0.12	0.25	0.12	110.5	SI	153.0	SI	
	P5-M1-C	Min	-16.8	78.6	-5.1										SI	2.96	0.09	0.09	0.24	0.12	104.5	SI	112.3	SI	
	P5-M1-D	Max	83.5	110.3	34.5					0.30	2.96				SI	2.96	0.12	0.12	0.25	0.12	110.9	SI	155.3	SI	
	P5-M1-D	Min	-37.8	85.4	-28.9										SI	2.96	0.10	0.10	0.24	0.12	105.9	SI	121.6	SI	
	P5-M1-E	Max	44.6	181.5	18.2										SI	2.96	0.20	0.20	0.28	0.14	125.1	SI	247.1	SI	
	P5-M1-E	Min	-33.8	154.0	-26.6										SI	2.96	0.17	0.17	0.27	0.13	119.6	SI	212.4	SI	
P5-M1-F	Max	70.9	200.9	48.6										SI	2.96	0.23	0.23	0.29	0.15	129.0	SI	270.9	SI		
P5-M1-F	Min	-46.2	180.3	-70.4										SI	2.96	0.20	0.20	0.28	0.14	124.9	SI	245.6	SI		
P5-M2	P5-M2-A	Max	14.6	31.7	8.5										SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	170.1	SI	88.9	SI	
	P5-M2-A	Min	-19.5	30.4	-11.0										SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	169.9	SI	82.3	SI	
	P5-M2-B	Max	53.8	61.9	8.1										SI	5.46	0.04	0.04	0.22	0.11	176.2	SI	166.5	SI	
	P5-M2-B	Min	-56.1	54.6	-25.7										SI	5.46	0.03	0.03	0.21	0.11	174.7	SI	147.2	SI	
	P5-M2-C	Max	73.4	172.7	32.2										SI	5.46	0.11	0.11	0.24	0.12	198.3	SI	451.9	SI	
	P5-M2-C	Min	-88.0	163.9	-3.5										SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	196.6	SI	429.8	SI	
	P5-M2-D	Max	130.9	222.1	104.4					0.30	5.46				SI	5.46	0.14	0.14	0.25	0.13	208.2	SI	574.1	SI	
	P5-M2-D	Min	-134.1	207.1	-117.4										SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	205.2	SI	537.4	SI	
	P5-M2-E	Max	77.8	321.8	105.3										SI	5.46	0.20	0.20	0.28	0.14	228.2	SI	810.7	SI	
	P5-M2-E	Min	-89.3	306.2	-69.1										SI	5.46	0.19	0.19	0.27	0.14	225.0	SI	774.6	SI	
P5-M2-F	Max	124.2	392.0	220.3										SI	5.46	0.24	0.24	0.30	0.15	242.2	SI	969.8	SI		
P5-M2-F	Min	-123.8	371.0	-213.1										SI	5.46	0.23	0.23	0.29	0.15	238.0	SI	922.9	SI		
P5-M3	P5-M3-A	Max	24.6	27.8	10.2										SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.4	SI	68.4	SI	
	P5-M3-A	Min	-13.6	27.5	-10.2										SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI	67.8	SI	
	P5-M3-B	Max	63.0	47.9	21.0										SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.4	SI	117.3	SI	
	P5-M3-B	Min	-51.9	45.7	-10.5										SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	157.9	SI	111.9	SI	
	P5-M3-C	Max	75.4	166.3	-1.1										SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	182.1	SI	394.5	SI	
	P5-M3-C	Min	-66.9	164.8	-31.6										SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	181.8	SI	391.1	SI	
	P5-M3-D	Max	127.8	198.1	93.0					0.30	4.96				SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.4	SI	465.7	SI	
	P5-M3-D	Min	-119.4	196.2	-92.5										SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.0	SI	461.4	SI	
	P5-M3-E	Max	72.4	307.1	47.3										SI	4.96	0.21	0.21	0.28	0.14	210.2	SI	700.0	SI	
	P5-M3-E	Min	-69.3	302.5	-90.9										SI	4.96	0.20	0.20	0.28	0.14	209.3	SI	690.4	SI	
P5-M3-F	Max	114.4	366.2	171.8										SI	4.96	0.25	0.25	0.30	0.15	222.0	SI	820.6	SI		
P5-M3-F	Min	-111.7	357.0	-185.7										SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	220.2	SI	802.0	SI		
P6-M1	P6-M1-A	Max	36.8	127.4	7.1										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.5	SI	639.3	SI	
	P6-M1-A	Min	-30.3	126.1	-4.7										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.2	SI	632.5	SI	
	P6-M1-B	Max	53.9	216.2	50.9										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	349.2	SI	1072.2	SI	
	P6-M1-B	Min	-47.5	211.9	-34.8										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.4	SI	1051.2	SI	
	P6-M1-C	Max	91.9	326.5	63.1										SI	10.20	0.11	0.11	0.24	0.12	371.3	SI	1595.7	SI	
	P6-M1-C	Min	-91.8	318.9	-41.5										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.8	SI	1559.9	SI	
	P6-M1-D	Max	103.4	435.2	128.9					0.30	10.2				SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	393.0	SI	2095.7	SI	
	P6-M1-D	Min	-103.9	413.8	-121.8										SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	388.8	SI	1998.3	SI	
	P6-M1-E	Max	124.5	544.0	127.0										SI	10.20	0.18	0.18	0.27	0.14	414.8	SI	2581.0	SI	
	P6-M1-E	Min	-130.9	518.2	-139.5										SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	409.6	SI	2467.3	SI	
P6-M1-F	Max	122.0	628.5	175.9										SI	10.20	0.21	0.21	0.28	0.14	431.7	SI	2947.1	SI		
P6-M1-F	Min	-129.2	595.5	-258.0										SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	425.1					

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y1																				
Pannello	SectionCut	StepType	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	TcVrd?	Mrd	McMrd?	
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	S/SEZ. PARZ.	m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!	
P1-M1	P1-M1-A	Max	12.9	12.6	0.7			0.06		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.6	SI	12.3	SI	
	P1-M1-A	Min	-5.7	10.3	-1.5			0.15		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.2	SI	10.1	SI	
	P1-M1-B	Max	16.2	39.2	8.5		1.97	0.22	0.33	SI	1.97	0.07	0.07	0.23	0.11	66.9	SI	37.9	SI	
	P1-M1-B	Min	-4.6	16.3	0.4			0.03		SI	1.97	0.03	0.03	0.21	0.11	62.4	SI	15.6	SI	
	P1-M1-C	Max	19.2	70.7	6.7			0.09		SI	1.97	0.12	0.12	0.25	0.12	73.2	SI	66.4	SI	
	P1-M1-C	Min	-23.7	39.9	-1.0			0.02		SI	1.97	0.07	0.07	0.23	0.11	67.1	SI	38.3	SI	
	P1-M1-D	Max	30.4	134.8	17.6		0.30	0.13		SI	2.46	0.18	0.18	0.27	0.14	100.8	SI	153.9	SI	
	P1-M1-D	Min	-28.4	38.3	2.2			0.06		SI	2.46	0.05	0.05	0.22	0.11	81.5	SI	46.1	SI	
	P1-M1-E	Max	20.0	179.6	9.4			0.05	0.41	SI	2.46	0.24	0.24	0.30	0.15	109.7	SI	199.9	SI	
	P1-M1-E	Min	-50.5	66.3	-5.1			0.08		SI	2.46	0.09	0.09	0.24	0.12	87.1	SI	78.6	SI	
	P1-M1-F	Max	40.6	413.9	82.5			0.20	0.74	SI	4.44	0.31	0.31	0.32	0.16	216.0	SI	806.9	SI	
	P1-M1-F	Min	-47.5	136.2	-117.3			0.86		SEZ. PARZ.	4.08	0.10	0.11	0.24	0.12	149.5	SI	290.3	SI	
P1-M2	P1-M2-A	Max	3.0	10.7	0.4			0.04		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.5	SI	7.9	SI	
	P1-M2-A	Min	0.3	7.5	-0.4			0.05		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	45.9	SI	5.5	SI	
	P1-M2-B	Max	3.4	30.3	2.2		1.48	0.07	0.25	SI	1.48	0.07	0.07	0.23	0.11	50.5	SI	21.8	SI	
	P1-M2-B	Min	-0.7	5.2	0.3			0.05		SI	1.48	0.01	0.01	0.20	0.10	45.4	SI	3.8	SI	
	P1-M2-C	Max	6.2	57.0	-0.7		0.30	0.01		SI	1.48	0.13	0.13	0.25	0.13	55.8	SI	40.1	SI	
	P1-M2-C	Min	-1.1	24.0	-2.7			0.11		SI	1.48	0.05	0.05	0.22	0.11	49.2	SI	17.4	SI	
	P1-M2-D	Max	16.6	105.5	0.4			0.00		SI	1.97	0.18	0.18	0.27	0.14	80.2	SI	96.6	SI	
	P1-M2-D	Min	-9.1	41.8	-14.6			0.35	0.33	SEZ. PARZ.	1.91	0.07	0.07	0.23	0.11	65.5	SI	40.0	SI	
	P1-M2-E	Max	17.6	131.0	4.3		1.97	0.03		SI	1.97	0.22	0.22	0.29	0.14	85.3	SI	117.8	SI	
	P1-M2-E	Min	-3.1	68.0	-3.8			0.06		SI	1.97	0.12	0.12	0.25	0.12	72.7	SI	63.9	SI	
	P1-M3	P1-M3-A	Max	1.5	15.8	1.4			0.09		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.9	SI	19.5	SI
		P1-M3-A	Min	-1.9	13.2	-1.3			0.10		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	16.3	SI
P1-M3-B		Max	5.9	55.0	5.6			0.10		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.7	SI	66.6	SI	
P1-M3-B		Min	-10.0	31.3	-3.7			0.12		SI	2.49	0.04	0.04	0.22	0.11	81.0	SI	38.4	SI	
P1-M3-C		Max	6.7	79.9	0.9			0.01		SI	2.49	0.11	0.11	0.24	0.12	90.7	SI	95.3	SI	
P1-M3-C		Min	-2.1	49.5	-9.3		0.30	0.19		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	84.6	SI	60.0	SI	
P1-M3-D		Max	16.0	159.7	13.4			0.08	0.42	SI	2.49	0.21	0.21	0.29	0.14	106.6	SI	182.2	SI	
P1-M3-D		Min	-21.4	54.8	-12.1			0.22		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.7	SI	66.3	SI	
P1-M3-E		Max	6.8	174.4	0.2			0.00		SI	2.49	0.23	0.23	0.29	0.15	109.6	SI	197.2	SI	
P1-M3-E		Min	-3.4	64.4	-13.0			0.20		SI	2.49	0.09	0.09	0.23	0.12	87.6	SI	77.4	SI	
P1-M3-F		Max	14.0	280.7	21.8			0.08		SI	2.49	0.38	0.38	0.35	0.18	130.8	SI	298.0	SI	
P1-M3-F		Min	-23.5	59.5	-33.5			0.56		SEZ. PARZ.	2.05	0.08	0.10	0.24	0.12	73.3	SI	71.8	SI	
P1-M4	P1-M4-A	Max	0.7	29.1	2.7			0.09		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.9	SI	64.6	SI	
	P1-M4-A	Min	-8.0	24.0	-1.6			0.07		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	138.9	SI	53.2	SI	
	P1-M4-B	Max	9.0	94.9	1.8			0.02		SI	4.47	0.07	0.07	0.23	0.11	153.1	SI	206.3	SI	
	P1-M4-B	Min	-16.6	46.2	-7.7			0.17		SI	4.47	0.03	0.03	0.21	0.11	143.3	SI	101.8	SI	
	P1-M4-C	Max	7.3	165.9	6.1			0.04		SI	4.47	0.12	0.12	0.25	0.12	167.3	SI	352.9	SI	
	P1-M4-C	Min	-31.8	102.9	-5.3		0.30	0.05	0.75	SI	4.47	0.08	0.08	0.23	0.12	154.7	SI	223.1	SI	
	P1-M4-D	Max	26.0	256.7	25.9			0.10		SI	4.47	0.19	0.19	0.28	0.14	185.4	SI	530.6	SI	
	P1-M4-D	Min	-46.3	103.7	-33.8			0.33		SI	4.47	0.08	0.08	0.23	0.12	154.8	SI	224.6	SI	
	P1-M4-E	Max	4.9	321.4	17.6			0.05		SI	4.47	0.24	0.24	0.30	0.15	198.4	SI	650.8	SI	
	P1-M4-E	Min	-52.4	150.5	-24.9			0.17		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	164.2	SI	321.5	SI	
	P1-M4-F	Max	47.5	626.9	180.1		6.94	0.29	1.16	SI	6.94	0.30	0.30	0.32	0.16	333.6	SI	1918.6	SI	
	P1-M4-F	Min	-81.7	252.5	-204.1			0.80		SI	6.94	0.12	0.12	0.25	0.12	258.7	SI	834.5	SI	
P2-M1	P2-M1-A	Max	3.1	6.1	0.5			0.08		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.9	SI	3.0	SI	
	P2-M1-A	Min	-6.3	4.8	-0.4			0.08		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.7	SI	2.4	SI	
	P2-M1-B	Max	2.5	19.1	-0.2			0.01	0.17	SI	0.99	0.06	0.06	0.23	0.11	33.5	SI	9.2	SI	
	P2-M1-B	Min	-7.5	11.2	-2.9			0.26		SEZ. PARZ.	0.71	0.04	0.05	0.22	0.11	23.6	SI	5.5	SI	
	P2-M1-C	Max	10.6	26.3	-0.2			0.01		SI	0.99	0.09	0.09	0.24	0.12	35.0	SI	12.6	SI	
	P2-M1-C	Min	-9.3	15.9	-2.2		0.30	0.14		SI	0.99	0.05	0.05	0.22	0.11	32.9	SI	7.7	SI	
	P2-M1-D	Max	18.8	76.3	-3.4			0.04		SI	1.48	0.17	0.17	0.27	0.13	59.7	SI	52.7	SI	
	P2-M1-D	Min	-19.2	14.8	-8.2			0.55	0.25	SEZ. PARZ.	0.56	0.03	0.09	0.24	0.12	19.7	SI	10.8	SI	
	P2-M1-E	Max	34.6	99.6	2.8			0.03		SI	1.48	0.22	0.22	0.29	0.14	64.3	SI	67.2	SI	
	P2-M1-E	Min	-15.0	24.9	-1.3			0.05		SI	1.48	0.06	0.06	0.22	0.11	49.4	SI	18.0	SI	
	P2-M1-F	Max	338.9	2404.4	295.3		31.7	0.12	5.28	SI	31.70	0.25	0.25	0.30	0.15	1431.9	SI	3430.6	SI	
	P2-M1-F	Min	-208.6	750.9	-1849.6			2.46		SI	31.70	0.08	0.08	0.23	0.12	1101.2	SI	11533.9	SI	
P2-M2	P2-M2-A	Max	3.0	17.6	1.1			0.06		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	21.5	SI	
	P2-M2-A	Min	-7.2	12.8	-0.9			0.07		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	76.4	SI	15.6	SI	
	P2-M2-B	Max	2.8	56.1	2.4			0.04		SI	2.46	0.08	0.08	0.23	0.12	85.0	SI	67.0	SI	
	P2-M2-B	Min	-5.9	16.4	-3.1			0.19		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	77.1	SI	20.1	SI	
	P2-M2-C	Max	8.4	96.2	4.5		0.30	0.05	0.41	SI	2.46	0.13	0.13	0.25	0.13	93.0	SI	112.2	SI	
	P2-M2-C	Min	-11.3	48.4	1.2			0.02		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	83.5	SI	58.0	SI	
	P2-M2-D	Max	16.0	143.9	24.1			0.17		SI	2.46	0.19	0.19	0.28	0.14	102.6	SI	163.4	SI	
	P2-M2-D	Min	-12.4	62.1	-2.0			0.03		SI	2.46	0.08	0.08	0.23	0.12	86.2	SI	73.8	SI	
	P2-M2-E	Max	26.8	165.6	17.8			0.11		SI	2.46	0.22	0.22	0.29	0.14	106.9	SI	185.8	SI	
	P2-M2-E	Min	-11.9	86.8	-1.0			0.01		SI	2.46	0.12	0.12	0.25	0.12	91.2	SI	101.8	SI	
	P2-M3	P2-M3-A	Max	1.7	12.2	1.1			0.09		SI	1.99	0.02	0.02	0.21	0.10	62.1			

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y1																									
Pannello	SectionCut	StepType	T			N			M			sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	TcVrd?	Mrd	M<Mrd?
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	m	m	m														
Text	Text	Text																							
P4-M1	P4-M1-A	Max	89.5	127.2	15.6										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.4	SI	638.0	SI	
	P4-M1-A	Min	-75.5	126.4	-17.6										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.3	SI	634.1	SI	
	P4-M1-B	Max	135.5	213.3	103.0										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.7	SI	1058.1	SI	
	P4-M1-B	Min	-120.3	206.9	-123.3										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	347.4	SI	1027.3	SI	
	P4-M1-C	Max	265.9	320.4	127.6										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	370.1	SI	1567.1	SI	
	P4-M1-C	Min	-216.9	312.4	-157.7										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	368.5	SI	1529.5	SI	
	P4-M1-D	Max	296.8	418.3	292.5				0.30	10.2				1.70	SI	10.20	0.14	0.14	0.25	0.13	389.7	SI	2019.1	SI	
	P4-M1-D	Min	-245.6	398.5	-420.4										SI	10.20	0.13	0.13	0.25	0.13	385.7	SI	1928.8	SI	
	P4-M1-E	Max	364.2	525.4	305.0										SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	411.1	SI	2499.2	SI	
	P4-M1-E	Min	-296.9	501.2	-463.1										SI	10.20	0.16	0.16	0.27	0.13	406.2	SI	2391.9	SI	
P4-M1-F	Max	356.7	613.8	502.2										SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	428.8	SI	2884.2	SI		
P4-M1-F	Min	-292.8	577.3	-780.4										SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	421.5	SI	2726.2	SI		
P5-M1	P5-M1-A	Max	20.4	17.5	1.3										SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	92.3	SI	25.7	SI	
	P5-M1-A	Min	17.1	15.4	-0.8										SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	91.9	SI	22.6	SI	
	P5-M1-B	Max	30.9	22.2	13.9										SEZ. PARZ.	2.57	0.03	0.03	0.21	0.11	81.5	SI	32.6	SI	
	P5-M1-B	Min	12.8	14.1	9.6										SEZ. PARZ.	2.39	0.02	0.02	0.21	0.10	74.4	SI	20.7	SI	
	P5-M1-C	Max	29.8	98.6	0.5										SI	2.96	0.11	0.11	0.24	0.12	108.5	SI	139.6	SI	
	P5-M1-C	Min	4.4	88.0	-2.3										SI	2.96	0.10	0.10	0.24	0.12	106.4	SI	125.2	SI	
	P5-M1-D	Max	45.8	101.9	14.7				0.30	2.96				0.49	SI	2.96	0.11	0.11	0.25	0.12	109.2	SI	144.1	SI	
	P5-M1-D	Min	0.4	92.9	-8.7										SI	2.96	0.10	0.10	0.24	0.12	107.4	SI	131.9	SI	
	P5-M1-E	Max	18.8	172.3	4.1										SI	2.96	0.19	0.19	0.28	0.14	123.3	SI	235.6	SI	
	P5-M1-E	Min	-9.7	162.4	-12.3										SI	2.96	0.18	0.18	0.27	0.14	121.3	SI	223.1	SI	
P5-M1-F	Max	32.6	194.2	9.8										SI	2.96	0.22	0.22	0.29	0.14	127.6	SI	262.8	SI		
P5-M1-F	Min	-10.1	186.7	-33.4										SI	2.96	0.21	0.21	0.28	0.14	126.1	SI	257.5	SI		
P5-M2	P5-M2-A	Max	4.4	31.4	2.3										SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	170.1	SI	85.0	SI	
	P5-M2-A	Min	-8.6	30.7	-4.9										SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	169.9	SI	83.2	SI	
	P5-M2-B	Max	19.6	60.5	-2.7										SI	5.46	0.04	0.04	0.21	0.11	175.9	SI	162.7	SI	
	P5-M2-B	Min	-21.0	56.2	-14.1										SI	5.46	0.03	0.03	0.21	0.11	175.0	SI	151.4	SI	
	P5-M2-C	Max	22.8	170.9	20.9										SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	198.0	SI	447.5	SI	
	P5-M2-C	Min	-37.1	165.8	8.6										SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	197.0	SI	434.7	SI	
	P5-M2-D	Max	47.5	219.0	35.1				0.30	5.46				0.91	SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	207.6	SI	566.5	SI	
	P5-M2-D	Min	-50.4	210.6	-46.7										SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	205.9	SI	545.9	SI	
	P5-M2-E	Max	22.7	318.5	50.8										SI	5.46	0.19	0.19	0.28	0.14	227.5	SI	803.3	SI	
	P5-M2-E	Min	-37.9	309.8	-13.5										SI	5.46	0.19	0.19	0.28	0.14	225.8	SI	783.0	SI	
P5-M2-F	Max	43.0	387.3	79.8										SI	5.46	0.24	0.24	0.29	0.15	241.3	SI	959.2	SI		
P5-M2-F	Min	-47.1	376.1	-78.2										SI	5.46	0.23	0.23	0.29	0.15	239.0	SI	934.4	SI		
P5-M3	P5-M3-A	Max	12.9	27.7	3.7										SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI	68.2	SI	
	P5-M3-A	Min	-1.5	27.6	-3.8										SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI	67.9	SI	
	P5-M3-B	Max	27.0	47.3	11.0										SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.3	SI	115.8	SI	
	P5-M3-B	Min	-15.3	46.1	0.1										SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.0	SI	112.9	SI	
	P5-M3-C	Max	30.8	166.0	-10.7										SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	182.0	SI	393.7	SI	
	P5-M3-C	Min	-22.0	164.9	-21.3										SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	181.8	SI	391.2	SI	
	P5-M3-D	Max	49.9	197.8	35.1				0.30	4.96				0.83	SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.4	SI	465.0	SI	
	P5-M3-D	Min	-41.3	196.1	-33.4										SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.0	SI	461.2	SI	
	P5-M3-E	Max	25.6	306.0	4.2										SI	4.96	0.21	0.21	0.28	0.14	210.0	SI	697.6	SI	
	P5-M3-E	Min	-25.7	303.3	-46.8										SI	4.96	0.20	0.20	0.28	0.14	209.5	SI	692.0	SI	
P5-M3-F	Max	40.3	363.6	55.7										SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	221.5	SI	815.3	SI		
P5-M3-F	Min	-41.8	359.2	-74.6										SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	220.6	SI	806.5	SI		
P6-M1	P6-M1-A	Max	2.8	127.3	0.5										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.5	SI	638.6	SI	
	P6-M1-A	Min	-2.8	126.1	-0.5										SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.2	SI	632.5	SI	
	P6-M1-B	Max	3.2	216.5	0.6										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	349.3	SI	1073.5	SI	
	P6-M1-B	Min	-3.1	210.4	-0.5										SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.1	SI	1044.1	SI	
	P6-M1-C	Max	1.1	326.8	0.3										SI	10.20	0.11	0.11	0.24	0.12	371.4	SI	1596.9	SI	
	P6-M1-C	Min	-2.7	317.3	-0.3										SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.5	SI	1552.3	SI	
	P6-M1-D	Max	4.7	431.9	1.1				0.30	10.2				1.70	SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	392.4	SI	2080.6	SI	
	P6-M1-D	Min	-4.1	414.9	-0.8										SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	389.0	SI	2003.3	SI	
	P6-M1-E	Max	0.3	539.1	0.7										SI	10.20	0.18	0.18	0.27	0.14	413.8	SI	2559.2	SI	
	P6-M1-E	Min	-2.8	520.8	-0.4										SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	410.2	SI	2478.8	SI	
P6-M1-F	Max	6.6	618.1	3.0										SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	429.6	SI	2902.5	SI		
P6-M1-F	Min	-6.2	603.6	-3.1										SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	426.7	SI	2840.1	SI		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y2																				
Pannello	SectionCut	StepType	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	noccio	interamente compressa?	L'	σ <sub>o</sub>	σ <sub>n</sub>	f <sub>vk</sub>	f <sub>vd</sub>	Vrd	TcVrd?	Mrd	M<Mrd?	
																				Text
P1-M1	P1-M1-A	Max	17.5	12.6	1.0			0.08		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.6	SI	12.3	SI	
	P1-M1-A	Min	-1.1	10.3	-1.3			0.13		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.2	SI	10.0	SI	
	P1-M1-B	Max	20.9	37.0	9.9		1.97	0.27	0.33	SI	1.97	0.06	0.06	0.23	0.11	66.5	SI	35.5	SI	
	P1-M1-B	Min	0.1	14.1	1.9			0.13		SI	1.97	0.02	0.02	0.21	0.10	61.9	SI	13.7	SI	
	P1-M1-C	Max	28.2	67.9	7.5			0.11		SI	1.97	0.11	0.11	0.25	0.12	72.7	SI	63.9	SI	
	P1-M1-C	Min	-14.6	37.1	-0.1			0.00		SI	1.97	0.06	0.06	0.23	0.11	66.5	SI	35.7	SI	
	P1-M1-D	Max	43.4	119.6	19.4		0.30	0.16		SI	2.46	0.16	0.16	0.26	0.13	97.7	SI	137.8	SI	
	P1-M1-D	Min	-15.4	23.1	4.1			0.18		SI	2.46	0.03	0.03	0.21	0.11	78.4	SI	28.1	SI	
	P1-M1-E	Max	36.8	162.9	10.3			0.06	0.41	SI	2.46	0.22	0.22	0.29	0.14	106.4	SI	183.0	SI	
	P1-M1-E	Min	-37.7	49.5	-4.2			0.08		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	83.7	SI	59.3	SI	
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Max	65.4	368.8	83.4			0.23		SI	4.44	0.28	0.28	0.31	0.16	207.0	SI	729.9	SI	
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Min	-22.7	91.2	-116.5			1.28	0.74	SEZ. PARZ.	2.82	0.07	0.11	0.24	0.12	103.0	SI	196.9	SI	
P1-M2	P1-M2-A	Max	4.5	10.5	0.3			0.03		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	46.5	SI	7.7	SI	
	P1-M2-A	Min	1.9	7.3	-0.5			0.06		SI	1.48	0.02	0.02	0.21	0.10	45.9	SI	5.3	SI	
	P1-M2-B	Max	4.9	28.8	3.0		1.48	0.10	0.25	SI	1.48	0.06	0.06	0.23	0.11	50.2	SI	20.8	SI	
	P1-M2-B	Min	0.7	3.7	1.0			0.28		SEZ. PARZ.	1.38	0.01	0.01	0.20	0.10	42.3	SI	2.7	SI	
	P1-M2-C	Max	8.0	54.9	-1.0		0.30	0.02		SI	1.48	0.12	0.12	0.25	0.12	55.4	SI	38.7	SI	
	P1-M2-C	Min	0.8	21.9	-3.0			0.14		SI	1.48	0.05	0.05	0.22	0.11	48.8	SI	15.9	SI	
	P1-M2-D	Max	21.4	98.2	3.7			0.04		SI	1.97	0.17	0.17	0.27	0.13	78.7	SI	90.4	SI	
	P1-M2-D	Min	-4.3	34.5	-11.3			0.33		SI	1.97	0.06	0.06	0.22	0.11	66.0	SI	33.2	SI	
	P1-M2-E	Max	22.1	122.8	5.1		1.97	0.04	0.33	SI	1.97	0.21	0.21	0.28	0.14	83.7	SI	111.1	SI	
	P1-M2-E	Min	1.4	59.8	-3.0			0.05		SI	1.97	0.10	0.10	0.24	0.12	71.1	SI	56.6	SI	
	P1-M3	P1-M3-A	Max	3.3	15.8	0.9			0.06		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.9	SI	19.5	SI
		P1-M3-A	Min	-0.1	13.2	-1.8			0.14		SI	2.49	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	16.4	SI
P1-M3-B		Max	10.0	52.9	7.8			0.15		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.3	SI	64.1	SI	
P1-M3-B		Min	-5.9	29.2	-1.5			0.05		SI	2.49	0.04	0.04	0.22	0.11	80.5	SI	35.8	SI	
P1-M3-C		Max	8.1	77.2	0.7			0.01		SI	2.49	0.10	0.10	0.24	0.12	90.1	SI	92.2	SI	
P1-M3-C		Min	-0.7	46.8	-9.4		0.30	0.20	0.42	SI	2.49	0.06	0.06	0.23	0.11	84.1	SI	56.8	SI	
P1-M3-D		Max	23.7	149.5	17.5			0.12		SI	2.49	0.20	0.20	0.28	0.14	104.6	SI	171.5	SI	
P1-M3-D		Min	-13.6	44.6	-7.9			0.18		SI	2.49	0.06	0.06	0.22	0.11	83.6	SI	54.2	SI	
P1-M3-E		Max	8.7	163.5	1.9			0.01		SI	2.49	0.22	0.22	0.29	0.14	107.4	SI	186.1	SI	
P1-M3-E		Min	-1.5	53.5	-11.3			0.21		SI	2.49	0.07	0.07	0.23	0.11	85.4	SI	64.7	SI	
P1-M3-F		Max	23.8	258.1	31.4			0.12		SI	2.49	0.35	0.35	0.34	0.17	126.3	SI	277.8	SI	
P1-M3-F		Min	-13.7	36.9	-23.9			0.65		SEZ. PARZ.	1.79	0.05	0.07	0.23	0.11	61.2	SI	45.1	SI	
P1-M4	P1-M4-A	Max	4.3	28.8	1.7			0.06		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	139.9	SI	63.9	SI	
	P1-M4-A	Min	-4.3	23.7	-2.6			0.11		SI	4.47	0.02	0.02	0.21	0.10	138.8	SI	52.5	SI	
	P1-M4-B	Max	15.8	92.8	1.9			0.02		SI	4.47	0.07	0.07	0.23	0.11	152.7	SI	201.9	SI	
	P1-M4-B	Min	-9.8	44.1	-7.6			0.17		SI	4.47	0.03	0.03	0.21	0.11	142.9	SI	97.3	SI	
	P1-M4-C	Max	14.8	163.3	4.1			0.03	0.75	SI	4.47	0.12	0.12	0.25	0.12	166.8	SI	347.6	SI	
	P1-M4-C	Min	-24.4	100.3	-7.4		0.30	0.07		SI	4.47	0.07	0.07	0.23	0.11	154.2	SI	217.6	SI	
	P1-M4-D	Max	39.9	251.2	33.6			0.13		SI	4.47	0.19	0.19	0.27	0.14	184.3	SI	520.1	SI	
	P1-M4-D	Min	-32.5	98.2	-26.2			0.27		SI	4.47	0.07	0.07	0.23	0.11	153.7	SI	213.1	SI	
	P1-M4-E	Max	19.4	315.6	23.9			0.08		SI	4.47	0.24	0.24	0.29	0.15	197.2	SI	640.3	SI	
	P1-M4-E	Min	-37.9	144.7	-18.7			0.13		SI	4.47	0.11	0.11	0.24	0.12	163.0	SI	309.6	SI	
	P1-M4-F piu lunga!	Max	79.9	613.9	223.2			0.36		SI	6.94	0.29	0.29	0.32	0.16	331.0	SI	1883.8	SI	
	P1-M4-F piu lunga!	Min	-49.2	239.4	-157.9		6.94	0.66	1.16	SI	6.94	0.11	0.11	0.25	0.12	256.1	SI	793.3	SI	
P2-M1	P2-M1-A	Max	0.8	6.3	0.3			0.05		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	31.0	SI	3.1	SI	
	P2-M1-A	Min	-8.6	5.0	-0.5			0.10		SI	0.99	0.02	0.02	0.21	0.10	30.7	SI	2.5	SI	
	P2-M1-B	Max	0.1	18.4	-0.9			0.05		SI	0.99	0.06	0.06	0.22	0.11	33.4	SI	8.9	SI	
	P2-M1-B	Min	-9.9	10.5	-3.5			0.34	0.17	SEZ. PARZ.	0.47	0.04	0.07	0.23	0.11	16.2	SI	5.1	SI	
	P2-M1-C	Max	6.1	26.3	-0.6			0.02		SI	0.99	0.09	0.09	0.24	0.12	35.0	SI	12.6	SI	
	P2-M1-C	Min	-13.8	15.9	-2.6			0.16		SI	0.99	0.05	0.05	0.22	0.11	32.9	SI	7.7	SI	
	P2-M1-D	Max	10.2	66.6	-4.3		0.30	0.06		SI	1.48	0.15	0.15	0.26	0.13	57.7	SI	46.4	SI	
	P2-M1-D	Min	-25.8	18.6	-9.1			0.49		SEZ. PARZ.	0.75	0.04	0.08	0.23	0.12	26.3	SI	13.5	SI	
	P2-M1-E	Max	24.0	89.5	2.1			0.02	0.25	SI	1.48	0.20	0.20	0.28	0.14	62.3	SI	61.0	SI	
	P2-M1-E	Min	-25.7	14.8	-2.0			0.14		SI	1.48	0.03	0.03	0.21	0.11	47.4	SI	10.8	SI	
	P2-M1-F	Max	206.4	2398.0	1799.2			0.75		SI	31.70	0.25	0.25	0.30	0.15	1430.6	SI	34249.8	SI	
	P2-M1-F	Min	-341.0	744.6	-345.7		31.7	0.46	5.28	SI	31.70	0.08	0.08	0.23	0.12	1099.9	SI	11439.4	SI	
P2-M2	P2-M2-A	Max	0.0	17.3	1.5			0.09		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI	21.1	SI	
	P2-M2-A	Min	-10.3	12.5	-0.5			0.04		SI	2.46	0.02	0.02	0.21	0.10	76.3	SI	15.2	SI	
	P2-M2-B	Max	-1.3	51.3	0.3			0.01		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	84.1	SI	61.4	SI	
	P2-M2-B	Min	-10.0	11.6	-5.2			0.45		SEZ. PARZ.	2.35	0.02	0.02	0.21	0.10	72.9	SI	14.2	SI	
	P2-M2-C	Max	3.9	90.0	4.7		0.30	0.05	0.41	SI	2.46	0.12	0.12	0.25	0.12	91.8	SI	105.4	SI	
	P2-M2-C	Min	-15.8	42.2	1.4			0.03		SI	2.46	0.06	0.06	0.22	0.11	82.2	SI	50.7	SI	
	P2-M2-D	Max	8.7	130.8	17.8			0.14		SI	2.46	0.18	0.18	0.27	0.14	100.0	SI	149.7	SI	
	P2-M2-D	Min	-19.7	49.0	-8.3			0.17		SI	2.46	0.07	0.07	0.23	0.11	83.6	SI	58.7	SI	
	P2-M2-E	Max	17.7	152.8	13.9			0.09		SI	2.46	0.21	0.21	0.28	0.14	104.4	SI	172.7	SI	
	P2-M2-E	Min	-21.0	74.0	-4.9			0.07		SI	2.46	0.10	0.10	0.24	0.12	88.6	SI	87.4	SI	
	P2-M3-A	Max	0.4	12.0	1.4			0.12												



TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y2																									
Pannello	SectionCut	StepType	T			N			M			sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	TcVrd?	Mrd	M<Mrd?
			KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	m	m	m														
Text	Text	Text																							
P4-M1	P4-M1-A	Max	69.0	127.1	18.1									0.14	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.4	SI		637.6	SI
	P4-M1-A	Min	-95.9	126.3	-15.1									0.12	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.3	SI		633.7	SI
	P4-M1-B	Max	113.7	212.2	123.2									0.58	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.4	SI		1052.7	SI
	P4-M1-B	Min	-142.1	205.8	-103.1									0.50	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	347.2	SI		1021.9	SI
	P4-M1-C	Max	211.6	319.4	154.0									0.48	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.9	SI		1562.0	SI
	P4-M1-C	Min	-271.3	311.3	-131.3					0.30	10.2			0.42	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	368.3	SI		1524.5	SI
	P4-M1-D	Max	240.2	416.5	363.5									0.87	SI	10.20	0.14	0.14	0.25	0.13	389.3	SI		2010.6	SI
	P4-M1-D	Min	-302.3	396.7	-349.3									0.88	SI	10.20	0.13	0.13	0.25	0.13	385.3	SI		1920.2	SI
	P4-M1-E	Max	295.5	523.4	380.7									0.73	SI	10.20	0.17	0.17	0.27	0.13	410.7	SI		2490.5	SI
	P4-M1-E	Min	-365.6	499.2	-387.4									0.78	SI	10.20	0.16	0.16	0.27	0.13	405.8	SI		2383.1	SI
P4-M1-F	Max	290.8	611.4	629.2									1.03	SI	10.20	0.20	0.20	0.28	0.14	428.3	SI		2873.7	SI	
P4-M1-F	Min	-358.7	574.8	-653.4									1.14	SI	10.20	0.19	0.19	0.28	0.14	421.0	SI		2715.6	SI	
P5-M1	P5-M1-A	Max	20.0	17.5	1.3									0.07	SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	92.3	SI		25.7	SI
	P5-M1-A	Min	16.6	15.4	-0.7									0.05	SI	2.96	0.02	0.02	0.21	0.10	91.9	SI		22.7	SI
	P5-M1-B	Max	30.3	22.5	13.6									0.60	SEZ. PARZ.	2.63	0.03	0.03	0.21	0.11	83.3	SI		33.0	SI
	P5-M1-B	Min	12.2	14.4	9.4									0.65	SEZ. PARZ.	2.48	0.02	0.02	0.21	0.10	77.3	SI		21.2	SI
	P5-M1-C	Max	29.4	99.0	0.3									0.00	SI	2.96	0.11	0.11	0.24	0.12	108.6	SI		140.1	SI
	P5-M1-C	Min	4.1	88.4	-2.4									0.03	SI	2.96	0.10	0.10	0.24	0.12	106.5	SI		125.7	SI
	P5-M1-D	Max	45.4	102.6	14.4					0.30	2.96			0.14	SI	2.96	0.12	0.12	0.25	0.12	109.3	SI		144.9	SI
	P5-M1-D	Min	0.0	93.6	-9.1									0.10	SI	2.96	0.11	0.11	0.24	0.12	107.5	SI		132.8	SI
	P5-M1-E	Max	20.1	172.9	4.0									0.02	SI	2.96	0.19	0.19	0.28	0.14	123.4	SI		236.4	SI
	P5-M1-E	Min	-8.4	163.1	-12.5									0.08	SI	2.96	0.18	0.18	0.27	0.14	121.4	SI		229.9	SI
P5-M1-F	Max	34.2	194.5	11.2									0.06	SI	2.96	0.22	0.22	0.29	0.14	127.7	SI		263.1	SI	
P5-M1-F	Min	-8.5	186.9	-32.0									0.17	SI	2.96	0.21	0.21	0.28	0.14	126.2	SI		253.8	SI	
P5-M2	P5-M2-A	Max	3.9	31.4	2.3									0.07	SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	170.1	SI		85.0	SI
	P5-M2-A	Min	-9.1	30.7	-4.9									0.16	SI	5.46	0.02	0.02	0.21	0.10	169.9	SI		82.2	SI
	P5-M2-B	Max	18.9	60.3	-3.3									0.06	SI	5.46	0.04	0.04	0.21	0.11	175.9	SI		162.4	SI
	P5-M2-B	Min	-21.7	56.1	-14.7									0.26	SI	5.46	0.03	0.03	0.21	0.11	175.0	SI		151.0	SI
	P5-M2-C	Max	22.5	170.8	20.3									0.12	SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	198.0	SI		447.1	SI
	P5-M2-C	Min	-37.3	165.7	8.0									0.05	SI	5.46	0.10	0.10	0.24	0.12	196.9	SI		434.3	SI
	P5-M2-D	Max	47.2	218.8	34.1					0.30	5.46			0.16	SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	207.6	SI		565.9	SI
	P5-M2-D	Min	-50.7	210.3	-47.8									0.23	SI	5.46	0.13	0.13	0.25	0.13	205.9	SI		545.2	SI
	P5-M2-E	Max	25.5	318.3	49.9									0.16	SI	5.46	0.19	0.19	0.28	0.14	227.5	SI		802.7	SI
	P5-M2-E	Min	-35.1	309.5	-14.3									0.05	SI	5.46	0.19	0.19	0.28	0.14	225.7	SI		782.4	SI
P5-M2-F	Max	46.4	387.0	84.1									0.22	SI	5.46	0.24	0.24	0.29	0.15	241.2	SI		958.6	SI	
P5-M2-F	Min	-43.7	375.9	-73.9									0.20	SI	5.46	0.23	0.23	0.29	0.15	239.0	SI		933.8	SI	
P5-M3	P5-M3-A	Max	12.6	27.7	3.7									0.13	SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI		68.3	SI
	P5-M3-A	Min	-1.9	27.6	-3.8									0.14	SI	4.96	0.02	0.02	0.21	0.10	154.3	SI		68.0	SI
	P5-M3-B	Max	26.6	47.5	10.5									0.22	SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.3	SI		116.2	SI
	P5-M3-B	Min	-15.8	46.3	-0.4									0.01	SI	4.96	0.03	0.03	0.21	0.11	158.1	SI		113.3	SI
	P5-M3-C	Max	30.6	166.2	-11.2									0.07	SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	182.0	SI		394.1	SI
	P5-M3-C	Min	-22.2	165.1	-21.8									0.13	SI	4.96	0.11	0.11	0.24	0.12	181.8	SI		391.7	SI
	P5-M3-D	Max	49.8	198.1	34.2					0.30	4.96			0.17	SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.4	SI		465.6	SI
	P5-M3-D	Min	-41.5	196.4	-34.3									0.17	SI	4.96	0.13	0.13	0.25	0.13	188.1	SI		461.9	SI
	P5-M3-E	Max	28.0	306.2	3.4									0.01	SI	4.96	0.21	0.21	0.28	0.14	210.0	SI		698.2	SI
	P5-M3-E	Min	-23.3	303.6	-47.6									0.16	SI	4.96	0.20	0.20	0.28	0.14	209.5	SI		692.6	SI
P5-M3-F	Max	43.5	363.9	59.4									0.16	SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	221.6	SI		815.9	SI	
P5-M3-F	Min	-38.7	359.5	-70.9									0.20	SI	4.96	0.24	0.24	0.30	0.15	220.7	SI		807.1	SI	
P6-M1	P6-M1-A	Max	86.0	127.4	17.2									0.13	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.5	SI		639.1	SI
	P6-M1-A	Min	-85.3	126.2	-14.3									0.11	SI	10.20	0.04	0.04	0.22	0.11	331.2	SI		633.0	SI
	P6-M1-B	Max	130.3	217.4	122.2									0.56	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	349.5	SI		1077.8	SI
	P6-M1-B	Min	-130.0	211.3	-100.6									0.48	SI	10.20	0.07	0.07	0.23	0.11	348.3	SI		1048.5	SI
	P6-M1-C	Max	235.3	327.8	153.5									0.47	SI	10.20	0.11	0.11	0.24	0.12	371.6	SI		1601.7	SI
	P6-M1-C	Min	-249.6	318.3	-125.0									0.39	SI	10.20	0.10	0.10	0.24	0.12	369.7	SI		1557.2	SI
	P6-M1-D	Max	264.0	433.6	357.4					0.30	10.2			0.82	SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	392.7	SI		2088.3	SI
	P6-M1-D	Min	-279.6	416.6	-332.9									0.80	SI	10.20	0.14	0.14	0.26	0.13	389.3	SI		2011.0	SI
	P6-M1-E	Max	315.2	540.8	370.7									0.69	SI	10.20	0.18	0.18	0.27	0.14	414.2	SI		2567.1	SI

**ANALISI DINAMICA LINEARE SU STRUTTURA IN MURATURA DI PIETREME**

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X1																				
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?	
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!	
P1-M1	P1-M1-A	Max	15.8	21.6	2.5	0.60	1.97	0.12	0.33	SI	1.97	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	21	SI	
	P1-M1-A	Min	-1.5	13.8	-4.5	0.60		0.32		SI	1.97	0.01	0.01	0.08	0.04	45	SI	14	SI	
	P1-M1-B	Max	33.9	95.9	17.2	0.60		0.18		SI	1.97	0.08	0.08	0.10	0.05	62	SI	90	SI	
	P1-M1-B	Min	-11.6	55.2	3.1	0.60	0.06	SI	1.97	0.05	0.05	0.09	0.05	54	SI	53	SI			
	P1-M1-C	Max	44.4	151.9	13.8	0.75	0.09	SI	1.97	0.10	0.10	0.11	0.06	84	SI	141	SI			
	P1-M1-C	Min	-36.7	95.3	-3.2	0.75	0.03	SI	1.97	0.06	0.06	0.10	0.05	72	SI	90	SI			
	P1-M1-D	Max	92.6	291.4	67.3	0.75	0.23	SI	2.46	0.16	0.16	0.14	0.07	125	SI	326	SI			
	P1-M1-D	Min	-91.8	169.9	-14.6	0.75	0.09	SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	100	SI	198	SI			
	P1-M1-E	Max	86.3	371.8	41.8	0.90	0.11	SI	2.46	0.17	0.17	0.14	0.07	154	SI	413	SI			
	P1-M1-E	Min	-123.2	221.2	-18.7	0.90	0.08	SI	2.46	0.10	0.10	0.11	0.06	124	SI	256	SI			
	P1-M1-F	Max	168.5	910.1	278.7	0.90	0.31	SI	4.44	0.23	0.23	0.16	0.08	326	SI	1753	SI			
	P1-M1-F	Min	-206.2	620.4	-338.6	0.90	0.55	SI	4.44	0.16	0.16	0.13	0.07	268	SI	1253	SI			
P1-M2	P1-M2-A	Max	7.5	17.7	3.1	0.60	1.48	0.18	0.25	SI	1.48	0.02	0.02	0.08	0.04	36	SI	13	SI	
	P1-M2-A	Min	-0.4	12.0	-3.4	0.60		0.28		SEZ. PARZ.	1.37	0.01	0.01	0.08	0.04	32	SI	9	SI	
	P1-M2-B	Max	18.2	68.8	8.6	0.60		0.13		SI	1.48	0.08	0.08	0.10	0.05	46	SI	49	SI	
	P1-M2-B	Min	-13.5	32.4	-6.3	0.60	0.19	SI	1.48	0.04	0.04	0.09	0.04	38	SI	23	SI			
	P1-M2-C	Max	30.1	111.9	6.3	0.75	0.06	SI	1.48	0.10	0.10	0.11	0.06	62	SI	78	SI			
	P1-M2-C	Min	-12.7	64.2	-7.5	0.75	0.12	SI	1.48	0.06	0.06	0.10	0.05	53	SI	46	SI			
	P1-M2-D	Max	72.1	229.3	25.8	0.75	0.11	SI	1.97	0.16	0.16	0.13	0.07	99	SI	206	SI			
	P1-M2-D	Min	-68.8	164.7	-64.9	0.75	0.39	SEZ. PARZ.	1.77	0.11	0.12	0.12	0.06	81	SI	152	SI			
	P1-M2-E	Max	96.5	260.5	20.4	0.90	0.08	SI	1.97	0.15	0.15	0.13	0.07	116	SI	235	SI			
	P1-M2-E	Min	-25.2	197.9	-6.9	0.90	0.03	SI	1.97	0.11	0.11	0.12	0.06	103	SI	182	SI			
	P1-M3	P1-M3-A	Max	8.4	26.0	12.6	0.60	2.49	0.48	0.42	SEZ. PARZ. A	2.28	0.02	0.02	0.08	0.04	55	SI	32	SI
		P1-M3-A	Min	-7.1	17.7	-11.5	0.60		0.65		SEZ. PARZ.	1.78	0.01	0.02	0.08	0.04	42	SI	22	SI
P1-M3-B		Max	36.6	115.3	15.3	0.60	0.13		SI		2.49	0.08	0.08	0.10	0.05	77	SI	137	SI	
P1-M3-B		Min	-49.3	86.5	-24.8	0.60	0.29	SI	2.49	0.06	0.06	0.10	0.05	71	SI	104	SI			
P1-M3-C		Max	27.0	157.8	19.8	0.75	0.13	SI	2.49	0.08	0.08	0.11	0.05	99	SI	187	SI			
P1-M3-C		Min	-25.6	117.5	-23.1	0.75	0.20	SI	2.49	0.06	0.06	0.10	0.05	91	SI	141	SI			
P1-M3-D		Max	93.4	315.7	72.7	0.75	0.23	SI	2.49	0.17	0.17	0.14	0.07	130	SI	354	SI			
P1-M3-D		Min	-105.9	222.6	-73.7	0.75	0.33	SI	2.49	0.12	0.12	0.12	0.06	112	SI	258	SI			
P1-M3-E		Max	37.8	333.5	19.2	0.90	0.06	SI	2.49	0.15	0.15	0.13	0.07	147	SI	379	SI			
P1-M3-E		Min	-30.3	227.6	-27.6	0.90	0.12	SI	2.49	0.10	0.10	0.11	0.06	126	SI	267	SI			
P1-M3-F		Max	74.4	550.3	110.6	0.90	0.20	SI	2.49	0.25	0.25	0.17	0.09	191	SI	587	SI			
P1-M3-F		Min	-91.0	360.2	-125.2	0.90	0.35	SI	2.49	0.16	0.16	0.14	0.07	153	SI	407	SI			
P1-M4	P1-M4-A	Max	5.8	45.5	19.3	0.60	4.47	0.42	0.75	SI	4.47	0.02	0.02	0.08	0.04	106	SI	101	SI	
	P1-M4-A	Min	-18.3	36.1	-18.1	0.60		0.50		SI	4.47	0.01	0.01	0.08	0.04	104	SI	80	SI	
	P1-M4-B	Max	75.7	208.0	30.8	0.60		0.15		SI	4.47	0.08	0.08	0.10	0.05	138	SI	444	SI	
	P1-M4-B	Min	-75.2	159.0	-26.5	0.60	0.17	SI	4.47	0.06	0.06	0.10	0.05	128	SI	343	SI			
	P1-M4-C	Max	78.5	316.8	18.0	0.75	0.06	SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	184	SI	669	SI			
	P1-M4-C	Min	-116.0	249.6	-43.8	0.75	0.18	SI	4.47	0.07	0.07	0.10	0.05	171	SI	534	SI			
	P1-M4-D	Max	192.3	539.1	161.2	0.75	0.30	SI	4.47	0.16	0.16	0.14	0.07	229	SI	1092	SI			
	P1-M4-D	Min	-194.7	404.6	-154.6	0.75	0.38	SI	4.47	0.12	0.12	0.12	0.06	202	SI	841	SI			
	P1-M4-E	Max	105.1	636.0	88.8	0.90	0.14	SI	4.47	0.16	0.16	0.14	0.07	272	SI	1291	SI			
	P1-M4-E	Min	-203.7	484.0	-139.6	0.90	0.29	SI	4.47	0.12	0.12	0.12	0.06	242	SI	1006	SI			
	P1-M4-F	Max	303.0	1376.6	720.5	0.90	0.52	SI	6.94	0.22	0.22	0.16	0.08	500	SI	4165	SI			
	P1-M4-F	Min	-335.9	1093.8	-689.8	0.90	0.63	SI	6.94	0.18	0.18	0.14	0.07	444	SI	3409	SI			
P2-M1	P2-M1-A	Max	1.3	10.0	0.5	0.60	0.99	0.05	0.17	SI	0.99	0.02	0.02	0.08	0.04	23	SI	5	SI	
	P2-M1-A	Min	-7.3	6.4	-1.0	0.60		0.16		SI	0.99	0.01	0.01	0.08	0.04	23	SI	3	SI	
	P2-M1-B	Max	6.4	43.9	-0.9	0.60		0.02		SI	0.99	0.07	0.07	0.10	0.05	30	SI	21	SI	
	P2-M1-B	Min	-15.4	28.2	-5.7	0.60	0.20	SEZ. PARZ.	0.88	0.05	0.05	0.09	0.05	25	SI	14	SI			
	P2-M1-C	Max	15.7	66.5	-1.4	0.75	0.02	SI	0.99	0.09	0.09	0.11	0.05	40	SI	31	SI			
	P2-M1-C	Min	-20.7	37.9	-3.9	0.75	0.10	SI	0.99	0.05	0.05	0.09	0.05	34	SI	18	SI			
	P2-M1-D	Max	49.0	160.4	-1.3	0.75	0.01	SI	1.48	0.14	0.14	0.13	0.06	72	SI	109	SI			
	P2-M1-D	Min	-46.9	78.6	-24.1	0.75	0.31	SEZ. PARZ.	1.30	0.07	0.08	0.10	0.05	51	SI	56	SI			
	P2-M1-E	Max	72.4	216.2	5.4	0.90	0.02	SI	1.48	0.16	0.16	0.14	0.07	91	SI	145	SI			
	P2-M1-E	Min	-35.7	97.9	-10.7	0.90	0.11	SI	1.48	0.07	0.07	0.10	0.05	68	SI	69	SI			
	P2-M1-F	Max	1418.2	5237.2	4667.7	0.90	0.89	SI	31.70	0.18	0.18	0.15	0.07	2075	SI	74156	SI			
	P2-M1-F	Min	-1332.0	4050.1	-5948.5	0.90	1.47	SI	31.70	0.14	0.14	0.13	0.06	1837	SI	58899	SI			
P2-M2	P2-M2-A	Max	2.5	29.6	7.9	0.60	2.46	0.27	0.41	SI	2.46	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	36	SI	
	P2-M2-A	Min	-10.2	19.6	-6.8	0.60		0.35		SI	2.46	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	24	SI	
	P2-M2-B	Max	34.4	123.8	21.0	0.60		0.17		SI	2.46	0.08	0.08	0.11	0.05	78	SI	145	SI	
	P2-M2-B	Min	-29.5	78.4	-10.0	0.60	0.13	SI	2.46	0.05	0.05	0.09	0.05	69	SI	93	SI			
	P2-M2-C	Max	34.9	182.7	12.0	0.75	0.07	SI	2.46	0.10	0.10	0.11	0.06	103	SI	212	SI			
	P2-M2-C	Min	-41.3	129.4	-10.3	0.75	0.08	SI	2.46	0.07	0.07	0.10	0.05	92	SI	153	SI			
	P2-M2-D	Max	102.2	317.7	102.1	0.75	0.32	SI	2.46	0.17	0.17	0.14	0.07	130	SI	352	SI			
	P2-M2-D	Min	-74.3	222.4	-44.9	0.75	0.20	SI	2.46	0.12	0.12	0.12	0.06	111	SI	254	SI			
	P2-M2-E	Max	130.0	336.9	55.3	0.90	0.16	SI	2.46	0.15	0.15	0.13	0.07	147	SI	378	SI			
	P2-M2-E	Min	-98.7	248.5	-46.6	0.90	0.19	SI	2.46	0.11	0.11	0.12	0.06	129	SI	286	SI			
	P2-M3-A	Max	5.0	20.3	8.3	0.60	0.41	SEZ. PARZ.	1.76	0.02	0.02	0.08	0.04	42	SI	20	SI			
	P2-M3-A	Min	-5.2	15.9	-8.1	0.60	0.51	SEZ. PARZ.	1.45	0.01	0.02	0.08	0.04	35	SI	16	SI			
P2-M3-B	Max	24.3	100.1	13.0	0.60	0.13	SI	1.99	0.08	0.08	0.11	0.05	63	SI	95	SI				
P2-M3-B	Min</																			

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X1																			
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!
P2-M5	P2-M5-A	Max	9.3	19.2	4.4	0.60	1.99	0.23	0.33	SI	1.99	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	19	SI
	P2-M5-A	Min	-5.0	16.4	-5.1	0.60		0.31		SI	1.99	0.01	0.01	0.08	0.04	46	SI	16	SI
	P2-M5-B	Max	24.3	87.6	8.7	0.60	0.10	SI	1.99	0.07	0.07	0.10	0.05	61	SI	83	SI		
	P2-M5-B	Min	-20.7	72.3	-7.0	0.60	0.10	SI	1.99	0.06	0.06	0.10	0.05	57	SI	69	SI		
	P2-M5-C	Max	42.5	126.3	7.9	0.75	0.06	SI	1.99	0.08	0.08	0.11	0.05	79	SI	119	SI		
	P2-M5-C	Min	-36.1	101.8	-8.9	0.75	0.09	SI	1.99	0.07	0.07	0.10	0.05	74	SI	97	SI		
	P2-M5-D	Max	121.5	297.8	59.3	0.75	0.20	SI	2.98	0.13	0.13	0.13	0.06	140	SI	409	SI		
	P2-M5-D	Min	-122.9	221.1	-58.5	0.75	0.26	SI	2.98	0.10	0.10	0.11	0.06	125	SI	311	SI		
	P2-M5-E	Max	135.3	379.9	43.9	0.90	0.12	SI	2.98	0.14	0.14	0.13	0.06	173	SI	519	SI		
	P2-M5-E	Min	-129.0	278.4	-43.5	0.90	0.16	SI	2.98	0.10	0.10	0.11	0.06	152	SI	390	SI		
P3-M1	P3-M1-A	Max	62.6	115.3	17.6	0.60	10.2	0.15	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	243	SI	582	SI
	P3-M1-A	Min	-29.4	95.6	-21.2	0.60		0.22		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	239	SI	483	SI
	P3-M1-B	Max	126.6	525.5	126.1	0.60	0.24	SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	325	SI	2546	SI		
	P3-M1-B	Min	-91.4	353.5	-154.8	0.60	0.44	SI	10.20	0.06	0.06	0.10	0.05	291	SI	1742	SI		
	P3-M1-C	Max	249.8	733.1	135.5	0.75	0.18	SI	10.20	0.10	0.10	0.11	0.06	422	SI	3531	SI		
	P3-M1-C	Min	-169.7	485.1	-175.6	0.75	0.36	SI	10.20	0.06	0.06	0.10	0.05	372	SI	2383	SI		
	P3-M1-D	Max	297.1	1295.9	342.4	0.75	0.26	SI	10.20	0.17	0.17	0.14	0.07	535	SI	5959	SI		
	P3-M1-D	Min	-220.3	727.2	-507.4	0.75	0.70	SI	10.20	0.10	0.10	0.11	0.06	421	SI	3504	SI		
	P3-M1-E	Max	370.8	1549.0	324.7	0.90	0.21	SI	10.20	0.17	0.17	0.14	0.07	640	SI	7125	SI		
	P3-M1-E	Min	-270.5	851.6	-552.7	0.90	0.65	SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	501	SI	4109	SI		
P3-M1-F	Max	309.6	2152.6	535.3	0.90	0.25	SI	10.20	0.23	0.23	0.17	0.08	761	SI	9483	SI			
P3-M1-F	Min	-238.5	1128.5	-963.9	0.90	0.85	SI	10.20	0.12	0.12	0.12	0.06	556	SI	5344	SI			
P4-M1	P4-M1-A	Max	42.4	137.1	10.8	0.60	10.2	0.08	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	248	SI	690	SI
	P4-M1-A	Min	-42.8	128.7	-16.0	0.60		0.12		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	648	SI
	P4-M1-B	Max	105.5	480.7	103.6	0.60	0.22	SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	316	SI	2339	SI		
	P4-M1-B	Min	-104.1	440.2	-132.4	0.60	0.30	SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	308	SI	2151	SI		
	P4-M1-C	Max	193.1	694.7	88.7	0.75	0.13	SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	414	SI	3356	SI		
	P4-M1-C	Min	-171.3	641.8	-139.7	0.75	0.22	SI	10.20	0.08	0.08	0.11	0.05	404	SI	3113	SI		
	P4-M1-D	Max	239.0	1115.9	225.2	0.75	0.20	SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	499	SI	5209	SI		
	P4-M1-D	Min	-216.4	1032.9	-438.5	0.75	0.42	SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	482	SI	4855	SI		
	P4-M1-E	Max	305.7	1342.9	145.1	0.90	0.11	SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	599	SI	6267	SI		
	P4-M1-E	Min	-257.4	1250.5	-473.0	0.90	0.38	SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	581	SI	5873	SI		
P4-M1-F	Max	226.7	1813.6	257.6	0.90	0.14	SI	10.20	0.20	0.20	0.15	0.08	693	SI	8188	SI			
P4-M1-F	Min	-200.4	1704.3	-822.3	0.90	0.48	SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	671	SI	7754	SI			
P5-M1	P5-M1-A	Max	22.1	30.4	7.7	0.60	2.96	0.25	0.49	SI	2.96	0.02	0.02	0.08	0.04	70	SI	45	SI
	P5-M1-A	Min	13.1	14.9	-10.7	0.60		0.72		SEZ. PARZ.	2.29	0.01	0.01	0.08	0.04	52	SI	22	SI
	P5-M1-B	Max	69.6	116.6	30.7	0.60	0.26	SI	2.96	0.07	0.07	0.10	0.05	87	SI	166	SI		
	P5-M1-B	Min	-37.8	72.1	-11.3	0.60	0.16	SI	2.96	0.04	0.04	0.09	0.04	78	SI	104	SI		
	P5-M1-C	Max	91.0	210.6	17.5	0.75	0.08	SI	2.96	0.09	0.09	0.11	0.05	122	SI	295	SI		
	P5-M1-C	Min	-44.5	155.9	-10.3	0.75	0.07	SI	2.96	0.07	0.07	0.10	0.05	111	SI	221	SI		
	P5-M1-D	Max	126.1	320.0	74.9	0.75	0.23	SI	2.96	0.14	0.14	0.13	0.06	144	SI	434	SI		
	P5-M1-D	Min	-109.4	252.4	-79.5	0.75	0.32	SI	2.96	0.11	0.11	0.12	0.06	130	SI	349	SI		
	P5-M1-E	Max	117.7	400.7	47.7	0.90	0.12	SI	2.96	0.15	0.15	0.13	0.07	176	SI	541	SI		
	P5-M1-E	Min	-74.9	333.9	-26.0	0.90	0.08	SI	2.96	0.13	0.13	0.12	0.06	163	SI	458	SI		
P5-M1-F	Max	75.3	560.3	104.1	0.90	0.19	SI	2.96	0.21	0.21	0.16	0.08	208	SI	728	SI			
P5-M1-F	Min	-107.5	481.5	-139.0	0.90	0.29	SI	2.96	0.18	0.18	0.14	0.07	192	SI	638	SI			
P5-M2	P5-M2-A	Max	21.4	45.0	30.7	0.60	5.46	0.68	0.91	SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	127	SI	122	SI
	P5-M2-A	Min	-28.0	40.8	-30.9	0.60		0.76		SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	126	SI	111	SI
	P5-M2-B	Max	115.3	206.7	48.8	0.60	0.24	SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	159	SI	544	SI		
	P5-M2-B	Min	-119.9	185.1	-61.5	0.60	0.33	SI	5.46	0.06	0.06	0.09	0.05	155	SI	489	SI		
	P5-M2-C	Max	145.8	351.4	54.3	0.75	0.15	SI	5.46	0.09	0.09	0.11	0.05	218	SI	911	SI		
	P5-M2-C	Min	-158.9	325.2	-39.5	0.75	0.12	SI	5.46	0.08	0.08	0.10	0.05	212	SI	847	SI		
	P5-M2-D	Max	255.7	585.1	228.0	0.75	0.39	SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	264	SI	1465	SI		
	P5-M2-D	Min	-259.4	540.0	-234.1	0.75	0.43	SI	5.46	0.13	0.13	0.12	0.06	255	NO!!	1361	SI		
	P5-M2-E	Max	178.4	710.5	162.1	0.90	0.23	SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	319	SI	1777	SI		
	P5-M2-E	Min	-194.6	664.9	-140.3	0.90	0.21	SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	310	SI	1672	SI		
P5-M2-F	Max	210.3	1025.6	408.0	0.90	0.40	SI	5.46	0.21	0.21	0.16	0.08	382	SI	2460	SI			
P5-M2-F	Min	-209.9	966.6	-404.4	0.90	0.42	SI	5.46	0.20	0.20	0.15	0.08	370	SI	2337	SI			
P5-M3	P5-M3-A	Max	32.5	39.0	30.2	0.60	4.96	0.77	0.83	SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	96	SI
	P5-M3-A	Min	-21.6	36.6	-33.3	0.60		0.91		SEZ. PARZ.	4.70	0.01	0.01	0.08	0.04	109	SI	90	SI
	P5-M3-B	Max	119.1	177.0	50.8	0.60	0.29	SI	4.96	0.06	0.06	0.10	0.05	143	SI	424	SI		
	P5-M3-B	Min	-111.5	167.7	-43.7	0.60	0.26	SI	4.96	0.06	0.06	0.09	0.05	141	SI	402	SI		
	P5-M3-C	Max	143.3	320.2	32.3	0.75	0.10	SI	4.96	0.09	0.09	0.11	0.05	198	SI	754	SI		
	P5-M3-C	Min	-128.9	310.1	-53.6	0.75	0.17	SI	4.96	0.08	0.08	0.11	0.05	196	SI	732	SI		
	P5-M3-D	Max	235.8	521.2	185.8	0.75	0.36	SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	238	SI	1187	SI		
	P5-M3-D	Min	-234.6	503.5	-193.0	0.75	0.38	SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	235	NO!!	1151	SI		
	P5-M3-E	Max	169.2	647.5	96.6	0.90	0.15	SI	4.96	0.15	0.15	0.13	0.07	290	SI	1470	SI		
	P5-M3-E	Min	-155.4	625.1	-131.4	0.90	0.21	SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	286	SI	1424	SI		
P5-M3-F	Max	179.5	931.9	316.9	0.90	0.34	SI	4.96	0.21	0.21	0.16	0.08	347	SI	2031	SI			
P5-M3-F	Min	-193.8	900.0	-348.2	0.90	0.39	SI	4.96	0.20	0.20	0.15	0.08	341	SI	1971	SI			
P6-M1	P6-M1-A	Max	54.4	135.8	20.														

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X2																						
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nociolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?			
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	SI/NOII	kN	SI/NOII			
P1-M1	P1-M1-A	Max	18.5	21.3	2.4	0.60	1.97	0.11	0.33	SI	1.97	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	21	SI			
	P1-M1-A	Min	1.1	13.6	-4.5	0.60				SEZ. PARZ.	1.95	0.01	0.01	0.08	0.04	45	SI	13	SI			
	P1-M1-B	Max	36.7	94.4	18.2	0.60				SI	1.97	0.08	0.08	0.10	0.05	61	SI	89	SI			
	P1-M1-B	Min	-8.7	53.7	4.0	0.60				SI	1.97	0.05	0.05	0.09	0.05	53	SI	51	SI			
	P1-M1-C	Max	49.8	149.1	13.8	0.75	2.46	0.09	0.41	SI	1.97	0.10	0.10	0.11	0.06	83	SI	138	SI			
	P1-M1-C	Min	-31.3	92.5	-3.2	0.75				SI	1.97	0.06	0.06	0.10	0.05	72	SI	88	SI			
	P1-M1-D	Max	101.1	281.2	68.5	0.75				SI	2.46	0.15	0.15	0.13	0.07	123	SI	315	SI			
	P1-M1-D	Min	-83.3	159.7	-13.3	0.75				SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	98	SI	187	SI			
	P1-M1-E	Max	96.3	359.0	41.2	0.90	4.44	0.09	0.74	SI	2.46	0.16	0.16	0.14	0.07	152	SI	400	SI			
	P1-M1-E	Min	-113.2	208.4	-19.4	0.90				SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	121	SI	242	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Max	184.6	879.8	277.5	0.90				SI	4.44	0.22	0.22	0.16	0.08	200	SI	1703	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Min	-190.1	590.1	-339.8	0.90				SI	4.44	0.15	0.15	0.13	0.07	320	SI	1198	SI			
P1-M2	P1-M2-A	Max	8.5	17.4	3.0	0.60	1.48	0.17	0.25	SI	1.48	0.02	0.02	0.08	0.04	35	SI	13	SI			
	P1-M2-A	Min	0.6	11.8	-3.6	0.60				SEZ. PARZ.	1.31	0.01	0.01	0.08	0.04	31	SI	9	SI			
	P1-M2-B	Max	19.2	67.8	9.1	0.60				SI	1.48	0.08	0.08	0.10	0.05	46	SI	48	SI			
	P1-M2-B	Min	-12.5	31.5	-5.8	0.60				SI	1.48	0.04	0.04	0.09	0.04	38	SI	23	SI			
	P1-M2-C	Max	31.4	110.5	6.0	0.75	1.97	0.05	0.33	SI	1.48	0.10	0.10	0.11	0.06	62	SI	77	SI			
	P1-M2-C	Min	-11.4	62.7	-7.9	0.75				SI	1.48	0.06	0.06	0.09	0.05	53	SI	45	SI			
	P1-M2-D	Max	75.9	224.4	28.3	0.75				SI	1.97	0.15	0.15	0.13	0.07	98	SI	202	SI			
	P1-M2-D	Min	-65.0	159.8	-62.3	0.75				SEZ. PARZ.	1.79	0.11	0.12	0.12	0.06	80	SI	148	SI			
	P1-M2-E	Max	99.3	255.4	20.6	0.90	0.08	0.04	0.33	SI	1.97	0.14	0.14	0.13	0.06	115	SI	230	SI			
	P1-M2-E	Min	-22.4	192.7	-6.8	0.90				SI	1.97	0.11	0.11	0.12	0.06	102	SI	178	SI			
	P1-M3-A	Max	9.6	26.0	12.0	0.60				2.49	0.46	0.42	SEZ. PARZ.	2.35	0.02	0.02	0.08	0.04	56	SI	32	SI
	P1-M3-A	Min	-5.9	17.6	-12.1	0.60							SEZ. PARZ.	1.68	0.01	0.02	0.08	0.04	40	SI	22	SI
P1-M3-B	Max	38.9	114.0	16.8	0.60	SI	2.49	0.08	0.08				0.10	0.05	77	SI	136	SI				
P1-M3-B	Min	-46.9	85.2	-23.3	0.60	SI	2.49	0.06	0.06				0.09	0.05	71	SI	103	SI				
P1-M3-C	Max	28.8	155.7	19.1	0.75	SI	2.49	0.08	0.08				0.11	0.05	98	SI	184	SI				
P1-M3-C	Min	-23.8	115.4	-23.8	0.75	SI	2.49	0.06	0.06				0.10	0.05	90	SI	139	SI				
P1-M3-D	Max	98.5	309.0	75.7	0.75	SI	2.49	0.17	0.17				0.14	0.07	129	SI	348	SI				
P1-M3-D	Min	-100.8	216.0	-70.7	0.75	SI	2.49	0.12	0.12				0.12	0.06	110	SI	251	SI				
P1-M3-E	Max	40.3	325.6	19.7	0.90	SI	2.49	0.15	0.15				0.13	0.07	146	SI	371	SI				
P1-M3-E	Min	-27.9	219.7	-27.2	0.90	SI	2.49	0.10	0.10				0.11	0.06	125	SI	258	SI				
P1-M3-F	Max	79.8	535.2	116.5	0.90	SI	2.49	0.24	0.24				0.17	0.08	188	SI	574	SI				
P1-M3-F	Min	-85.6	345.1	-119.3	0.90	SI	2.49	0.15	0.15				0.13	0.07	150	SI	391	SI				
P1-M4	P1-M4-A	Max	8.0	45.1	18.3	0.60	4.47	0.41	0.75	SI	4.47	0.02	0.02	0.08	0.04	106	SI	100	SI			
	P1-M4-A	Min	-16.0	35.8	-19.0	0.60				SI	4.47	0.01	0.01	0.08	0.04	104	SI	79	SI			
	P1-M4-B	Max	79.7	206.7	31.1	0.60				SI	4.47	0.08	0.08	0.10	0.05	138	SI	441	SI			
	P1-M4-B	Min	-71.2	157.7	-26.2	0.60				SI	4.47	0.06	0.06	0.10	0.05	128	SI	340	SI			
	P1-M4-C	Max	83.8	314.8	16.5	0.75	6.94	0.18	1.16	SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	184	SI	665	SI			
	P1-M4-C	Min	-110.8	247.6	-45.3	0.75				SI	4.47	0.07	0.07	0.10	0.05	170	SI	530	SI			
	P1-M4-D	Max	201.4	535.4	166.8	0.75				SI	4.47	0.16	0.16	0.14	0.07	228	SI	1086	SI			
	P1-M4-D	Min	-185.5	400.9	-149.0	0.75				SI	4.47	0.12	0.12	0.12	0.06	201	SI	834	SI			
	P1-M4-E	Max	114.6	631.5	93.0	0.90	SI	4.47	0.16	0.16	0.13	0.07	271	SI	1283	SI						
	P1-M4-E	Min	-194.2	479.4	-135.3	0.90	SI	4.47	0.12	0.12	0.12	0.06	241	SI	997	SI						
	P1-M4-F	Max	322.6	1367.6	746.7	0.90	SI	6.94	0.22	0.22	0.16	0.08	498	SI	4142	SI						
	P1-M4-F	Min	-316.3	1084.7	-663.6	0.90	SI	6.94	0.17	0.17	0.14	0.07	442	SI	3384	SI						
P2-M1	P2-M1-A	Max	-0.1	10.1	0.5	0.60	0.99	0.05	0.17	SI	0.99	0.02	0.02	0.08	0.04	23	SI	5	SI			
	P2-M1-A	Min	-8.6	6.5	-1.1	0.60				SEZ. PARZ.	0.98	0.01	0.01	0.08	0.04	23	SI	3	SI			
	P2-M1-B	Max	4.9	43.3	-1.3	0.60				SI	0.99	0.07	0.07	0.10	0.05	30	SI	21	SI			
	P2-M1-B	Min	-16.9	27.6	-6.0	0.60				SEZ. PARZ.	0.83	0.05	0.06	0.09	0.05	23	SI	13	SI			
	P2-M1-C	Max	12.9	65.8	-1.6	0.75	1.48	0.02	0.25	SI	0.99	0.09	0.09	0.11	0.05	40	SI	31	SI			
	P2-M1-C	Min	-23.5	37.2	-4.1	0.75				SI	0.99	0.05	0.05	0.09	0.05	34	SI	18	SI			
	P2-M1-D	Max	43.3	153.8	-1.7	0.75				SI	1.48	0.14	0.14	0.13	0.06	71	SI	105	SI			
	P2-M1-D	Min	-45.9	72.0	-24.5	0.75				SEZ. PARZ.	1.20	0.06	0.08	0.10	0.05	47	SI	51	SI			
	P2-M1-E	Max	65.9	207.9	5.3	0.90	31.7	0.03	5.28	SI	1.48	0.16	0.16	0.13	0.07	90	SI	140	SI			
	P2-M1-E	Min	-42.2	89.6	-10.8	0.90				SI	1.48	0.07	0.07	0.10	0.05	66	SI	64	SI			
	P2-M1-F	Max	1334.7	5233.1	5694.6	0.90				SI	31.70	0.18	0.18	0.15	0.07	2074	SI	74106	SI			
	P2-M1-F	Min	-1415.5	4046.0	-4921.5	0.90				SI	31.70	0.14	0.14	0.13	0.06	1836	SI	58846	SI			
P2-M2	P2-M2-A	Max	0.5	29.3	8.4	0.60	2.46	0.29	0.41	SI	2.46	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	36	SI			
	P2-M2-A	Min	-12.2	19.3	-6.3	0.60				SI	2.46	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	24	SI			
	P2-M2-B	Max	31.9	120.9	19.5	0.60				SI	2.46	0.08	0.08	0.10	0.05	77	SI	142	SI			
	P2-M2-B	Min	-32.1	75.5	-11.5	0.60				SI	2.46	0.05	0.05	0.09	0.05	68	SI	90	SI			
	P2-M2-C	Max	31.6	178.9	12.6	0.75	2.46	0.07	0.41	SI	2.46	0.10	0.10	0.11	0.06	102	SI	208	SI			
	P2-M2-C	Min	-44.7	125.6	-9.7	0.75				SI	2.46	0.07	0.07	0.10	0.05	92	SI	148	SI			
	P2-M2-D	Max	96.7	309.2	97.7	0.75				SI	2.46	0.17	0.17	0.14	0.07	128	SI	343	SI			
	P2-M2-D	Min	-79.7	214.0	-49.4	0.75				SI	2.46	0.12	0.12	0.12	0.06	109	SI	245	SI			
	P2-M2-E	Max	123.8	329.0	53.2	0.90	2.46	0.16	0.20	SI	2.46	0.15	0.15	0.13	0.07	145	SI	370	SI			
	P2-M2-E	Min	-104.9	240.6	-48.7	0.90				SI	2.46	0.11	0.11	0.12	0.06	128	SI	277	SI			
	P2-M3-A	Max	4.1	20.1	8.7	0.60				1.99	0.43	0.33	SEZ. PARZ.	1.69	0.02	0.02	0.08	0.04	40	SI	20	SI
	P2-M3-A	Min	-6.2	15.7	-7.7	0.60							SEZ. PARZ.	1.50	0.01	0.02	0.08	0.04	36	SI	15	SI
P2-M3-B	Max	23.1	99.7	12.2	0.60	SI	1.99	0.08	0.08				0.11	0.05	63	SI	94	SI				
P2-M3-B	Min	-34.7	64.3	-22.2	0.60	SEZ. PARZ.	1.95	0.05	0.06				0.09	0.05	55	SI	62	SI				
P2-M3-C	Max	13.1	139.2	13.0	0.75	1.99	0.09	0.33	SI				1.99	0.09	0.09	0.11</						

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-X2																			
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	kN	SI/NO!!	KN	SI/NO!!
P4-M1	P4-M1-A	Max	29.5	137.0	11.3	0.60	10.2	0.08	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	248	SI	689	SI
	P4-M1-A	Min	-55.7	128.6	-15.6	0.60		0.12		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	648	SI
	P4-M1-B	Max	90.1	480.0	119.1	0.60		0.25		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	316	SI	2336	SI
	P4-M1-B	Min	-119.5	439.6	-116.9	0.60		0.27		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	308	SI	2148	SI
	P4-M1-C	Max	157.4	694.1	104.2	0.75		0.15		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	414	SI	3353	SI
	P4-M1-C	Min	-207.0	641.1	-124.1	0.75		0.19		SI	10.20	0.08	0.08	0.11	0.05	404	SI	3111	SI
	P4-M1-D	Max	200.2	1114.8	279.8	0.75		0.25		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	498	SI	5204	SI
	P4-M1-D	Min	-255.2	1031.8	-383.9	0.75		0.37		SI	10.20	0.13	0.13	0.13	0.06	482	SI	4850	SI
	P4-M1-E	Max	256.1	1341.6	194.7	0.90		0.15		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	599	SI	6261	SI
	P4-M1-E	Min	-307.0	1249.2	-423.3	0.90		0.34		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	580	SI	5867	SI
	P4-M1-F	Max	191.1	1811.8	350.3	0.90		0.19		SI	10.20	0.20	0.20	0.15	0.08	693	SI	8181	SI
	P4-M1-F	Min	-236.0	1702.5	-729.6	0.90		0.43		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	671	SI	7747	SI
P5-M1	P5-M1-A	Max	21.9	30.4	7.8	0.60	2.96	0.26	0.49	SI	2.96	0.02	0.02	0.08	0.04	70	SI	45	SI
	P5-M1-A	Min	12.9	14.9	-10.6	0.60		0.71		SEZ. PARZ.	2.30	0.01	0.01	0.08	0.04	53	SI	22	SI
	P5-M1-B	Max	69.4	116.7	30.6	0.60		0.26		SI	2.96	0.07	0.07	0.10	0.05	87	SI	166	SI
	P5-M1-B	Min	-38.0	72.2	-11.4	0.60		0.16		SI	2.96	0.04	0.04	0.09	0.04	78	SI	104	SI
	P5-M1-C	Max	90.8	210.8	17.5	0.75		0.08		SI	2.96	0.09	0.09	0.11	0.05	122	SI	295	SI
	P5-M1-C	Min	-44.6	156.0	-10.3	0.75		0.07		SI	2.96	0.07	0.07	0.10	0.05	111	SI	222	SI
	P5-M1-D	Max	126.1	320.3	74.8	0.75		0.23		SI	2.96	0.14	0.14	0.13	0.06	144	SI	434	SI
	P5-M1-D	Min	-109.5	252.7	-79.7	0.75		0.32		SI	2.96	0.11	0.11	0.12	0.06	130	SI	349	SI
	P5-M1-E	Max	118.4	401.0	47.6	0.90		0.12		SI	2.96	0.15	0.15	0.13	0.07	176	SI	542	SI
	P5-M1-E	Min	-74.1	334.2	-26.2	0.90		0.08		SI	2.96	0.13	0.13	0.12	0.06	163	SI	459	SI
	P5-M1-F	Max	76.0	560.4	104.8	0.90		0.19		SI	2.96	0.21	0.21	0.16	0.08	208	SI	728	SI
	P5-M1-F	Min	-106.8	481.6	-138.2	0.90		0.29		SI	2.96	0.18	0.18	0.14	0.07	192	SI	638	SI
P5-M2	P5-M2-A	Max	21.2	45.0	30.7	0.60	5.46	0.68	0.91	SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	127	SI	122	SI
	P5-M2-A	Min	-28.2	40.8	-30.8	0.60		0.76		SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	126	SI	111	SI
	P5-M2-B	Max	115.1	206.7	48.6	0.60		0.23		SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	159	SI	544	SI
	P5-M2-B	Min	-120.2	185.1	-61.8	0.60		0.33		SI	5.46	0.06	0.06	0.09	0.05	155	SI	489	SI
	P5-M2-C	Max	145.6	351.3	54.1	0.75		0.15		SI	5.46	0.09	0.09	0.11	0.05	218	SI	911	SI
	P5-M2-C	Min	-159.1	325.1	-39.7	0.75		0.12		SI	5.46	0.08	0.08	0.10	0.05	212	SI	847	SI
	P5-M2-D	Max	255.7	585.0	227.5	0.75		0.39		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	264	SI	1464	SI
	P5-M2-D	Min	-259.4	539.8	-234.6	0.75		0.43		SI	5.46	0.13	0.13	0.12	0.06	255	NO!!!	1361	SI
	P5-M2-E	Max	179.8	710.4	161.7	0.90		0.23		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	319	SI	1776	SI
	P5-M2-E	Min	-193.1	664.7	-140.8	0.90		0.21		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	310	SI	1672	SI
	P5-M2-F	Max	211.9	1025.5	410.2	0.90		0.40		SI	5.46	0.21	0.21	0.16	0.08	382	SI	2460	SI
	P5-M2-F	Min	-208.3	966.4	-402.3	0.90		0.42		SI	5.46	0.20	0.20	0.15	0.08	370	SI	2337	SI
P5-M3	P5-M3-A	Max	32.3	39.0	30.2	0.60	4.96	0.77	0.83	SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	96	SI
	P5-M3-A	Min	-21.8	36.6	-33.3	0.60		0.91		SEZ. PARZ.	4.71	0.01	0.01	0.08	0.04	109	SI	90	SI
	P5-M3-B	Max	118.9	177.0	50.6	0.60		0.29		SI	4.96	0.06	0.06	0.10	0.05	143	SI	424	SI
	P5-M3-B	Min	-111.7	167.8	-44.0	0.60		0.26		SI	4.96	0.06	0.06	0.09	0.05	141	SI	402	SI
	P5-M3-C	Max	143.1	320.3	32.1	0.75		0.10		SI	4.96	0.09	0.09	0.11	0.05	198	SI	755	SI
	P5-M3-C	Min	-129.0	310.2	-53.9	0.75		0.17		SI	4.96	0.08	0.08	0.11	0.05	196	SI	732	SI
	P5-M3-D	Max	235.8	521.3	185.3	0.75		0.36		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	238	SI	1188	SI
	P5-M3-D	Min	-234.6	503.7	-193.4	0.75		0.38		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	235	SI	1151	SI
	P5-M3-E	Max	170.4	647.6	96.2	0.90		0.15		SI	4.96	0.15	0.15	0.13	0.07	290	SI	1471	SI
	P5-M3-E	Min	-154.1	625.2	-131.8	0.90		0.21		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	286	SI	1424	SI
	P5-M3-F	Max	180.9	932.0	318.8	0.90		0.34		SI	4.96	0.21	0.21	0.16	0.08	347	SI	2031	SI
	P5-M3-F	Min	-192.4	900.2	-346.4	0.90		0.38		SI	4.96	0.20	0.20	0.15	0.08	341	SI	1971	SI
P6-M1	P6-M1-A	Max	49.1	135.9	20.0	0.60	10.2	0.15	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	248	SI	684	SI
	P6-M1-A	Min	-39.6	129.3	-6.5	0.60		0.05		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	651	SI
	P6-M1-B	Max	102.3	473.3	121.5	0.60		0.26		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	315	SI	2305	SI
	P6-M1-B	Min	-92.8	449.9	-88.1	0.60		0.20		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	310	SI	2197	SI
	P6-M1-C	Max	162.7	692.6	135.2	0.75		0.20		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	414	SI	3346	SI
	P6-M1-C	Min	-162.3	658.2	-87.5	0.75		0.13		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	407	SI	3189	SI
	P6-M1-D	Max	196.9	1112.3	291.6	0.75		0.26		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	498	SI	5194	SI
	P6-M1-D	Min	-203.7	1054.2	-277.5	0.75		0.26		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	486	SI	4946	SI
	P6-M1-E	Max	234.6	1341.7	217.4	0.90		0.16		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	599	SI	6262	SI
	P6-M1-E	Min	-244.2	1273.1	-315.6	0.90		0.25		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	585	SI	5970	SI
	P6-M1-F	Max	170.7	1791.6	299.3	0.90		0.17		SI	10.20	0.20	0.20	0.15	0.08	689	SI	8101	SI
	P6-M1-F	Min	-188.3	1713.5	-579.8	0.90		0.34		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	673	SI	7791	SI



TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y1

Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nociolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?			
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	SI/NOII	kN	SI/NOII			
P1-M1	P1-M1-A	Max	19.7	21.8	-1.3	0.60	1.97	0.06	0.33	SI	1.97	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	21	SI			
	P1-M1-A	Min	-11.0	14.1	-3.1	0.60		0.22		SI	1.97	0.01	0.01	0.08	0.04	45	SI	14	SI			
	P1-M1-B	Max	27.8	104.4	16.5	0.60		0.16		SI	1.97	0.09	0.09	0.11	0.05	63	SI	98	SI			
	P1-M1-B	Min	-11.6	49.9	1.7	0.60		0.03		SI	1.97	0.04	0.04	0.09	0.04	53	SI	48	SI			
	P1-M1-C	Max	34.0	167.9	10.9	0.75	2.46	0.07	0.41	SI	1.97	0.11	0.11	0.12	0.06	87	SI	155	SI			
	P1-M1-C	Min	-37.9	85.1	-0.4	0.75		0.00		SI	1.97	0.06	0.06	0.10	0.05	70	SI	81	SI			
	P1-M1-D	Max	47.7	346.7	45.1	0.75		0.13		SI	2.46	0.19	0.19	0.15	0.07	136	SI	380	SI			
	P1-M1-D	Min	-65.0	136.3	5.1	0.75		0.04		SI	2.46	0.07	0.07	0.10	0.05	94	SI	160	SI			
	P1-M1-E	Max	29.8	440.4	34.7	0.90	4.44	0.08	0.74	SI	2.46	0.20	0.20	0.15	0.08	168	SI	479	SI			
	P1-M1-E	Min	-88.0	179.8	-10.2	0.90		0.06		SI	2.46	0.08	0.08	0.10	0.05	116	SI	211	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Max	50.5	1078.3	176.5	0.90		0.16		SI	4.44	0.27	0.27	0.18	0.09	360	SI	2019	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Min	-122.2	516.2	-233.9	0.90		0.45		SI	4.44	0.13	0.13	0.12	0.06	247	SI	1060	SI			
P1-M2	P1-M2-A	Max	4.5	19.5	1.4	0.60	1.48	0.07	0.25	SI	1.48	0.02	0.02	0.08	0.04	36	SI	14	SI			
	P1-M2-A	Min	0.5	10.7	-1.3	0.60		0.12		SI	1.48	0.01	0.01	0.08	0.04	34	SI	8	SI			
	P1-M2-B	Max	7.1	74.6	3.4	0.60		0.05		SI	1.48	0.08	0.08	0.11	0.05	47	SI	53	SI			
	P1-M2-B	Min	-4.4	28.6	-2.2	0.60		0.08		SI	1.48	0.03	0.03	0.08	0.04	38	SI	21	SI			
	P1-M2-C	Max	15.6	121.0	2.4	0.75	1.97	0.02	0.33	SI	1.48	0.11	0.11	0.12	0.06	64	SI	84	SI			
	P1-M2-C	Min	-1.2	58.2	-2.9	0.75		0.05		SI	1.48	0.05	0.05	0.09	0.05	52	SI	42	SI			
	P1-M2-D	Max	23.0	266.2	-4.6	0.75		0.02		SI	1.97	0.18	0.18	0.14	0.07	106	SI	235	SI			
	P1-M2-D	Min	-27.8	138.1	-40.0	0.75		0.29		SI	1.97	0.09	0.09	0.11	0.05	81	SI	129	SI			
	P1-M2-E	Max	60.8	297.2	14.2	0.90	1.97	0.05	0.33	SI	1.97	0.17	0.17	0.14	0.07	123	SI	264	SI			
	P1-M2-E	Min	4.5	172.2	-0.9	0.90		0.01		SI	1.97	0.10	0.10	0.11	0.06	98	SI	160	SI			
	P1-M3-A	Max	2.3	26.0	5.9	0.60		2.49		0.23	0.42	SI	2.49	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	32	SI	
	P1-M3-A	Min	-3.7	17.8	-3.6	0.60				0.20		SI	2.49	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	22	SI	
P1-M3-B	Max	7.9	131.2	4.2	0.60	0.03	SI		2.49	0.09		0.09	0.11	0.05	80	SI	155	SI				
P1-M3-B	Min	-25.7	73.3	-16.5	0.60	0.23	SI		2.49	0.05		0.05	0.09	0.05	68	SI	89	SI				
P1-M3-C	Max	10.1	181.0	9.4	0.75	0.05	SI		2.49	0.10		0.10	0.11	0.06	103	SI	213	SI				
P1-M3-C	Min	-12.5	98.7	-11.3	0.75	0.11	SI		2.49	0.05		0.05	0.09	0.05	87	SI	119	SI				
P1-M3-D	Max	24.1	386.3	23.0	0.75	0.06	SI		2.49	0.21		0.21	0.15	0.08	144	SI	423	SI				
P1-M3-D	Min	-47.2	166.1	-30.5	0.75	0.18	SI		2.49	0.09		0.09	0.11	0.05	100	SI	196	SI				
P1-M3-E	Max	15.4	409.5	4.9	0.90	0.01	SI		2.49	0.18		0.18	0.15	0.07	163	SI	456	SI				
P1-M3-E	Min	-13.2	168.4	-14.3	0.90	0.08	SI		2.49	0.08		0.08	0.10	0.05	114	SI	201	SI				
P1-M3-F	Max	15.8	685.3	35.3	0.90	0.05	SI		2.49	0.31		0.31	0.19	0.10	218	SI	702	SI				
P1-M3-F	Min	-43.8	257.1	-62.4	0.90	0.24	SI		2.49	0.11		0.11	0.12	0.06	132	SI	299	SI				
P1-M4	P1-M4-A	Max	-1.7	49.1	8.5	0.60	4.47	0.17	0.75	SI	4.47	0.02	0.02	0.08	0.04	106	SI	109	SI			
	P1-M4-A	Min	-15.4	33.2	-5.3	0.60		0.16		SI	4.47	0.01	0.01	0.08	0.04	103	SI	74	SI			
	P1-M4-B	Max	23.1	237.4	15.1	0.60		0.06		SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	144	SI	503	SI			
	P1-M4-B	Min	-30.9	132.4	-11.5	0.60		0.09		SI	4.47	0.05	0.05	0.09	0.05	123	SI	288	SI			
	P1-M4-C	Max	10.3	362.0	0.5	0.75		0.00		SI	4.47	0.11	0.11	0.12	0.06	193	SI	758	SI			
	P1-M4-C	Min	-58.9	208.7	-23.1	0.75		0.11		SI	4.47	0.06	0.06	0.10	0.05	162	SI	450	SI			
	P1-M4-D	Max	59.5	636.0	60.5	0.75		0.10		SI	4.47	0.19	0.19	0.15	0.07	248	SI	1265	SI			
	P1-M4-D	Min	-81.3	315.5	-65.8	0.75		0.21		SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	184	SI	667	SI			
	P1-M4-E	Max	-2.7	753.6	12.1	0.90		0.02		SI	4.47	0.19	0.19	0.15	0.07	296	SI	1501	SI			
	P1-M4-E	Min	-116.1	376.0	-71.9	0.90		0.19		SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	220	SI	795	SI			
	P1-M4-F	Max	77.1	1618.2	354.8	0.90		0.22		SI	6.94	0.26	0.26	0.18	0.09	549	SI	4770	SI			
	P1-M4-F	Min	-151.4	871.4	-379.5	0.90		0.44		SI	6.94	0.14	0.14	0.13	0.06	399	SI	2779	SI			
P2-M1	P2-M1-A	Max	6.3	10.1	0.5	0.60	0.99	0.05	0.17	SI	0.99	0.02	0.02	0.08	0.04	23	SI	5	SI			
	P2-M1-A	Min	-9.5	6.1	-0.9	0.60		0.15		SI	0.99	0.01	0.01	0.08	0.04	23	SI	3	SI			
	P2-M1-B	Max	7.1	48.3	-0.6	0.60		0.01		SI	0.99	0.08	0.08	0.10	0.05	31	SI	23	SI			
	P2-M1-B	Min	-13.0	25.2	-5.2	0.60		0.21		SEZ. PARZ.	0.86	0.04	0.05	0.09	0.05	24	SI	12	SI			
	P2-M1-C	Max	18.8	70.8	-0.9	0.75		0.01		SI	0.99	0.10	0.10	0.10	0.06	41	SI	33	SI			
	P2-M1-C	Min	-17.8	35.0	-4.0	0.75		0.11		SI	0.99	0.05	0.05	0.09	0.05	34	SI	17	SI			
	P2-M1-D	Max	45.2	193.5	-6.1	0.75		0.03		SI	1.48	0.17	0.17	0.14	0.07	79	SI	129	SI			
	P2-M1-D	Min	-31.0	59.4	-18.5	0.75		0.31		SEZ. PARZ.	1.29	0.05	0.06	0.10	0.05	47	SI	43	SI			
	P2-M1-E	Max	68.5	255.0	2.7	0.90		0.01		SI	1.48	0.19	0.19	0.15	0.07	99	SI	168	SI			
	P2-M1-E	Min	-18.2	76.6	-7.9	0.90		0.10		SI	1.48	0.06	0.06	0.10	0.05	63	SI	55	SI			
	P2-M1-F	Max	605.8	6283.5	337.2	0.90		0.05		SI	31.70	0.22	0.22	0.16	0.08	2284	SI	86850	SI			
	P2-M1-F	Min	-342.7	3012.3	-3791.8	0.90		1.26		SI	31.70	0.11	0.11	0.11	0.06	1630	SI	44816	SI			
P2-M2	P2-M2-A	Max	6.6	31.3	2.6	0.60	2.46	0.08	0.41	SI	2.46	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	38	SI			
	P2-M2-A	Min	-10.2	18.4	-2.6	0.60		0.14		SI	2.46	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	23	SI			
	P2-M2-B	Max	17.0	142.1	14.2	0.60		0.10		SI	2.46	0.10	0.10	0.12	0.06	82	SI	165	SI			
	P2-M2-B	Min	-6.7	66.3	-0.1	0.60		0.00		SI	2.46	0.04	0.04	0.09	0.04	66	SI	79	SI			
	P2-M2-C	Max	18.4	206.7	4.8	0.75		0.02		SI	2.46	0.11	0.11	0.12	0.06	108	SI	238	SI			
	P2-M2-C	Min	-17.7	113.5	-4.3	0.75		0.04		SI	2.46	0.06	0.06	0.10	0.05	89	SI	135	SI			
	P2-M2-D	Max	52.1	364.0	62.1	0.75		0.17		SI	2.46	0.20	0.20	0.15	0.08	139	SI	396	SI			
	P2-M2-D	Min	-12.8	194.1	4.5	0.75		0.02		SI	2.46	0.11	0.11	0.11	0.06	105	SI	224	SI			
	P2-M2-E	Max	62.1	379.2	26.0	0.90		0.07		SI	2.46	0.17	0.17	0.14	0.07	156	SI	420	SI			
	P2-M2-E	Min	-17.7	222.9	-13.0	0.90		0.06		SI	2.46	0.10	0.10	0.11	0.06	124	SI	258	SI			
	P2-M3	P2-M3-A	Max	2.8	21.0	3.1		0.60		1.99	0.15	0.33	SI	1.99	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	21	SI
		P2-M3-A	Min	-1.0	15.6	-3.7		0.60			0.23		SI	1.99	0.01	0.01	0.08	0.04	46	SI	15	SI
P2-M3-B		Max	9.2	109.5	5.6	0.60	0.05	SI	1.99		0.09		0.09	0.11	0.05							

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y1																			
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	kN	SI/NO!!!	kN	SI/NO!!!
P4-M1	P4-M1-A	Max	129.3	135.6	21.3	0.60	10.2	0.16	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	247	SI	682	SI
	P4-M1-A	Min	-102.2	130.5	-27.4	0.60		0.21		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	657	SI
	P4-M1-B	Max	279.3	473.7	243.0	0.60		0.51		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	315	SI	2307	SI
	P4-M1-B	Min	-245.5	448.6	-304.7	0.60		0.68		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	310	SI	2190	SI
	P4-M1-C	Max	495.0	685.9	243.9	0.75		0.36		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	413	NO!!!	3316	SI
	P4-M1-C	Min	-397.7	651.9	-327.8	0.75		0.50		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	406	SI	3160	SI
	P4-M1-D	Max	595.7	1107.1	650.9	0.75		0.59		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	497	NO!!!	5172	SI
	P4-M1-D	Min	-490.8	1044.2	-979.8	0.75		0.94		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	484	NO!!!	4903	SI
	P4-M1-E	Max	722.3	1337.9	560.9	0.90		0.42		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	598	NO!!!	6246	SI
	P4-M1-E	Min	-568.9	1258.3	-993.9	0.90		0.79		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	582	SI	5906	SI
	P4-M1-F	Max	532.5	1813.3	948.6	0.90		0.52		SI	10.20	0.20	0.20	0.15	0.08	693	SI	8187	SI
	P4-M1-F	Min	-430.8	1708.3	-1709.4	0.90		1.00		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	672	SI	7770	SI
P5-M1	P5-M1-A	Max	19.9	25.4	1.9	0.60	2.96	0.07	0.49	SI	2.96	0.01	0.01	0.08	0.04	69	SI	37	SI
	P5-M1-A	Min	15.6	19.8	-4.9	0.60		0.25		SI	2.96	0.01	0.01	0.08	0.04	68	SI	29	SI
	P5-M1-B	Max	35.7	102.5	17.2	0.60		0.17		SI	2.96	0.06	0.06	0.10	0.05	84	SI	147	SI
	P5-M1-B	Min	-3.4	85.8	2.4	0.60		0.03		SI	2.96	0.05	0.05	0.09	0.05	81	SI	123	SI
	P5-M1-C	Max	48.1	193.3	8.5	0.75		0.04		SI	2.96	0.09	0.09	0.11	0.05	119	SI	272	SI
	P5-M1-C	Min	-1.2	172.9	-1.2	0.75		0.01		SI	2.96	0.08	0.08	0.10	0.05	114	SI	244	SI
	P5-M1-D	Max	51.1	299.0	25.6	0.75		0.09		SI	2.96	0.13	0.13	0.13	0.06	140	SI	408	SI
	P5-M1-D	Min	-34.2	272.8	-29.9	0.75		0.11		SI	2.96	0.12	0.12	0.12	0.06	134	SI	375	SI
	P5-M1-E	Max	55.0	380.0	24.0	0.90		0.06		SI	2.96	0.14	0.14	0.13	0.06	172	SI	516	SI
	P5-M1-E	Min	-13.8	354.1	-2.1	0.90		0.01		SI	2.96	0.13	0.13	0.13	0.06	167	SI	484	SI
	P5-M1-F	Max	15.7	536.0	25.0	0.90		0.05		SI	2.96	0.20	0.20	0.15	0.08	203	SI	701	SI
	P5-M1-F	Min	-49.4	505.5	-61.5	0.90		0.12		SI	2.96	0.19	0.19	0.15	0.07	197	SI	666	SI
P5-M2	P5-M2-A	Max	6.1	44.0	11.0	0.60	5.46	0.25	0.91	SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	127	SI	119	SI
	P5-M2-A	Min	-12.2	41.8	-11.1	0.60		0.27		SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	126	SI	113	SI
	P5-M2-B	Max	39.9	201.4	12.4	0.60		0.06		SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	158	SI	530	SI
	P5-M2-B	Min	-43.9	190.6	-24.5	0.60		0.13		SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	156	SI	503	SI
	P5-M2-C	Max	48.6	345.1	23.6	0.75		0.07		SI	5.46	0.08	0.08	0.11	0.05	216	SI	896	SI
	P5-M2-C	Min	-61.3	331.7	-8.2	0.75		0.02		SI	5.46	0.08	0.08	0.10	0.05	214	SI	863	SI
	P5-M2-D	Max	90.8	573.9	80.3	0.75		0.14		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	262	SI	1439	SI
	P5-M2-D	Min	-94.5	551.4	-85.4	0.75		0.15		SI	5.46	0.13	0.13	0.13	0.06	258	SI	1388	SI
	P5-M2-E	Max	56.9	699.3	65.4	0.90		0.09		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	317	SI	1751	SI
	P5-M2-E	Min	-76.2	676.3	-42.8	0.90		0.06		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	312	SI	1699	SI
	P5-M2-F	Max	73.3	1010.8	144.5	0.90		0.14		SI	5.46	0.21	0.21	0.15	0.08	379	SI	2430	SI
	P5-M2-F	Min	-76.2	981.7	-145.5	0.90		0.15		SI	5.46	0.20	0.20	0.15	0.08	373	SI	2369	SI
P5-M3	P5-M3-A	Max	15.5	38.4	9.8	0.60	4.96	0.25	0.83	SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	95	SI
	P5-M3-A	Min	-4.4	37.1	-13.0	0.60		0.35		SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	91	SI
	P5-M3-B	Max	45.1	175.7	19.8	0.60		0.11		SI	4.96	0.06	0.06	0.10	0.05	142	SI	421	SI
	P5-M3-B	Min	-37.0	168.8	-12.2	0.60		0.07		SI	4.96	0.06	0.06	0.09	0.05	141	SI	405	SI
	P5-M3-C	Max	56.4	319.0	4.5	0.75		0.01		SI	4.96	0.09	0.09	0.11	0.05	198	SI	752	SI
	P5-M3-C	Min	-41.7	311.2	-25.3	0.75		0.08		SI	4.96	0.08	0.08	0.11	0.05	196	SI	734	SI
	P5-M3-D	Max	85.1	518.9	64.9	0.75		0.13		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	238	SI	1183	SI
	P5-M3-D	Min	-84.0	505.5	-71.1	0.75		0.14		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	235	SI	1155	SI
	P5-M3-E	Max	63.4	643.7	23.9	0.90		0.04		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	289	SI	1463	SI
	P5-M3-E	Min	-52.3	628.7	-57.8	0.90		0.09		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	286	SI	1432	SI
	P5-M3-F	Max	57.8	925.9	101.1	0.90		0.11		SI	4.96	0.21	0.21	0.15	0.08	346	SI	2019	SI
	P5-M3-F	Min	-75.0	905.8	-136.3	0.90		0.15		SI	4.96	0.20	0.20	0.15	0.08	342	SI	1982	SI
P6-M1	P6-M1-A	Max	135.8	135.3	29.0	0.60	10.2	0.21	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	247	SI	681	SI
	P6-M1-A	Min	-104.6	129.4	-14.9	0.60		0.12		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	652	SI
	P6-M1-B	Max	282.1	469.9	275.2	0.60		0.59		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	314	SI	2290	SI
	P6-M1-B	Min	-247.1	451.1	-265.8	0.60		0.59		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	311	SI	2202	SI
	P6-M1-C	Max	476.9	689.0	290.8	0.75		0.42		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	413	NO!!!	3330	SI
	P6-M1-C	Min	-419.0	658.8	-266.5	0.75		0.40		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	407	NO!!!	3192	SI
	P6-M1-D	Max	572.0	1102.7	760.2	0.75		0.69		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	496	NO!!!	5153	SI
	P6-M1-D	Min	-516.4	1059.5	-826.9	0.75		0.78		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	487	NO!!!	4969	SI
	P6-M1-E	Max	677.5	1327.6	652.1	0.90		0.49		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	596	NO!!!	6202	SI
	P6-M1-E	Min	-608.3	1282.7	-822.4	0.90		0.64		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	587	NO!!!	6011	SI
	P6-M1-F	Max	496.7	1771.0	1032.2	0.90		0.58		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	685	SI	8020	SI
	P6-M1-F	Min	-457.6	1730.1	-1447.6	0.90		0.84		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	676	SI	7857	SI

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y2																				
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nociolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{tk}$	$f_{td}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?	
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	SI/NOII	kN	SI/NOII	
P1-M1	P1-M1-A	Max	27.9	21.0	1.1	0.60	1.97	0.05	0.33	SI	1.97	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	21	SI	
	P1-M1-A	Min	-2.8	13.4	-3.4	0.60		0.25		SI	1.97	0.01	0.01	0.08	0.04	45	SI	13	SI	
	P1-M1-B	Max	36.7	99.7	19.5	0.60		0.20		SI	1.97	0.08	0.08	0.11	0.05	63	SI	93	SI	
	P1-M1-B	Min	-2.7	45.2	4.7	0.60	0.10	SI	1.97	0.04	0.04	0.09	0.04	52	SI	44	SI			
	P1-M1-C	Max	51.0	159.3	11.0	0.75	0.07	SI	1.97	0.11	0.11	0.12	0.06	85	SI	147	SI			
	P1-M1-C	Min	-20.9	76.4	-0.3	0.75	0.00	SI	1.97	0.05	0.05	0.09	0.05	68	SI	73	SI			
	P1-M1-D	Max	74.4	314.9	48.9	0.75	0.16	SI	2.46	0.17	0.17	0.14	0.07	129	SI	349	SI			
	P1-M1-D	Min	-38.4	104.5	8.9	0.75	0.09	SI	2.46	0.06	0.06	0.09	0.05	87	SI	124	SI			
	P1-M1-E	Max	61.1	400.4	32.7	0.90	0.08	SI	2.46	0.18	0.18	0.14	0.07	160	SI	441	SI			
	P1-M1-E	Min	-56.8	139.8	-12.3	0.90	0.09	SI	2.46	0.06	0.06	0.10	0.05	108	SI	166	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Max	100.5	984.0	172.8	0.90	0.18	SI	4.44	0.25	0.25	0.17	0.09	341	SI	1872	SI			
	P1-M1-F(con P1-M2-F)	Min	-72.1	421.9	-237.6	0.90	0.56	SI	4.44	0.11	0.11	0.11	0.06	228	SI	879	SI			
P1-M2	P1-M2-A	Max	7.6	18.8	0.9	0.60	1.48	0.05	0.25	SI	1.48	0.02	0.02	0.08	0.04	36	SI	14	SI	
	P1-M2-A	Min	3.5	9.9	-1.8	0.60		0.18		SI	1.48	0.01	0.01	0.08	0.04	34	SI	7	SI	
	P1-M2-B	Max	10.1	71.6	5.0	0.60		0.07		SI	1.48	0.08	0.08	0.10	0.05	46	SI	51	SI	
	P1-M2-B	Min	-1.5	25.7	-0.6	0.60	0.02	SI	1.48	0.03	0.03	0.08	0.04	37	SI	19	SI			
	P1-M2-C	Max	19.8	116.4	1.4	0.75	0.01	SI	1.48	0.10	0.10	0.11	0.06	63	SI	81	SI			
	P1-M2-C	Min	3.1	53.7	-3.9	0.75	0.07	SI	1.48	0.05	0.05	0.09	0.05	51	SI	39	SI			
	P1-M2-D	Max	34.9	251.0	3.5	0.75	0.01	SI	1.97	0.17	0.17	0.14	0.07	103	SI	223	SI			
	P1-M2-D	Min	-16.0	122.9	-32.0	0.75	0.26	SI	1.97	0.08	0.08	0.11	0.05	78	SI	115	SI			
	P1-M2-E	Max	69.6	281.1	14.6	0.90	0.05	SI	1.97	0.16	0.16	0.14	0.07	120	SI	251	SI			
	P1-M2-E	Min	13.3	156.1	-0.5	0.90	0.00	SI	1.97	0.09	0.09	0.11	0.05	95	SI	146	SI			
	P1-M3	P1-M3-A	Max	6.2	25.8	4.1	0.60	2.49	0.16	0.42	SI	2.49	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	32	SI
		P1-M3-A	Min	0.2	17.7	-5.3	0.60		0.30		SI	2.49	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	22	SI
P1-M3-B		Max	15.3	127.2	8.6	0.60	0.07		SI		2.49	0.09	0.09	0.11	0.05	79	SI	150	SI	
P1-M3-B		Min	-18.3	69.3	-12.1	0.60	0.18	SI	2.49	0.05	0.05	0.09	0.05	68	SI	84	SI			
P1-M3-C		Max	15.7	174.5	7.2	0.75	0.04	SI	2.49	0.09	0.09	0.11	0.05	102	SI	205	SI			
P1-M3-C		Min	-7.0	92.2	-13.5	0.75	0.15	SI	2.49	0.05	0.05	0.09	0.05	86	SI	112	SI			
P1-M3-D		Max	39.7	365.6	32.5	0.75	0.09	SI	2.49	0.20	0.20	0.15	0.08	140	SI	403	SI			
P1-M3-D		Min	-31.5	145.4	-21.0	0.75	0.14	SI	2.49	0.08	0.08	0.10	0.05	96	SI	173	SI			
P1-M3-E		Max	23.1	384.8	6.3	0.90	0.02	SI	2.49	0.17	0.17	0.14	0.07	158	SI	431	SI			
P1-M3-E		Min	-5.5	143.7	-12.9	0.90	0.09	SI	2.49	0.06	0.06	0.10	0.05	109	SI	172	SI			
P1-M3-F		Max	32.6	638.3	53.7	0.90	0.08	SI	2.49	0.28	0.28	0.19	0.09	208	SI	663	SI			
P1-M3-F		Min	-27.0	210.1	-44.0	0.90	0.21	SI	2.49	0.09	0.09	0.11	0.05	123	SI	247	SI			
P1-M4	P1-M4-A	Max	5.2	48.0	5.5	0.60	4.47	0.12	0.75	SI	4.47	0.02	0.02	0.08	0.04	106	SI	106	SI	
	P1-M4-A	Min	-8.5	32.1	-8.2	0.60		0.26		SI	4.47	0.01	0.01	0.08	0.04	103	SI	71	SI	
	P1-M4-B	Max	35.4	233.3	16.1	0.60		0.07		SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	143	SI	495	SI	
	P1-M4-B	Min	-18.7	128.4	-10.6	0.60	0.08	SI	4.47	0.05	0.05	0.09	0.05	122	SI	279	SI			
	P1-M4-C	Max	26.7	355.7	-4.2	0.75	0.01	SI	4.47	0.11	0.11	0.11	0.06	192	SI	746	SI			
	P1-M4-C	Min	-42.6	202.3	-27.8	0.75	0.14	SI	4.47	0.06	0.06	0.10	0.05	161	SI	436	SI			
	P1-M4-D	Max	88.0	624.5	78.0	0.75	0.12	SI	4.47	0.19	0.19	0.15	0.07	246	SI	1245	SI			
	P1-M4-D	Min	-52.7	304.0	-48.3	0.75	0.16	SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	181	SI	644	SI			
	P1-M4-E	Max	26.9	739.5	25.4	0.90	0.03	SI	4.47	0.18	0.18	0.15	0.07	293	SI	1476	SI			
	P1-M4-E	Min	-86.5	361.9	-58.6	0.90	0.16	SI	4.47	0.09	0.09	0.11	0.05	217	SI	767	SI			
	P1-M4-F	Max	138.1	1590.0	436.5	0.90	0.27	SI	6.94	0.25	0.25	0.17	0.09	543	SI	4701	SI			
	P1-M4-F	Min	-90.4	843.1	-297.8	0.90	0.35	SI	6.94	0.13	0.13	0.13	0.06	393	SI	2696	SI			
P2-M1	P2-M1-A	Max	2.2	10.4	0.3	0.60	0.99	0.03	0.17	SI	0.99	0.02	0.02	0.08	0.04	23	SI	5	SI	
	P2-M1-A	Min	-13.7	6.4	-1.1	0.60		0.17		SEZ. PARZ.	0.99	0.01	0.01	0.08	0.04	23	SI	3	SI	
	P2-M1-B	Max	2.5	46.3	-1.7	0.60		0.04		SI	0.99	0.08	0.08	0.10	0.05	31	SI	22	SI	
	P2-M1-B	Min	-17.6	23.3	-6.4	0.60	0.27	SEZ. PARZ.	0.66	0.04	0.06	0.10	0.05	19	SI	11	SI			
	P2-M1-C	Max	10.0	68.7	-1.5	0.75	0.02	SI	0.99	0.09	0.09	0.11	0.05	40	SI	32	SI			
	P2-M1-C	Min	-26.7	32.9	-4.6	0.75	0.14	SI	0.99	0.04	0.04	0.09	0.04	33	SI	16	SI			
	P2-M1-D	Max	27.4	173.0	-7.4	0.75	0.04	SI	1.48	0.16	0.16	0.13	0.07	75	SI	116	SI			
	P2-M1-D	Min	-25.8	38.9	-19.8	0.75	0.51	SEZ. PARZ.	0.69	0.04	0.07	0.10	0.05	26	SI	28	SI			
	P2-M1-E	Max	48.3	229.1	2.5	0.90	0.01	SI	1.48	0.17	0.17	0.14	0.07	94	SI	153	SI			
	P2-M1-E	Min	-38.4	50.7	-8.1	0.90	0.16	SI	1.48	0.04	0.04	0.09	0.04	58	SI	37	SI			
	P2-M1-F	Max	345.5	6270.9	3537.9	0.90	0.56	SI	31.70	0.22	0.22	0.16	0.08	2281	SI	86701	SI			
	P2-M1-F	Min	-603.0	2999.7	-591.0	0.90	0.20	SI	31.70	0.11	0.11	0.11	0.06	1627	SI	44641	SI			
P2-M2	P2-M2-A	Max	0.5	30.4	4.2	0.60	2.46	0.14	0.41	SI	2.46	0.02	0.02	0.08	0.04	59	SI	37	SI	
	P2-M2-A	Min	-16.4	17.5	-1.0	0.60		0.06		SI	2.46	0.01	0.01	0.08	0.04	57	SI	21	SI	
	P2-M2-B	Max	9.0	133.0	9.6	0.60		0.07		SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	80	SI	155	SI	
	P2-M2-B	Min	-14.7	57.1	-4.6	0.60	0.08	SI	2.46	0.04	0.04	0.09	0.04	65	SI	69	SI			
	P2-M2-C	Max	8.0	194.8	6.6	0.75	0.03	SI	2.46	0.11	0.11	0.11	0.06	105	SI	225	SI			
	P2-M2-C	Min	-28.2	101.6	-2.5	0.75	0.02	SI	2.46	0.06	0.06	0.09	0.05	87	SI	121	SI			
	P2-M2-D	Max	35.2	337.6	48.2	0.75	0.14	SI	2.46	0.18	0.18	0.15	0.07	134	SI	371	SI			
	P2-M2-D	Min	-29.6	167.7	-9.3	0.75	0.06	SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	100	SI	195	SI			
	P2-M2-E	Max	42.7	354.5	19.5	0.90	0.06	SI	2.46	0.16	0.16	0.14	0.07	151	SI	395	SI			
	P2-M2-E	Min	-37.0	198.2	-19.5	0.90	0.10	SI	2.46	0.09	0.09	0.11	0.05	119	SI	231	SI			
	P2-M3-A	Max	-0.2	20.3	-4.3	0.60	0.21	SI	1.99	0.02	0.02	0.08	0.04	47	SI	20	SI			
	P2-M3-A	Min	-3.9	15.0	-2.5	0.60	0.17	SI	1.99	0.01	0.01	0.08	0.04	46	SI	15	SI			
P2-M3-B	Max	5.4	108.0	3.4	0.60	0.03	SI	1.99	0.09	0.09	0.11	0.05	65	SI	102	SI				
P2-M3-B	Min	-19.6	55.0	-14.9	0.60	0.27	SI	1.99	0.05	0.05	0.09	0.05								

TABLE: Section Cut Forces - Analysis - E-SLV-Y2																			
Pannello	SectionCut	Step Type	T	N	M	sp.	lungh.	ecc.	nocciolo	interamente compressa?	L'	$\sigma_0$	$\sigma_n$	$f_{vk}$	$f_{vd}$	Vrd	T<Vrd?	Mrd	M<Mrd?
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	m	m	m	m	SI/SEZ. PARZ.	m	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	N/mmqa	kN	SI/NO!!	kN	SI/NO!!
P4-M1	P4-M1-A	Max	88.9	135.2	22.6	0.60	10.2	0.17	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	247	SI	681	SI
	P4-M1-A	Min	-142.6	130.1	-26.0	0.60		0.20		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	655	SI
	P4-M1-B	Max	231.5	471.6	291.3	0.60		0.62		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	315	SI	2298	SI
	P4-M1-B	Min	-293.3	446.5	-256.3	0.60		0.57		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	310	SI	2181	SI
	P4-M1-C	Max	383.8	683.9	292.4	0.75		0.43		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	412	SI	3307	SI
	P4-M1-C	Min	-508.9	649.9	-279.4	0.75		0.43		SI	10.20	0.08	0.08	0.11	0.05	405	NO!!!	3151	SI
	P4-M1-D	Max	474.6	1103.5	821.1	0.75		0.74		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	496	SI	5156	SI
	P4-M1-D	Min	-611.8	1040.6	-809.6	0.75		0.78		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	484	NO!!!	4888	SI
	P4-M1-E	Max	567.6	1333.7	715.6	0.90		0.54		SI	10.20	0.15	0.15	0.13	0.07	597	SI	6228	SI
	P4-M1-E	Min	-723.6	1254.2	-839.2	0.90		0.67		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	581	NO!!!	5889	SI
	P4-M1-F	Max	421.5	1807.8	1237.4	0.90		0.68		SI	10.20	0.20	0.20	0.15	0.08	692	SI	8165	SI
	P4-M1-F	Min	-541.8	1702.7	-1420.6	0.90		0.83		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	671	SI	7748	SI
P5-M1	P5-M1-A	Max	19.4	25.4	2.0	0.60	2.96	0.08	0.49	SI	2.96	0.01	0.01	0.08	0.04	69	SI	37	SI
	P5-M1-A	Min	15.1	19.9	-4.8	0.60		0.24		SI	2.96	0.01	0.01	0.08	0.04	68	SI	29	SI
	P5-M1-B	Max	35.0	102.9	16.9	0.60		0.16		SI	2.96	0.06	0.06	0.10	0.05	85	SI	147	SI
	P5-M1-B	Min	-4.1	86.2	2.1	0.60		0.02		SI	2.96	0.05	0.05	0.09	0.05	81	SI	124	SI
	P5-M1-C	Max	47.5	193.8	8.4	0.75		0.04		SI	2.96	0.09	0.09	0.11	0.05	119	SI	272	SI
	P5-M1-C	Min	-1.8	173.4	-1.3	0.75		0.01		SI	2.96	0.08	0.08	0.10	0.05	115	SI	245	SI
	P5-M1-D	Max	50.9	299.9	25.2	0.75		0.08		SI	2.96	0.14	0.14	0.13	0.06	140	SI	409	SI
	P5-M1-D	Min	-34.4	273.7	-30.4	0.75		0.11		SI	2.96	0.12	0.12	0.12	0.06	135	SI	376	SI
	P5-M1-E	Max	57.3	380.9	23.7	0.90		0.06		SI	2.96	0.14	0.14	0.13	0.06	172	SI	517	SI
	P5-M1-E	Min	-11.5	355.0	-2.4	0.90		0.01		SI	2.96	0.13	0.13	0.13	0.06	167	SI	485	SI
	P5-M1-F	Max	17.9	536.4	27.4	0.90		0.05		SI	2.96	0.20	0.20	0.15	0.08	203	SI	701	SI
	P5-M1-F	Min	-47.2	505.9	-59.1	0.90		0.12		SI	2.96	0.19	0.19	0.15	0.07	197	SI	666	SI
P5-M2	P5-M2-A	Max	5.4	44.0	11.0	0.60	5.46	0.25	0.91	SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	127	SI	119	SI
	P5-M2-A	Min	-12.9	41.8	-11.1	0.60		0.26		SI	5.46	0.01	0.01	0.08	0.04	126	SI	113	SI
	P5-M2-B	Max	39.1	201.3	11.5	0.60		0.06		SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	158	SI	530	SI
	P5-M2-B	Min	-44.8	190.4	-25.4	0.60		0.13		SI	5.46	0.06	0.06	0.10	0.05	156	SI	502	SI
	P5-M2-C	Max	48.0	344.8	22.8	0.75		0.07		SI	5.46	0.08	0.08	0.11	0.05	216	SI	895	SI
	P5-M2-C	Min	-61.9	331.4	-9.0	0.75		0.03		SI	5.46	0.08	0.08	0.10	0.05	214	SI	862	SI
	P5-M2-D	Max	90.8	573.6	78.7	0.75		0.14		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	262	SI	1438	SI
	P5-M2-D	Min	-94.5	551.0	-86.9	0.75		0.16		SI	5.46	0.13	0.13	0.13	0.06	258	SI	1387	SI
	P5-M2-E	Max	61.4	698.9	64.1	0.90		0.09		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	317	SI	1750	SI
	P5-M2-E	Min	-71.6	675.9	-44.1	0.90		0.07		SI	5.46	0.14	0.14	0.13	0.06	312	SI	1698	SI
	P5-M2-F	Max	78.2	1010.3	151.2	0.90		0.15		SI	5.46	0.21	0.21	0.15	0.08	379	SI	2429	SI
	P5-M2-F	Min	-71.3	981.3	-138.8	0.90		0.14		SI	5.46	0.20	0.20	0.15	0.08	373	SI	2368	SI
P5-M3	P5-M3-A	Max	15.0	38.5	9.8	0.60	4.96	0.25	0.83	SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	95	SI
	P5-M3-A	Min	-4.8	37.1	-12.9	0.60		0.35		SI	4.96	0.01	0.01	0.08	0.04	115	SI	91	SI
	P5-M3-B	Max	44.4	175.9	19.0	0.60		0.11		SI	4.96	0.06	0.06	0.10	0.05	142	SI	421	SI
	P5-M3-B	Min	-37.7	169.0	-12.9	0.60		0.08		SI	4.96	0.06	0.06	0.09	0.05	141	SI	405	SI
	P5-M3-C	Max	56.0	319.2	3.8	0.75		0.01		SI	4.96	0.09	0.09	0.11	0.05	198	SI	752	SI
	P5-M3-C	Min	-42.2	311.4	-26.0	0.75		0.08		SI	4.96	0.08	0.08	0.11	0.05	196	SI	735	SI
	P5-M3-D	Max	85.1	519.3	63.5	0.75		0.12		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	238	SI	1183	SI
	P5-M3-D	Min	-84.0	505.9	-72.6	0.75		0.14		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	235	SI	1155	SI
	P5-M3-E	Max	67.4	644.0	22.7	0.90		0.04		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	290	SI	1463	SI
	P5-M3-E	Min	-48.4	629.1	-59.1	0.90		0.09		SI	4.96	0.14	0.14	0.13	0.06	287	SI	1432	SI
	P5-M3-F	Max	62.1	926.2	106.8	0.90		0.12		SI	4.96	0.21	0.21	0.15	0.08	346	SI	2020	SI
	P5-M3-F	Min	-70.7	906.2	-130.5	0.90		0.14		SI	4.96	0.20	0.20	0.15	0.08	342	SI	1982	SI
P6-M1	P6-M1-A	Max	119.4	135.7	28.6	0.60	10.2	0.21	1.70	SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	247	SI	683	SI
	P6-M1-A	Min	-121.1	129.9	-15.3	0.60		0.12		SI	10.20	0.02	0.02	0.08	0.04	246	SI	654	SI
	P6-M1-B	Max	262.8	471.6	293.4	0.60		0.62		SI	10.20	0.08	0.08	0.10	0.05	315	SI	2298	SI
	P6-M1-B	Min	-266.4	452.8	-247.6	0.60		0.55		SI	10.20	0.07	0.07	0.10	0.05	311	SI	2210	SI
	P6-M1-C	Max	433.4	691.2	308.6	0.75		0.45		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	414	NO!!!	3340	SI
	P6-M1-C	Min	-462.6	661.0	-248.8	0.75		0.38		SI	10.20	0.09	0.09	0.11	0.05	408	NO!!!	3202	SI
	P6-M1-D	Max	524.8	1106.0	821.4	0.75		0.74		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	497	NO!!!	5167	SI
	P6-M1-D	Min	-563.6	1062.8	-765.7	0.75		0.72		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	488	NO!!!	4983	SI
	P6-M1-E	Max	617.8	1331.0	706.7	0.90		0.53		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	597	NO!!!	6216	SI
	P6-M1-E	Min	-668.0	1286.2	-767.8	0.90		0.60		SI	10.20	0.14	0.14	0.13	0.06	588	NO!!!	6025	SI
	P6-M1-F	Max	453.8	1774.1	1134.3	0.90		0.64		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	685	SI	8032	SI
	P6-M1-F	Min	-500.5	1733.1	-1345.5	0.90		0.78		SI	10.20	0.19	0.19	0.15	0.07	677	SI	7870	SI

ANALISI DINAMICA LINEARE SU STRUTTURA A SETTI IN C.A.

Si riportano i domini resistenti delle sezioni della struttura per la verifica a pressoflessione nel piano.

Si distinguono i domini per le quattro combinazioni di carico create.

$$E_{SLV-X1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y + M_x$$

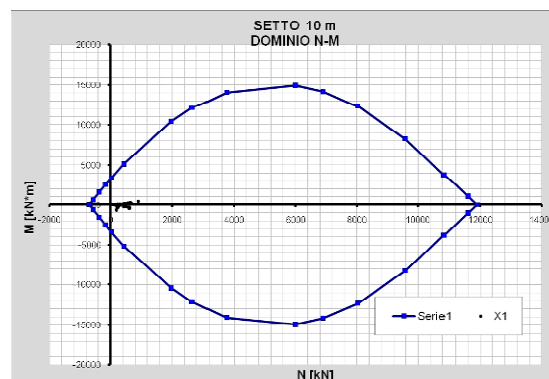
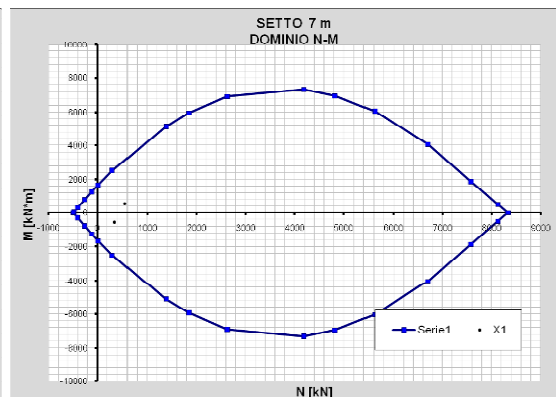
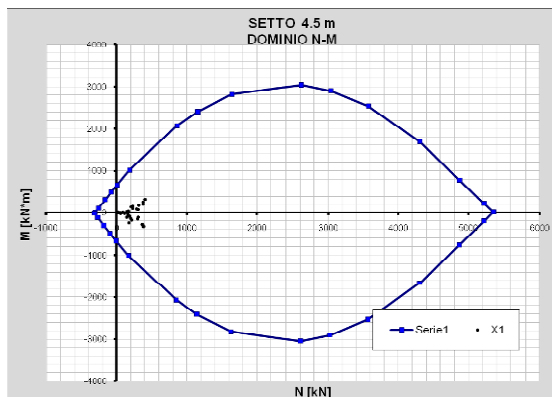
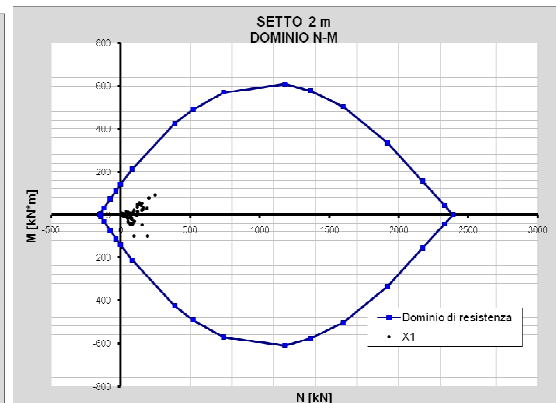
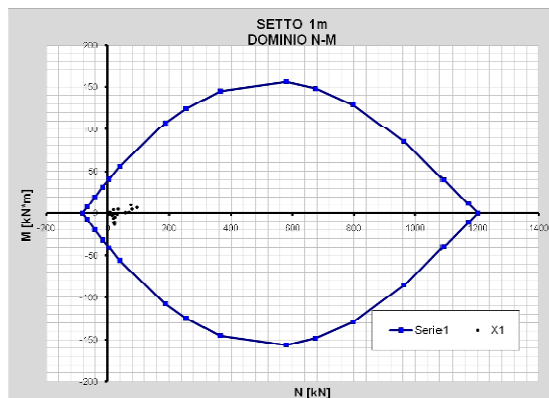


Figura: domini di resistenza delle sezioni verificate nella combinazione E-SLV-X1



$$E_{SLV-X2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_x + 0.30 \cdot E_y - M_x$$

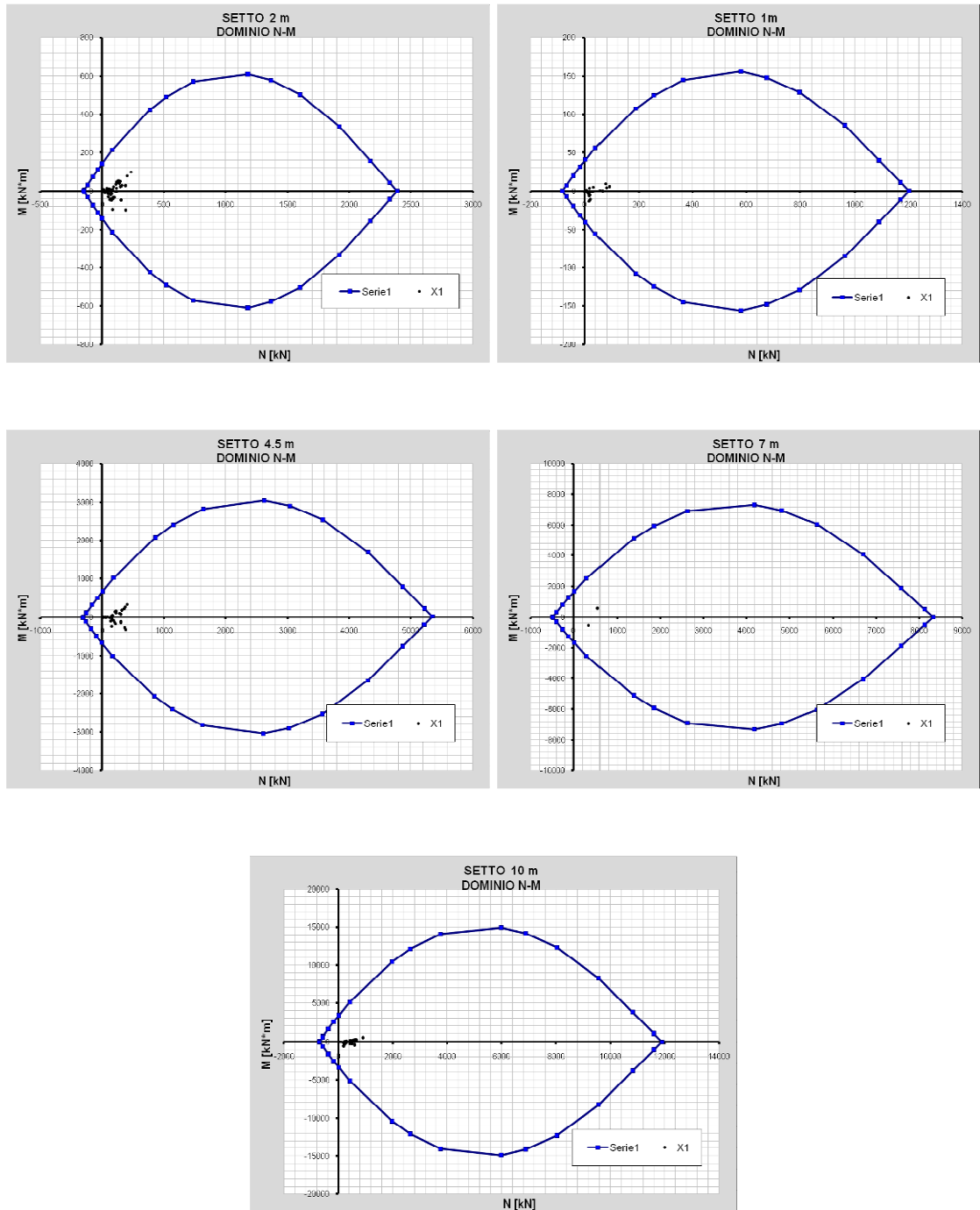


Figura: domini di resistenza delle sezioni verificate nella combinazione E-SLV-X2

$$E_{SLV-Y1} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x + M_y$$

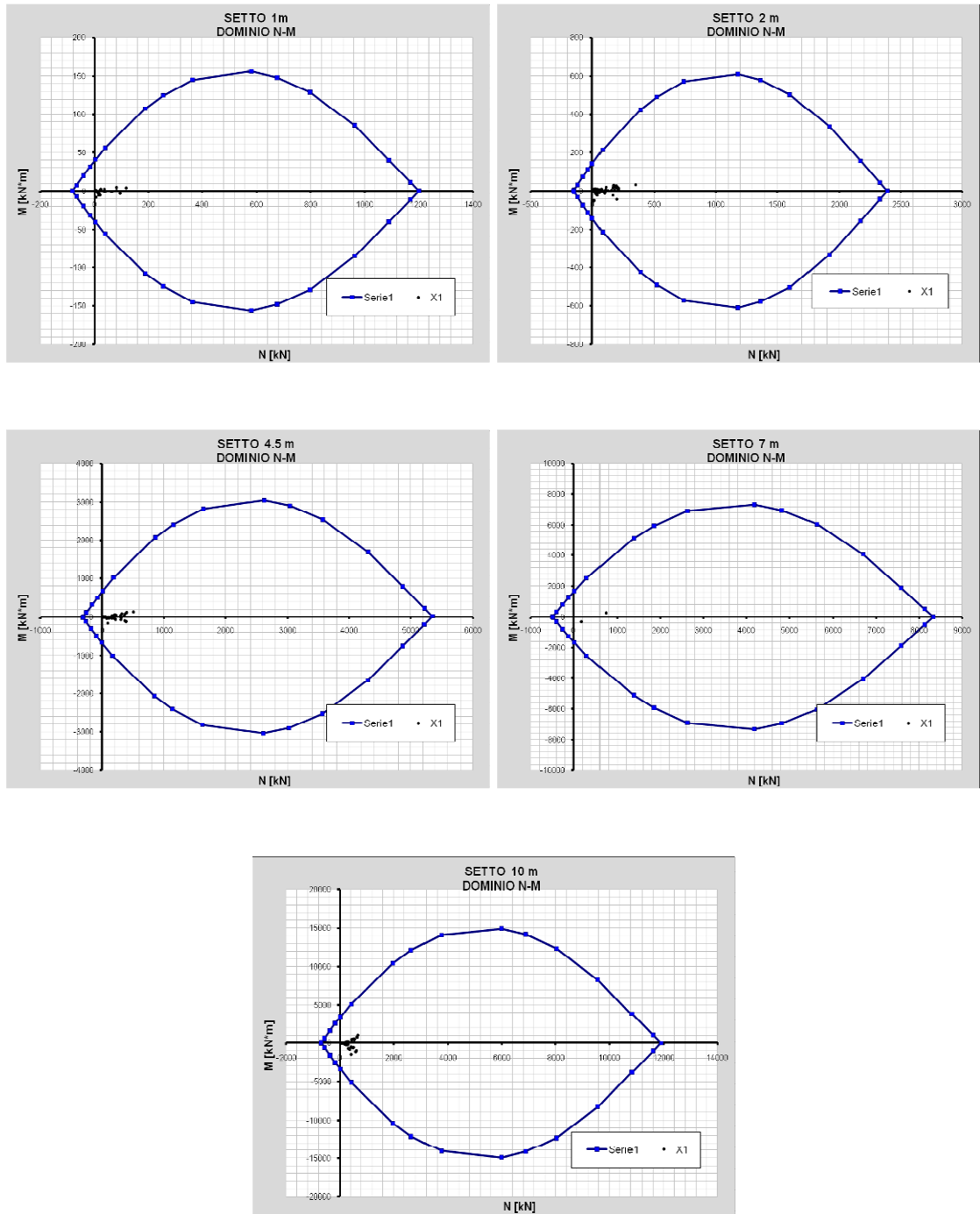


Figura: domini di resistenza delle sezioni verificate nella combinazione E-SLV-Y1

$$E_{SLV-Y2} = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2}) + E_y + 0.30 \cdot E_x - M_y$$

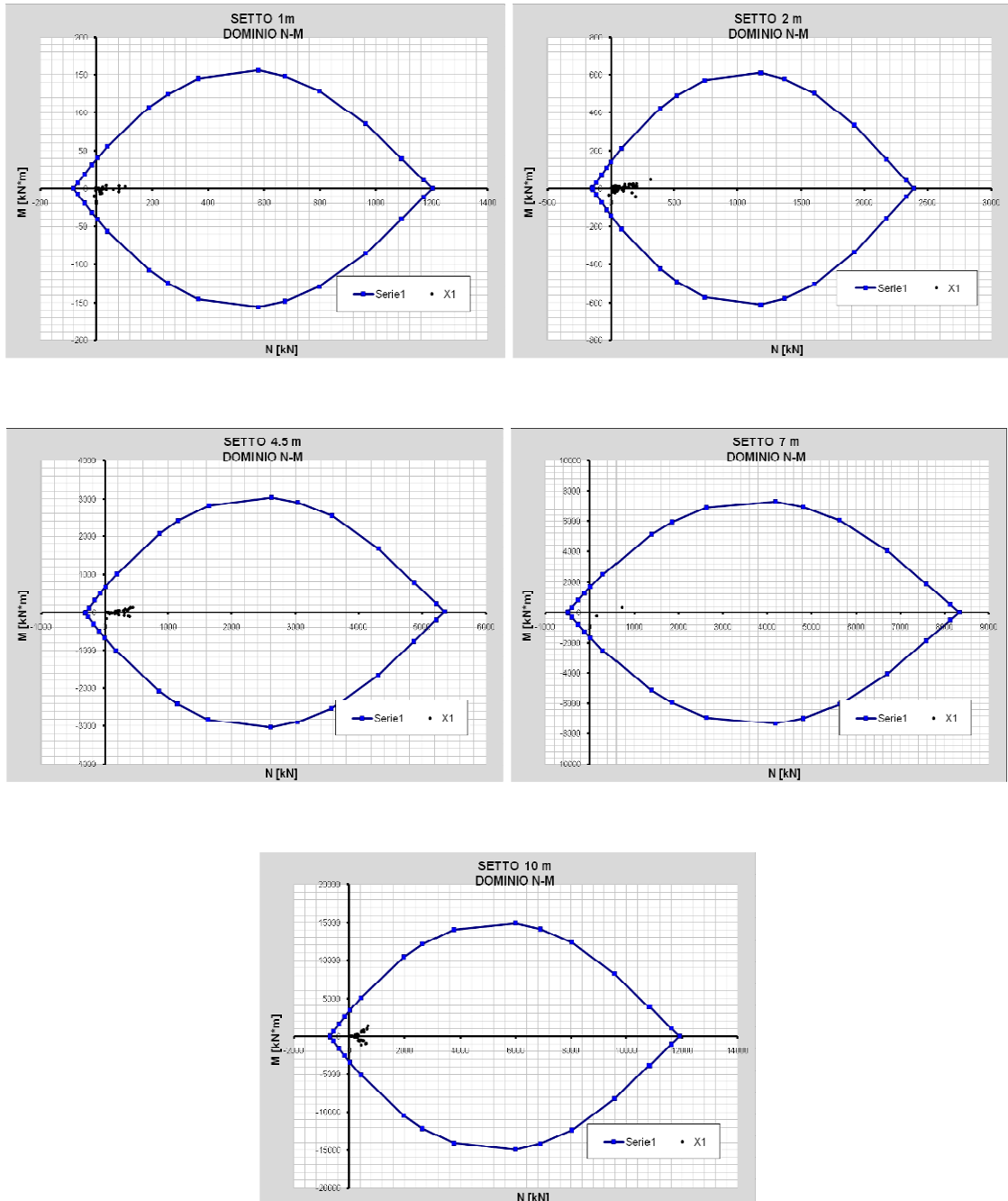


Figura: domini di resistenza delle sezioni verificate nella combinazione E-SLV-Y2

## APP. B: ANALISI IN CONDIZIONI NON SISMICHE

Le verifiche sono state condotte su sette fasce murarie appartenenti ciascuna ad una delle pareti evidenziate nell'immagine seguente:

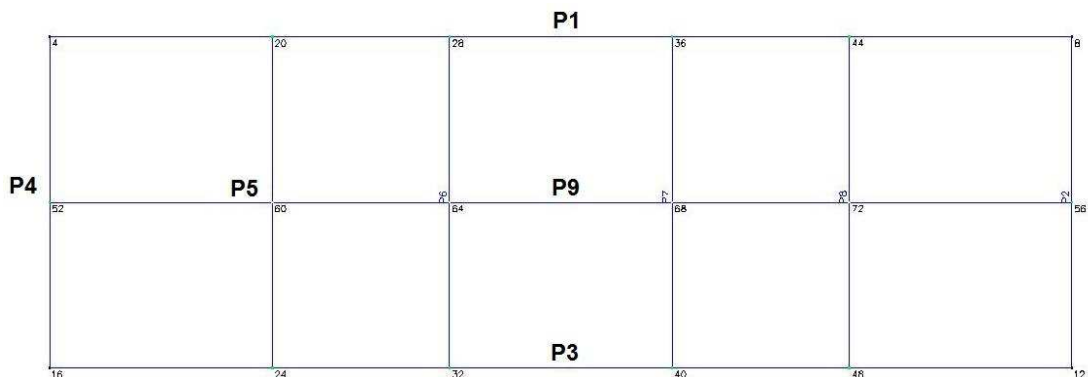


Figura: Planimetria dell'edificio con evidenziazione delle pareti analizzate

Per facilitare la lettura delle tabelle di calcolo si riportano di seguito le immagini con l'indicazione anche delle zone di influenza dei carichi verticali di loro competenza; per ciascuna fascia sono state realizzate verifiche ad ogni piano dell'edificio in tre differenti sezioni (due di estremità e una intermedia), come mostrato nell'immagine qui a fianco:

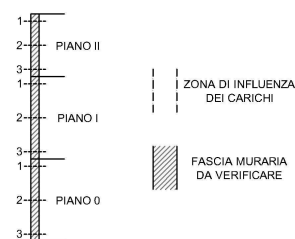


Figura: Schema delle sezioni verificate e legenda fasce analizzate

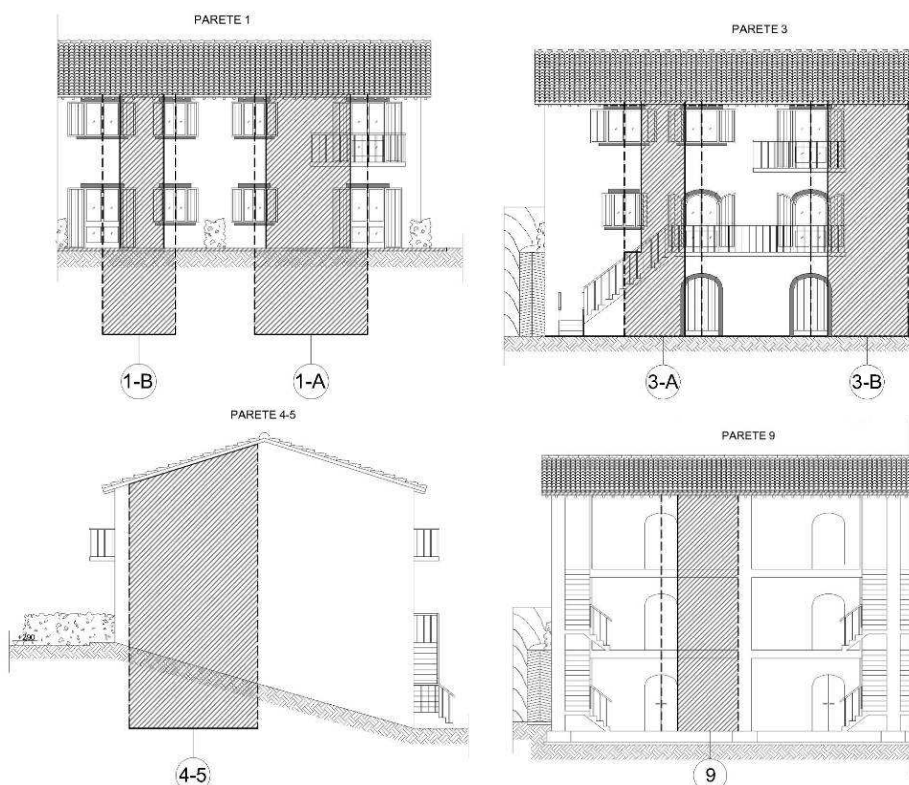


Figure: Individuazione delle fasce murarie su cui sono state eseguite le verifiche agli SLU

## STRUTTURA IN MURATURA DI POROTON

**PARETE 1-A**

PIANO II		GEOMETRIA	
Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	8.17	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	8790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	8790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	8790	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sp}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	9.58	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	$N_2$	25.86	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	2.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.39	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(v2)}$	49.04	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.68	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	1.82	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	4.88	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	3.73	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	6.74	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.75	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.57				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	1.35	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.37				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CL2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{s1}$	<b>35</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd1,rid}$	<b>999</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.04</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{s2}$	<b>49</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd2,rid}$	<b>644</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.08</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{s3}$	<b>63</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd3}$	<b>1758</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.04</b>

**PIANO I**

PIANO I		GEOMETRIA	
Larghezza parete	L	293	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	8790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	8790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	8790	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	72.22	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	86.75	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	6.67	cm
Reazione di appoggio balcone	$N'_2$	20.46	kN
Eccentricità di $N'_2$ rispetto al piano medio	$d'_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.91	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(v2)}$	194.42	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	1.01	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	3.22	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	1.50	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	5.58	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	4.29	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	1.12	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.43				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.86	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.52				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CL2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{s1}$	<b>179</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd1,rid}$	<b>755</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.24</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{s2}$	<b>194</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd2,rid}$	<b>907</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.21</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{s3}$	<b>209</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd3}$	<b>1758</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.12</b>

**PIANO 0**

PIANO 0		GEOMETRIA	
Lunghezza parete	L	393	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	11790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	11790	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	11790	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	218.99	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	86.75	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(v2)}$	327.16	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	1.79	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	1.89	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.00	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	5.03	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	2.52	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	1.01	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.47				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.50	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.63				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CL2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{s1}$	<b>306</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd1,rid}$	<b>1103</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.28</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{s2}$	<b>327</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd2,rid}$	<b>1483</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.22</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{s3}$	<b>349</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd3}$	<b>2358</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.15</b>

**PARETE 1-B**

PIANO II		GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI	
Larghezza parete	L	153	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	8.17	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	4590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	4590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	4590	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	6.17	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	$N_2$	16.65	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	2.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	1.25	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(v2)}$	31.57	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.68	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	1.82	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	3.96	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	3.73	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	5.82	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.75	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.57				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	1.16	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.43				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CL2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{s1}$	<b>23</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd1,rid}$	<b>522</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.04</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{s2}$	<b>32</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd2,rid}$	<b>655</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.08</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{s3}$	<b>40</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd3}$	<b>918</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.04</b>

**PIANO I**

PIANO I		GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI	
Larghezza parete	L	153	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	4590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	4590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	4590	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	46.49	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	55.85	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	1.52	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(v2)}$	111.99	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	1.14	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	3.64	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	1.36	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	6.12	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	4.42	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	1.22	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.39				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.88	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.51				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CL2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{s1}$	<b>102</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd1,rid}$	<b>359</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.29</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{s2}$	<b>112</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd2,rid}$	<b>466</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.24</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{s3}$	<b>122</b>	<b>kN</b>	<	$N_{Rd3}$	<b>918</b>	<b>kN</b>	Verificato	<b>0.13</b>

**PIANO 0**

PIANO 0		GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI	
Lunghezza parete	L	253	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	7590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	7590	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	7590	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	25.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	127.81	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano			



PARETE 3-A

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Larghezza parete	L	155	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	8.17	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>sc</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	6.70	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	N <sub>2</sub>	18.09	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	2.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	1.27	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	34.32	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.68	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	1.82	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	3.69	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	3.73	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	5.55	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.75	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.57			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	1.11	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.45			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	25	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	528	kN	Verificato	0.05
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	34	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	417	kN	Verificato	0.08
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	44	kN	<	N <sub>Res3</sub>	930	kN	Verificato	0.05

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Larghezza parete	L	155	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	4650	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	50.54	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	60.70	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	1.54	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	121.73	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	1.14	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	3.64	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	1.26	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	6.12	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.33	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	1.22	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.39			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.87	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.51			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	111	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	364	kN	Verificato	0.31
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	122	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	477	kN	Verificato	0.26
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	132	kN	<	N <sub>Res3</sub>	930	kN	Verificato	0.14

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	215	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	6450	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	6450	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	6450	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	138.92	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	60.70	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Reazione di appoggio balcone	N <sub>2'</sub>	16.12	kN
Eccentricità di N <sub>2'</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2'</sub>	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.13	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	228.48	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	1.61	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	1.88	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.93	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	4.84	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.35	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.97	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.48			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.67	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.58			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	216	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	620	kN	Verificato	0.35
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	228	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	742	kN	Verificato	0.31
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	241	kN	<	N <sub>Res3</sub>	1290	kN	Verificato	0.19

PARETE 3-B

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Larghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	8.17	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>sc</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	8.41	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	N <sub>2</sub>	22.70	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	2.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.33	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	45.61	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.68	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	1.82	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	5.11	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	3.73	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	6.97	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.75	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.57			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	1.39	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.35			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	31	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	972	kN	Verificato	0.03
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	46	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	600	kN	Verificato	0.08
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	60	kN	<	N <sub>Res3</sub>	1710	kN	Verificato	0.04

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Larghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	68.52	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	62.91	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Reazione di appoggio balcone	N <sub>2'</sub>	6.72	kN
Eccentricità di N <sub>2'</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2'</sub>	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.83	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	154.13	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	1.24	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	3.04	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	1.84	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	5.63	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.65	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	1.13	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.43			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.93	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.49			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	138	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	728	kN	Verificato	0.19
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	154	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	842	kN	Verificato	0.18
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	170	kN	<	N <sub>Res3</sub>	1710	kN	Verificato	0.10

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	8550	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	178.51	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	62.91	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Reazione di appoggio balcone	N <sub>2'</sub>	8.95	kN
Eccentricità di N <sub>2'</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2'</sub>	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.83	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>v(2)</sub>	266.36	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	1.78	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	1.68	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	1.06	cm

ECCENTRITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	4.81	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.47	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.96	-	→	$\Phi(m_1, \lambda)$	0.48			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.69	-	→	$\Phi(m_2, \lambda)$	0.57			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
Sforzo normale sez. estremità sup.	N <sub>d1</sub>	250	kN	<	N <sub>Res1,rd</sub>	825	kN	Verificato	0.30
Sforzo normale sez. intermedia	N <sub>d2</sub>	266	kN	<	N <sub>Res2,rd</sub>	972	kN	Verificato	0.27
Sforzo normale sez. estremità inf.	N <sub>d3</sub>	282	kN	<	N <sub>Res3</sub>	1710	kN	Verificato	0.17

PARETE 4

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	303	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	10.10	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>c</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	11.21	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	N <sub>2</sub>	43.75	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.55	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	83.09	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.51	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	5.31	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.52	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	3.07	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	7.33	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	6.73	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	1.47	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.28			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	1.35	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.32			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>s1</sub></b>	<b>55</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rid</sub></b>	<b>773</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.07</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>s2</sub></b>	<b>83</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rid</sub></b>	<b>892</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.09</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>s3</sub></b>	<b>111</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.04</b>

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	122.44	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	18.76	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.27	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	166.27	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	2.17	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.89	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	1.37	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	4.40	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.57	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.88	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.51			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.71	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.56			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>s1</sub></b>	<b>141</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rid</sub></b>	<b>1403</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.10</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>s2</sub></b>	<b>166</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rid</sub></b>	<b>1550</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.11</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>s3</sub></b>	<b>191</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.07</b>

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	25.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	202.54	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	2.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	18.76	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	6.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.27	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	246.37	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	2.29	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.57	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.92	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	4.20	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.02	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.84	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.52			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.60	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.60			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>s1</sub></b>	<b>221</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rid</sub></b>	<b>1438</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.15</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>s2</sub></b>	<b>246</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rid</sub></b>	<b>1646</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.15</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>s3</sub></b>	<b>271</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.10</b>

PARETE 5

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	303	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	10.10	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>c</sub>	13.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	13.46	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	N <sub>2</sub>	34.18	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	10.67	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura sx	N <sub>2</sub>	43.75	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-10.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	119.24	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-1.12	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.52	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	2.63	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.52	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.53	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.60			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.30	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.71			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>s1</sub></b>	<b>91</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rid</sub></b>	<b>1653</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>s2</sub></b>	<b>119</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rid</sub></b>	<b>1947</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>s3</sub></b>	<b>147</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.05</b>

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	13.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	160.56	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano dx	N <sub>2</sub>	25.61	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	10.67	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	26.49	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-10.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	237.48	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-0.04	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	1.39	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.35	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.28	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.74			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.27	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.75			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>s1</sub></b>	<b>213</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rid</sub></b>	<b>2046</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.10</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>s2</sub></b>	<b>237</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rid</sub></b>	<b>2059</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.12</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>s3</sub></b>	<b>262</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2760</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.10</b>

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	13800	cmq
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	13800	cmq
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	13800	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	13.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	275.76	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano dx	N <sub>2</sub>	25.61	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	10.67	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	26.49	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-10.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	352.67	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-0.03	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	1.38	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.35	cm	<	e <sub>max</sub>	10.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.28	-	→	$\phi(m_1, \lambda)$	0.74
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.27	-	→	$\phi(m_2, \lambda)$	0.75
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>					

**PARETE 9**

**PIANO II**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	360	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	12.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	6750	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	15.00	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	8.34	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	$N_2$	9.95	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	10.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura sx	$N_2$	9.95	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	-10.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(V)}$	45.66	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.80	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	1.80	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	1.80	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.36	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.62				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.36	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.62				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{e1}$	28	kN	<	$N_{Rd1,rid}$	842	kN	Verificato	0.03
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{e2}$	46	kN	<	$N_{Rd2,rid}$	842	kN	Verificato	0.05
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{e3}$	63	kN	<	$N_{Rd3}$	1350	kN	Verificato	0.05

**PIANO I**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	6750	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	13.00	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	71.43	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	10.67	cm
Reazione di appoggio balcone	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	-10.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(V)}$	183.84	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	1.35	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	1.35	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.27	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.75				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.27	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.75				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{e1}$	171	kN	<	$N_{Rd1,rid}$	1007	kN	Verificato	0.17
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{e2}$	184	kN	<	$N_{Rd2,rid}$	1007	kN	Verificato	0.18
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{e3}$	197	kN	<	$N_{Rd3}$	1350	kN	Verificato	0.15

**PIANO 0**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	30	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	9.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	6750	cm <sup>2</sup>
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	6750	cm <sup>2</sup>
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	13.00	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	205.25	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	10.67	cm
Reazione di appoggio balcone	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	-10.67	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{(V)}$	317.65	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	1.35	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	1.35	cm	<	$e_{max}$	10.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.27	-	$\rightarrow \phi(m_1, \lambda)$	0.75				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.27	-	$\rightarrow \phi(m_2, \lambda)$	0.75				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	6.00	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl2)	$\gamma_m$	3.0	-		$N_d/N_{Rd}$				
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	$N_{e1}$	305	kN	<	$N_{Rd1,rid}$	1007	kN	Verificato	0.30
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	$N_{e2}$	318	kN	<	$N_{Rd2,rid}$	1007	kN	Verificato	0.32
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	$N_{e3}$	331	kN	<	$N_{Rd3}$	1350	kN	Verificato	0.24

**STRUTTURA IN MURATURA DI PIETRAMME**

**PARETE 1-A**

**PIANO II**

GEOMETRIA					
Larghezza parete	L	293	cm		
Altezza interna	h	245	cm		
Spessore muratura	t	60	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	4.08	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	17580	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	17580	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	17580	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>sc</sub>	60.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	22.99	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm		
Reazione di appoggio solaio di copertura	N <sub>2</sub>	16.06	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	0.00	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.39	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	91.49	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	0.00	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	0.00	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.23	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	2.62	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	1.23	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.23	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.12	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.91			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.32	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.81			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>39</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>2164</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>91</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>1917</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.05</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>e3</sub></b>	<b>144</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2373</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>

**PARETE 1-B**

**PIANO II**

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI					
Larghezza parete	L	153	cm		
Altezza interna	h	245	cm		
Spessore muratura	t	60	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	4.08	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	9180	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	9180	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	9180	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>sc</sub>	60.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	14.80	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm		
Reazione di appoggio solaio di copertura	N <sub>2</sub>	10.34	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	0.00	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	1.25	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	58.90	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	0.00	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	0.00	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.23	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	2.12	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	1.23	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	2.74	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.12	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.91			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.27	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.83			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>25</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>1130</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>59</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>1033</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>e3</sub></b>	<b>93</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>1239</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.07</b>

**PIANO I**

GEOMETRIA					
Larghezza parete	L	293	cm		
Altezza interna	h	270	cm		
Spessore muratura	t	75	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	21975	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	21975	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	21975	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	75.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	175.54	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm		
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	86.75	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	12.50	cm		
Reazione di appoggio balcone	N <sub>2</sub>	20.46	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	0.00	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.91	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	354.30	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	-4.66	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	3.84	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.35	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	0.82	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	2.17	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.91	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.17	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.89			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.15	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.90			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>283</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>2635</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.11</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>354</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>2667</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.13</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>e3</sub></b>	<b>426</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>2967</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.14</b>

**PIANO I**

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI					
Larghezza parete	L	153	cm		
Altezza interna	h	270	cm		
Spessore muratura	t	75	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	11475	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	11475	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	11475	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	75.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	113.01	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm		
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	55.85	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	12.50	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	1.52	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	214.91	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	-5.02	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	4.13	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.35	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	0.71	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	2.24	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.82	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.18	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.89			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.15	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.90			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>169</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>1372</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.12</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>215</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>1033</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.15</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>e3</sub></b>	<b>261</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>1549</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.17</b>

**PIANO 0**

GEOMETRIA					
Lunghezza parete	L	393	cm		
Altezza interna	h	270	cm		
Spessore muratura	t	90	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	35370	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	35370	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	35370	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	90.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	457.46	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm		
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	86.75	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	15.00	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	666.08	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	-6.30	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	2.39	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.35	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	0.00	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	5.26	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	2.63	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.35	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.80			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.18	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.89			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>544</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>3818</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.14</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>666</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>4253</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.16</b>
<b>Storzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>e3</sub></b>	<b>788</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res3</sub></b>	<b>4775</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.17</b>

**PIANO 0**

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI					
Lunghezza parete	L	253	cm		
Altezza interna	h	270	cm		
Spessore muratura	t	90	cm		
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-		
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-		
Area netta sez. estremità sup.	A <sub>n1</sub>	22770	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. intermedia	A <sub>n2</sub>	22770	cm <sup>2</sup>		
Area netta sez. estremità inf.	A <sub>n3</sub>	22770	cm <sup>2</sup>		
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>sp</sub>	90.00	cm		

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	281.33	kN		
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm		
Reazione di appoggio solaio di piano	N <sub>2</sub>	55.85	kN		
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	15.00	cm		
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm		
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>(hv2)</sub>	415.63	kN		
Eccentricità risultante muri superiori	es <sub>1</sub>	-6.26	cm		
Eccentricità reazioni solai superiori	es <sub>2</sub>	2.48	cm		
Eccentricità tolleranze di esecuzione	ea	1.35	cm		
Eccentricità dovuta all'azione del vento	ev	0.00	cm		

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	5.12	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	2.56	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.34	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.80			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.17	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.89			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
<b>Storzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>e1</sub></b>	<b>337</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res1,rd</sub></b>	<b>2473</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.14</b>
<b>Storzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>e2</sub></b>	<b>416</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res2,rd</sub></b>	<b>1398</b>	<b>k</b>		

**PARETE 3-A**

**PIANO II**  
**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Larghezza parete	L	155	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	4.08	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	9300	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	9300	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	9300	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	60.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	16.09	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	$N_2$	11.24	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	1.27	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	64.02	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	1.98	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	1.23	cm	<	$e_{max}$	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	2.59	cm	<	$e_{max}$	20.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.12	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.91				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.26	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.84				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>27</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>1145</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>64</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>1056</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>101</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>1256</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.08</b>

**PIANO I**

**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Larghezza parete	L	155	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	11625	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	11625	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	11625	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	75.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	122.83	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	60.70	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	12.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	1.54	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	233.60	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	-5.02	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	4.13	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.66	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	2.24	cm	<	$e_{max}$	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	1.78	cm	<	$e_{max}$	25.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.18	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.89				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.14	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.90				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>184</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>1390</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.13</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>224</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>1420</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.16</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>284</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>1569</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>

**PIANO 0**

**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Lunghezza parete	L	215	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	19350	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	19350	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	19350	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	90.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	305.79	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	60.70	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	15.00	cm
Reazione di appoggio balcone	$N'_2$	16.12	kN
Eccentricità di $N'_2$ rispetto al piano medio	$d'_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.13	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	455.10	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	-5.99	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	2.38	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.47	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	4.96	cm	<	$e_{max}$	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	2.95	cm	<	$e_{max}$	30.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.33	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.81				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.20	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.88				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>383</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2116</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>455</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2298</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.20</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>528</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>2612</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.20</b>

**PARETE 3-B**

**PIANO II**  
**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Larghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	245	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	4.08	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	17100	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	17100	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	17100	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	60.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	20.18	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura	$N_2$	14.09	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.33	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	90.18	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.23	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	2.58	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	1.23	cm	<	$e_{max}$	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	3.19	cm	<	$e_{max}$	20.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.12	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.91				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.32	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.81				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>34</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2105</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>90</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>1868</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.05</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>146</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>2309</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>

**PIANO I**

**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Larghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	21375	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	21375	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	21375	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	75.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	173.83	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	62.91	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	12.50	cm
Reazione di appoggio balcone	$N'_2$	6.72	kN
Eccentricità di $N'_2$ rispetto al piano medio	$d'_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.83	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	319.73	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	-5.36	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	3.23	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.88	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	3.47	cm	<	$e_{max}$	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	2.62	cm	<	$e_{max}$	25.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.28	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.83				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.21	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.87				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>243</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2406</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.10</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>320</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2509</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.13</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>396</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>2886</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.14</b>

**PIANO 0**

**GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Lunghezza parete	L	285	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	25650	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	25650	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	25650	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_{sp}$	90.00	cm

**SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE**

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	423.75	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	$d_1$	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	62.91	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	$d_2$	15.00	cm
Reazione di appoggio balcone	$N'_2$	8.95	kN
Eccentricità di $N'_2$ rispetto al piano medio	$d'_2$	0.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_v$	2.83	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{v(2)}$	586.55	kN
Eccentricità risultante muri superiori	$e_{s1}$	-6.41	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	$e_{s2}$	1.90	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	$e_a$	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	$e_v$	0.48	cm

**ECCENTRICITA' CONVENZIONALI**

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	$e_1$	5.86	cm	<	$e_{max}$	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	$e_2$	3.41	cm	<	$e_{max}$	30.0	cm	Verificato

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI**

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	$m_1$	0.39	-	$\rightarrow \Phi(m_1, \lambda)$	0.78				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	$m_2$	0.23	-	$\rightarrow \Phi(m_2, \lambda)$	0.86				
Resistenza a compressione muratura	$f_k$	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b><math>N_{d1}</math></b>	<b>496</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2697</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b><math>N_{d2}</math></b>	<b>587</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res,rid}</math></b>	<b>2991</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.20</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b><math>N_{d3}</math></b>	<b>677</b>	<b>kN</b>	<	<b><math>N_{Res}</math></b>	<b>3463</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.20</b>



PARETE 4

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	303	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	5.05	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	27600	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	27600	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	27600	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>c</sub>	60.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	26.91	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	N <sub>2</sub>	27.17	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	10.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.55	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	162.52	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	5.02	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.52	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	1.57	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	6.54	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.84	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.85	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.66			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.48	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.72			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	54	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	2458	kN	Verificato	0.02
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	163	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	2673	kN	Verificato	0.06
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	271	kN	<	N <sub>Res3</sub>	3726	kN	Verificato	0.07

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	34500	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	34500	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	34500	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	75.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	307.97	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	18.76	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	12.50	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.27	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	446.37	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-7.07	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.72	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.51	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	7.70	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.36	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.82	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.68			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.35	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.80			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	327	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	3176	kN	Verificato	0.10
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	446	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	3712	kN	Verificato	0.12
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	566	kN	<	N <sub>Res3</sub>	4658	kN	Verificato	0.12

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	41400	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	41400	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	41400	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	90.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	603.01	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	18.76	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	15.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	2.27	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	764.43	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-7.27	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.45	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.30	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	8.17	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.38	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.54	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.71			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.29	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.83			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	622	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	3957	kN	Verificato	0.16
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	764	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	4639	kN	Verificato	0.16
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	907	kN	<	N <sub>Res3</sub>	5589	kN	Verificato	0.16

PARETE 5

PIANO II

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	303	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	5.05	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	27600	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	27600	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	27600	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	l <sub>c</sub>	30.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	26.91	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	N <sub>2</sub>	21.22	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	20.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura sx	N <sub>2</sub>	27.17	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-20.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	183.47	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-1.58	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.52	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	3.09	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	1.55	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.31	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.81			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.15	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.89			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	75	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	3011	kN	Verificato	0.03
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	183	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	3311	kN	Verificato	0.06
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	292	kN	<	N <sub>Res3</sub>	3726	kN	Verificato	0.08

PIANO I

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	34500	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	34500	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	34500	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	37.50	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	328.65	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano dx	N <sub>2</sub>	25.61	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	25.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	26.49	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-25.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	500.14	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-6.47	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-0.06	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	7.88	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	3.94	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.63	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.68			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.32	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.81			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	381	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	3155	kN	Verificato	0.12
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	500	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	3793	kN	Verificato	0.13
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	620	kN	<	N <sub>Res3</sub>	4658	kN	Verificato	0.13

PIANO 0

GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI

Lunghezza parete	L	460	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	41400	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	41400	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	41400	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	l <sub>p</sub>	45.00	cm

SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE

Carico trasmesso dal muro sovrastante	N <sub>1</sub>	656.54	kN
Eccentricità di N <sub>1</sub> rispetto al piano medio	d <sub>1</sub>	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano dx	N <sub>2</sub>	25.61	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	30.00	cm
Reazione di appoggio solaio di piano sx	N <sub>2</sub>	26.49	kN
Eccentricità di N <sub>2</sub> rispetto al piano medio	d <sub>2</sub>	-30.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	M <sub>v</sub>	0.00	kNm
Storzo normale nella sez. di verifica a vento	N <sub>h(2)</sub>	851.04	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-6.95	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	-0.04	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

ECCENTRICITA' CONVENZIONALI

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e <sub>1</sub>	8.34	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e <sub>2</sub>	4.17	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m <sub>1</sub>	0.56	-	→	φ(m <sub>1</sub> ,λ)	0.70			
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m <sub>2</sub>	0.28	-	→	φ(m <sub>2</sub> ,λ)	0.84			
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mm <sup>2</sup>						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-Cl.2)	γ <sub>m</sub>	3.0	-						
Storzo normale sez. estremità sup.	N <sub>e1</sub>	709	kN	<	N <sub>Res1,rid</sub>	3938	kN	Verificato	0.18
Storzo normale sez. intermedia	N <sub>e2</sub>	851	kN	<	N <sub>Res2,rid</sub>	4681	kN	Verificato	0.18
Storzo normale sez. estremità inf.	N <sub>e3</sub>	993	kN	<	N <sub>Res3</sub>	5589	kN	Verificato	0.18

**PARETE 9**

**PIANO II**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	360	cm
Spessore muratura	t	60	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	6.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	13500	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	13500	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	13500	cmq
Lunghezza appoggio solaio copertura	$l_{sc}$	30.00	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	16.67	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	d1	0.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura dx	$N_2$	6.18	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d2	20.00	cm
Reazione di appoggio solaio di copertura sx	$N_2$	6.18	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d'2	-20.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{H2}$	96.71	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	0.00	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.80	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	1.80	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	1.80	cm	<	e <sub>max</sub>	20.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.18	-	→ $\phi(m1, \lambda)$	0.86				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.18	-	→ $\phi(m2, \lambda)$	0.86				
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mmq						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>ed1</sub></b>	<b>29</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>1558</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.02</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>ed2</sub></b>	<b>97</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>1558</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.06</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>ed3</sub></b>	<b>164</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res</sub></b>	<b>1823</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.09</b>

**PIANO I**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	75	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.60	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	16875	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	16875	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	16875	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_p$	37.50	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	187.32	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	d1	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d2	25.00	cm
Reazione di appoggio balcone	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d'2	-25.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{H2}$	349.53	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-4.90	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	6.25	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	3.13	cm	<	e <sub>max</sub>	25.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.50	-	→ $\phi(m1, \lambda)$	0.72				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.25	-	→ $\phi(m2, \lambda)$	0.85				
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mmq						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>ed1</sub></b>	<b>287</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>1637</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>ed2</sub></b>	<b>350</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>1933</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>ed3</sub></b>	<b>412</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res</sub></b>	<b>2278</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.18</b>

**PIANO 0**

*GEOMETRIA-VERIFICA DETTAGLI COSTRUTTIVI*

Lunghezza parete	L	225	cm
Altezza interna	h	270	cm
Spessore muratura	t	90	cm
Fattore laterale di vincolo	$\rho$	1.00	-
Snellezza parete	$\lambda$	3.00	-
Area netta sez. estremità sup.	$A_{n1}$	20250	cmq
Area netta sez. intermedia	$A_{n2}$	20250	cmq
Area netta sez. estremità inf.	$A_{n3}$	20250	cmq
Lunghezza appoggio solaio piano	$l_p$	45.00	cm

*SFORZI ED ECCENTRICITA' NELLA PARETE DA VERIFICARE*

Carico trasmesso dal muro sovrastante	$N_1$	435.33	kN
Eccentricità di $N_1$ rispetto al piano medio	d1	-7.50	cm
Reazione di appoggio solaio di piano	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d2	30.00	cm
Reazione di appoggio balcone	$N_2$	49.67	kN
Eccentricità di $N_2$ rispetto al piano medio	d'2	-30.00	cm
Momento flettente max dovuto al vento	$M_V$	0.00	kNm
Sforzo normale nella sez. di verifica a vento	$N_{H2}$	609.66	kN
Eccentricità risultante muri superiori	e <sub>s1</sub>	-6.11	cm
Eccentricità reazioni solai superiori	e <sub>s2</sub>	0.00	cm
Eccentricità tolleranze di esecuzione	e <sub>a</sub>	1.35	cm
Eccentricità dovuta all'azione del vento	e <sub>v</sub>	0.00	cm

*ECCENTRICITA' CONVENZIONALI*

Eccentricità per verifica sez. estremità sup.	e1	7.46	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato
Eccentricità per verifica sez. intermedia	e2	3.73	cm	<	e <sub>max</sub>	30.0	cm	Verificato

*VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI*

Coefficiente di eccentricità sez. estremità sup.	m1	0.50	-	→ $\phi(m1, \lambda)$	0.72				
Coefficiente di eccentricità sez. intermedia	m2	0.25	-	→ $\phi(m2, \lambda)$	0.85				
Resistenza a compressione muratura	f <sub>k</sub>	4.05	N/mmq						
Coefficiente parziale di sicurezza (Cat.1-CI2)	$\gamma_m$	3.0	-						
<b>Sforzo normale sez. estremità sup.</b>	<b>N<sub>ed1</sub></b>	<b>535</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>1978</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.27</b>
<b>Sforzo normale sez. intermedia</b>	<b>N<sub>ed2</sub></b>	<b>610</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res,rid</sub></b>	<b>2331</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.26</b>
<b>Sforzo normale sez. estremità inf.</b>	<b>N<sub>ed3</sub></b>	<b>685</b>	<b>kN</b>	<	<b>N<sub>Res</sub></b>	<b>2734</b>	<b>kN</b>	<b>Verificato</b>	<b>0.25</b>

## BIBLIOGRAFIA

### TESTI CONSULTATI:

AA. VV. - *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura* - Sisma Marche 1997, Convenzione di Ricerca con la Regione Marche, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Università degli studi de L'Aquila, Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di Protezione Civile n° 28 del 10 aprile 2002

S. Cattari, E. Curti, A. Galasco, S. Resemini - *Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura* - Sistemi editoriali Se

F. Iacobelli - *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica* - EPC libri

A. Ceccotti, M. Follesa, M. P. Lauriola - *Le strutture di legno in zona sismica* - CLUT

### ARTICOLI CONSULTATI:

G.M. Verderame, C. Mariniello, E. Cosenza, G. Manfredi - *La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare*

P. Fajafar, M. Eeri - *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design* – ©Earthquake Spectra, Volume 16, No. 3, August 2000

T. Albanesi, C. Nuti - *Analisi statica non lineare (pushover)* - Università di Roma Tre, Dipartimento di Strutture

P. Spinelli, M. Follesa, M. P. Lauriola - *Dispense del corso di progetto di strutture e riabilitazione strutturale* - Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale,

J. Facciorusso, C. Madiati, G. Vannucchi - *Capitolo 15, Capacità portante delle fondazioni superficiali* - Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale

### SITI INTERNET CONSULTATI:

[www.pontarolo.engineering.it](http://www.pontarolo.engineering.it) - Vespai aerati

[www.tecnaria.it](http://www.tecnaria.it) – Connettori metallici solai in legno

[www.ingv.it](http://www.ingv.it) - Analisi sismica

[www.protezionecivile.it](http://www.protezionecivile.it) - Analisi sismica

[www.danesilaterizi.it](http://www.danesilaterizi.it) - Caratteristiche struttura in Poroton

[www.nidyon.com](http://www.nidyon.com) - Caratteristiche struttura a setti in cls debolmente armati

[www.blocchiisotex.it](http://www.blocchiisotex.it) - Caratteristiche struttura a setti in cls debolmente armati

## **RINGRAZIAMENTI**

Alla fine di questo lavoro ci sentiamo di ringraziare innanzitutto il prof. Vignoli, promotore di tutta l'iniziativa "Missione Abruzzo", esperienza unica sia dal punto di vista formativo che personale.

Il tirocinio non è stato infatti un semplice periodo di approfondimento accademico ma, mettendoci davanti ad una realtà di emergenza sociale come quella venutasi a creare dopo il sisma del 06 Aprile 2009, ci ha permesso di interagire con la popolazione di Castelnuovo dal punto di vista umano, lasciandoci ricordi indimenticabili: il periodo nel campo della Protezione Civile, i pranzi alla mensa, le cene all'agriturismo, le partite a calcetto al Tamoil, la polentata con tutto il paese ed in generale la vita al CP.

A tal proposito un ringraziamento quindi è rivolto proprio ai castelnuovesi, che ci hanno accolto nel paese offrendo la loro totale disponibilità, nonostante la grave situazione in cui si trovavano.

Il tutto è stato reso unico dal gruppo di lavoro con i quali abbiamo condiviso divertimenti e difficoltà: un saluto va quindi a Gero, Francesca, Valentina, Giusy, Marco, Tania, Laura e Riccardo.

Un ringraziamento particolare va ad Andrea, Barbara, Emanuele e Michele che, oltre ad averci guidato dal punto di vista didattico, hanno condiviso con noi tutti i momenti indimenticabili di questa incredibile esperienza.

Per la realizzazione di questo lavoro di tesi si ringraziano innanzitutto i prof. Vignoli, prof. Spinelli e prof. Mangoni per averci fornito tutto l'aiuto tecnico necessario.

Ringraziamo inoltre l'ing. Micheloni per l'aiuto e la disponibilità offerta nell'affrontare la progettazione di una delle soluzioni strutturali proposte.

Un sostegno indispensabile ci è stato dato da Andrea, Barbara ed Emanuele, sempre disponibili ad aiutarci a risolvere dubbi e problemi tecnici. Va quindi a loro il nostro più sincero ringraziamento.

## ALLEGATI

### ELENCO TAVOLE:

*Analisi dell'edificato in condizioni pre-sisma e del danno rilevato post-sisma*

*Analisi delle tipologie di danno: mappa dei meccanismi e documentazione fotografica*

*TAV. N°1 - Inquadramento territoriale e progetto architettonico dell'edificio*

*TAV. N°2 - Tecnologie strutturali*

*TAV. N°3 - Carpenteria solaio di copertura*

*TAV. N°4 - Carpenteria solai di piano*

*TAV. N°5 - Fondazione struttura in Poroton*

*TAV. N°6 - Tecnologia costruttiva a pareti in cls debolmente armate*