



TRIBUNALE DI MACERATA

SEZIONE - ESECUZIONI IMMOBILIARI

R.G.Es. 177/2022

CREDITORE PROCEDENTE



DEBITORE



RELAZIONE DI CALCOLO

GIUDICE DELL'ESECUZIONE:

DOTT.SSA FILOMENA DI GENNARO

ESPERTO:

ING. ANDREA RESPARAMBIA

Indice

1.	Inquadramento normativo dell'intervento.....	3
1.1.	Norme vigenti e di riferimento.....	3
2.	Descrizione dell'opera e della tipologia strutturale	5
2.1.	Dati identificativi dell'immobile.....	5
2.2.	Descrizione dell'opera e della tipologia strutturale	5
3.	Descrizione materiali adottati e loro caratteristiche meccaniche.....	6
3.1.	Calcestruzzo	6
3.2.	Muratura	7
4.	Azioni sulle strutture.....	8
4.1.	Analisi dei carichi	8
4.2.	Azione del vento	9
4.3.	Combinazione delle azioni agenti.....	11
5.	Relazione geotecnica e sulle fondazioni.....	14
6.	Individuazione delle difformità	15
7.	Input: Modellazione ed analisi adottate	17
7.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo adottato	17
7.2.	Criteri di progettazione e modellazione	17
7.3.	Modellazione strutturale	30
8.	Definizione dei parametri di progetto	32
8.1.	Caratteristiche dell'edificio e periodo di riferimento.....	32
8.2.	Spettri elastici	34
8.2.1.	Spettri orizzontali.....	34
8.2.2.	Spettro verticale	35
9.	Risultati Analisi Statica Non Sismica	36
9.1.	Stato Legittimato.....	36
9.1.1.	Verifica A Pressoflessione Nel Piano.....	36
9.1.2.	Verifica A Taglio Per Scorrimento.....	37
9.1.3.	Verifica A Taglio Per Fessurazione Diagonale	38
9.1.4.	Verifica A Pressoflessione Ortogonale	39
9.2.	Stato Rilevato	40
9.2.1.	Verifica A Pressoflessione Nel Piano.....	40
9.2.2.	Verifica A Taglio Per Scorrimento.....	41
9.2.3.	Verifica A Taglio Per Fessurazione Diagonale	42
9.2.4.	Verifica A Pressoflessione Ortogonale	42
10.	Determinazione dei Livelli di Sicurezza	43
10.1.	Analisi Statica non Lineare (Pushover)	43
10.1.1.	Stato Legittimato	43
10.1.2.	Stato Rilevato.....	46
11.	Validazione dei risultati	48
11.1.	Valutazione risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	48
11.2.	Validazione del software e normativa tecnica	50

1. Inquadramento normativo dell'intervento

1.1. Norme vigenti e di riferimento

D.M. 17.1.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni, Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

Circolare 21.1.2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali: "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

FRP: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie. CNR-DT 200 R1/2013, ROMA – CNR 10 ottobre 2013 – versione del 15 Maggio 2014.

FRCM: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica. CNR-DT 215/2018, ROMA – CNR 06.02.2019; versione del 30 giugno 2020.

Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti. CNR-DT 212/2013, ROMA – CNR 14 Maggio 2014

Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni. CNR-DT 214 /2018, ROMA – CNR – 23 ottobre 2018

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.17.1.2018, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi
Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali
UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere
UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos
UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi
UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte
UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento
Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti
Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura
UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte
UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini
Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio
UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali
UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica
UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo
UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

2. Descrizione dell'opera e della tipologia strutturale

2.1. Dati identificativi dell'immobile

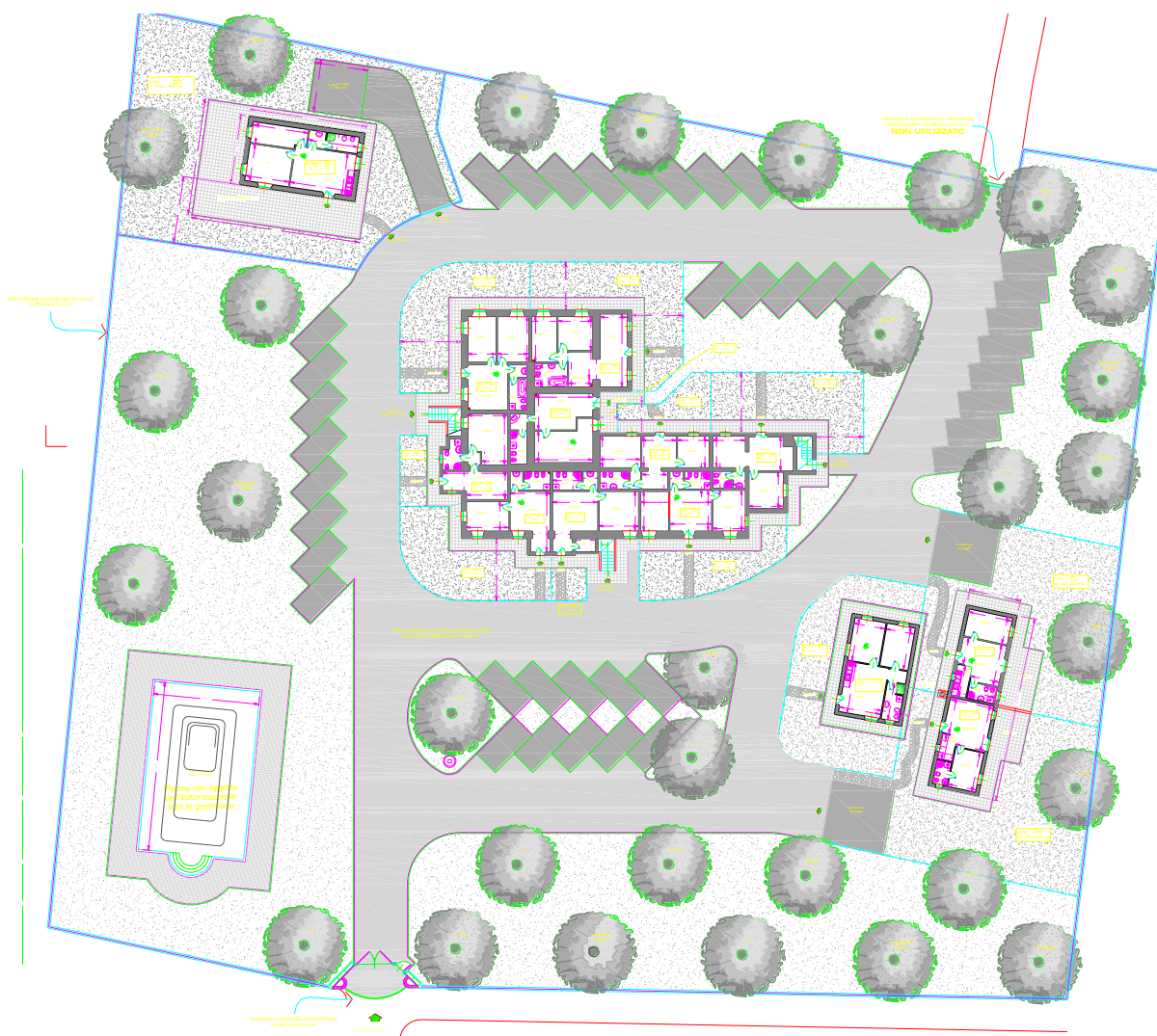
Coordinate WGS84:	Lat. 43.410596 Long. 13.664087
Indirizzo:	Via dell'Abbadia n. 4
Comune:	Porto Recanati (MC) - 62017
Foglio e part.:	Foglio 20 Part. 384

2.2. Descrizione dell'opera e della tipologia strutturale

Il complesso in esame rappresenta una costruzione edificata in epoca remota già adibita ad abitazione rurale che è stata ristrutturata completamente nell'anno 2006. È stata realizzata con strutture portanti verticali in muratura in parte di mattoni pieni, in parte in pietra e in parte in blocchi Poroton tutte rifinite esternamente con intonaco al civile tintecciato; solai per una porzione con voltine e travi d'acciaio e per la restante parte in latero-cemento; solaio di copertura del tipo a padiglione con struttura lignea e sovrastante manto di coppi in laterizio.

In particolare il complesso immobiliare ex-rurale è costituito da un corpo principale (oggetto della presente relazione) che si eleva su due piani fuori terra che indichiamo con la lettera A e di tre corpi accessori di un solo piano fuori terra rispettivamente indicati con le lettere B, C e D.

L'edificio A è costituito da un corpo originario di forma quasi quadrata realizzato in pietra naturale il quale è stato ampliato successivamente con l'aggiunta di un corpo di forma rettangolare in mattoni pieni.



3. Descrizione materiali adottati e loro caratteristiche meccaniche

3.1. Calcestruzzo

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
UNI EN 206-1/2016;

Tipologia strutturale:	Fondazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregati:	16-21 mm

Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 30 (N/mm²) è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 325	280 kg/ m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o super fluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70 mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta. Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni. Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Provini da prelevare in cantiere

Almeno un gruppo di due provini. Preparazione, forma, dimensioni e stagionatura dei provini secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-2.

3.2. Muratura

Relativamente alle **costruzioni esistenti** le NTC 2018 e la relativa circolare individuano nel capitolo 8.5 le caratteristiche per la definizione del modello di riferimento per le analisi da condurre per le costruzioni in muratura ed i caratteri principali per la definizione dei livelli di conoscenza e dei relativi fattori di confidenza da adottare nella verifica sismica.

Al fine di raggiungere un livello di conoscenza **LC1** corrispondente ad un fattore di confidenza **Fc = 1.35**, sono state condotte le indagini sotto elencate:

Analisi storico-critica: ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione in relazione anche alle successive modificazioni subite nel tempo nonché gli eventi che la hanno interessata.

Rilievo: sono state eseguite delle indagini limitate basate su indagini di tipo visivo e al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, ed i dispositivi di collegamento.

Proprietà dei materiali: sono state effettuate delle prove limitate eseguendo indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, prevedendo limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Attraverso rimozioni locali dell'intonaco si sono potuti identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è stato possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Per la modellazione della struttura allo stato attuale è stato possibile basarsi e utilizzare i progetti originali, verificati con sopralluoghi, ispezioni e saggi eseguiti in sito per quanto riguarda la geometria ed i dettagli costruttivi, come meglio riportate nelle allegate planimetrie.

Muratura esistente in pietra:

- Peso specifico:	2100 kg/m ³
- Resistenza a compressione:	26 kg/cm ²
- Resistenza a taglio:	0.9 kg/cm ²

Muratura esistente in mattoni pieni:

- Peso specifico:	1800 kg/m ³
- Resistenza a compressione:	30 kg/cm ²
- Resistenza a taglio:	1.2 kg/cm ²

Muratura esistente in blocchi Poroton:

- Peso specifico del blocco	900 kg/m ³
- Resistenza a compressione in direzione verticale:	100 kg/cm ²
- Resistenza a compressione in direzione orizzontale:	20 kg/cm ²
- Resistenza a compressione della muratura:	50 kg/cm ²
- Resistenza a taglio della muratura:	2.4 kg/cm ²

4. Azioni sulle strutture

4.1. Analisi dei carichi

SOLAIO IN LATERO CEMENTO	1. CIVILE ABITAZIONE	H	20+4	cm
---------------------------------	-----------------------------	----------	-------------	-----------

PESO PROPRIO	= 290	Kg/mq
Incidenza media tramezzi	= 100	Kg/mq
Allettamento + pavimentazione	= <u>140</u>	Kg/mq
TOTALE PERMANENTI	= 260	Kg/mq
SOVRACCARICO ACC.	= 200	Kg/mq

SOLAIO A VOLTINE CON PUTRELLE	2. CIVILE ABITAZIONE			
--------------------------------------	-----------------------------	--	--	--

PESO PROPRIO	= 100	Kg/mq
Incidenza media tramezzi	= 100	Kg/mq
Allettamento + pavimentazione	= 85	Kg/mq
Caldana s=5cm.	= 125	Kg/mq
TOTALE PERMANENTI	= 310	Kg/mq
SOVRACCARICO ACC	= 200	Kg/mq

3. SOLAIO IN LEGNO	4. COPERTURA			
---------------------------	---------------------	--	--	--

PESO PROPRIO	= 90	Kg/mq
Copertura tegole	= 60	Kg/mq
Guaina impermeabilizzante	= 20	Kg/mq
Isolamento termico	= <u>20</u>	Kg/mq
TOTALE PERMANENTI	= 100	Kg/mq
CARICO NEVE	= 130	Kg/mq

SOLETTA RAMPA SCALA	5. LARGH.	6. 120	7. cm	H	17	cm
----------------------------	------------------	---------------	--------------	----------	-----------	-----------

PESO PROPRIO (0.17x2500)	= 425	Kg/mq
Gradino in cls	= 310	Kg/mq
Intonaco	= 40	Kg/mq
Pavimento	= <u>150</u>	Kg/mq
TOTALE PERMANENTI	= 500	Kg/mq
SOVRACCARICO ACC.	= 400	Kg/mq

4.2. Azione del vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	27	500	0,37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			5
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$c_a = 1$	v_b [m/s] = 27,000		
$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1,00000$	v_r [m/s] = 27,000		



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di pressione)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$

q_r [N/mq]	455,63
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	mare	costa
	1,5 km	0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

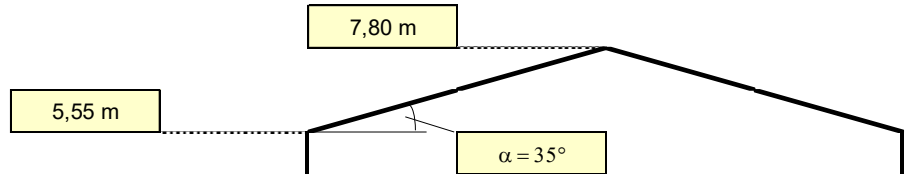
ZONA 9	
	costa
	mare
A	I
B	I
C	I
D	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	5

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$
 $c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0,17	0,01	2	1

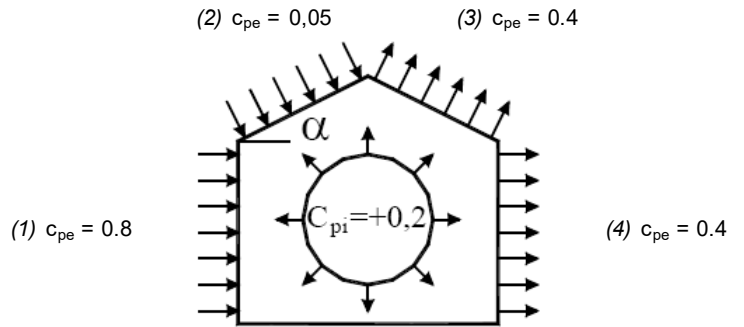
z [m]	c_e
$z \leq 2$	1,883
$z = 5,55$	2,432
$z = 7,8$	2,629



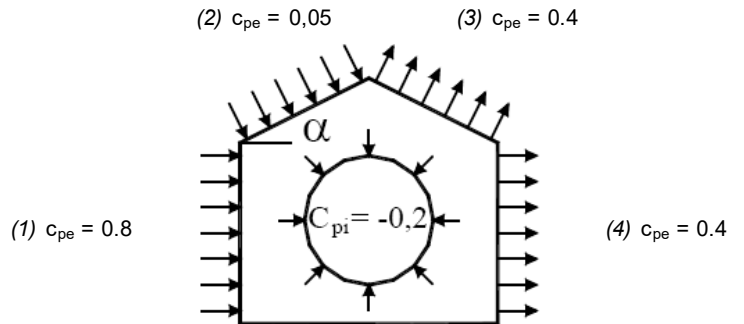
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,887
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,05	0,060
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,479
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,443

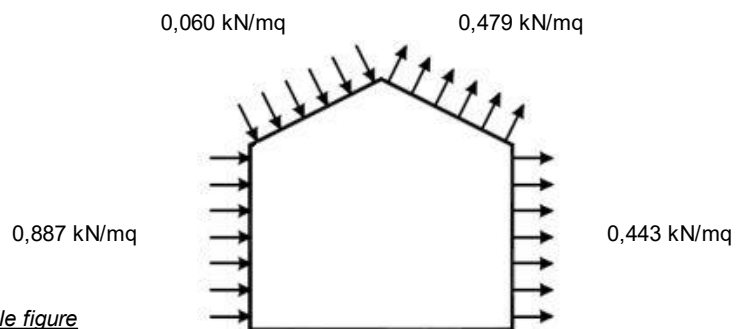


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,887
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,05	0,060
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,479
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,443



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,887
(2)	0,060
(3)	0,479
(4)	0,443



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

4.3. Combinazione delle azioni agenti

SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI, CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma. I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura. Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo **stato limite ultimo**, allo **stato limite di danno** e gli **effetti del second'ordine**. In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. **Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità)**. Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi. In rispetto della normativa:

- Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .
- Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).
- Nelle formule sotto riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.
- I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5. I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari.
- I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1. **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2. **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

3. **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

4. **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5. **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. §

3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

In tale modello create due ulteriori combinazioni al fine di rendere prevalente il vento una volta in direzione X una volta in direzione Y.

Dove:

- G_k : Valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{ik} : Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima;
- E: Azione sismica.

Inoltre:

- Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3.
- In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.
- Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2} , Q_{k3} , ... le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- **valore quasi permanente** $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- **valore frequente** $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- **valore di combinazione raro** $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con alterazioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.
- Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.
- La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I – I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} forniti dalle NTC08 sono:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B – Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di	0.7	0.5	0.3

veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)			
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Categoria I – Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali G2(1)	Favorevoli	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G1;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q. Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.
- Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

5. Relazione geotecnica e sulle fondazioni

La presente relazione, attraverso lo studio dell'interazione opera – terreno è finalizzata alla verifica geotecnica delle fondazioni così come richiesta dalla normativa vigente.

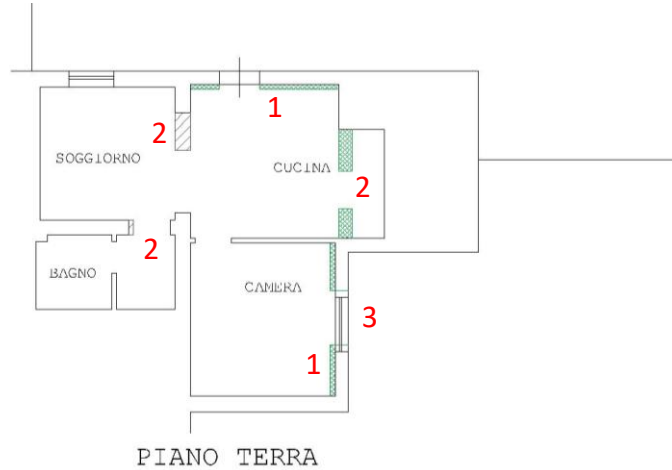
Le fondazioni in essere sono costituite da travi rovesce in c.c.a. dello spessore di 80 cm e di larghezza 50 cm. Stabilito che, ai sensi del §8.3 delle NTC 2018, **non ricorrono** le condizioni per cui:

- a. nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- b. siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- c. siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

a tal proposito verificata la sussistenza delle predette condizioni, e fatto riferimento alla documentazione disponibile è stato possibile omettere di svolgere indagini specifiche in quanto, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni esistono elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

6. Individuazione delle difformità

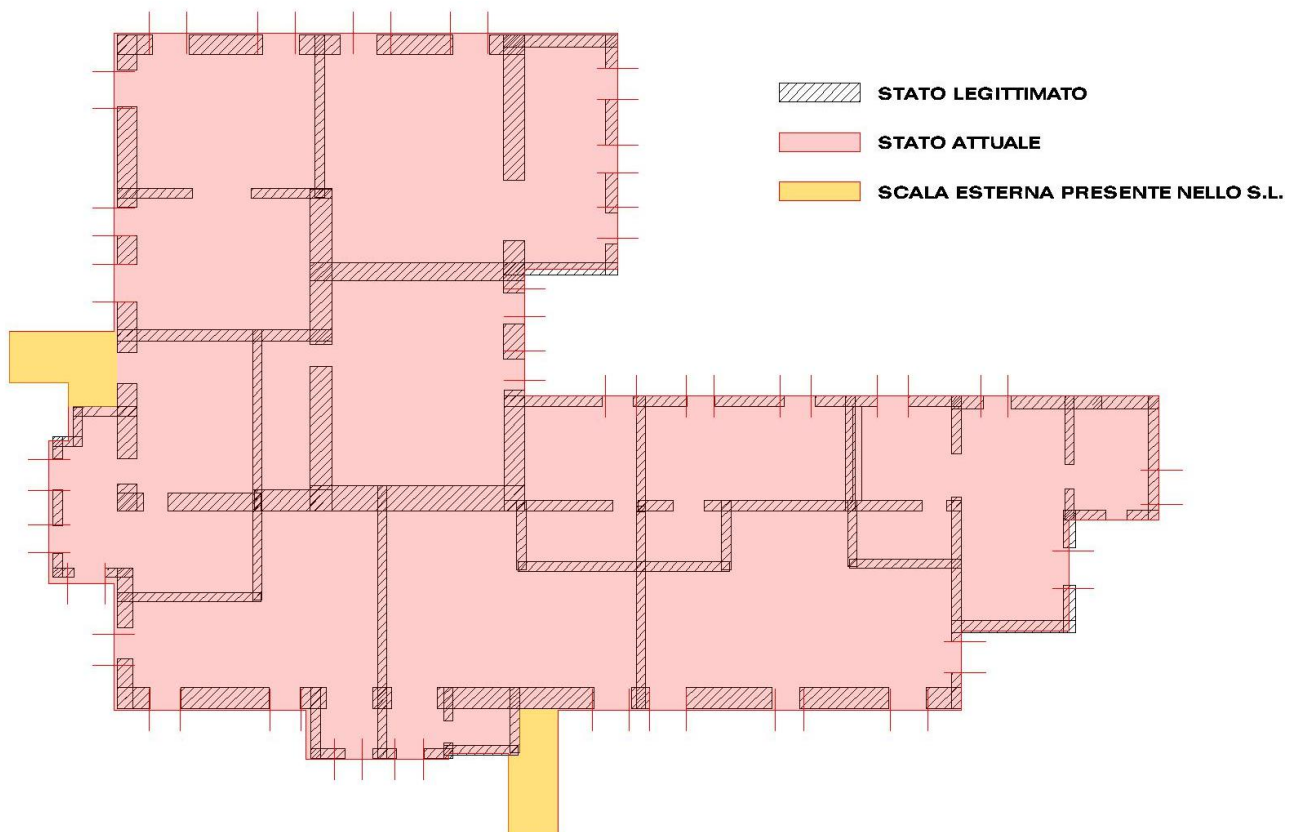
Una volta eseguito il rilievo geometrico dello stato di fatto è stato possibile riscontrare le difformità elencate dal Geom. Alberto Giorgini sull'unità immobiliare oggetto di perizia (Fig. 20 p.lla 384 sub 19). Come si può notare nella figura sottostante, le difformità sono derivanti dalla costruzione di due setti (1) con uno spessore inferiore a quanto legittimato e da aperture con dimensioni maggiori (2) e dallo spostamento di un'apertura (3) rispetto al progetto strutturale depositato.



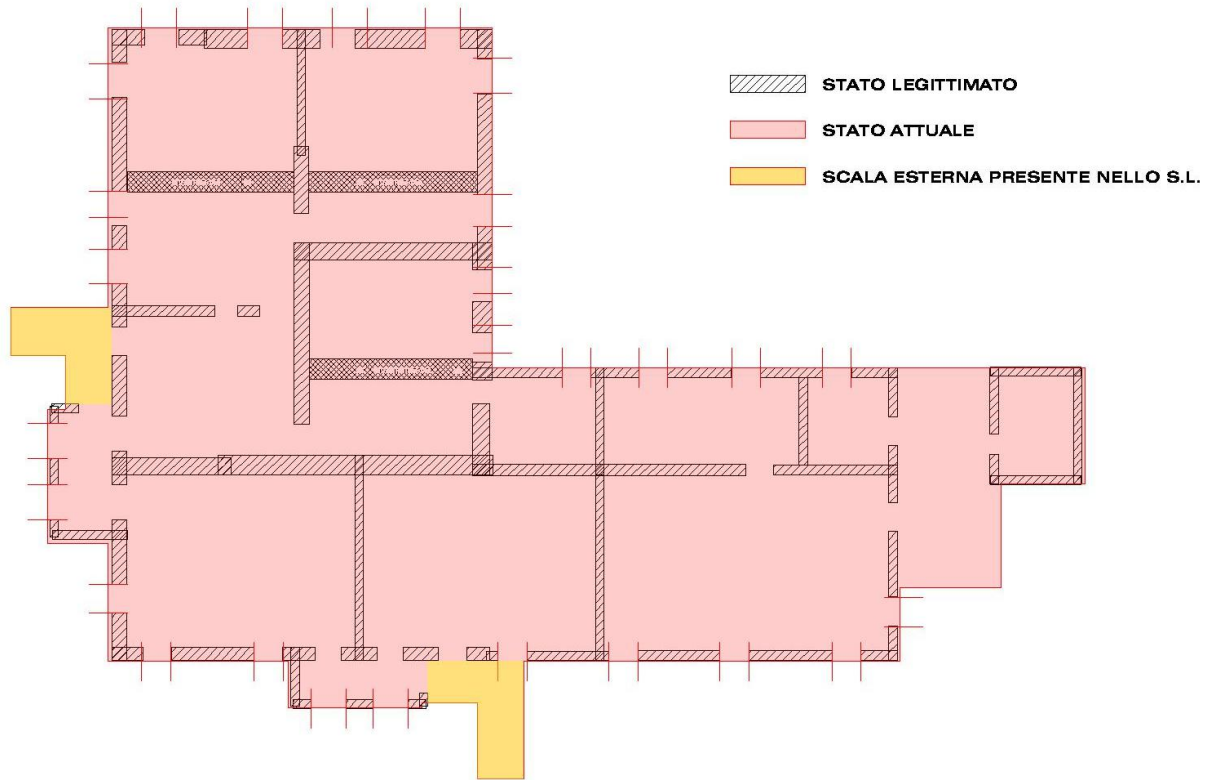
Per poter eseguire un'analisi globale, si è proceduto ad una valutazione più approfondita dell'intero complesso edilizio, a seguito della quale sono emerse ulteriori difformità in termini di posizionamento delle aperture e di ingombro planivolumetrico.

In particolare si rileva lo spostamento di qualche apertura, mantenendo le dimensioni come da stato legittimato, e una lieve modifica dell'ingombro in pianta, conservando le stesse altezze previste in fase progettuale.

Si riporta di seguito la sovrapposizione tra lo stato legittimato e lo stato rilevato attuale:



PIANTA PIANO TERRA - MODELLAZIONE STRUTTURALE DEI SETTI



PIANTA PIANO PRIMO - MODELLAZIONE STRUTTURALE DEI SETTI

7. Input: Modellazione ed analisi adottate

7.1. Origine e caratteristiche del codice di calcolo adottato

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo Aedes. PCM, prodotto da Aedes Software per Ingegneria Civile di San Miniato (Pisa).

Elaboratore utilizzato.

Processore	Processore	Intel(R) Core(TM) i7-14700	2.10 GHz
	RAM installata	32,0 GB	
	ID dispositivo	38F05E3F-F1FF-4F2D-A1C4-42D2F2556850	
	ID prodotto	00330-53404-96148-AAOEM	
	Tipo sistema	Sistema operativo a 64 bit, processore basato su x64	
Sistema Operativo	Edizione	Windows 11 Pro	
	Versione	24H2	
	Data installazione:	20/02/2025	
	Build Sistema operativo	26100.4349	
	Esperienza	Windows 1000.26100.107.0	

7.2. Criteri di progettazione e modellazione

IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE: APPLICAZIONE DEL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI

I metodi agli elementi finiti costituiscono il nucleo operativo di tutti i metodi moderni di analisi strutturale. Anche il metodo Por illustrato al paragrafo precedente è, in effetti, un'applicazione del metodo agli elementi finiti: i maschi murari sono 'aste' collegate in sommità da travi infinitamente rigide, e incastrate alla base.

Più in generale, un edificio in muratura può essere rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali verticali e orizzontali, fra loro collegati nei nodi. Viene così a costituirsi un reticolo ad elementi finiti, in modo del tutto analogo alla schematizzazione dei telai in acciaio o in cemento armato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto computazionale. Inoltre, richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio. In aggiunta, si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio, momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche di sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi. Ma l'osservazione più importante consiste nella possibile illusione di risultati più precisi con modelli più sofisticati: in effetti, il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che delle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti. Oltretutto, la geometria irregolare degli edifici esistenti viene descritta con grande difficoltà da elementi bidimensionali che in genere hanno spessore costante e devono raccordarsi nei nodi d'angolo.

Per tutta questa serie di motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalle più recenti indicazioni normative, e può costituire una base importante per la definizione di un metodo comprensibile a pieno in ogni suo aspetto, inclusi i vari passi eseguiti durante l'analisi non lineare. Sul modello a telaio equivalente per gli edifici in muratura, si segnala l'importante lavoro edito dal Gruppo Nazionale per la Difesa Terremoti [5].

RICHIAMI SUL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una generalizzazione del metodo matriciale degli spostamenti utilizzato nell'analisi strutturale. Il concetto basilare del FEM è che la struttura viene considerata come un assemblaggio di pezzi discreti, chiamati elementi, interconnessi in un numero finito di punti o nodi. Nei modelli monodimensionali, gli elementi sono le aste ed i nodi sono le connessioni fra le aste.

Imponendo l'equilibrio ad ogni nodo, le matrici di rigidezza dei singoli elementi sono assemblate in un unico sistema di equazioni lineari che, risolto rispetto agli spostamenti nodali incogniti, fornisce le deformazioni e le sollecitazioni relative ad ogni singolo elemento. Le deformazioni della struttura sono rappresentate dai movimenti dei nodi. Questi movimenti sono noti come gradi di libertà. Nei programmi agli elementi finiti i gradi di libertà sono le incognite principali dell'analisi e possono includere sia le componenti traslazionali che rotazionali.

Il metodo degli elementi finiti può essere così riassunto:

- schematizzazione della struttura mediante nodi ed elementi;
- creazione della matrice di rigidezza di ogni singolo elemento utilizzato;
- assemblaggio e risoluzione del sistema lineare di equazioni di equilibrio globale ottenuto: $\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$

dove \mathbf{K} è la matrice delle rigidezze globale, \mathbf{u} è il vettore degli spostamenti incogniti, ed \mathbf{F} è il vettore delle azioni nodali esterne.

Trattandosi del metodo degli spostamenti, il numero delle incognite è tanto minore quanto più le strutture sono vincolate, ossia tanto maggiore quanto più elevato è il numero di movimenti indipendenti.

Gli edifici con piani rigidi sottoposti ad azioni orizzontali (come le azioni sismiche), e quindi con spostamenti orizzontali, consentono la riduzione del numero dei gradi di libertà, in quanto per ogni impalcato gli spostamenti orizzontali indipendenti sono quelli del nodo cosiddetto 'master' (coincidente generalmente con il centro di massa, che in sismica è il punto di applicazione della forza d'inerzia) cui sono legati, con relazioni rigide, gli spostamenti orizzontali dei nodi 'slave', cioè di tutti gli altri nodi di impalcato.

Se quindi ad un piano dell'edificio vi sono ad esempio 50 nodi effettivi + 1 nodo master di riferimento, gli spostamenti orizzontali incogniti sono solo 3 (lungo gli assi X, Y e la rotazione intorno all'asse Z verticale) anziché $50 \times 3 = 150$.

Qualora i piani non siano rigidi, in analisi sismica le masse devono essere considerate vibranti nella loro posizione reale, con aumento del numero dei gradi di libertà. Tuttavia, tali situazioni possono essere affrontate anche scomponendo la struttura in telai piani e analizzando singole parti, dal momento che comunque gli elementi non possono collaborare tra loro in base alle rigidezze.

La formulazione $\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$ è tipica dei sistemi lineari. Le **analisi lineari** costituiscono la prima classe di metodi utilizzati in ingegneria sismica. Si articolano in due tipi: analisi statica equivalente, ed analisi dinamica modale.

L'**analisi statica equivalente** prevede l'utilizzo di forze che approssimano il primo modo di vibrare (che viene stimato solo indicativamente, per la definizione dell'accelerazione strutturale attraverso gli spettri di risposta), secondo una distribuzione 'triangolare' che associa alla sommità le forze d'inerzia maggiori. Le forze orizzontali vengono applicate all'edificio, ed il problema matematico viene risolto, fino alle sollecitazioni e alle conseguenti verifiche.

In **analisi dinamica modale**, prima della definizione delle forze orizzontali rappresentative dell'azione sismica, viene eseguita un'analisi dei modi di vibrare della struttura.

Le oscillazioni libere di un sistema elastico lineare si possono considerare come la sovrapposizione di 'oscillazioni semplici', ciascuna delle quali corrisponde ad una ben determinata forma o deformata (modo), cioè tale che il rapporto fra gli spostamenti di due parti qualsiasi resta costante nel tempo. A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo. Lo studio della dinamica della struttura elastica attraverso i suoi modi principali, prende il nome di analisi modale.

I modi di vibrare dipendono dalle caratteristiche di rigidezza e inerziali (masse) del sistema, e vengono calcolati risolvendo appositi problemi agli autovalori.

Il primo modo di vibrare, quello caratterizzato dal periodo più elevato (il maggiore dei periodi delle oscillazioni libere della struttura), è generalmente il più importante perché ad esso corrispondono forze d'inerzia maggiori.

Le forze da applicare staticamente alla struttura per risolvere poi il sistema di equilibrio, vengono calcolate considerando tutti i modi significativi della struttura stessa, cioè il primo modo e tutti quelli successivi necessari per movimentare una percentuale elevata (85%) delle masse.

Ovviamente, nelle analisi spaziali esistono modi di vibrare secondo X, secondo Y e torsionali qualora il centro delle rigidezze non coincida con il centro di massa.

Comunque, definite le forze 'statiche', da questo punto in poi l'analisi dinamica modale è del tutto analoga alla 'sismica statica equivalente'.

Il **calcolo delle forze sismiche** da applicare alla struttura dipende dagli spettri di progetto, cioè da relazioni che forniscono l'accelerazione strutturale in funzione di alcuni fattori, di cui i principali sono:

periodo della struttura (noto dall'analisi modale o da stime approssimate), accelerazione al suolo (nota dalla classificazione sismica della zona di ubicazione dell'edificio), caratteristiche del terreno.

Trattandosi di forze d'inerzia, nota l'accelerazione strutturale possono essere definite tali forze, per la successiva risoluzione statica della struttura.

Una caratteristica delle analisi lineari è l'**ipotesi di elasticità della struttura**: i due aspetti sono direttamente collegati. Se non è possibile ipotizzare una proporzionalità indefinita fra forze e spostamenti, necessariamente occorre passare ad **analisi non lineari**, che tengano cioè conto del reale comportamento della struttura.

Sotto l'azione di forze crescenti, zone della struttura possono plasticizzarsi o collassare o comunque divenire non reagenti, in modo tale che la risposta a livello di spostamento deve essere valutata sulla base di rigidezze 'aggiornate' che tengano conto dell'evoluzione della struttura nel corso dell'analisi. In altre parole, in un elemento collassato cambiano i vincoli interni e quindi la sua rigidezza, che deve essere via via modificata perché la risposta della struttura sia correttamente valutata.

Il sistema solutore diviene: $\mathbf{K}(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{F}$, dove la rigidezza dipende dallo spostamento.

La non linearità non permette più la soluzione in un sol passo del sistema: date le forze esterne, calcolare gli spostamenti. A tale livello di forze bisogna arrivare attraverso un incremento progressivo, in modo da aggiornare passo dopo passo le rigidezze e quindi ottenere la reale risposta del sistema.

Anzi, la costruzione di un diagramma forza-spostamento per una struttura sottoposta ad analisi non lineare prescinde dal livello di forza sismica richiesta: è in realtà una caratteristica intrinseca della struttura, legata alle sue capacità resistenti. Costruita la curva, detta appunto: **curva di capacità**, si potrà operare un confronto con l'azione sismica di progetto.

LA MURATURA RICHIEDE UN'ANALISI SISMICA NON LINEARE

Abbiamo visto, al paragrafo precedente, come la legge di comportamento meccanico degli elementi murari non sia lineare (modello elasto-plastico). La crisi per taglio o per flessione può invalidare la resistenza di un elemento, delegando ad altri elementi ancora resistenti la capacità di sostenere l'azione sismica. La non reagenza a trazione della muratura può annullare di colpo rigidezze e resistenze di elementi che siano soggetti, nel corso dell'evento sismico, a deformazioni di trazione.

Ne consegue che le analisi lineari necessariamente non colgono la capacità resistente della struttura. Non si può risolvere linearmente la struttura 'ricordandosi' della non resistenza a trazione del materiale solo nelle verifiche finali.

Oltretutto, i risultati ottenuti possono essere veramente scarsi: è sufficiente che un piccolo elemento, magari un maschio di secondaria importanza, sia non verificato, per abbassare di fatto il livello di azione sismica sostenibile dall'edificio, la cui resistenza deve essere, nel contesto lineare, identificata con quella della sua parte più debole.

Per tali motivi, la muratura viene studiata appropriatamente solo con l'analisi non lineare (infatti già il metodo Por operava in tale campo).

IL MODELLO A TELAIO EQUIVALENTE

Fig. 1.6.1.

Nella fig. 1.6.1, l'edificio in muratura è schematizzato con un **modello tridimensionale agli elementi finiti**; in figura viene evidenziato come il modello sia riconducibile a un **assemblaggio di telai piani**, dove ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano (o 'strisce').

Questo modello strutturale rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva, attraverso elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.

Gli edifici regolari possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale; analisi 2D vengono anche eseguite nei casi di edifici con impalcati deformabili.

Nel modello tridimensionale, se i diaframmi orizzontali sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà possono ridursi a tre per impalcato, concentrando masse e inerzie rotazionali nel baricentro di piano.

Nella fig. 1.6.2 si illustra un particolare paramento murario (si tratta del prospetto frontale), e si evidenziano alcune caratteristiche della schematizzazione a telaio.

Considerando che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo tratti rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Nel modello tridimensionale, i tratti rigidi devono poter essere definiti diversamente nei due piani di inflessione complanare e ortogonale alla parete; infatti, in generale, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, invece per azioni ortogonali si adotta frequentemente un'altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

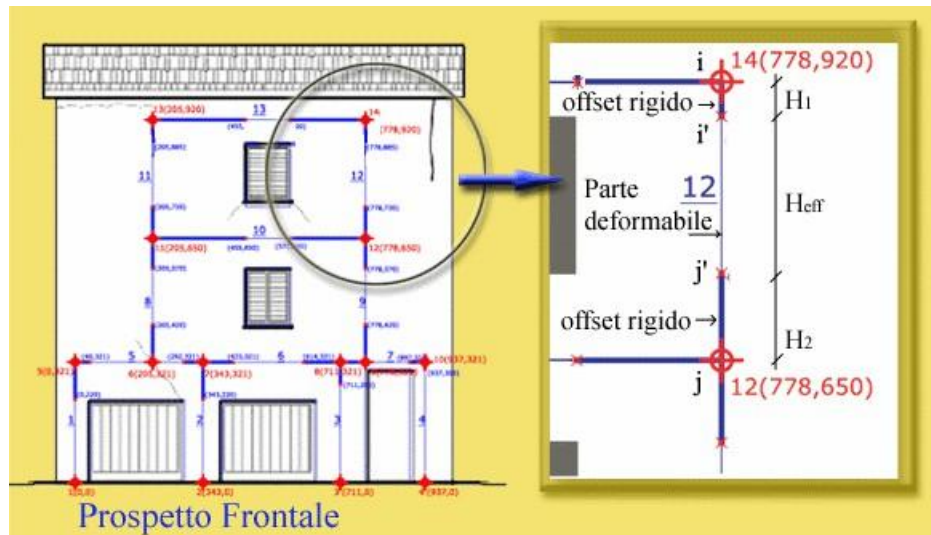


Fig. 1.6.2.

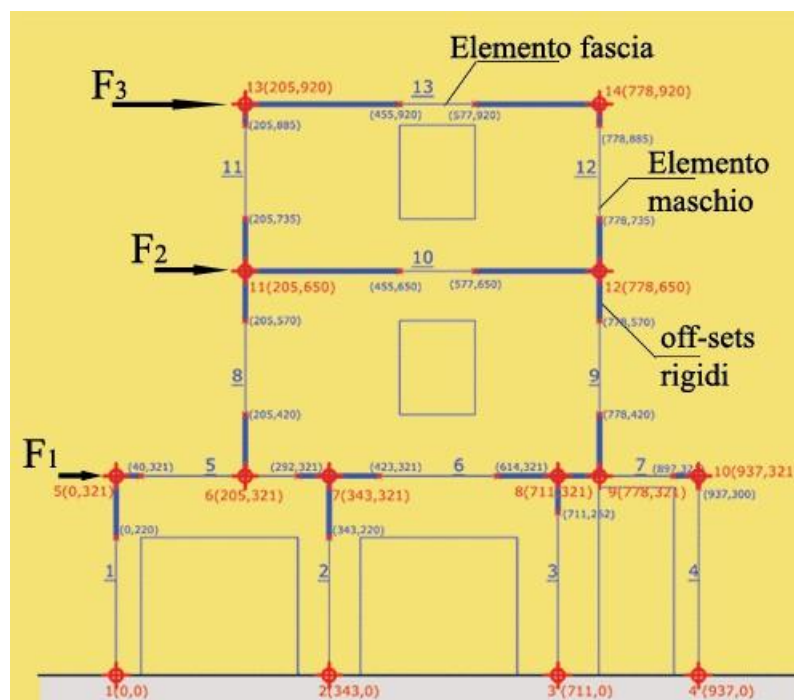


Fig. 1.6.3.

La fig. 1.6.3 evidenzia in maggior dettaglio lo schema strutturale; possono rilevarsi la numerazione dei nodi e delle aste, nonché la **definizione dei tratti rigidi**. Il modello potrà considerare che le pareti siano incastrate alla base; in generale, potrà essere considerato anche l'inserimento di travi alla Winkler; in particolare, anche tali travi di fondazione potranno essere caratterizzate da tratti rigidi, in corrispondenza delle zone di imposta delle pareti, mentre la luce deformabile potrà coincidere con l'apertura sovrastante (coincidenti ad esempio con le porte di accesso al piano terreno).

Nella fig. 1.6.4, vengono evidenziate alcune **caratteristiche delle modalità di schematizzazione tridimensionale**.

Le pareti composte da muri intersecanti possono essere scomposte in maschi semplici a sezione rettangolare, analogamente alle analisi con metodi tipo Por. La continuità fra gli spostamenti verticali dei due muri ortogonali può essere imposta al livello dei solai mediante gli offsets rigidi. Tale opzione consente di rappresentare in modo efficace l'eventuale "buon ammorsamento" fra le pareti.

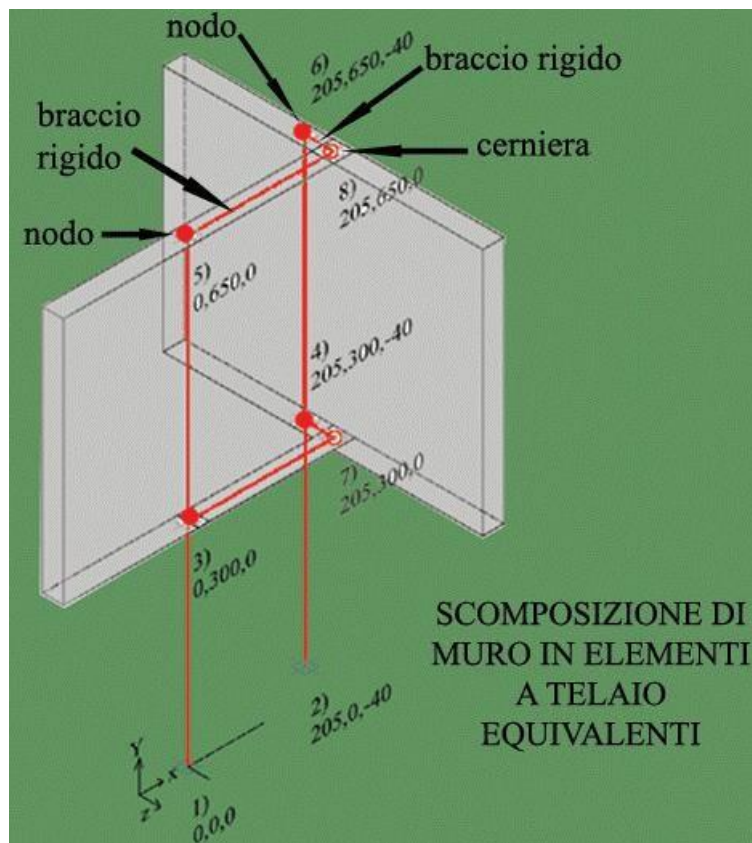


Fig. 1.6.4.

ANALISI STATICHE NON LINEARI EVOLUTE (ANALISI PUSHOVER)

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali.

'Analisi Pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (Pushover adattivo).

I vari tipi di distribuzione di forze che possono essere considerati per l'analisi Pushover sono descritti nel seguito.

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (**curva di capacità**) che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (generalmente scelto come punto in copertura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura).

La curva di capacità è quindi una caratteristica 'intrinseca' della struttura, che non dipende dall'input sismico. Essa dovrà in qualche modo essere utilizzata per verificare l'idoneità antisismica della struttura. Infatti, la curva di capacità può essere vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà, ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà.

In tal modo, viene reso possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

La domanda sismica, o domanda di spostamento (**target displacement**), rappresenta lo spostamento che, secondo l'input sismico, la struttura è chiamata a sostenere. Più avanti verrà descritto il metodo secondo il quale è possibile effettuare il confronto fra capacità (=della struttura) e domanda (=spostamento richiesto alla struttura) per eseguire la verifica antisismica dell'edificio.

COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ

In sintesi, la costruzione della curva di capacità è basata su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello.

L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

E' possibile adottare l'impostazione della metodologia a telaio equivalente, già utilizzata per le analisi lineari. Seguendo una traccia metodologica derivata da [6] e definita dal documento 'ATC 40', agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità tangente costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica: questo tipo di comportamento è noto già dall'utilizzo nel metodo Por. Viene quindi eseguita una serie di analisi elastiche sovrapposte, secondo il seguente algoritmo.

L'algoritmo vale sia per casi spaziali che piani; ovviamente, nel caso piano vi è un'unica direzione orizzontale di riferimento (p.es. la X se si fa riferimento al piano XZ).

ALGORITMO DI ANALISI PUSHOVER

1. Si fissa una direzione di analisi (X o Y), ed una specifica distribuzione di forze, che determina i rapporti fra le forze via via incrementate ai vari piani. L'aumento progressivo del taglio globale si traduce quindi in corrispondenti aumenti delle forze di piano. Si fissa anche l'incremento di taglio (p.es.: $\Delta V = 5000 \text{ kgf}$). La distribuzione di forze (vd. par. 1.6.4.4) può essere calibrata sulla forma modale.

Per edifici con molti piani o con forti irregolarità bisogna considerare anche gli effetti dei modi superiori al modo fondamentale (attraverso l'utilizzo di specifiche distribuzioni di forze); negli altri casi è possibile limitare la forma modale al modo fondamentale (il primo modo di vibrare nella direzione di analisi prefissata).

- 2.** Risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità (combinazione secondo i coefficienti sismici dei carichi verticali, permanenti e variabili).
- 3.** Applicazione dell'incremento di taglio globale, distribuito fra i vari piani in forze legate tra loro da rapporti corrispondenti alla distribuzione prescelta, e risoluzione della struttura.
- 4.** Calcolo delle sollecitazioni complessive negli elementi strutturali, dovute alla combinazione del sistema di forze orizzontali con i carichi di gravità.

Ad ogni passo del procedimento, le sollecitazioni e gli spostamenti incrementali (corrispondenti all'incremento di taglio globale alla base) vengono sommati ai corrispondenti valori del passo precedente (=il passo (0) si identifica con la struttura sottoposta ai soli carichi di gravità), ottenendo così sollecitazioni e deformazioni complessive utilizzate ai punti 5. e 6.

- 5.** Calcolo del taglio alla base V_b e dello spostamento d_c (=spostamento del punto di controllo, p.es. baricentro in copertura); la coppia (d_c, V_b) è un punto della curva di capacità.
- 6.** Verifica di sicurezza degli elementi resistenti (maschi murari).

Gli elementi murari vengono sottoposti alle seguenti verifiche: **complanari**: pressoflessione, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale; **ortogonali**: pressoflessione ortogonale (per la pressoflessione ortogonale si segue una legge costitutiva elasto-fragile, senza tratto plastico); **deformazione per trazione** (vd. par. 1.6.4.3).

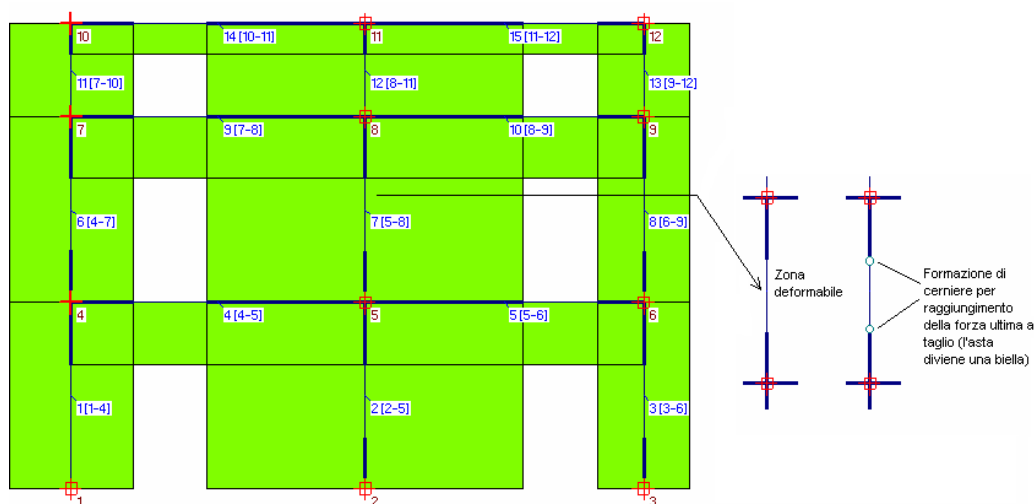
Se le verifiche sono tutte soddisfatte, la configurazione vincolare interna dell'elemento resta invariata. Quando una verifica complanare, a taglio o a pressoflessione, non è più soddisfatta, viene registrata la fine del campo elastico ed il passaggio alla fase plastica. E' necessario inserire nel modello cerniere plastiche che descrivono deformazioni in progressivo incremento sotto corrispondenti azioni interne costanti.

Se il **taglio (scorrimento o fessurazione diagonale)** raggiunge il valore ultimo, nei passi incrementali successivi non devono più esserci contributi di resistenza: il taglio deve restare costante. La rigidezza a taglio secante si abatterà progressivamente, mentre la rigidezza a taglio tangente si annulla: per interpretare questo fatto, il maschio murario viene trasformato in biella (asta reagente a solo sforzo normale, fig. 1.6.5). In tal modo, i passi successivi non contribuiranno più all'incremento del taglio agente nell'asta. La verifica a tensioni normali (pressoflessione complanare) sarà comunque eseguita anche ai passi successivi, controllando se le variazioni di sforzo normale conducano al superamento del limite di resistenza a compressione o producano l'entrata in trazione dell'asta.

Se la verifica a **pressoflessione complanare** non è soddisfatta alla base o in sommità, in tale sezione si predispongono per i passi successivi l'annullamento del momento flettente, inserendo un vincolo interno a cerniera. Se la verifica non è soddisfatta a entrambi gli estremi, vengono poste due cerniere, e l'asta si trasforma in biella. Anche in questo caso, mentre la rigidezza 'tangente' alla rotazione si annulla, la rigidezza 'secante' è identificabile in una progressiva riduzione della rigidezza alla rotazione elastica iniziale. Dopo l'inserimento della cerniera, il contributo incrementale al momento flettente si annulla, e il momento flettente complessivo in questa sezione resta costante.

Se quindi l'esecuzione delle verifiche complanari segnano il passaggio per uno o più elementi dal campo elastico al campo plastico, è necessaria la revisione del modello. Essa consiste nell'aggiornamento della matrice di rigidezza in base ai nuovi vincoli interni. Si ricorda che gli svincolamenti interni sono applicati agli estremi della luce deformabile, e quindi in caso di zone rigide agli estremi dell'asta, nel nodo interno di passaggio da luce deformabile a tratto rigido.

Se la distribuzione di forze è calibrata sulla forma modale, ed è adattiva (cioè segue l'evoluzione delle caratteristiche dinamiche del sistema), tale forma deve essere aggiornata in corrispondenza di ogni revisione del modello. In altre parole, le variazioni sugli schemi statici delle aste determinano variazioni nei modi di vibrare e conseguentemente nei rapporti fra le forze ai vari piani, ossia nella distribuzione ai piani dell'incremento di taglio globale.



Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella.

Se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica.

La matrice delle rigidezze dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidezza complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo. In caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi modale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.

Fig. 1.6.5. Revisione del modello: trasformazione dei vincoli interni delle aste

7. Ripetizione dei passi 3. 4. 5. 6. fino al raggiungimento, per almeno un maschio murario, di uno stato limite di collasso del tipo:

- deformazione complanare eccessiva (spostamento orizzontale oltre il limite consentito: il limite può essere definito secondo un approccio di duttilità, o, seguendo le indicazioni del D.M.14.1.2008, secondo una frazione dell'altezza deformabile della parete: in tal caso, il limite di riferimento è diverso a seconda che la prima plasticizzazione della parete sia avvenuta per taglio [0.4% H] o per pressoflessione [0.6% H in muratura esistente, 0.8% H in muratura nuova]);
- non reagenza a causa di deformazione di trazione;
- raggiungimento della resistenza ultima per pressoflessione ortogonale.

Si costruiscono in questo modo curve del tipo di quella riportata in fig. 1.6.6.

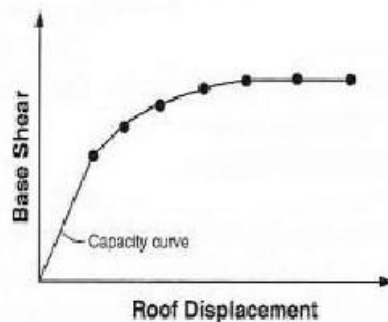


Fig. 1.6.6. Costruzione della curva di capacità [6]

8. Il raggiungimento dello stato limite da parte di uno o più maschi murari segna una perdita di resistenza nella struttura.

Durante i punti precedenti del processo incrementale, l'entrata in fase plastica è stata descritta da una trasformazione vincolare (inserimento di cerniere), sotto azione interna costante: è stato quindi possibile proseguire con il processo incrementale, annullando ulteriori contributi per quelle sollecitazioni corrispondenti alle verifiche non più soddisfatte.

Quando però un'asta raggiunge lo stato limite, vi è un'immediata caduta di resistenza: in tal caso, non è possibile proseguire col procedimento incrementale, poiché la redistribuzione delle azioni interne non è prevedibile, a causa della generalità del modello.

Per definire la perdita globale di resistenza della struttura, è necessario **ripetere l'intero processo** (dal passo 2. al passo 7.) utilizzando un modello che, fin dalla risoluzione dello schema sottoposto ai carichi di gravità, sia caratterizzato da uno schema statico variato a causa degli elementi già plasticizzati e di quelli già collassati. Vengono così costruite nuove curve di capacità (sotto-curve) (fig. 1.6.7).

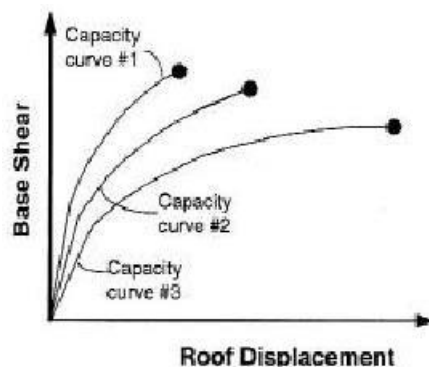


Fig. 1.6.7. Ripetizione, per aggiornamenti del modello [6]

La **variazione dello schema statico** viene eseguita secondo i seguenti punti:

- si attribuisce rigidità alla traslazione ridotta agli elementi plasticizzati per taglio, ma non ancora collassati (la rigidità ridotta è la rigidità secante calcolata al passo corrispondente al collasso che ha segnato la fine del processo precedente; si osservi che lo spostamento orizzontale utilizzato in ascisse nella bilatera della singola parete, per esempio ai fini della definizione della rigidità secante, è lo spostamento differenziale fra gli estremi iniziale e finale del tratto deformabile);
- si attribuisce rigidità alla rotazione ridotta a quelle sezioni che, al momento del termine del processo precedente, erano sede di cerniera dovuta a verifica a pressoflessione complanare non soddisfatta. Questa riduzione viene descritta da un vincolo interno a molla di torsione, con costante K determinata dal rapporto fra momento ultimo (=costante) e rotazione plastica (=rotazione della sezione depurata dalla componente elastica registrata prima del raggiungimento del limite di resistenza a flessione), registrati al momento del termine del processo precedente;
- si degradano a bielle gli elementi collassati a taglio o a pressoflessione (le bielle sono definite nel piano della parete in caso di azioni complanari, nel piano ortogonale se il collasso è stato determinato dalla pressoflessione ortogonale);

- con riferimento al comportamento elasto-plastico per azioni complanari (taglio e pressoflessione), dunque, le cerniere plastiche si rappresentano con la trasformazione dei vincoli interni a cerniera, durante la costruzione della singola sotto-curva; con degradazione della rigidità, quando si inizia la costruzione della sotto-curva successiva;

- si introduce una degradazione vincolare con sconnessione interna per traslazioni verticali, in quegli elementi che hanno manifestato deformazioni di trazione (fig. 1.6.8): tali aste devono infatti risultare completamente scariche.

Tutti gli svincolamenti interni si riferiscono agli estremi della luce deformabile (e quindi, in presenza di tratti rigidi iniziali e/o finali, non coincidono con i nodi estremi di definizione dell'asta. In tutto ciò, si deve inoltre tener presente che la corretta gestione delle zone rigide negli schemi a telaio equivalente richiede la differenziazione delle zone rigide fra piano complanare e piano ortogonale: gli svincolamenti complanari possono quindi non essere applicati nelle stesse sezioni degli svincolamenti ortogonali).

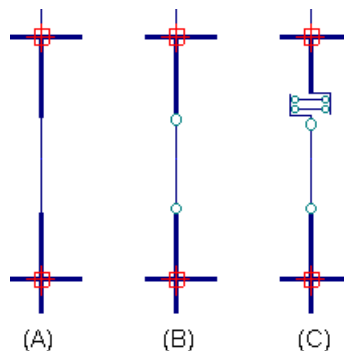


Fig. 1.6.8. Revisione del modello: trasformazione di asta in biella ed eventuali sconnessioni per sforzo normale, per la costruzione di successive curve di capacità

In fig. 1.6.8, lo schema (A) è il maschio murario originario, in fase elastica. Se il maschio ha raggiunto la forza ultima a taglio, è divenuto una biella: schema (B). Se ha manifestato deformazione di trazione (allungamento), oltre alle cerniere si forma una sconnessione nel nodo di sommità che annulla completamente resistenza e rigidità del maschio murario: schema (C).

Pertanto, raggiunto il collasso di uno o più maschi murari, la curva di capacità corrente viene interrotta, ed il processo di costruzione della curva di capacità successiva riprende dal passo iniziale (con la risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità), avendo modificato gli schemi statici dei maschi collassati.

9. La costruzione delle sotto-curve, cioè delle curve di capacità progressivamente determinate dal collasso degli elementi resistenti, ha termine quando la struttura diviene labile o quando viene raggiunta una condizione globale limite inaccettabile (per esempio, uno spostamento eccessivo del punto di controllo).

10. La curva di capacità finale, che tiene conto delle progressive perdite di resistenza della struttura, raccorda superiormente le varie curve con dei tratti verticali, in corrispondenza dei vari stati limite di collasso rilevati nel corso del processo, assumendo la caratteristica forma a scalini (fig. 1.6.9).

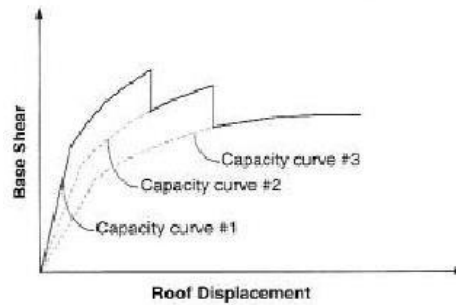


Fig. 1.6.9. Curva complessiva, con andamento a gradini [6]

Questo diagramma ricorda già, nella forma, quanto visto nell'ambito del metodo Por (fig. 1.5.2), ed in effetti i due diagrammi hanno il medesimo significato: rappresentano la curva di capacità, cioè il diagramma taglio-spostamento del complesso murario.

Grazie al riferimento taglio alla base - spostamento del punto di controllo, l'analisi di un sistema complesso viene ricondotta ad un oscillatore ad un grado di libertà. Sarà quindi possibile eseguire i confronti di verifica utilizzando gli spettri di risposta secondo Normativa (vd. par. 1.6.4.6).

La curva di capacità è comunque una caratteristica intrinseca della struttura, nel senso che: fissata la geometria, i carichi, i materiali ed i vincoli interni, la costruzione della curva non dipende dalla zona sismica di ubicazione dell'edificio: questa entra in gioco solo al momento della verifica finale.

VERIFICHE ESEGUITE NEGLI ELEMENTI MURARI

Analogamente al metodo Por, il comportamento complanare del maschio murario viene descritto con un modello elastico perfettamente plastico (vd. bilatera, fig. 1.3.4).

Nel diagramma elasto-plastico a taglio, diversamente dai metodi tipo Por (dove lo sforzo normale veniva considerato costante), lo spostamento al limite elastico δ_0 non è calcolabile a priori, in quanto lo sforzo normale - e conseguentemente la resistenza a taglio - può variare durante l'analisi; δ_0 deve quindi essere 'fotografato' al momento del raggiungimento del taglio ultimo. A partire dallo spostamento al limite elastico, il maschio murario potrà deformarsi a taglio costante fino a raggiungere lo spostamento limite consentito, detto anche spostamento di collasso, che può essere determinato dalla sua duttilità o da una deformazione massima prefissata (per esempio, in relazione ad una percentuale dell'altezza di piano).

La normativa (D.M.14.1.2008) fissa il massimo spostamento nei seguenti termini: in caso di collasso per pressoflessione: $0.8\%H$ (per muratura esistente: $0.6\%H$) dove H è l'altezza di deformazione del pannello; in caso di collasso per taglio: $0.4\% H$.

Nei confronti del taglio, il valore ultimo è determinato dal minimo fra i valori corrispondenti ai due meccanismi considerati (taglio per scorrimento, e taglio per fessurazione diagonale).

$$V_u = \min (V_t, V_s)$$

dove:

V_t è la forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio per trazione (o taglio per fessurazione diagonale).

La formulazione del taglio per trazione è riportata in Normativa per gli edifici esistenti (§C8.7.1.5): $V_t = l t * (f_{td} / b) \sqrt{[1 + \sigma_0 / f_{td}]}$

dove: $f_{td} = b \tau_{0d}$ è la resistenza a trazione di progetto. b è un coefficiente dipendente dalla snellezza del pannello: $b = 1.5$ per $h/d \geq 1.5$, $b = 1$ per $h/d \leq 1.5$, e $b = h/d$ per $1 < b < 1.5$; talvolta, b viene utilizzato sempre pari a 1.5.

τ_{0d} è la resistenza a taglio di riferimento per la muratura, ottenuta dividendo il valore medio τ_0 (vd. p.es. Tab.C8A.2.1) per il fattore di confidenza F_c (in analisi non lineare non si divide per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m). Per la muratura nuova, τ_0 si può considerare coincidente con $f_{vm0} = f_{vk0} / 0.7$.

$V_s = l' t f_{vd}$ è la **forza orizzontale corrispondente al collasso per taglio - scorrimento**, dove: l' è la larghezza della parte compressa della parete (zona reagente);

f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova: $f_{vd} = f_{vm} = f_{vm0} + 0.4 \sigma_n$

(i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali: $f_{vm0} = f_{vk0} / 0.7$). Per muratura esistente: $f_{vd} = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / F_c$

Si osservi che per ottenere la resistenza di progetto, la riduzione F_c va applicata al valore medio della resistenza del materiale. Nel caso del taglio per scorrimento, il valore medio della resistenza è espresso dalla formula complessiva, essendo sia il primo termine τ_0 , sia il fattore 0.4 (=coefficiente d'attrito) del secondo termine entrambi parametri caratteristici del materiale.

Per quanto riguarda la pressoflessione, la relazione momento-rotazione è ancora di tipo elastico- perfettamente plastico.

Il **momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione complanare**, che segna l'inizio delle rotazioni plastiche, è definito in §7.8.2.2.1:

$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$, dove:

l è la larghezza della parete, t è lo spessore della parete, σ_0 è la sollecitazione verticale media ($\sigma_0 = N / l t$, con N forza verticale agente), $N = \sigma_0 l t$; f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, definita, in analisi non lineare, nel seguente modo:

Per muratura nuova: $f_d = f_m$

(i valori medi sono ricavabili dai valori caratteristici dei materiali: $f_m = f_k / 0.7$). Per muratura esistente: $f_d = f_m / F_c$.

In aggiunta a tali verifiche di resistenza, i maschi murari con deformazione per trazione devono essere considerati completamente non reagenti, ossia con rigidità e resistenza entrambe nulle.

In analisi non lineare di modelli spaziali (3D), vengono inoltre condotte verifiche a taglio (scorrimento e/o fessurazione diagonale) e a pressoflessione nel piano ortogonale, ipotizzando un comportamento analogo al piano complanare ma senza tratto plastico (elasto-fragile). Seguendo la norma (§7.8.2.2.3), il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Il calcolo del momento ultimo a pressoflessione ortogonale è riportato in figura seguente: nota l'azione di calcolo $N = \sigma_0 l t$, ed essendo noto lo sforzo normale ultimo $N_u = l t \cdot 0.85 f_d$, resta determinato il momento di collasso.

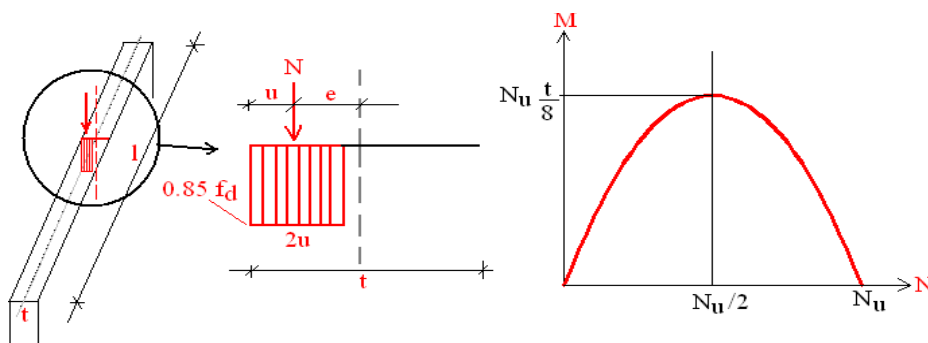


Fig. 1.6.10. Momento ultimo per pressoflessione ortogonale

$$\text{Si ha: } 0.85 f_d \cdot 2 u \cdot l = N \Rightarrow u = N / (0.85 f_d \cdot 2 l)$$

$$e = t / 2 - u, A = l t$$

$$M = N \cdot e = N (t / 2 - u) = N [t / 2 - N / (0.85 f_d \cdot 2 l)] =$$

$$= N t / 2 \cdot [1 - N / (0.85 f_d A)] = N t / 2 \cdot (1 - N / N_u), \text{ essendo: } N_u = 0.85 f_d A$$

$$\Rightarrow M = N t / 2 \cdot (1 - N / N_u).$$

Per $N = N_u$: $M = 0$; per $N = 0$: $M = 0$; per $N = N_u / 2$: $M = N_u t / 8$ (massimo momento di collasso).

Fin qui sono stati trattati esplicitamente i maschi murari. Nell'edificio in muratura sono presenti anche elementi murari orizzontali (le fasce di piano), il cui comportamento costituisce uno degli aspetti più ostici nella modellazione dell'edificio in muratura ed è tuttora oggetto di numerosi studi.

In §7.8.2.2.4, nell'ambito dei nuovi edifici, viene definita la verifica delle travi di accoppiamento in muratura (o 'strisce', elementi orizzontali di unione fra maschi murari). Oltre alla verifica a taglio, deve essere normalmente effettuata anche la verifica a pressoflessione.

Se il calcolo è stato eseguito sotto l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano, le azioni assiali nelle strisce sono teoricamente nulle: viene in tal caso fornita una metodologia di analisi a pressoflessione, considerando presente nella striscia un elemento reagente a trazione (p.es. architrave). Il momento flettente corrisponde ad una coppia che genera trazione nell'elemento ad essa resistente, e compressione nella parte muraria.

Qualora N sia noto dal calcolo, la verifica viene ricondotta alla formulazione valida anche per i maschi murari.

Tuttavia, in molti casi N , pur essendo definito dal calcolo, risulterà basso (scarsa compressione delle strisce) e quindi la verifica non potrà prescindere dal contributo dell'elemento resistente a trazione: in pratica, si deve applicare una verifica a pressoflessione simile alla verifica agli stati limite per pilastri in c.a. o pannelli di muratura armata. Per quanto riguarda le travi di accoppiamento in muratura in edifici esistenti, §C8.7.1.4 fornisce specifiche indicazioni. In pratica, è possibile verificare tali elementi nell'ambito degli schemi a 'telaio equivalente' qualora possa svilupparsi una resistenza a trazione (da parte di catene, architravi, cordoli, elementi di irrobustimento quali fasce in FRP).

Si comprende che per gli edifici esistenti occorre una campagna di indagine approfondita per comprendere le reali capacità di resistenza a pressoflessione degli elementi orizzontali, tenendo conto della varietà tipologica.

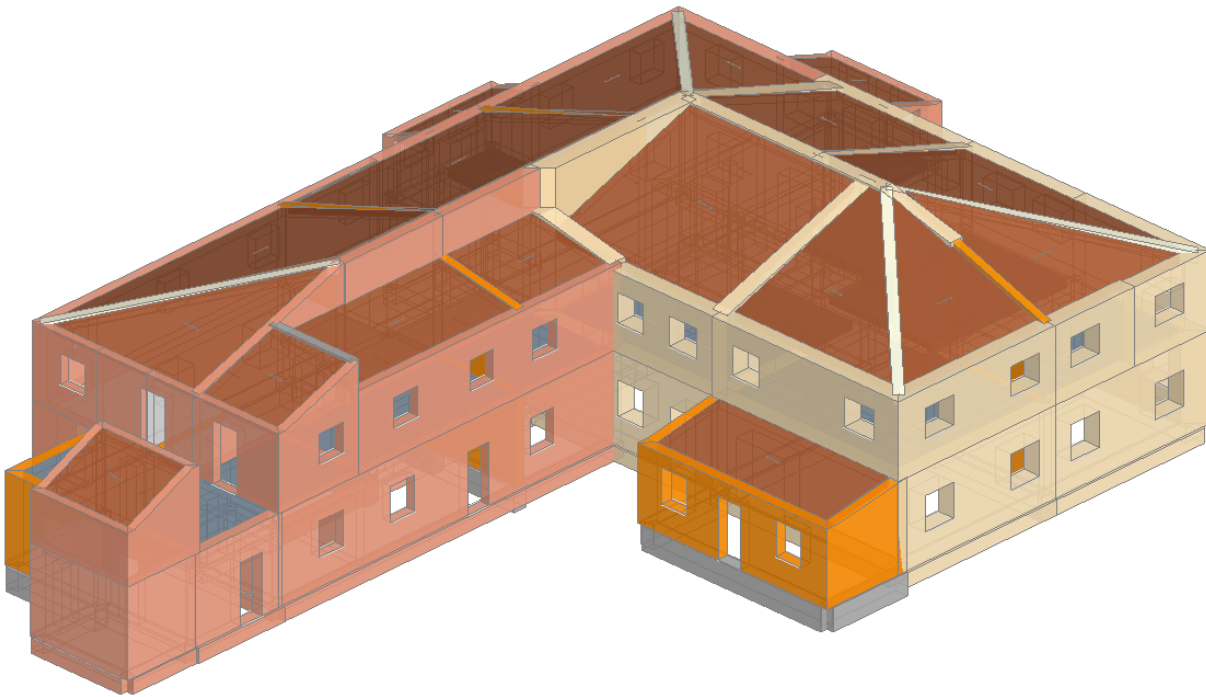
In [5] (p.2.2, pag. 24), peraltro, si afferma che "(...) non si è a conoscenza di studi sperimentali orientati a valutare in modo approfondito la resistenza, il comportamento deformativo e la capacità dissipativa delle fasce murarie soggette a sollecitazioni di tipo sismico.(...)"

In effetti, alcuni modelli sono stati calibrati facendo riferimento, per le fasce, alla sola verifica a taglio [7]. Per quanto riguarda la verifica a taglio, generalmente si utilizza la formulazione per fessurazione diagonale. La sollecitazione tagliente nelle fasce, infatti, non è parallela alla giacitura dei letti di malta (come invece avviene nel caso dei maschi), e quindi la verifica per scorrimento sembra inappropriata.

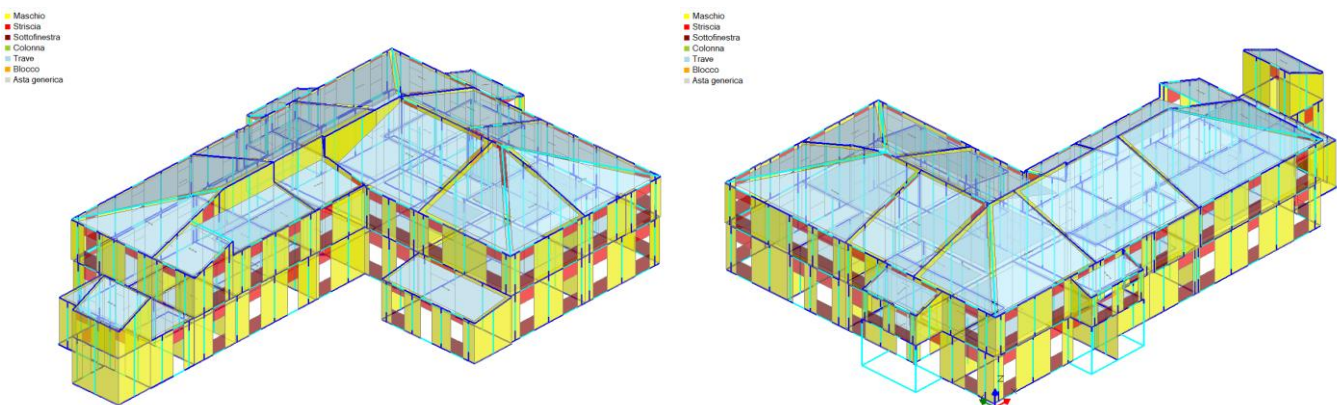
Il diagramma di comportamento delle fasce può essere assunto elasto-fragile, o elasto-plastico: nel caso di plasticità, è necessario definire uno spostamento limite, che può essere per esempio relazionato alla crisi successiva di maschi murari.

7.3. Modellazione strutturale

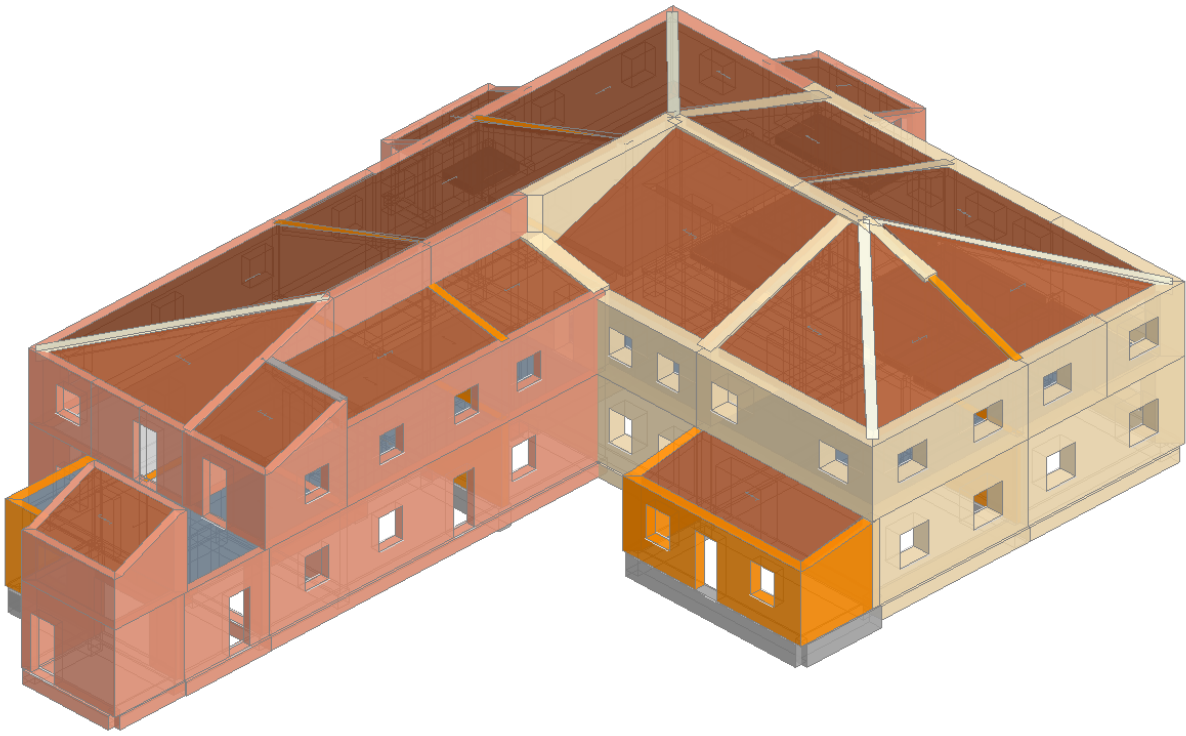
Sulla base del rilievo geometrico eseguito e dell'analisi del materiale fornito dal precedente CTU, è stato sviluppato un modello strutturale dell'intero complesso edilizio da esaminare all'interno del software di calcolo. Sono state definite puntualmente le caratteristiche meccaniche e geometriche di tutti gli elementi strutturali presenti, al fine di costruire il modello strutturale mediante l'approccio a "telaio equivalente", necessario per l'esecuzione delle successive analisi. In particolare, sono stati definiti due modelli: uno per rappresentare lo Stato Legittimato, ovvero quello presentato in comune e al Genio Civile mentre l'altro per rappresentare lo Stato Rilevato, ovvero lo stato con la presenza degli abusi sopra descritti.



Modello Architettonico – STATO LEGITTIMATO



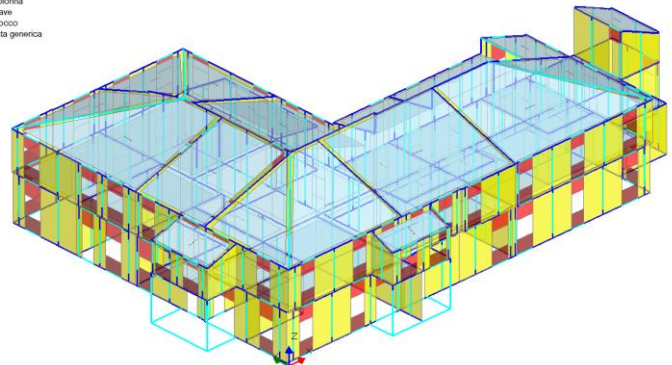
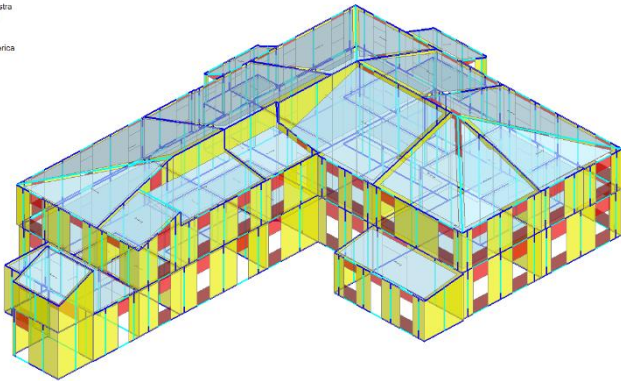
Modello Strutturale a Telaio Equivalente – STATO LEGTTIMATO



Modello Architettonico – STATO RILEVATO

- Maschio
- Striscia
- Sottotrave
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica

- Maschio
- Striscia
- Sottotrave
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica



Modello Strutturale a Telaio Equivalente – STATO RILEVATO

8. Definizione dei parametri di progetto

8.1. Caratteristiche dell'edificio e periodo di riferimento

Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite NTC 2018 § 2.4.2 in cui l'edificio oggetto di intervento ricade nella tipologia **classe d'uso II**:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classe d'uso edifici				
Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente d'uso C_u	0,70	1,00	1,50	2,00

Tab. 2.4.II – Valori de coefficiente d'uso C_u

Quindi si assume per la costruzione in oggetto un valore di classe d'uso **pari a 1.0**

Vita nominale

Inoltre la vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo. Valore per cui in ottemperanza a quanto detto e dimostrato nella tabella seguente la vita nominale dell'edificio qui preso in considerazione è pari alla tipologia 2 ovvero vita nominale di **50 Anni**

Tipi di costruzione		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a V_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a V_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Periodo di riferimento

Pertanto viene identificata il periodo di riferimento dell'edificio secondo quanto scritto dalle NTC 2018 § 2.4.3 per cui le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Riassumendo, i **dati della struttura**, in base al D.M. 17/01/18, utilizzati nell'analisi sono i seguenti:

- Zona sismica: zona **2**
- Sito di costruzione: **Porto Recanati (MC)**
- LON. 13.664087 LAT. 43.410596
- Tipo di opera: **Opera ordinaria**
- Vita nominale V_N : **50** anni
- Classe d'uso: classe II $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni

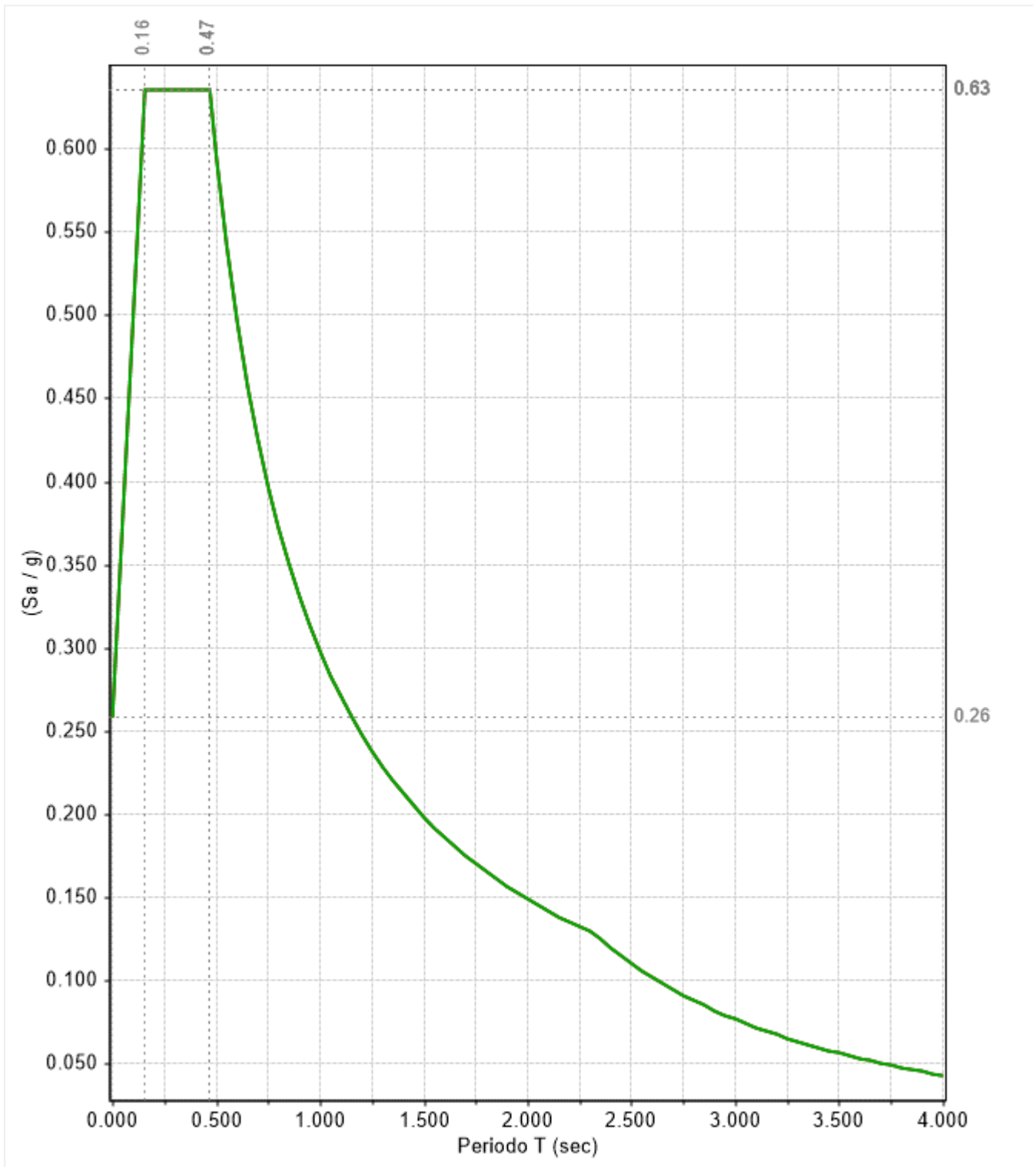
I parametri fondamentali della pericolosità sismica sono riportati nella seguente tabella:

Stato limite	TR (anni)	a_g (g)	F_0	TC* (sec)	S_S	S_T
SLD	50	0.059	2.567	0.280	1.500	1.000
SLV	475	0.180	2.460	0.300	1.434	1.000

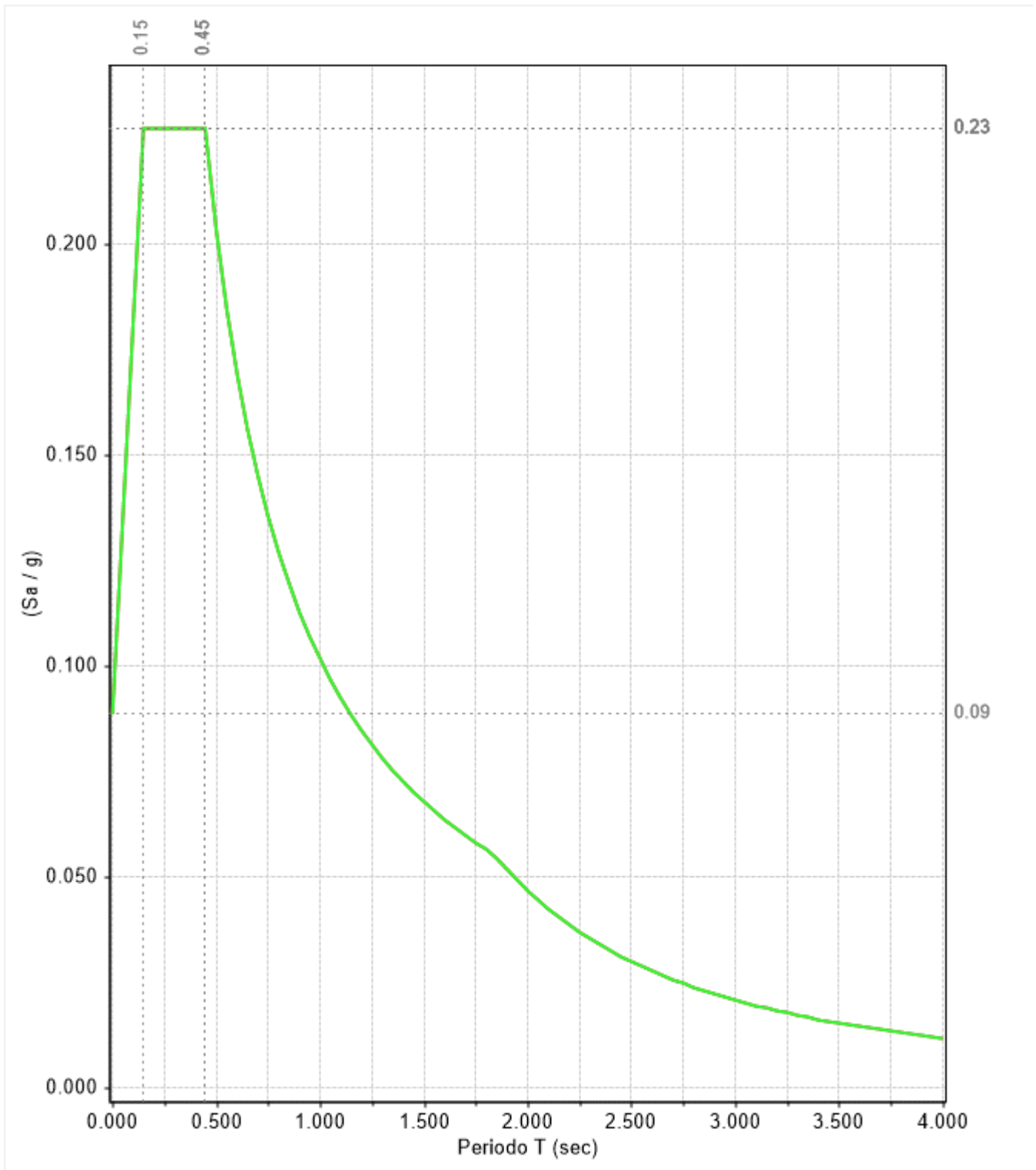
Categoria del suolo di fondazione: **C** Amplificazione stratigrafica $S_S = 1.434$ (SLV)
 Categoria topografica: **T1** Amplificazione topografica $S_T = 1.000$

8.2. Spettri elastici

8.2.1. Spettri orizzontali



Spettro elastico orizzontale SLV



8.2.2. Spettro verticale

Ai sensi di quanto previsto dai §§ 3.2.3.1 - 7.2.2 - 7.10.5.3.2 della NTC 2018 nel caso in esame è possibile omettere la componente verticale del sisma.

9. Risultati Analisi Statica Non Sismica

In una prima fase è stata eseguita l'analisi statica non sismica dell'intero complesso, per verificare che gli abusi non abbiano comportato una riduzione della capacità portante della struttura. Si riscontra il pieno soddisfacimento delle verifiche statiche non sismiche, ovvero l'analisi a pressoflessione complanare, a taglio per scorrimento, a taglio per fessurazione diagonale e a pressoflessione ortogonale, per entrambi i modelli.

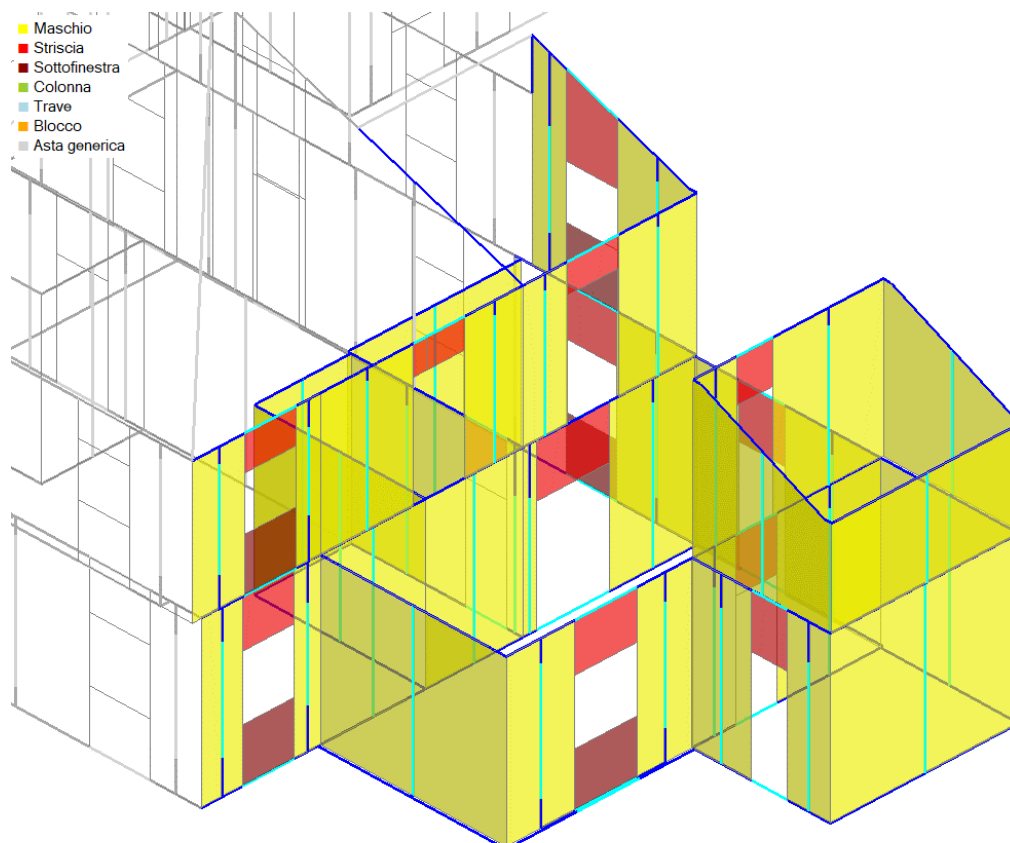
Le analisi statiche non sismiche svolte hanno quindi condotto ai seguenti valori:

STATO RILEVATO	STATO LEGITTIMATO
Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)	
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	
Inviluppo CCC	
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.115 100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	2.342 100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.554 100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.069 100%
Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)	
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	
Inviluppo CCC	
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.095 100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.082 100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.308 100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.046 100%

dalle quali si riscontra la piena verifica (**coefficiente > 1**) della resistenza della struttura anche nello stato rilevato, come si evince dalle immagini soprastanti.

Si riportano di seguito le verifiche dell'Analisi Statica non Sismica per entrambi i modelli, focalizzando l'attenzione sull'unità immobiliare oggetto di perizia (Fig. 20 p.lla 384 sub 19).

9.1. Stato Legittimato



9.1.1. Verifica A Pressoflessione Nel Piano

(§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: **1.095** (CCC ID 44)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k / f _m (N/mm ²)	γ _m * FC	f _d (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	M	e	B	203.19	0.170	3.000	4.05	0.741	755.27	269.95	0.00	3.717	1
1	M	e	S	116.17	0.100	3.000	4.05	0.741	755.27	178.66	0.00	6.501	1
3	M	e	B	128.84	0.120	3.000	4.05	0.741	681.26	141.30	0.00	5.288	2
3	M	e	S	50.36	0.050	3.000	4.05	0.741	681.26	63.08	0.00	>> 1	2
5	M	e	B	116.15	0.190	3.000	4.05	0.741	376.77	75.12	0.00	3.244	40
5	M	e	S	72.74	0.120	3.000	4.05	0.741	376.77	54.88	0.00	5.180	40
8	M	e	B	68.32	0.130	5.000	4.05	1.235	556.17	39.70	0.00	8.141	38
8	M	e	S	40.79	0.080	5.000	4.05	1.235	556.17	25.04	0.00	>> 1	38
12	M	e	B	70.64	0.170	5.000	4.05	1.235	444.94	31.50	0.00	6.299	4
12	M	e	S	50.18	0.120	5.000	4.05	1.235	444.94	23.60	0.00	8.867	4
16	F	e	I	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
17	S	e	I	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	200.22	22.45	-1.50	>> 1	44
17	S	e	J	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	200.22	22.45	2.95	7.609	44
39	M	e	B	68.42	0.180	3.000	4.05	0.741	242.27	28.62	0.47	>> 1	43
39	M	e	S	45.51	0.120	3.000	4.05	0.741	242.27	21.55	-0.54	>> 1	43
41	M	e	B	52.39	0.190	3.000	4.05	0.741	174.53	15.40	0.00	3.331	37
41	M	e	S	36.61	0.130	3.000	4.05	0.741	174.53	12.15	-0.02	>> 1	37
44	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
45	M	e	B	32.02	0.090	3.000	4.05	0.741	216.84	11.75	0.70	>> 1	43
45	M	e	S	12.36	0.040	3.000	4.05	0.741	216.84	5.02	-0.65	7.720	43
48	M	e	B	90.73	0.120	3.000	4.05	0.741	473.48	68.94	0.00	5.219	2
48	M	e	S	42.88	0.060	3.000	4.05	0.741	473.48	36.66	0.00	>> 1	2
51	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	109.14	13.59	-1.24	>> 1	43
51	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	109.14	13.59	1.89	7.193	43
97	M	e	B	158.40	0.200	3.000	4.05	0.741	496.44	125.06	0.00	3.134	40
97	M	e	S	107.68	0.140	3.000	4.05	0.741	496.44	97.77	0.00	4.610	40
98	M	e	B	22.24	0.210	3.000	4.05	0.741	66.36	2.29	0.00	2.984	40
98	M	e	S	16.74	0.160	3.000	4.05	0.741	66.36	1.94	0.00	3.964	40
101	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
164	M	e	B	55.39	0.100	5.000	4.05	1.235	588.70	46.92	0.00	>> 1	40
164	M	e	S	14.70	0.030	5.000	4.05	1.235	588.70	13.40	0.00	>> 1	40
171	M	e	B	98.55	0.380	3.000	4.05	0.741	161.19	15.32	-2.38	6.436	38
171	M	e	S	87.20	0.340	3.000	4.05	0.741	161.19	16.01	0.57	>> 1	38
174	M	e	B	34.70	0.220	3.000	4.05	0.741	100.74	5.69	0.00	2.903	3
174	M	e	S	28.45	0.180	3.000	4.05	0.741	100.74	5.10	0.02	>> 1	3
177	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
178	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	78.58	8.81	1.54	5.720	42
178	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	78.58	8.81	-0.73	>> 1	42
191	M	e	B	117.85	0.230	3.000	4.05	0.741	323.93	58.44	0.00	2.749	1
191	M	e	S	89.60	0.170	3.000	4.05	0.741	323.93	50.52	0.00	3.615	1
199	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
200	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
213	M	e	B	127.93	0.090	5.000	4.05	1.235	1527.90	213.34	0.00	>> 1	2
213	M	e	S	22.32	0.020	5.000	4.05	1.235	1527.90	40.03	0.00	>> 1	2
298	M	e	B	272.85	0.250	3.000	4.05	0.741	697.09	278.56	0.00	2.555	1
298	M	e	S	192.53	0.170	3.000	4.05	0.741	697.09	233.77	0.00	3.621	1
302	M	e	B	123.37	0.190	3.000	4.05	0.741	409.01	87.45	0.00	3.315	1
302	M	e	S	76.25	0.120	3.000	4.05	0.741	409.01	62.97	0.00	5.364	1
304	M	e	B	18.64	0.220	3.000	4.05	0.741	54.40	1.65	0.00	2.918	41
304	M	e	S	14.16	0.160	3.000	4.05	0.741	54.40	1.41	0.00	3.842	41
307	M	e	B	114.92	0.210	3.000	4.05	0.741	339.50	64.05	0.00	2.954	2
307	M	e	S	80.88	0.150	3.000	4.05	0.741	339.50	51.91	0.00	4.198	2
309	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
320	M	e	B	74.51	0.300	3.000	4.05	0.741	156.97	16.26	0.00	2.107	1
320	M	e	S	60.34	0.240	3.000	4.05	0.741	156.97	15.43	-0.01	>> 1	1
322	M	e	B	162.56	0.270	3.000	4.05	0.741	377.78	92.61	0.00	2.324	2
322	M	e	S	124.26	0.210	3.000	4.05	0.741	377.78	83.39	0.00	3.040	2
324	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
328	M	e	B	153.55	0.150	5.000	4.05	1.235	1057.78	220.52	0.00	6.889	37
328	M	e	S	80.43	0.080	5.000	4.05	1.235	1057.78	124.85	0.00	>> 1	37
403	M	e	B	41.38	0.080	3.000	4.05	0.741	336.22	32.30	0.00	8.125	38
473	M	e	B	19.83	0.080	3.000	4.05	0.741	159.42	7.33	0.91	8.052	44
476	M	e	B	34.64	0.080	3.000	4.05	0.741	285.41	22.99	0.00	8.239	37
479	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	45.02	3.08	-0.81	3.808	44
479	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	45.02	3.08	0.59	5.228	44
482	M	e	B	64.02	0.080	3.000	4.05	0.741	513.78	76.22	0.00	8.025	38
507	M	e	B	22.75	0.090	3.000	4.05	0.741	159.61	8.24	0.00	7.016	39
510	M	e	B	53.22	0.080	3.000	4.05	0.741	401.39	49.05	0.00	7.542	39
513	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
517	M	e	B	77.80	0.260	3.000	4.05	0.741	190.78	23.27	0.00	2.452	40
521	M	e	B	9.12	0.060	3.000	4.05	0.741	88.78	1.92	-0.47	4.092	42
525	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
526	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	53.20	4.31	0.65	6.627	42
526	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	53.20	4.31	-0.81	5.318	42
531	M	e	B	58.03	0.050	3.000	4.05	0.741	693.22	97.57	0.00	>> 1	37
557	M	e	B	64.39	0.080	3.000	4.05	0.741	513.78	76.60	0.00	7.979	40
562	M	e	B	48.39	0.220	3.000	4.05	0.741	140.46	10.72	0.14	>> 1	43
566	M	e	B	50.49	0.100	3.000	4.05	0.741	323.30	33.15	0.00	6.403	38
571	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
572	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	112.82	17.61	0.07	>> 1	44
572	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	112.82	17.61	0.18	>> 1	44
583	M	e	B	39.97	0.120	3.000	4.05	0.741	211.56	18.15	1.76	>> 1	44

9.1.2. Verifica A Taglio Per Scorrimento

(§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: **1.082** (CCC ID 44)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P (kN)	M (kN m)	Ecc. (m)	Beta	C (kN)	σ _n (N/mm ²)	f _v k ₀ /f _v m ₀ * FC	γ _m FC	f _{vd} (N/mm ²)	V _t (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
----	-----	------	-----------	-------------	-------------	------	-----------	--	--	----------------------	---	------------------------	-----------	--------	-------------

1	e	B	196.27	0.00	0.00	1.000	196.27	0.164	0.120	4.05	0.046	54.93	6.30	8.719	44
1	e	S	109.25	0.00	0.00	1.000	109.25	0.091	0.120	4.05	0.039	46.33	6.30	7.354	44
3	e	B	123.83	0.00	0.00	1.000	123.83	0.114	0.120	4.05	0.041	44.29	2.15	>> 1	43
3	e	S	45.35	0.00	0.00	1.000	45.35	0.042	0.120	4.05	0.034	36.54	2.15	>> 1	43
5	e	B	113.73	0.00	0.00	1.000	113.73	0.190	0.120	4.05	0.048	28.96	2.87	>> 1	42
5	e	S	70.33	0.00	0.00	1.000	70.33	0.118	0.120	4.05	0.041	24.68	2.87	8.598	42
8	e	B	64.40	0.00	0.00	1.000	64.40	0.122	0.240	4.05	0.071	37.77	10.51	3.594	44
8	e	S	36.87	0.00	0.00	1.000	36.87	0.070	0.240	4.05	0.066	35.05	10.51	3.335	44
12	e	B	55.77	0.00	0.00	1.000	55.77	0.132	0.240	4.05	0.072	30.63	6.55	4.677	42
12	e	S	35.30	0.00	0.00	1.000	35.30	0.083	0.240	4.05	0.067	28.61	6.55	4.368	42
39	e	B	69.16	-0.67	0.01	1.000	69.16	0.180	0.120	4.05	0.047	18.23	0.42	>> 1	41
39	e	S	46.25	0.40	0.01	1.000	46.25	0.120	0.120	4.05	0.042	15.97	0.42	>> 1	41
41	e	B	50.42	0.32	0.01	1.000	50.42	0.182	0.120	4.05	0.048	13.19	0.25	>> 1	43
41	e	S	34.64	-0.30	0.01	1.000	34.64	0.125	0.120	4.05	0.042	11.63	0.25	>> 1	43
45	e	B	32.02	0.70	0.02	1.000	32.02	0.093	0.120	4.05	0.039	13.37	0.55	>> 1	43
45	e	S	12.36	-0.65	0.05	1.000	12.36	0.036	0.120	4.05	0.033	11.43	0.55	>> 1	43
48	e	B	87.58	0.00	0.00	1.000	87.58	0.116	0.120	4.05	0.041	30.93	1.46	>> 1	43
48	e	S	39.73	0.00	0.00	1.000	39.73	0.053	0.120	4.05	0.035	26.21	1.46	>> 1	43
97	e	B	155.87	0.00	0.00	1.000	155.87	0.198	0.120	4.05	0.049	38.76	2.48	>> 1	41
97	e	S	105.16	0.00	0.00	1.000	105.16	0.133	0.120	4.05	0.043	33.75	2.48	>> 1	41
98	e	B	21.77	0.04	0.00	1.000	21.77	0.207	0.120	4.05	0.050	5.27	0.03	>> 1	43
98	e	S	16.27	-0.04	0.00	1.000	16.27	0.154	0.120	4.05	0.045	4.73	0.03	>> 1	43
164	e	B	49.94	0.00	0.00	1.000	49.94	0.089	0.240	4.05	0.068	38.18	6.97	5.477	42
164	e	S	9.25	0.00	0.00	1.000	9.25	0.016	0.240	4.05	0.061	34.16	6.97	4.901	42
171	e	B	94.44	-2.02	0.02	1.000	94.44	0.369	0.120	4.05	0.066	16.91	1.54	>> 1	42
171	e	S	83.09	0.90	0.01	1.000	83.09	0.325	0.120	4.05	0.062	15.79	1.54	>> 1	42
174	e	B	34.64	-0.58	0.02	1.000	34.64	0.217	0.120	4.05	0.051	8.16	0.69	>> 1	42
174	e	S	28.39	0.56	0.02	1.000	28.39	0.177	0.120	4.05	0.047	7.54	0.69	>> 1	42
191	e	B	114.20	0.00	0.00	1.000	114.20	0.222	0.120	4.05	0.052	26.52	1.73	>> 1	43
191	e	S	85.96	0.00	0.00	1.000	85.96	0.167	0.120	4.05	0.046	23.73	1.73	>> 1	43
213	e	B	121.28	0.00	0.00	1.000	121.28	0.083	0.240	4.05	0.067	98.26	11.53	8.522	41
213	e	S	15.66	0.00	0.00	1.000	15.66	0.011	0.240	4.05	0.060	87.83	11.53	7.617	41
298	e	B	251.47	0.00	0.00	1.000	251.47	0.227	0.120	4.05	0.052	57.64	7.70	7.486	42
298	e	S	171.16	0.00	0.00	1.000	171.16	0.155	0.120	4.05	0.045	49.71	7.70	6.456	42
302	e	B	122.39	0.00	0.00	1.000	122.39	0.188	0.120	4.05	0.048	31.34	3.32	9.438	42
302	e	S	75.26	0.00	0.00	1.000	75.26	0.116	0.120	4.05	0.041	26.68	3.32	8.036	42
304	e	B	18.43	-0.07	0.00	1.000	18.43	0.213	0.120	4.05	0.051	4.38	0.06	>> 1	42
304	e	S	13.95	0.07	0.01	1.000	13.95	0.161	0.120	4.05	0.046	3.94	0.06	>> 1	42
307	e	B	111.05	0.00	0.00	1.000	111.05	0.206	0.120	4.05	0.050	26.94	2.75	9.798	44
307	e	S	77.01	0.00	0.00	1.000	77.01	0.143	0.120	4.05	0.044	23.58	2.75	8.575	44
320	e	B	73.35	-0.89	0.01	1.000	73.35	0.294	0.120	4.05	0.059	14.63	0.69	>> 1	42
320	e	S	59.18	0.78	0.01	1.000	59.18	0.237	0.120	4.05	0.053	13.23	0.69	>> 1	42
322	e	B	157.81	0.00	0.00	1.000	157.81	0.263	0.120	4.05	0.056	33.36	2.59	>> 1	44
322	e	S	119.51	0.00	0.00	1.000	119.51	0.199	0.120	4.05	0.049	29.58	2.59	>> 1	44
328	e	B	149.02	0.00	0.00	1.000	149.02	0.148	0.240	4.05	0.074	74.45	8.42	8.842	41
328	e	S	75.90	0.00	0.00	1.000	75.90	0.075	0.240	4.05	0.067	67.23	8.42	7.985	41
403	e	B	41.17	0.00	0.00	1.000	41.17	0.077	0.120	4.05	0.037	19.89	2.99	6.652	42
473	e	B	19.83	0.91	0.05	1.000	19.83	0.078	0.120	4.05	0.037	9.46	0.66	>> 1	44
476	e	B	33.18	0.00	0.00	1.000	33.18	0.073	0.120	4.05	0.037	16.71	2.63	6.353	44
482	e	B	60.94	0.00	0.00	1.000	60.94	0.075	0.120	4.05	0.037	30.20	3.56	8.482	43
507	e	B	21.18	-0.44	0.02	1.000	21.18	0.084	0.120	4.05	0.038	9.60	0.35	>> 1	42
510	e	B	49.95	0.00	0.00	1.000	49.95	0.078	0.120	4.05	0.037	23.82	1.89	>> 1	44
517	e	B	77.01	0.00	0.00	1.000	77.01	0.254	0.120	4.05	0.055	16.58	4.28	3.875	38
521	e	B	9.12	-0.47	0.05	1.000	9.12	0.065	0.120	4.05	0.036	5.08	0.60	8.464	42
531	e	B	54.06	0.00	0.00	1.000	54.06	0.049	0.120	4.05	0.034	37.96	4.13	9.192	44
557	e	B	61.19	0.00	0.00	1.000	61.19	0.075	0.120	4.05	0.037	30.22	3.51	8.610	43
562	e	B	51.82	0.10	0.00	1.000	51.82	0.232	0.120	4.05	0.053	11.73	0.24	>> 1	39
566	e	B	49.97	0.00	0.00	1.000	49.97	0.097	0.120	4.05	0.039	20.15	0.72	>> 1	37
583	e	B	39.97	1.76	0.04	1.000	39.97	0.119	0.120	4.05	0.041	13.90	1.21	>> 1	44

9.1.3.Verifica A Taglio Per Fessurazione Diagonale

[C8.7.1.17] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: **1.308** (CCC ID 42)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	tau0	y,m * FC	fvd (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
1	e	M	1.000	152.76	0.127	0.050	4.05	0.052	62.34	6.30	9.896	44
3	e	M	1.150	84.59	0.078	0.050	4.05	0.037	39.95	2.15	>> 1	43
5	e	M	1.500	92.03	0.154	0.050	4.05	0.038	22.54	2.87	7.852	42
8	e	M	1.500	50.64	0.096	0.300	4.05	0.101	53.54	10.51	5.094	44
12	e	M	1.500	45.53	0.107	0.300	4.05	0.104	44.04	6.55	6.724	42
16	e	M	1.200	0.00	0.000	0.300	4.05	0.093	37.04	0.00	>> 1	1
17	e	M	1.330	0.00	0.000	0.300	4.05	0.083	30.00	3.71	8.086	44
39	e	M	1.500	57.71	0.150	0.050	4.05	0.037	14.33	0.42	>> 1	41
41	e	M	1.500	42.53	0.153	0.050	4.05	0.038	10.43	0.25	>> 1	43
44	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.11	0.00	>> 1	1
45	e	M	1.500	22.19	0.064	0.050	4.05	0.026	9.00	0.55	>> 1	43
48	e	M	1.450	63.65	0.085	0.050	4.05	0.030	22.72	1.46	>> 1	43
51	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	7.41	3.47	2.135	43
97	e	M	1.190	130.51	0.166	0.050	4.05	0.049	38.83	2.48	>> 1	41
98	e	M	1.500	19.02	0.180	0.050	4.05	0.040	4.27	0.03	>> 1	43
101	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.30	0.00	>> 1	1
164	e	M	1.500	29.59	0.053	0.300	4.05	0.090	50.46	6.97	7.240	42
171	e	M	1.500	88.77	0.347	0.050	4.05	0.055	14.04	1.54	9.115	42
174	e	M	1.500	31.51	0.197	0.050	4.05	0.042	6.74	0.69	9.765	42
177	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	5.93	0.00	>> 1	1
178	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	4.80	2.27	2.115	42
191	e	M	1.500	100.08	0.195	0.050	4.05	0.042	21.54	1.73	>> 1	43
199	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.11	0.00	>> 1	1
200	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	4.95	0.00	>> 1	1
213	e	M	1.000	68.47	0.047	0.300	4.05	0.133	193.00	11.53	>> 1	41
298	e	M	1.000	211.31	0.191	0.050	4.05	0.062	68.94	7.70	8.953	42
302	e	M	1.500	98.83	0.152	0.050	4.05	0.037	24.35	3.32	7.333	42
304	e	M	1.500	16.19	0.187	0.050	4.05					

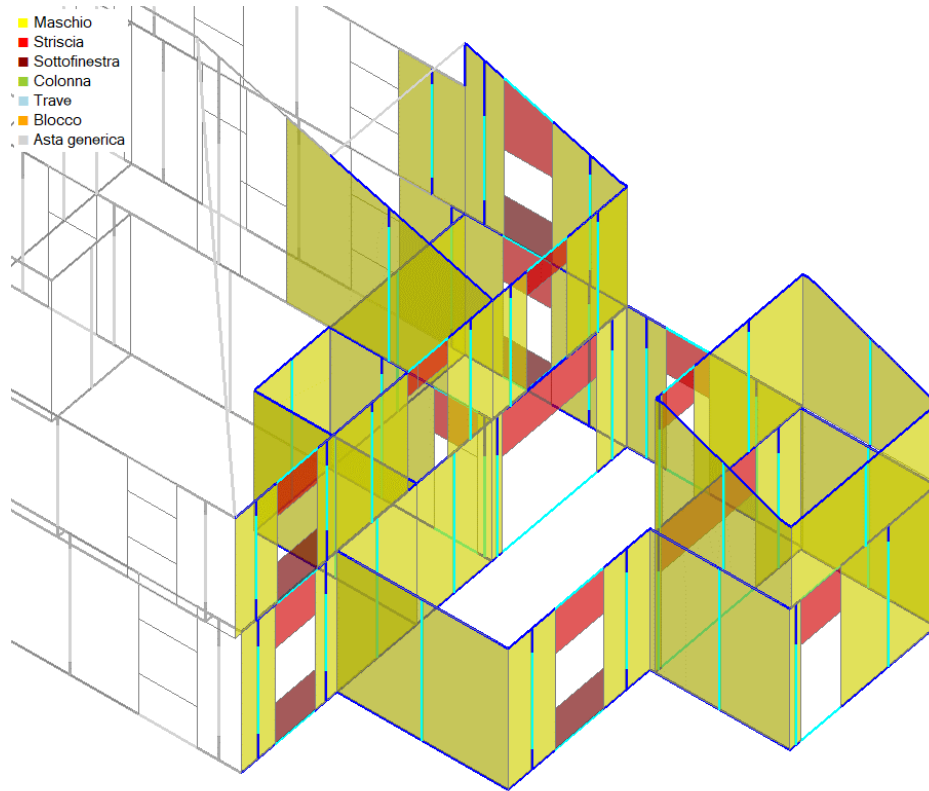
320	e	M	1.500	66.26	0.266	0.050	4.05	0.048	12.06	0.69	>> 1	42
322	e	M	1.360	138.66	0.231	0.050	4.05	0.050	29.91	2.59	>> 1	44
324	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	5.56	0.00	>> 1	1
328	e	M	1.000	112.46	0.112	0.300	4.05	0.157	158.55	8.42	>> 1	41
403	e	M	1.370	25.90	0.049	0.050	4.05	0.026	13.70	2.99	4.582	42
473	e	M	1.500	12.79	0.051	0.050	4.05	0.024	6.04	0.66	9.144	44
476	e	M	1.500	20.27	0.045	0.050	4.05	0.023	10.34	2.63	3.932	44
479	e	M	1.500	-0.13	0.000	0.050	4.05	0.012	2.04	1.40	1.455	44
482	e	M	1.000	38.50	0.047	0.050	4.05	0.035	28.46	3.56	7.995	43
507	e	M	1.500	14.03	0.055	0.050	4.05	0.025	6.25	0.35	>> 1	42
510	e	M	1.230	30.46	0.048	0.050	4.05	0.028	18.17	1.89	9.612	44
513	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	4.44	0.00	>> 1	1
517	e	M	1.500	70.60	0.233	0.050	4.05	0.045	13.79	4.28	3.221	38
521	e	M	1.500	6.74	0.048	0.050	4.05	0.023	3.29	0.60	5.490	42
525	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	5.56	0.00	>> 1	1
526	e	M	1.500	-0.94	0.000	0.050	4.05	0.012	2.41	1.38	1.744	44
531	e	M	1.000	30.87	0.028	0.050	4.05	0.029	32.33	4.13	7.828	44
557	e	M	1.000	38.76	0.048	0.050	4.05	0.035	28.53	3.51	8.129	43
562	e	M	1.500	47.25	0.212	0.050	4.05	0.044	9.71	0.24	>> 1	39
566	e	M	1.350	37.37	0.073	0.050	4.05	0.031	15.67	0.72	>> 1	37
571	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.11	0.00	>> 1	1
572	e	M	1.000	0.63	0.002	0.050	4.05	0.019	7.97	0.12	>> 1	41
583	e	M	1.500	30.47	0.091	0.050	4.05	0.030	10.07	1.21	8.325	44

9.1.4.Verifica A Pressoflessione Ortogonale

(da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: **1.046** (CCC ID 42)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x Sez. (m)	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k , f _m (N/mm ²)	γ _{s,m} * FC	f _d (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
1	e	1.550	151.71	0.126	3.000	4.05	0.741	755.27	20.00	5.81	3.443	43
3	e	1.550	84.65	0.078	3.000	4.05	0.741	681.26	14.83	-4.32	3.432	44
5	e	1.550	93.91	0.157	3.000	4.05	0.741	376.77	11.28	1.46	7.726	39
8	e	1.550	51.94	0.098	5.000	4.05	1.235	556.17	9.42	-3.08	3.058	43
12	e	1.550	52.45	0.124	5.000	4.05	1.235	444.94	9.25	-2.65	3.492	43
39	e	1.550	54.45	0.142	3.000	4.05	0.741	242.27	6.97	2.43	2.866	42
41	e	1.550	41.94	0.151	3.000	4.05	0.741	174.53	5.26	1.90	2.767	42
45	e	1.550	21.45	0.062	3.000	4.05	0.741	216.84	3.87	-2.10	1.841	44
48	e	1.550	57.81	0.077	3.000	4.05	0.741	473.48	10.15	-3.72	2.729	44
97	e	1.550	129.57	0.164	3.000	4.05	0.741	496.44	16.28	2.01	8.098	4
98	e	1.550	18.42	0.175	3.000	4.05	0.741	66.36	2.26	0.29	7.801	40
164	e	1.550	34.52	0.062	5.000	4.05	1.235	588.70	4.87	0.54	9.027	1
171	e	1.550	88.56	0.346	3.000	4.05	0.741	161.19	6.38	2.08	3.069	43
174	e	1.550	31.38	0.196	3.000	4.05	0.741	100.74	3.46	1.59	2.174	43
191	e	1.550	102.05	0.198	3.000	4.05	0.741	323.93	11.53	-3.30	3.495	44
213	e	1.550	72.34	0.050	5.000	4.05	1.235	1527.90	13.78	5.82	2.368	42
298	e	1.550	232.69	0.210	3.000	4.05	0.741	697.09	25.58	3.61	7.085	1
302	e	1.550	99.71	0.153	3.000	4.05	0.741	409.01	12.06	1.55	7.783	2
304	e	1.550	15.83	0.183	3.000	4.05	0.741	54.40	1.80	0.25	7.183	4
307	e	1.550	95.27	0.177	3.000	4.05	0.741	339.50	10.97	-1.48	7.409	1
320	e	1.550	65.55	0.263	3.000	4.05	0.741	156.97	5.73	1.02	5.614	4
322	e	1.550	140.80	0.235	3.000	4.05	0.741	377.78	13.25	2.18	6.077	2
328	e	1.550	116.56	0.116	5.000	4.05	1.235	1057.78	15.56	1.81	8.595	4
403	e	1.325	22.11	0.041	3.000	4.05	0.741	336.22	3.10	2.37	1.307	43
473	e	1.325	16.25	0.064	3.000	4.05	0.741	159.42	2.19	0.22	9.950	38
476	e	1.325	19.26	0.042	3.000	4.05	0.741	285.41	2.69	0.26	>> 1	4
482	e	1.175	36.73	0.045	3.000	4.05	0.741	513.78	5.12	-2.50	2.046	44
507	e	1.450	13.48	0.053	3.000	4.05	0.741	159.61	1.85	0.63	2.938	43
510	e	1.450	30.01	0.047	3.000	4.05	0.741	401.39	4.16	1.31	3.179	43
517	e	1.325	65.20	0.215	3.000	4.05	0.741	190.78	6.44	1.77	3.637	43
531	e	0.900	28.44	0.026	3.000	4.05	0.741	693.22	4.09	1.97	2.077	43
557	e	1.175	36.84	0.045	3.000	4.05	0.741	513.78	5.13	2.50	2.052	42
562	e	1.815	42.76	0.192	3.000	4.05	0.741	140.46	4.91	-2.51	1.955	44
566	e	1.437	33.45	0.065	3.000	4.05	0.741	323.30	4.95	-2.93	1.689	44
583	e	1.325	27.95	0.083	3.000	4.05	0.741	211.56	3.64	1.83	1.988	43

9.2. Stato Rilevato



9.2.1. Verifica A Pressoflessione Nel Piano

(§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: **1.115** (CCC ID 4)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k / f _m (N/mm ²)	γ _m , m * FC	f _d (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
14	M	e	B	58.80	0.100	5.000	4.05	1.235	588.70	49.49	0.00	>> 1	37
85	M	e	B	56.19	0.160	5.000	4.05	1.235	371.48	28.14	0.00	6.611	38
85	M	e	S	38.49	0.110	5.000	4.05	1.235	371.48	20.36	0.00	9.651	38
89	M	e	B	65.21	0.190	5.000	4.05	1.235	363.61	30.91	0.00	5.576	4
89	M	e	S	48.01	0.140	5.000	4.05	1.235	363.61	24.06	0.00	7.574	4
93	F	e	I	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
94	S	e	I	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	166.85	20.78	-1.10	>> 1	44
94	S	e	J	0.00	0.000	2.650	4.05	0.654	166.85	20.78	2.30	9.037	44
101	M	e	B	112.01	0.160	3.000	4.05	0.741	436.33	82.42	0.00	3.895	1
101	M	e	S	61.73	0.090	3.000	4.05	0.741	436.33	52.47	0.00	7.068	1
113	M	e	B	39.78	0.420	3.000	4.05	0.741	59.50	1.78	-0.02	>> 1	41
113	M	e	S	34.88	0.370	3.000	4.05	0.741	59.50	1.95	0.00	1.706	41
116	M	e	B	109.33	0.420	3.000	4.05	0.741	165.28	13.88	1.14	>> 1	44
116	M	e	S	94.58	0.360	3.000	4.05	0.741	165.28	15.17	-1.06	>> 1	44
118	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
140	M	e	B	129.32	0.090	5.000	4.05	1.235	1471.23	206.71	0.00	>> 1	2
140	M	e	S	27.62	0.020	5.000	4.05	1.235	1471.23	47.50	0.00	>> 1	2
159	M	e	B	27.95	0.560	3.000	4.05	0.741	31.17	0.24	0.00	1.115	4
159	M	e	S	25.43	0.510	3.000	4.05	0.741	31.17	0.39	0.00	1.226	4
161	M	e	B	176.85	0.520	3.000	4.05	0.741	213.44	17.13	1.43	>> 1	44
161	M	e	S	156.77	0.460	3.000	4.05	0.741	213.44	23.52	-1.47	>> 1	44
164	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
169	M	e	B	108.24	0.170	3.000	4.05	0.741	412.09	74.62	0.00	3.807	37
169	M	e	S	60.76	0.090	3.000	4.05	0.741	412.09	48.43	0.00	6.782	37
199	M	e	B	145.11	0.150	3.000	4.05	0.741	596.53	157.63	0.00	4.111	1
199	M	e	S	76.39	0.080	3.000	4.05	0.741	596.53	95.62	0.00	7.809	1
214	M	e	B	266.37	0.370	3.000	4.05	0.741	455.76	117.83	0.00	1.711	40
214	M	e	S	220.02	0.300	3.000	4.05	0.741	455.76	121.15	0.00	2.071	40
216	M	e	B	17.54	0.180	3.000	4.05	0.741	60.15	1.75	0.00	3.430	38
216	M	e	S	12.58	0.130	3.000	4.05	0.741	60.15	1.40	0.00	4.782	38
219	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
223	M	e	B	103.59	0.350	3.000	4.05	0.741	185.11	19.16	-2.74	6.993	38
223	M	e	S	90.38	0.310	3.000	4.05	0.741	185.11	19.43	0.76	>> 1	38
226	M	e	B	33.90	0.180	3.000	4.05	0.741	121.20	6.72	0.73	9.199	44
226	M	e	S	26.22	0.140	3.000	4.05	0.741	121.20	5.65	-0.75	7.534	44
229	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
230	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	95.49	11.90	1.78	6.683	42
230	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	95.49	11.90	-0.67	>> 1	42
242	M	e	B	25.90	0.110	3.000	4.05	0.741	152.06	8.65	-0.48	>> 1	41
242	M	e	S	12.22	0.050	3.000	4.05	0.741	152.06	4.52	0.44	>> 1	41
245	M	e	B	74.42	0.130	3.000	4.05	0.741	360.78	56.41	0.00	4.848	2
245	M	e	S	37.93	0.070	3.000	4.05	0.741	360.78	32.41	0.00	9.512	2
248	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	81.85	10.20	-1.08	9.441	43
248	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	81.85	10.20	1.59	6.413	43
249	M	e	B	134.20	0.120	3.000	4.05	0.741	697.38	150.05	0.00	5.197	1

249	M	e	S	53.84	0.050	3.000	4.05	0.741	697.38	68.79	0.00	>> 1	1
254	M	e	B	20.31	0.230	3.000	4.05	0.741	55.06	1.70	-0.01	>> 1	41
254	M	e	S	15.78	0.180	3.000	4.05	0.741	55.06	1.49	0.00	3.489	41
257	M	e	B	164.92	0.210	3.000	4.05	0.741	492.43	129.98	0.00	2.986	2
257	M	e	S	114.55	0.150	3.000	4.05	0.741	492.43	104.17	0.00	4.299	2
259	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
263	M	e	B	158.60	0.160	5.000	4.05	1.235	1048.65	224.20	0.00	6.612	37
263	M	e	S	86.12	0.090	5.000	4.05	1.235	1048.65	131.65	0.00	>> 1	37
275	M	e	B	194.77	0.280	3.000	4.05	0.741	439.66	114.78	0.00	2.257	40
275	M	e	S	157.98	0.230	3.000	4.05	0.741	439.66	107.08	0.00	2.783	40
278	M	e	B	120.61	0.240	3.000	4.05	0.741	317.69	57.20	0.00	2.634	37
278	M	e	S	93.07	0.180	3.000	4.05	0.741	317.69	50.31	0.00	3.413	37
286	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
287	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
312	M	e	B	199.16	0.180	3.000	4.05	0.741	697.09	238.64	0.00	3.500	40
312	M	e	S	118.84	0.110	3.000	4.05	0.741	697.09	165.37	0.00	5.866	40
329	M	e	B	58.05	0.050	3.000	4.05	0.741	693.22	97.60	0.00	>> 1	37
358	M	e	B	31.89	0.120	3.000	4.05	0.741	164.98	10.21	0.20	>> 1	43
362	M	e	B	51.00	0.100	3.000	4.05	0.741	320.39	33.06	0.00	6.282	38
367	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
368	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	119.39	19.72	0.07	>> 1	43
368	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	119.39	19.72	0.19	>> 1	43
369	M	e	B	25.78	0.080	3.000	4.05	0.741	211.56	12.68	1.72	7.371	44
375	M	e	B	41.38	0.080	3.000	4.05	0.741	336.22	32.30	0.00	8.125	38
444	M	e	B	196.55	0.140	3.000	4.05	0.741	906.82	326.06	0.00	4.614	38
445	M	e	B	6.89	0.140	3.000	4.05	0.741	32.11	0.46	0.00	4.661	39
488	M	e	B	67.53	0.080	3.000	4.05	0.741	510.00	79.09	0.00	7.552	39
491	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
559	M	e	B	26.07	0.100	3.000	4.05	0.741	159.42	9.20	0.90	>> 1	44
562	M	e	B	34.71	0.080	3.000	4.05	0.741	285.41	23.03	0.00	8.223	37
565	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	45.02	3.08	-0.76	4.058	44
565	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	45.02	3.08	0.57	5.411	44
635	M	e	B	66.42	0.080	3.000	4.05	0.741	525.87	80.78	0.00	7.917	40
652	M	e	B	59.17	0.130	3.000	4.05	0.741	281.95	31.72	0.00	4.765	40
685	M	e	B	79.97	0.250	3.000	4.05	0.741	198.33	25.06	0.00	2.480	40
689	M	e	B	9.89	0.070	3.000	4.05	0.741	88.78	2.07	-0.46	4.490	42
693	F	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	0.00	0.00	0.00	>> 1	1
694	S	e	I	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	61.39	5.74	0.70	8.193	42
694	S	e	J	0.00	0.000	1.300	4.05	0.321	61.39	5.74	-0.90	6.373	42
697	M	e	B	65.43	0.080	3.000	4.05	0.741	525.87	79.75	0.00	8.037	38

9.2.2.Verifica A Taglio Per Scorrimento

(§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: **2.342** (CCC ID 44)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	P (kN)	M (kN m)	Ecc. (m)	Beta	C (kN)	σ_n (N/mm ²)	f _{vk0} /f _{vm0}	γ_m * FC	f _{vd} (N/mm ²)	V _t (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
14	e	B	53.58	0.00	0.00	1.000	53.58	0.096	0.240	4.05	0.069	38.54	7.65	5.037	42
85	e	B	53.87	0.00	0.00	1.000	53.87	0.152	0.240	4.05	0.074	26.30	7.67	3.429	42
85	e	S	36.17	0.00	0.00	1.000	36.17	0.102	0.240	4.05	0.069	24.55	7.67	3.201	42
89	e	B	52.69	0.00	0.00	1.000	52.69	0.152	0.240	4.05	0.074	25.74	6.68	3.853	42
89	e	S	35.49	0.00	0.00	1.000	35.49	0.102	0.240	4.05	0.069	24.04	6.68	3.599	42
101	e	B	110.71	0.00	0.00	1.000	110.71	0.160	0.120	4.05	0.045	31.47	3.82	8.238	42
101	e	S	60.42	0.00	0.00	1.000	60.42	0.087	0.120	4.05	0.038	26.50	3.82	6.937	42
113	e	B	39.56	-0.09	0.00	1.000	39.56	0.419	0.120	4.05	0.071	6.71	0.08	>> 1	42
113	e	S	34.66	0.08	0.00	1.000	34.66	0.367	0.120	4.05	0.066	6.22	0.08	>> 1	42
116	e	B	109.33	1.14	0.01	1.000	109.33	0.416	0.120	4.05	0.071	18.58	0.91	>> 1	44
116	e	S	94.58	-1.06	0.01	1.000	94.58	0.360	0.120	4.05	0.065	17.12	0.91	>> 1	44
140	e	B	122.54	0.00	0.00	1.000	122.54	0.087	0.240	4.05	0.068	95.18	10.32	9.223	41
140	e	S	20.84	0.00	0.00	1.000	20.84	0.015	0.240	4.05	0.061	85.14	10.32	8.250	41
159	e	B	27.52	-0.02	0.00	1.000	27.52	0.556	0.120	4.05	0.085	4.18	0.01	>> 1	42
159	e	S	25.00	0.01	0.00	1.000	25.00	0.505	0.120	4.05	0.080	3.94	0.01	>> 1	42
161	e	B	176.85	1.43	0.01	1.000	176.85	0.522	0.120	4.05	0.081	27.51	1.15	>> 1	44
161	e	S	156.77	-1.47	0.01	1.000	156.77	0.462	0.120	4.05	0.075	25.53	1.15	>> 1	44
169	e	B	105.67	0.00	0.00	1.000	105.67	0.161	0.120	4.05	0.046	29.83	3.44	8.671	42
169	e	S	58.19	0.00	0.00	1.000	58.19	0.089	0.120	4.05	0.038	25.14	3.44	7.308	42
199	e	B	141.55	0.00	0.00	1.000	141.55	0.149	0.120	4.05	0.044	42.05	1.76	>> 1	41
199	e	S	72.83	0.00	0.00	1.000	72.83	0.077	0.120	4.05	0.037	35.27	1.76	>> 1	41
214	e	B	264.17	0.00	0.00	1.000	264.17	0.365	0.120	4.05	0.066	47.54	2.08	>> 1	41
214	e	S	217.82	0.00	0.00	1.000	217.82	0.301	0.120	4.05	0.059	42.96	2.08	>> 1	41
216	e	B	17.15	0.03	0.00	1.000	17.15	0.180	0.120	4.05	0.047	4.52	0.03	>> 1	43
216	e	S	12.19	-0.03	0.00	1.000	12.19	0.128	0.120	4.05	0.042	4.03	0.03	>> 1	43
223	e	B	99.08	-2.28	0.02	1.000	99.08	0.337	0.120	4.05	0.063	18.50	1.79	>> 1	42
223	e	S	85.87	1.16	0.01	1.000	85.87	0.292	0.120	4.05	0.058	17.19	1.79	9.605	42
226	e	B	34.38	-0.75	0.02	1.000	34.38	0.179	0.120	4.05	0.047	9.10	0.88	>> 1	42
226	e	S	26.69	0.75	0.03	1.000	26.69	0.139	0.120	4.05	0.043	8.34	0.88	9.477	42
242	e	B	25.90	-0.48	0.02	1.000	25.90	0.107	0.120	4.05	0.040	9.71	0.38	>> 1	41
242	e	S	12.22	0.44	0.04	1.000	12.22	0.051	0.120	4.05	0.035	8.36	0.38	>> 1	41
245	e	B	70.21	0.00	0.00	1.000	70.21	0.123	0.120	4.05	0.042	23.91	0.83	>> 1	41
245	e	S	33.71	0.00	0.00	1.000	33.71	0.059	0.120	4.05	0.035	20.31	0.83	>> 1	41
249	e	B	129.61	0.00	0.00	1.000	129.61	0.117	0.120	4.05	0.041	45.62	1.68	>> 1	43
249	e	S	49.25	0.00	0.00	1.000	49.25	0.044	0.120	4.05	0.034	37.68	1.68	>> 1	43
254	e	B	20.26	-0.08	0.00	1.000	20.26	0.232	0.120	4.05	0.053	4.59	0.07	>> 1	42
254	e	S	15.73	0.07	0.00	1.000	15.73	0.180	0.120	4.05	0.047	4.14	0.07	>> 1	42
257	e	B	157.70	0.00	0.00	1.000	157.70	0.202	0.120	4.05	0.050	38.75	4.64	8.351	44
257	e	S	107.33	0.00	0.00	1.000	107.33	0.137	0.120	4.05	0.043	33.77	4.64	7.279	44
263	e	B	152.98	0.00	0.00	1.000	152.98	0.153	0.240	4.05	0.074	74.33	7.85	9.468	41
263	e	S	80.50	0.00	0.00	1.000	80.50	0.081	0.240	4.05	0.067	67.17	7.85	8.556	41
275	e	B	190.53	0.00	0.00	1.000	190.53	0.273	0.120	4.05	0.057	39.51	2.90	>> 1	41
275	e	S	153.74	0.00	0.00	1.000	153.74	0.220	0.120	4.05	0.051	35.87	2.90	>> 1	41
278	e	B	118.59	0.00	0.00	1.000	118.59	0.235	0.120	4.05	0.053	26.66	1.80	>> 1	41
278	e	S	91.05	0.00	0.00	1.000	91.05	0.180	0.120	4.05	0.047	23.94	1.80	>> 1	41
312	e	B	192.17	0.00	0.00	1.000	192.17	0.174	0.120	4.05	0.047	51.78	7.64	6.778	42
312	e	S	111.86	0.00	0.00	1.000	111.86	0.101	0.120	4.05	0.040	43.85	7.64	5.740	42</

369	e	B	25.78	1.72	0.07	1.000	25.78	0.077	0.120	4.05	0.037	12.50	1.21	>> 1	44
375	e	B	41.18	0.00	0.00	1.000	41.18	0.077	0.120	4.05	0.037	19.89	2.99	6.652	42
444	e	B	180.31	0.00	0.00	1.000	180.31	0.125	0.120	4.05	0.042	60.48	2.50	>> 1	43
485	e	B	6.51	-0.01	0.00	1.000	6.51	0.128	0.120	4.05	0.042	2.15	0.01	>> 1	42
488	e	B	63.57	0.00	0.00	1.000	63.57	0.078	0.120	4.05	0.037	30.28	2.48	>> 1	44
559	e	B	26.07	0.90	0.03	1.000	26.07	0.103	0.120	4.05	0.040	10.08	0.66	>> 1	44
562	e	B	33.35	0.00	0.00	1.000	33.35	0.074	0.120	4.05	0.037	16.72	2.53	6.611	44
635	e	B	62.96	0.00	0.00	1.000	62.96	0.075	0.120	4.05	0.037	30.96	3.48	8.898	43
652	e	B	58.44	0.00	0.00	1.000	58.44	0.131	0.120	4.05	0.043	19.04	0.79	>> 1	39
685	e	B	79.18	0.00	0.00	1.000	79.18	0.251	0.120	4.05	0.054	17.15	4.35	3.943	38
689	e	B	9.89	-0.46	0.05	1.000	9.89	0.070	0.120	4.05	0.037	5.15	0.59	8.737	42
697	e	B	62.29	0.00	0.00	1.000	62.29	0.075	0.120	4.05	0.037	30.90	3.59	8.607	43

9.2.3. Verifica A Taglio Per Fessurazione Diagonale

[C8.7.1.16] (§4.5.6, §C8.7.1.3.1) - C.Sic: 1.554 (CCC ID 44)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	tau0	γ, m * FC	fvd (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
14	e	M	1.500	33.24	0.059	0.300	4.05	0.092	51.46	7.65	6.726	42
85	e	M	1.500	45.02	0.127	0.300	4.05	0.108	38.40	7.67	5.007	42
89	e	M	1.500	44.09	0.127	0.300	4.05	0.108	37.59	6.68	5.628	42
93	e	M	1.330	0.00	0.000	0.300	4.05	0.083	22.50	0.00	>> 1	1
94	e	M	1.200	0.00	0.000	0.300	4.05	0.093	27.78	2.83	9.815	42
101	e	M	1.500	85.57	0.123	0.050	4.05	0.034	23.69	3.82	6.202	42
113	e	M	1.500	37.11	0.393	0.050	4.05	0.058	5.50	0.08	>> 1	42
116	e	M	1.500	101.95	0.388	0.050	4.05	0.058	15.19	0.91	>> 1	44
118	e	M	1.500	0.00	0.000	0.050	4.05	0.012	4.32	0.00	>> 1	1
140	e	M	1.000	71.69	0.051	0.300	4.05	0.134	188.24	10.32	>> 1	41
159	e	M	1.500	26.26	0.531	0.050	4.05	0.067	3.33	0.01	>> 1	42
161	e	M	1.500	166.81	0.492	0.050	4.05	0.065	21.98	1.15	>> 1	44
164	e	M	1.500	0.00	0.000	0.050	4.05	0.012	3.70	0.00	>> 1	1
169	e	M	1.500	81.93	0.125	0.050	4.05	0.034	22.51	3.44	6.543	42
199	e	M	1.080	107.19	0.113	0.050	4.05	0.046	43.33	1.76	>> 1	41
214	e	M	1.290	240.99	0.333	0.050	4.05	0.063	45.44	2.08	>> 1	41
216	e	M	1.500	14.67	0.154	0.050	4.05	0.038	3.60	0.03	>> 1	43
219	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.30	0.00	>> 1	1
223	e	M	1.500	92.48	0.315	0.050	4.05	0.052	15.39	1.79	8.600	42
226	e	M	1.500	30.53	0.159	0.050	4.05	0.038	7.35	0.88	8.352	42
229	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	5.25	0.00	>> 1	1
230	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.48	2.46	2.635	42
242	e	M	1.500	19.06	0.079	0.050	4.05	0.028	6.84	0.38	>> 1	41
245	e	M	1.430	51.96	0.091	0.050	4.05	0.032	18.08	0.83	>> 1	41
248	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	5.56	3.00	1.852	43
249	e	M	1.120	89.43	0.081	0.050	4.05	0.038	42.42	1.68	>> 1	43
254	e	M	1.500	18.00	0.206	0.050	4.05	0.043	3.76	0.07	>> 1	42
257	e	M	1.160	132.51	0.169	0.050	4.05	0.051	39.74	4.64	8.564	44
259	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.11	0.00	>> 1	1
263	e	M	1.000	116.74	0.117	0.300	4.05	0.159	159.03	7.85	>> 1	41
275	e	M	1.060	172.14	0.247	0.050	4.05	0.066	45.97	2.90	>> 1	41
278	e	M	1.500	104.82	0.208	0.050	4.05	0.043	21.77	1.80	>> 1	41
286	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	4.95	0.00	>> 1	1
287	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	6.11	0.00	>> 1	1
312	e	M	1.000	152.01	0.137	0.050	4.05	0.054	59.47	7.64	7.784	42
329	e	M	1.000	30.88	0.028	0.050	4.05	0.029	32.33	4.04	8.003	44
358	e	M	1.500	29.82	0.114	0.050	4.05	0.033	8.65	0.31	>> 1	39
362	e	M	1.370	37.89	0.074	0.050	4.05	0.030	15.40	0.74	>> 1	37
367	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	4.95	0.00	>> 1	1
368	e	M	1.000	0.64	0.001	0.050	4.05	0.019	8.42	0.14	>> 1	41
369	e	M	1.500	16.27	0.048	0.050	4.05	0.023	7.89	1.21	6.518	44
375	e	M	1.370	25.91	0.049	0.050	4.05	0.026	13.70	2.99	4.583	42
444	e	M	1.000	130.37	0.091	0.050	4.05	0.045	64.72	2.50	>> 1	43
485	e	M	1.500	5.22	0.102	0.050	4.05	0.032	1.61	0.01	>> 1	42
488	e	M	1.000	38.52	0.048	0.050	4.05	0.035	28.33	2.48	>> 1	44
491	e	M	1.000	0.00	0.000	0.050	4.05	0.019	4.44	0.00	>> 1	1
559	e	M	1.500	19.02	0.075	0.050	4.05	0.028	7.03	0.66	>> 1	44
562	e	M	1.500	20.44	0.045	0.050	4.05	0.023	10.37	2.53	4.100	44
565	e	M	1.500	0.15	0.001	0.050	4.05	0.013	2.09	1.33	1.569	44
635	e	M	1.000	40.00	0.048	0.050	4.05	0.035	29.29	3.48	8.417	43
652	e	M	1.500	47.75	0.107	0.050	4.05	0.032	14.37	0.79	>> 1	39
685	e	M	1.500	72.42	0.230	0.050	4.05	0.045	14.24	4.35	3.274	38
689	e	M	1.500	7.51	0.053	0.050	4.05	0.024	3.43	0.59	5.809	42
693	e	M	1.110	0.00	0.000	0.050	4.05	0.017	4.50	0.00	>> 1	1
694	e	M	1.330	-0.92	0.000	0.050	4.05	0.014	3.13	1.49	2.097	44
697	e	M	1.000	39.32	0.047	0.050	4.05	0.035	29.11	3.59	8.109	43

9.2.4. Verifica A Pressoflessione Ortogonale

(da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) - C.Sic: 1.069 (CCC ID 43)

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x	Sez. (m)	P (kN)	p (N/mm ²)	f _k , f _m (N/mm ²)	γ, m * FC	f _d (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	ID CCC
14	e	1.550		38.46	0.069	5.000	4.05	1.235	588.70	5.39	0.60	8.987	37
85	e	1.550		44.09	0.125	5.000	4.05	1.235	371.48	5.83	-2.84	2.052	43
89	e	1.550		49.11	0.142	5.000	4.05	1.235	363.61	6.37	-2.80	2.276	43
101	e	1.550		86.81	0.125	3.000	4.05	0.741	436.33	12.17	1.35	9.014	37
113	e	1.550		36.75	0.389	3.000	4.05	0.741	59.50	2.46	0.57	4.314	40
116	e	1.550		102.66	0.391	3.000	4.05	0.741	165.28	6.81	-1.59	4.281	37
140	e	1.550		73.78	0.053	5.000	4.05	1.235	1471.23	14.02	5.62	2.494	42
159	e	1.550		26.15	0.528	3.000	4.05	0.741	31.17	0.63	0.41	1.540	4
161	e	1.550		169.02	0.499	3.000	4.05	0.741	213.44	5.28	2.62	2.014	2
169	e	1.550		84.32	0.129	3.000	4.05	0.741	412.09	11.74	1.31	8.959	4
199	e	1.550		105.21	0.111	3.000	4.05	0.741	596.53	14.30	4.60	3.108	42

214	e	1.550	240.11	0.332	3.000	4.05	0.741	455.76	19.31	3.72	5.192	40
216	e	1.550	13.90	0.145	3.000	4.05	0.741	60.15	1.82	0.22	8.259	44
223	e	1.550	91.77	0.312	3.000	4.05	0.741	185.11	8.10	2.14	3.784	43
226	e	1.550	29.99	0.156	3.000	4.05	0.741	121.20	3.95	1.68	2.351	43
242	e	1.550	16.68	0.069	3.000	4.05	0.741	152.06	2.23	-2.00	1.114	44
245	e	1.550	47.71	0.083	3.000	4.05	0.741	360.78	6.21	-3.77	1.647	44
249	e	1.550	90.33	0.082	3.000	4.05	0.741	697.38	15.73	-4.44	3.542	44
254	e	1.550	16.65	0.190	3.000	4.05	0.741	55.06	1.92	1.23	1.558	43
257	e	1.550	129.40	0.165	3.000	4.05	0.741	492.43	15.74	4.58	3.437	43
263	e	1.550	122.31	0.122	5.000	4.05	1.235	1048.65	16.21	1.90	8.530	1
275	e	1.550	172.92	0.248	3.000	4.05	0.741	439.66	17.31	-5.05	3.428	44
278	e	1.550	103.24	0.205	3.000	4.05	0.741	317.69	11.50	-3.25	3.538	44
312	e	1.550	158.41	0.143	3.000	4.05	0.741	697.09	20.20	2.46	8.211	4
329	e	0.900	28.53	0.026	3.000	4.05	0.741	693.22	4.10	1.97	2.083	43
358	e	1.807	24.50	0.094	3.000	4.05	0.741	164.98	3.44	-2.74	1.256	44
362	e	1.432	33.40	0.066	3.000	4.05	0.741	320.39	4.94	-2.89	1.708	44
369	e	1.325	13.96	0.042	3.000	4.05	0.741	211.56	1.96	1.83	1.069	43
375	e	1.325	22.13	0.041	3.000	4.05	0.741	336.22	3.10	2.37	1.308	43
444	e	1.683	139.61	0.097	3.000	4.05	0.741	906.82	20.08	2.35	8.545	37
485	e	1.450	5.00	0.098	3.000	4.05	0.741	32.11	0.63	0.30	2.111	43
488	e	1.450	37.94	0.047	3.000	4.05	0.741	510.00	5.27	1.65	3.193	43
559	e	1.325	21.75	0.086	3.000	4.05	0.741	159.42	2.82	0.29	9.715	37
562	e	1.325	19.27	0.043	3.000	4.05	0.741	285.41	2.70	0.26	>> 1	3
635	e	1.175	37.87	0.045	3.000	4.05	0.741	525.87	5.27	2.56	2.059	42
652	e	1.400	45.71	0.102	3.000	4.05	0.741	281.95	6.32	-2.43	2.601	44
685	e	1.325	66.30	0.210	3.000	4.05	0.741	198.33	6.62	1.81	3.658	43
697	e	1.175	37.57	0.045	3.000	4.05	0.741	525.87	5.23	-2.56	2.044	44

10. Determinazione dei Livelli di Sicurezza

10.1. Analisi Statica non Lineare (Pushover)

Successivamente, sono state eseguite le analisi sismiche al fine di verificare se gli abusi riscontrati potessero generare vulnerabilità specifiche, cioè tali da comprometterne l'integrità in caso di evento sismico. Per vulnerabilità specifica, o locale, si intendono quelle particolari predisposizioni di un manufatto a subire danni in seguito a un evento sismico, una caratteristica esclusiva e peculiare della singola struttura.

Il livello di sicurezza viene stabilito, dalla norma, tramite l'indicatore di rischio sismico ξ_E , che è pari al rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (*capacità* - PGA_C) e l'azione sismica di progetto, ovvero l'accelerazione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (*domanda* - PGA_D).

10.1.1. Stato Legittimato

L'analisi condotta allo stato legittimato, ha permesso di valutare il livello di sicurezza dell'edificio, senza gli abusi riscontrati. In tali condizioni, è stato riscontrato un livello di sicurezza in termini di accelerazione pari a:

$$\xi_E(Ag) = \alpha_V = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0.285}{0.258} = \mathbf{1.105}$$

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa dei risultati dell'analisi statica non lineare:

N°curva	Corrente	Vista	Metodo	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'				L2	1.229	2.040	102
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'		+		L2	1.186	1.815	91
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'		-		L2	1.171	1.707	85
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'			L2	1.236	2.137	107
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'	+		L2	1.186	1.836	92
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'	-		L2	1.163	1.665	83
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'			L2	1.186	1.815	91
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'	+		L2	1.105	1.411	71
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'	-		L2	1.159	1.646	82
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'				L2	1.543	5.211	261
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'		+		L2	1.543	5.211	261
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'		-		L2	1.543	5.211	261
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'			L2	1.442	3.884	194
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'	+		L2	1.357	3.019	151
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'	-		L2	1.461	4.103	205
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'			L2	1.543	5.211	261
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'	+		L2	1.543	5.211	261
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'	-		L2	1.543	5.211	261
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'				L2	1.213	1.949	98
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'		+		L2	1.213	1.994	100
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'		-		L2	1.186	1.836	92
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'			L2	1.229	2.065	103
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'	+		L2	1.213	1.994	100
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'	-		L2	1.229	2.065	103
25	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'			L2	1.205	1.926	96
26	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'	+		L2	1.174	1.728	87
27	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'	-		L2	1.213	1.949	98
28	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'				L2	1.543	5.211	261
29	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'		+		L2	1.543	5.211	261
30	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'		-		L2	1.543	5.211	261
31	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	+0.3X'			L2	1.353	2.958	148
32	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	+0.3X'	+		L2	1.337	2.869	144
33	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	+0.3X'	-		L2	1.388	3.303	165
34	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	-0.3X'			L2	1.539	5.145	258
35	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	-0.3X'	+		L2	1.484	4.371	219
36	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'	-0.3X'	-		L2	1.527	4.977	249
37	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	E	+X'				L2	1.426	3.672	184
38	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	E	+X'		+		L2	1.442	3.920	196
39	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	E	+X'		-		L2	1.411	3.535	177
40	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	E	+X'	+0.3Y'			L2	1.426	3.672	184

41	☉	☐	I	E	+X'	+0.3Y'	+		L2	1.426	3.672	184
42	☉	☐	I	E	+X'	+0.3Y'	-		L2	1.411	3.501	175
43	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'			L2	1.426	3.672	184
44	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'	+		L2	1.426	3.707	186
45	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'	-		L2	1.411	3.501	175
46	☉	☐	I	E	+Y'				L2	1.291	2.499	125
47	☉	☐	I	E	+Y'		+		L2	1.298	2.554	128
48	☉	☐	I	E	+Y'		-		L2	1.310	2.638	132
49	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'			L2	1.287	2.474	124
50	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'	+		L2	1.298	2.554	128
51	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'	-		L2	1.298	2.526	126
52	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'			L2	1.283	2.446	122
53	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'	+		L2	1.283	2.446	122
54	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'	-		L2	1.310	2.638	132
55	☉	☐	I	E	-X'				L2	1.353	2.958	148
56	☉	☐	I	E	-X'		+		L2	1.360	3.051	153
57	☉	☐	I	E	-X'		-		L2	1.357	3.019	151
58	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'			L2	1.360	3.082	154
59	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'	+		L2	1.364	3.112	156
60	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'	-		L2	1.357	2.989	150
61	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'			L2	1.360	3.051	153
62	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'	+		L2	1.364	3.112	156
63	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'	-		L2	1.357	2.989	150
64	☉	☐	I	E	-Y'				L2	1.403	3.467	174
65	☉	☐	I	E	-Y'		+		L2	1.430	3.743	187
66	☉	☐	I	E	-Y'		-		L2	1.399	3.402	170
67	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'			L2	1.364	3.112	156
68	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'	+		L2	1.353	2.958	148
69	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'	-		L2	1.376	3.206	161
70	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'			L2	1.399	3.402	170
71	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'	+		L2	1.388	3.303	165
72	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'	-		L2	1.388	3.303	165

10.1.2. Stato Rilevato

L'analisi pushover ha permesso di valutare il livello di sicurezza dell'edificio allo Stato Rilevato, quindi tenendo conto anche degli abusi riscontrati. In tali condizioni, è stato riscontrato un livello di sicurezza in termini di accelerazione pari a:

$$\xi_E(Ag) = \alpha_V = \frac{PGA_C}{PGA_D} = \frac{0.294}{0.258} = \mathbf{1.140}$$

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa dei risultati dell'analisi statica non lineare:

N°curva	Corrente	Vista	Metodo	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'				L2	1.194	1.859	93
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'		+		L2	1.186	1.815	91
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'		-		L2	1.171	1.718	86
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'			L2	1.248	2.213	111
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'	+		L2	1.240	2.162	108
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	+0.3Y'	-		L2	1.221	2.006	100
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'			L2	1.205	1.926	96
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'	+		L2	1.213	1.949	98
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+X'	-0.3Y'	-		L2	1.140	1.585	79
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'				L2	1.368	3.143	157
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'		+		L2	1.403	3.436	172
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'		-		L2	1.426	3.672	184
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'			L2	1.333	2.840	142
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'	+		L2	1.543	5.211	261
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	+0.3X'	-		L2	1.326	2.752	138
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'			L2	1.399	3.402	170
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'	+		L2	1.368	3.143	157
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	+Y'	-0.3X'	-		L2	1.434	3.813	191
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'				L2	1.256	2.263	113
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'		+		L2	1.229	2.040	102
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'		-		L2	1.236	2.114	106
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'			L2	1.213	1.971	99
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'	+		L2	1.213	1.994	100
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	+0.3Y'	-		L2	1.248	2.213	111
25	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'			L2	1.229	2.065	103
26	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'	+		L2	1.213	1.971	99
27	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-X'	-0.3Y'	-		L2	1.360	3.051	153
28	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'				L2	1.543	5.211	261
29	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'		+		L2	1.492	4.486	225
30	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	I	A	-Y'		-		L2	1.543	5.211	261

31	☉	☐	I	A	-Y'	+0.3X'			L2	1.333	2.840	142
32	☉	☐	I	A	-Y'	+0.3X'	+		L2	1.364	3.112	156
33	☉	☐	I	A	-Y'	+0.3X'	-		L2	1.364	3.112	156
34	☉	☐	I	A	-Y'	-0.3X'			L2	1.543	5.211	261
35	☉	☐	I	A	-Y'	-0.3X'	+		L2	1.527	4.975	249
36	☉	☐	I	A	-Y'	-0.3X'	-		L2	1.543	5.211	261
37	☉	☐	I	E	+X'				L2	1.415	3.604	180
38	☉	☐	I	E	+X'		+		L2	1.430	3.777	189
39	☉	☐	I	E	+X'		-		L2	1.426	3.707	186
40	☉	☐	I	E	+X'	+0.3Y'			L2	1.419	3.638	182
41	☉	☐	I	E	+X'	+0.3Y'	+		L2	1.411	3.568	179
42	☉	☐	I	E	+X'	+0.3Y'	-		L2	1.426	3.707	186
43	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'			L2	1.426	3.707	186
44	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'	+		L2	1.419	3.638	182
45	☉	☐	I	E	+X'	-0.3Y'	-		L2	1.419	3.638	182
46	☉	☐	I	E	+Y'				L2	1.333	2.811	141
47	☉	☐	I	E	+Y'		+		L2	1.318	2.665	133
48	☉	☐	I	E	+Y'		-		L2	1.333	2.811	141
49	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'			L2	1.318	2.695	135
50	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'	+		L2	1.306	2.611	131
51	☉	☐	I	E	+Y'	+0.3X'	-		L2	1.256	2.238	112
52	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'			L2	1.333	2.840	142
53	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'	+		L2	1.306	2.598	130
54	☉	☐	I	E	+Y'	-0.3X'	-		L2	1.326	2.752	138
55	☉	☐	I	E	-X'				L2	1.364	3.112	156
56	☉	☐	I	E	-X'		+		L2	1.357	3.019	151
57	☉	☐	I	E	-X'		-		L2	1.372	3.175	159
58	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'			L2	1.376	3.206	161
59	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'	+		L2	1.368	3.143	157
60	☉	☐	I	E	-X'	+0.3Y'	-		L2	1.372	3.175	159
61	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'			L2	1.360	3.082	154
62	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'	+		L2	1.364	3.112	156
63	☉	☐	I	E	-X'	-0.3Y'	-		L2	1.360	3.082	154
64	☉	☐	I	E	-Y'				L2	1.391	3.368	169
65	☉	☐	I	E	-Y'		+		L2	1.411	3.535	177
66	☉	☐	I	E	-Y'		-		L2	1.376	3.206	161
67	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'			L2	1.368	3.143	157
68	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'	+		L2	1.388	3.303	165
69	☉	☐	I	E	-Y'	+0.3X'	-		L2	1.357	2.989	150
70	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'			L2	1.399	3.402	170
71	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'	+		L2	1.411	3.535	177
72	☉	☐	I	E	-Y'	-0.3X'	-		L2	1.426	3.707	186

11. Validazione dei risultati

11.1. Valutazione risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il programma di calcolo utilizzato Aedes. PCM, come riportato all'interno del documento di validazione rilasciato dall'azienda del software, è dedicato alla modellazione e all'analisi di strutture in muratura, nuove ed esistenti, con particolare attenzione al comportamento in zona sismica.

Gli estremi della licenza e la versione in uso sono nel seguito rappresentati:

- Software Aedes. PCM
- Versione 2024.1.4.0
- Produttore Aedes software per Ingegneria Civile
- Licenza d'uso 13528

Oltre alle tipologie tradizionali, quali ad esempio i fabbricati isolati, PCM consente lo studio di edifici generici: in aggregato, monumentali, su piani sfalsati, con varia articolazione plano-altimetrica, misti in muratura e altri materiali. E' possibile schematizzare modelli 2D (soli paramenti) e 3D (modelli spaziali). Sono previste modellazioni per sottostrutture (scomposizione di fabbricati complessi) e analisi per fasi e per epoche costruttive.

E' possibile descrivere gran parte dei casi reali attraverso funzioni evolute e metodi appropriati.

Le analisi implementate sono: modale, statica lineare non sismica, sismica lineare (statica e dinamica modale), sismica statica non lineare (pushover), cinematica (meccanismi di collasso).

In analisi cinematica, lo studio realistico dei volumi interessati dai cinematismi consente la visualizzazione interattiva dei fenomeni di ribaltamento rigido, mostrando in tempo reale le verifiche di sicurezza.

L'analisi globale (elastica, lineare e non lineare) è organizzata come ambiente di tipo SAP ("Structural Analysis Program", tipico software ad elementi finiti, originariamente sviluppato a Berkeley, California, di cui esistono in Internet versioni pubbliche) applicato agli edifici in muratura (i fondamenti teorici del software sono trattati nel volume 'Teoria' della manualistica di PCM).

Le principali linee guida per la creazione e gli aggiornamenti del software PCM sono le seguenti:

- adozione di modelli di calcolo consolidati e indipendenti da uno specifico software commerciale;
- concezione del software come evoluzione delle metodologie utilizzate in passato, con le quali è possibile eseguire confronti;
- esclusione di macroelementi aventi algoritmi non resi completamente pubblici e quindi di fatto non ripetibili da terzi.

• Confronto continuo con la ricerca scientifica, in ambito indipendente

Aedes. PCM è frutto di un continuo confronto con la Ricerca Scientifica, mantenendo l'indipendenza professionale e senza utilizzare 'metodi esclusivi' non controllabili con altri codici.

Docenti Universitari esperti nel settore collaborano con Aedes a vari livelli, anche svolgendo Ricerche su incarico specifico.

In generale, i prodotti della Ricerca universitaria vengono integrati nei programmi Aedes solo ove corrispondono a metodologie rese pubbliche in modo chiaro e realmente codificabile in un software indipendente.

Riteniamo che Università, Software-house e Professionisti debbano interagire fra loro in modo trasparente e mantenendo ognuno il proprio ruolo. L'indipendenza della software-house è garanzia di un approccio critico costruttivo senza conflitti d'interesse. Ogni sforzo deve essere fatto per inquadrare correttamente le potenzialità e i limiti del campo applicativo dei metodi proposti.

Tutte le procedure di calcolo adottate nel software Aedes nascono con riferimento ad autorevoli pubblicazioni del settore; gli sviluppi originali in ambiente Aedes sono dichiarati e descritti nella documentazione associata al software. I documenti di validazione, conformi alle vigenti richieste di Normativa, contengono ogni riferimento necessario per la comprensione delle metodologie implementate.

• Metodi di analisi e verifica specifici per edifici in muratura

I metodi utilizzati sono studiati appositamente per gli edifici in muratura, e non sono derivati da ambienti pensati per cemento armato o acciaio. Lo scopo è dare alla muratura e alle tecniche costruttive storiche piena

dignità, proponendo metodi di calcolo che per questo tipo di strutture non sono legati solo alla Scienza della Costruzioni, ma anche all'importantissima Statica Grafica.

L'analisi globale degli edifici in muratura è condotta con il metodo del telaio equivalente, opportunamente proposto in PCM con molte osservazioni e consigli in modo da sfruttarne pienamente le possibilità applicative.

- **Modellazione della muratura con Telaio equivalente**

Il metodo a telaio equivalente è a tutt'oggi consigliato nei documenti normativi di riferimento (inclusi gli EuroCodici) ed è proposto in molte Ricerche italiane e internazionali: ha il grande merito di unire semplicità a potenza di calcolo; come ogni altro schema matematico, deve essere usato con conoscenza delle sue potenzialità e dei suoi limiti, nell'ambito di un ambiente specializzato, come appunto PCM.

In PCM, ad esempio, la definizione delle zone rigide con varie modalità consente confronti e modellazioni alternative. Lo schema globale non è forzatamente di tipo shear-type: nodi ed aste possono avere vincoli esterni e interni qualsiasi, per rappresentare anche comportamenti alternativi (mensole accoppiate, singoli paramenti, ...)

Può essere inappropriato ricorrere a elementi bidimensionali con comportamento elastico o a macroelementi pur validi nella loro originaria impostazione ma di dubbia comprensibilità: appare preferibile seguire una via semplice e chiara, e contemporaneamente rivolgersi alla Ricerca per affrontare analisi con software evoluti in modo da 'tarare' adeguatamente le tecniche più semplici offerte ai Professionisti.


Peraltro, si tenga presente che eccessive raffinatezze sui modelli globali a elementi finiti corrispondono spesso a precisioni illusorie, a causa dell'aleatorietà dei dati sui materiali murari.

In generale, in analisi globale piuttosto che ricercare una soluzione 'esatta' appare preferibile inquadrare correttamente l'ordine di grandezza dei risultati tenendo conto della possibile variazione dei dati.

Contemporaneamente, è molto importante riservare grande attenzione all'analisi locale per meccanismi di collasso, concettualmente semplice e molto affidabile nei risultati. Di fatto, la maggior parte delle strutture danneggiate dal sisma presenta crolli per perdita di equilibrio più che per superamento delle resistenze.

Si riporta un estratto dall'EuroCodice 8 contenente il riferimento alla modellazione a telaio di edifici in muratura sottoposti ad analisi sismica:

NORMA EUROPEA	Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici	UNI EN 1998-1
		MARZO 2005
	Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for building	Versione italiana del gennaio 2007 Corretta il 5 agosto 2010
	La norma stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che in caso di terremoto le vite umane siano protette, i danni siano limitati, e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio. (...)	
9	<u>REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI MURATURA</u>	
9.1	Scopo e campo di applicazione	
	(1)P La presente sezione si applica alla progettazione di costruzioni di muratura non armata, confinata ed armata, in regioni sismiche. (2)P Per quanto riguarda la progettazione di edifici di muratura vale quanto contenuto nella EN 1996. Le seguenti regole vanno ad aggiungersi a quelle della EN 1996.	

	UNI EN 1998-1:2005 (...)	© UNI Pagina 151
9.4	<p>Analisi strutturali</p> <p>(1)P Il modello strutturale per le analisi dell'edificio deve rappresentare le proprietà di rigidità dell'intero sistema.</p> <p>(2)P La rigidità degli elementi strutturali deve essere valutata tenendo conto sia della deformabilità flessionale che di quella tagliante e, se necessario, di quella assiale. Si può utilizzare per l'analisi la rigidità elastica non fessurata o, preferibilmente e più realisticamente, la rigidità fessurata al fine di tenere conto dell'influenza della fessurazione sulle deformazioni e per meglio approssimare la pendenza del primo tratto di un modello forza-deformazione bilineare per l'elemento strutturale.</p> <p>(3) In mancanza di un'accurata valutazione delle proprietà di rigidità, supportata da analisi razionali, la rigidità flessionale e a taglio fessurata possono essere considerate la metà della rigidità elastica non fessurata della sezione lorda.</p> <p>(4) Nel modello strutturale i parapetti delle volte di muratura possono essere considerati come travi di collegamento tra due pareti se essi risultano essere collegati in maniera regolare alle pareti vicine e collegati sia alla trave di collegamento del solaio che all'architrave sotto.</p> <p>(5) Se il modello strutturale tiene conto delle travi di collegamento si può utilizzare un'analisi a telaio per determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali orizzontali e verticali.</p>	© UNI Pagina 153



• Completo controllo da parte del progettista

Nello studio degli edifici in muratura, ed in particolare nelle analisi non lineari, tutti i passi e le verifiche devono essere ripercorribili dagli Utenti: nessun metodo deve lasciare perplessità, e soprattutto le curve pushover devono corrispondere a elaborazioni comprensibili.

Nel software Aedes le procedure automatiche per la modellazione architettonica e strutturale non sostituiscono mai il completo controllo da parte del Progettista, ma svolgono un ruolo importante per aiutarlo nella definizione dei criteri standard e delle scelte più consuete. Ogni parametro è sotto controllo e può essere modificato per rappresentare correttamente il comportamento strutturale. Normative complesse come quella in vigore, metodi ingegneristici non pienamente comprensibili e la potenza di calcolo degli attuali computer, possono interagire fra loro generando elaborazioni illusorie, e di conseguenza esponendo al rischio di minore sicurezza rispetto al passato, quando si usavano Norme, metodi e strumenti di calcolo più semplici.

L'unica via è utilizzare le nuove tecnologie mantenendole sotto controllo e ricordando l'esperienza del passato: vogliamo e dobbiamo essere Progettisti consapevoli che valorizzano la propria capacità professionale.

11.2. Validazione del software e normativa tecnica

Il D.M. 14.1.2008, in §10.2, prevede che il software sia corredato di un documento di validazione finalizzato a dimostrarne l'affidabilità. La norma richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

1. Individuazione dei campi di impiego del programma
2. Descrizione delle basi teoriche
3. Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati. I punti 1. e 2. sono ampiamente trattati nell'ambito della manualistica del software.

Relativamente alla scelta dei codici, questi sono ad elementi finiti (di tipo monodimensionale), per quanto riguarda le analisi elastiche ed elasto-plastiche. Dopo l'analisi, il software provvede all'esecuzione delle verifiche di sicurezza. Queste verifiche possono essere svolte sia in campo lineare che non-lineare (pushover). Le verifiche in campo lineare sono un'implementazione diretta delle formulazioni riportate in Normativa (D.M. 14.1.2008) per pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale, pressoflessione ortogonale, verifiche di spostamento. Per le procedure non-lineari, la documentazione allegata (Teoria) illustra in modo dettagliato le procedure implementate nel software.

Sempre nel campo numerico, sono da considerarsi le tecniche di calcolo usate in Analisi Cinematica (ai fini dello studio dei meccanismi di collasso), che si basano sulla meccanica dei corpi rigidi ed implementano formulazioni analitiche dirette e quindi non interessate da processi di calcolo numerico con inerenti tolleranze di precisione.

La questione della validazione può essere affrontata analizzandone i diversi aspetti.

(A) Validazione del proprio progetto

Questa fase riguarda il particolare progetto esaminato: il giudizio sull'affidabilità dei risultati può essere espresso:

- I) utilizzando analisi e verifiche semplificate disponibili in PCM;
- II) controllando i parametri ritenuti significativi (sollecitazioni e deformazioni nelle aste, spostamenti dei nodi, reazioni vincolari, deformate modali), come per una qualsiasi analisi strutturale condotta con calcolo automatico.

(B) Validazione del software in generale

(B.1) Validazione dell'analisi dei carichi

I carichi generati dal software a partire dalla definizione dei campi di solaio possono essere visualizzati graficamente utilizzando le apposite opzioni di PCM; in tal modo l'Utente può accertarne la validità in modo diretto, ad esempio eseguendo confronti con semplici calcoli manuali basati sulle aree di influenza.

(B.2) Validazione del solutore ad elementi finiti

Le caratteristiche del solutore FEM sono descritte in p.2. Trattandosi di elementi finiti monodimensionali (aste), le procedure analitiche non richiedono ipotesi sui campi di spostamento; il metodo dell'equilibrio, applicato ad un insieme intelaiato di aste, noto dalla Scienza delle Costruzioni, corrisponde esattamente alla procedura risolutiva di PCM.

(B.3) Validazione delle procedure di verifica della muratura

(B.3.1) Questa avviene attraverso il confronto:

- I) con verifiche semplici (il Por rispetto alla Pushover, o verifiche manuali) di cui sono noti i risultati (da calcoli manuali o dall'uso di algoritmi di comprovata validità);
- II) e, se disponibili, con casi risolti ufficialmente pubblicati come test di riferimento (ad es. in appendici di testi normativi).

(B.3.2) Qualora si intenda utilizzare il software per un confronto con i risultati di un test sperimentale, deve essere tenuta presente anche la questione di quanto effettivamente siano rappresentativi della realtà gli algoritmi di verifica proposte dalle Norme; ciò è evidentemente un aspetto 'a priori' indipendente dalla bontà delle procedure numeriche implementate nel software. In altri termini, l'impostazione del software può essere anche 'perfetta', ma se la tecnica di schematizzazione non è appropriata per rappresentare il comportamento reale dell'edificio oggetto di studio, i risultati potranno non essere concordi: tale aspetto tuttavia esula dalla validazione del software in sé (in altre parole, il problema si sposta nella 'validazione' degli algoritmi teorici).