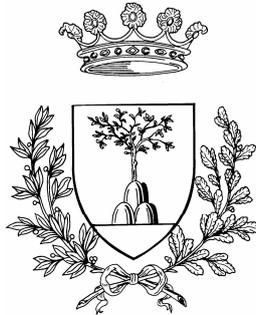


**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FERRARA**



**Facoltà di Ingegneria**

**Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile**

*Muratura in zona sismica:  
analisi di vulnerabilità di un edificio scolastico con il confronto  
fra diversi parametri caratteristici del materiale costituente*

Tesi di Laurea di:  
Matteo Barin

Relatore:  
Ing. Davide Grandis

Anno accademico 2010 - 2011



---

**INDICE**

<b>1 – INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
<b>2 – DESCRIZIONE DELL’EDIFICIO .....</b>	<b>3</b>
2.1 – <i>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO</i> .....	3
2.2 – <i>GEOMETRIA</i> .....	4
2.2.1 – <i>RILIEVO ARCHITETTONICO</i> .....	4
2.2.2 – <i>INDAGINI SUI SOLAI</i> .....	14
2.3 – <i>DETTAGLI COSTRUTTIVI</i> .....	21
2.4 – <i>PROPRIETA’ DEI MATERIALI</i> .....	21
2.5 – <i>LIVELLI DI CONOSCENZA</i> .....	22
<b>3 – DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO .....</b>	<b>25</b>
3.1 – <i>PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE</i> .....	25
3.1.1 – <i>NORMATIVA</i> .....	25
3.1.2 – <i>ESECUZIONE DELLA PROVA E RISULTATI</i> .....	26
3.2 – <i>PROVA DI TAGLIO SU TRIPLETTE</i> .....	29
3.2.1 – <i>NORMATIVA</i> .....	29
3.2.2 – <i>ESECUZIONE DELLA PROVA E RISULTATI</i> .....	30
3.3 – <i>PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA</i> .....	32
<b>4 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE .....</b>	<b>33</b>
4.1 – <i>VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA</i> .....	33
4.1.1 – <i>COMBINAZIONE DELLE AZIONI</i> .....	34
4.2 – <i>VITA NOMINALE</i> .....	36
4.3 – <i>CLASSE D’USO</i> .....	36
4.4 – <i>PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA</i> .....	36
<b>5 – ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>37</b>
5.1 – <i>ANALISI DEI CARICHI VERTICALI</i> .....	37

---

5.2 – AZIONE SISMICA.....	45
5.2.1 – STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO .....	45
5.2.2 – DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ .....	46
5.2.3 – CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	47
5.2.4 – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI.....	47
5.2.5 – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI.....	50
<b>6 – VERIFICHE AI CARICHI VERTICALI.....</b>	<b>51</b>
6.1 – VERIFICA DELLE VOLTE E DEGLI ARCHI.....	51
6.1.1 – VOLTA A VELA .....	51
6.1.1.1 – Geometria e carichi.....	51
6.1.1.2 – Stato tensionale nella configurazione originaria.....	52
6.1.1.3 – Stato tensionale nella configurazione deformata.....	57
6.1.2 – ARCO .....	62
6.1.2.1 – Geometria e carichi.....	62
6.1.2.2 – Cenni teorici .....	62
6.1.2.3 – Curva delle pressioni e stato tensionale.....	65
6.2 – VERIFICA DEI SOLAI.....	66
6.2.1 – VERICHE SOLAI IN ACCIAIO.....	68
6.2.1.1 – Verifiche SLU .....	68
6.2.1.1.1 - Combinazioni di Carico .....	68
6.2.1.1.2 – Valori caratteristici e Resistenza di calcolo dell'acciaio.....	68
6.2.1.1.3 – Verifica a Flessione.....	69
6.2.1.1.4 – Verifica a Taglio .....	69
6.2.1.1.5 – Risultati .....	71
6.2.1.2 – Verifiche SLE.....	71
6.2.1.2.1 - Combinazioni di Carico .....	71
6.2.1.2.2 – Verifica di deformabilità .....	71
6.2.1.2.3 – Risultati .....	73
6.2.1.3 – Osservazioni .....	73
6.2.2 – VERICHE SOLAI IN LEGNO.....	74
6.2.2.1 – Verifiche SLU .....	74
6.2.2.1.1 - Combinazioni di Carico .....	74
6.2.2.1.2 – Valori caratteristici e Resistenza di calcolo del legno.....	74

6.2.2.1.3 – Verifica a Flessione.....	75
6.2.2.1.4 – Verifica a Taglio .....	76
6.2.2.1.5 – Risultati .....	76
6.2.2.2 – Verifiche SLE.....	77
6.2.2.2.1 - Combinazioni di Carico .....	77
6.2.2.2.2 – Verifica di deformabilità.....	77
6.2.2.2.3 – Risultati .....	77
6.2.2.3 – Osservazioni .....	78
<b>6.3 – VERIFICA DELLA MURATURA.....</b>	<b>78</b>
6.3.1 – ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	78
6.3.2 – VERIFICA A PRESSO FLESSIONE .....	84
6.3.2.1 – Osservazioni .....	91
<b>7 – ANALISI SISMICA .....</b>	<b>93</b>
7.1 – CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI.....	93
7.2 – ANALISI STATICA NON LINEARE.....	94
7.2.1 – GENERALITA’ E CAMPO DI APPLICAZIONE .....	94
7.2.2 – VERIFICA DI SICUREZZA.....	98
7.2.3 – ANALISI STATICA NON LINEARE MEDIANTE L’UTILIZZO DI UN PROGRAMMA A MACROELEMENTI: 3MURI .....	98
7.2.3.1 – Il modello teorico del macroelemento .....	99
7.2.3.1.1 – Pressoflessione .....	102
7.2.3.1.2 – Taglio–Scorrimento: Il Criterio di Mohr-Coulomb.....	102
7.2.3.1.3 – Taglio–Fessurazione diagonale: Il Criterio di Turnsek-Cacovic.....	103
7.2.3.2 – Modellazione dell’edificio in 3Muri.....	103
7.2.3.3 – Telaio equivalente e risultati dell’analisi statica non lineare.....	106
<b>8 – VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DELL’EDIFICIO PER DIVERSI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA.....</b>	<b>111</b>
<b>9 – PROPOSTE DI INTERVENTI CONSOLIDAMENTO.....</b>	<b>115</b>
9.1 – CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE.....	115
9.1.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL SISTEMA CONSOLIDATO .....	115
9.1.2 – VALUTAZIONE DELLA SPINTA DEGLI ARCHI E PREDIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI .....	116
9.1.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	117

---

9.2 – REALIZZAZIONE DI UN NUOVO SOLAIO LIGNEO NEL SOTTOTETTO .....	118
9.2.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL NUOVO SOLAIO LIGNEO.....	119
9.2.2 – PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	119
9.2.2.1 – Verifiche SLU: Flessione e Taglio .....	120
9.2.2.2 – Verifiche SLE: Deformabilità .....	120
9.2.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	121
9.3 – REALIZZAZIONE DI UN CORDOLO IN C.A. IN SOMMITA’ .....	122
9.4 – CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI IN ACCIAIO .....	123
9.4.1 – ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI CONSOLIDATI .....	123
9.4.2 – VERIFICHE DEI SOLAI ACCIAIO-CLS .....	126
9.4.2.1 – Verifiche SLU: Flessione e Taglio .....	126
9.4.2.2 – Dimensionamento dei connettori.....	129
9.4.2.3 – Verifiche SLE: Deformabilità .....	131
9.4.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	132
9.5 – CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI IN LEGNO.....	135
9.5.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL SOLAIO LEGNO-CLS .....	136
9.5.2 – VERIFICHE DEL SOLAIO LEGNO-CLS .....	136
9.5.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	140
<b>10 – VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DELL’EDIFICIO A SEGUITO DEGLI</b>	
<b>INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO .....</b>	<b>141</b>
10.1 – MODELLAZIONE IN 3MURI E CONFRONTO CON LA SITUAZIONE ATTUALE.....	141
<b>11 – CONCLUSIONI .....</b>	<b>145</b>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>147</b>

## 1 – INTRODUZIONE

Il nostro Paese propone un ampio scenario di costruzioni esistenti in muratura caratterizzate da una vastissima gamma di tipologie costruttive. La maggior parte di questi edifici, risalendo ad epoche precedenti rispetto alle attuali normative antisismiche, non possiede i requisiti minimi di sicurezza nei confronti del terremoto. Dalla consapevolezza di tale deficit nasce la richiesta delle Regioni ai comuni di commissionare delle analisi di vulnerabilità sismica per quegli edifici aventi funzione strategica, analisi che mirino ad individuarne i punti di criticità e propongano interventi atti ad aumentarne la sicurezza.

La seguente tesi di laurea specialistica si pone l'obiettivo, mediante un'analisi statica non lineare, di studiare la risposta globale di un edificio scolastico all'azione sismica sottolineando l'importanza di un'adeguata conoscenza dei parametri meccanici della muratura al fine di ottenere un'analisi che rispecchi il più possibile il reale comportamento della costruzione. Tale valutazione è stata resa possibile grazie alla collaborazione con la *Divisione Controlli Strutturali del Laboratorio Elletipi* di Ferrara diretta dall'ing. Sergio Tralli a cui fin da ora vanno i ringraziamenti per la cortesia e la professionalità dimostrate. Con il laboratorio è stata programmata una campagna sperimentale per indagare, attraverso prove standardizzate e non, il comportamento meccanico di una tipologia muraria che fosse assimilabile con quella costituente l'edificio.

Ovviamente nessuna analisi sismica può prescindere dall'aver precedentemente analizzato la risposta dell'edificio ai carichi verticali prevedendo, laddove ve ne sia la necessità, mirati interventi di consolidamento che garantiscano un miglioramento della risposta della struttura alle azioni statiche e dinamiche.



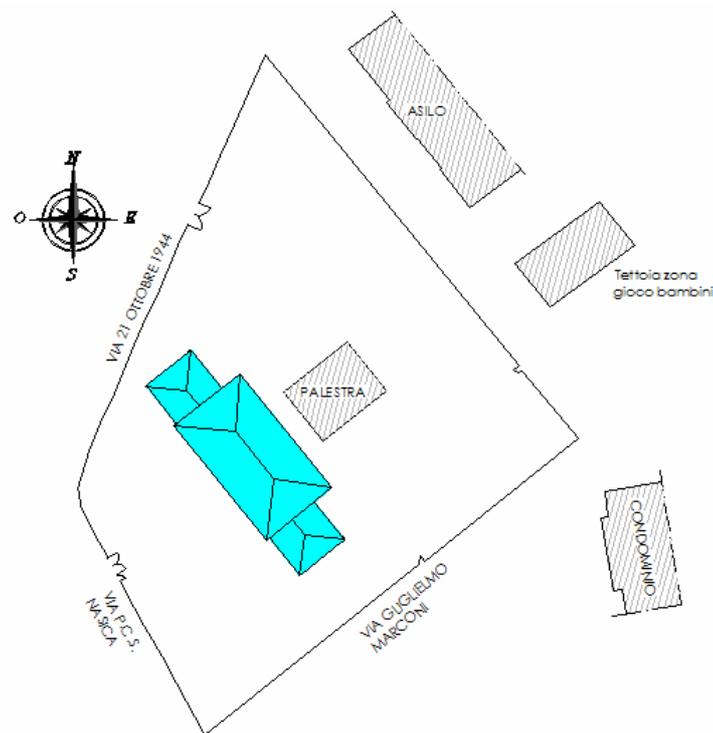
## 2 – DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini un'adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Le *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008 al § C8A propongono una stima del livello di conoscenza acquisito in base al quale si possono definire i valori medi dei parametri meccanici caratterizzanti la muratura costituente l'edificio in esame.

### 2.1 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'edificio oggetto di studio è situato in Via P. Nasica 2, Castenaso (BO)



*Fig. 2.1.1: Planimetria generale*

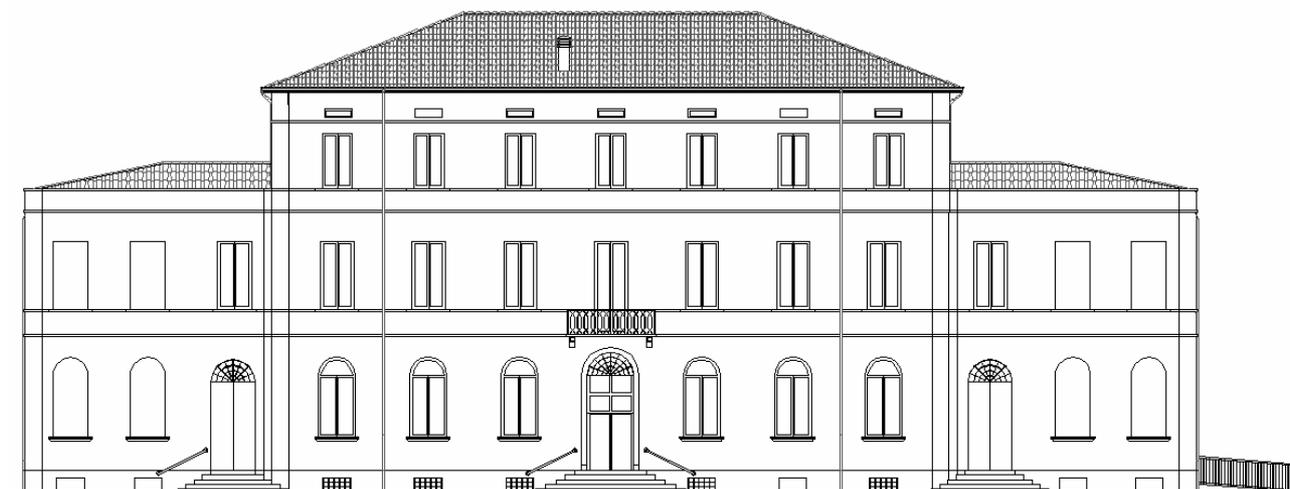
## 2.2 – GEOMETRIA

Le operazioni di rilievo, descritte nel dettaglio ai § 2.2.1 e 2.2.2, permettono di conoscere con buona precisione la geometria strutturale dell'edificio.

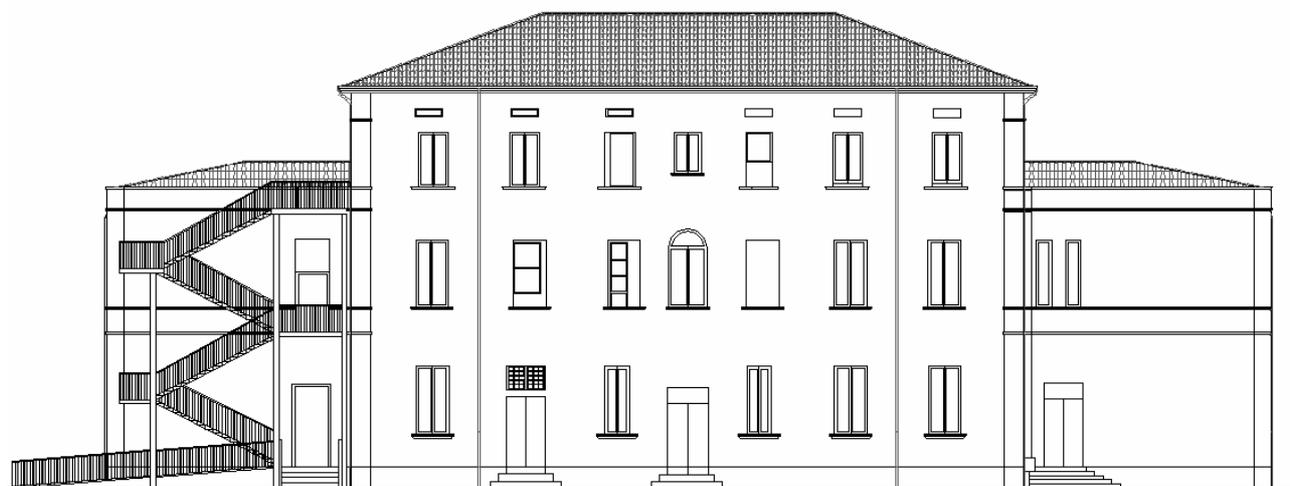
### 2.2.1 – RILIEVO ARCHITETTONICO

Come testimoniato da prospetti, piante e sezioni di seguito riportate, l'edificio presenta un corpo centrale risalente ad inizio '900, successivamente ampliato attorno alla metà del secolo scorso attraverso la realizzazione delle due ali laterali di altezza inferiore rispetto all'esistente.

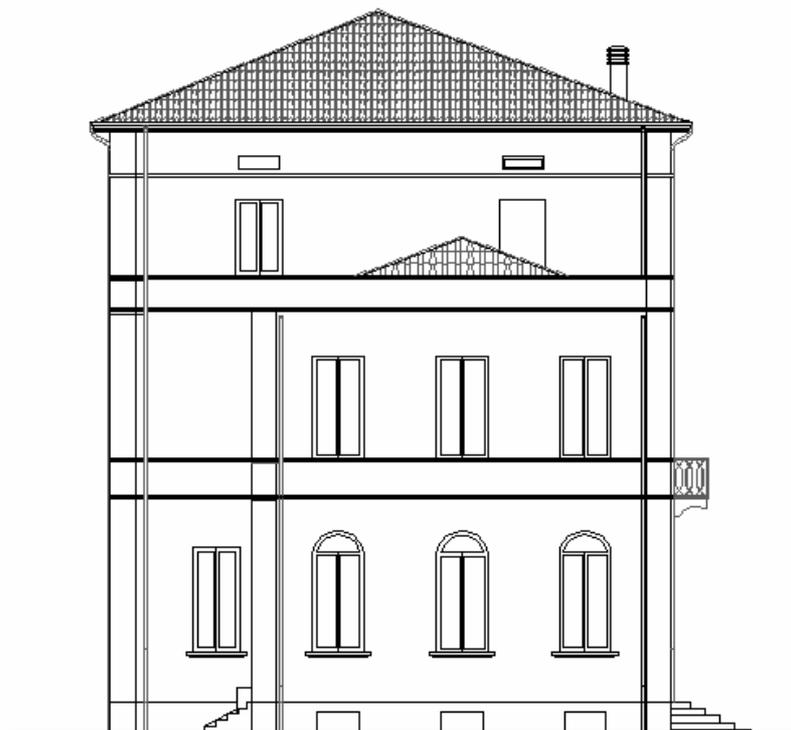
#### PROSPETTI



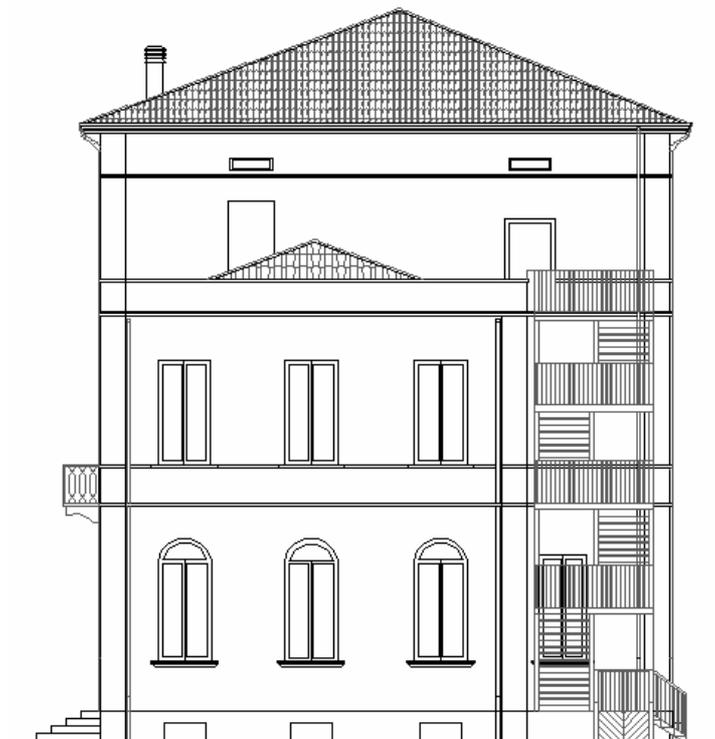
*Fig. 2.2.1: Prospetto Sud-Ovest*



*Fig. 2.2.2: Prospetto Nord-Est*



*Fig. 2.2.3: Prospetto Nord-Ovest*



*Fig. 2.2.4: Prospetto Sud-Ovest*

PIANTE

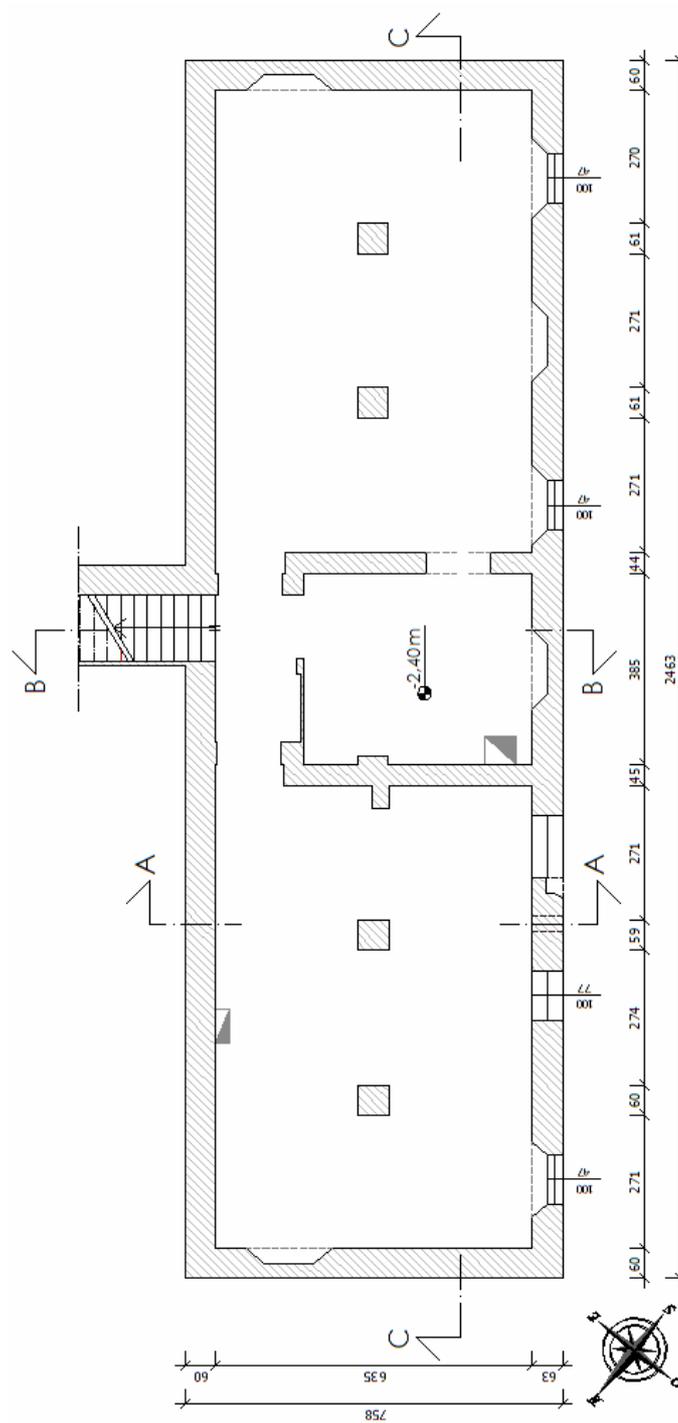


Fig. 2.2.5: Pianta Piano Seminterrato

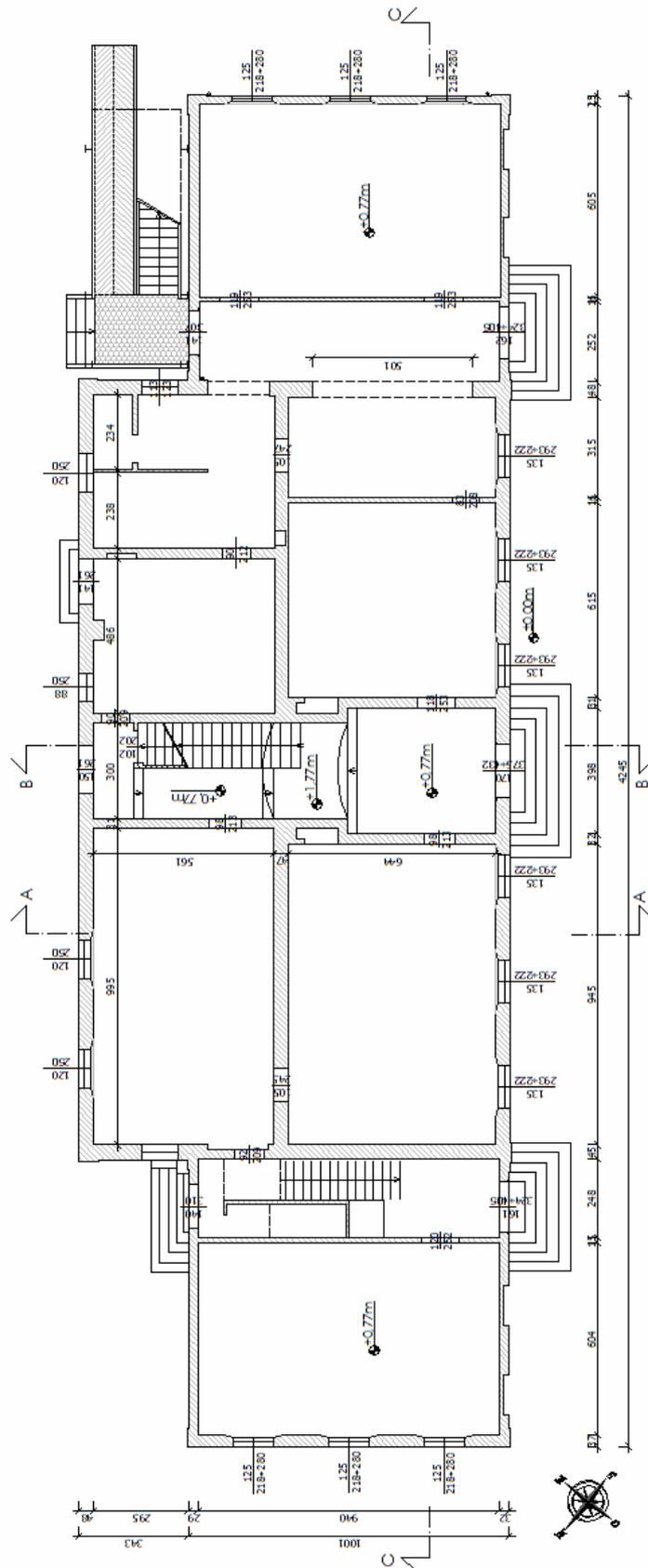


Fig. 2.2.6: Pianta Piano Rialzato

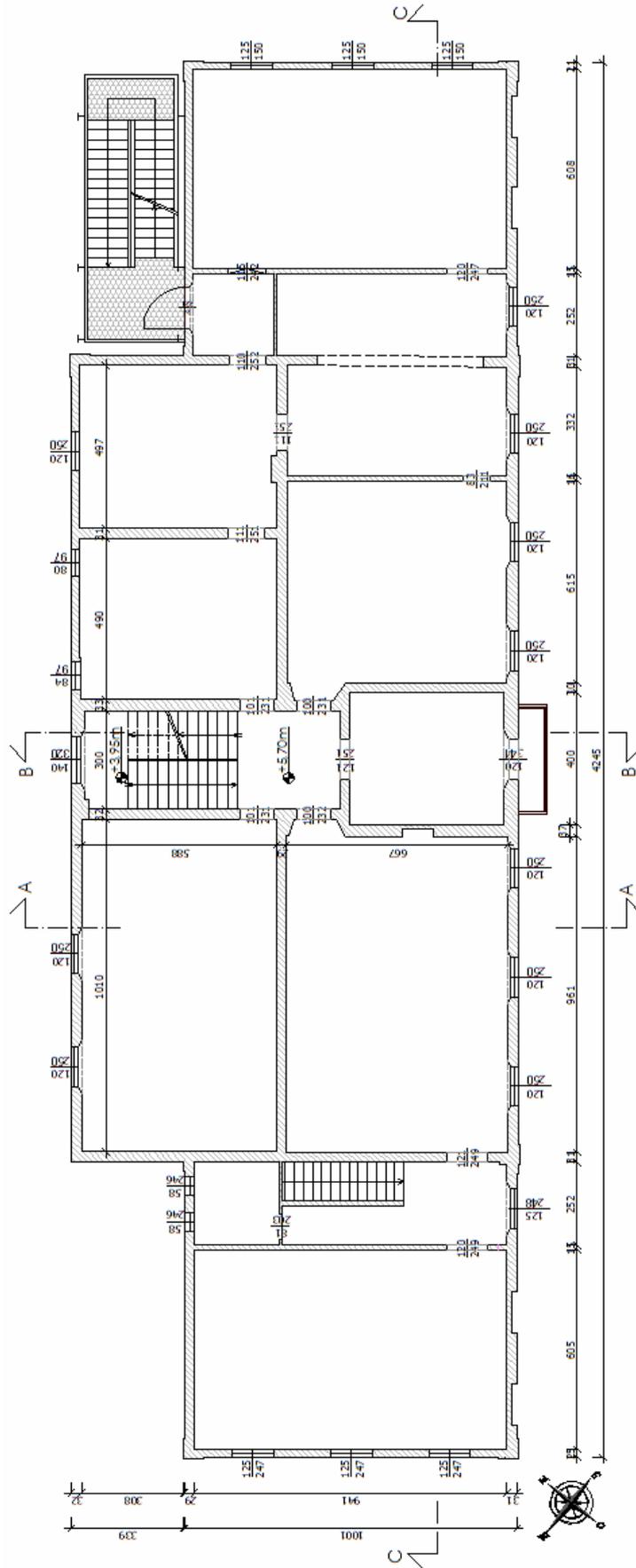


Fig. 2.2.7: Pianta Piano Primo



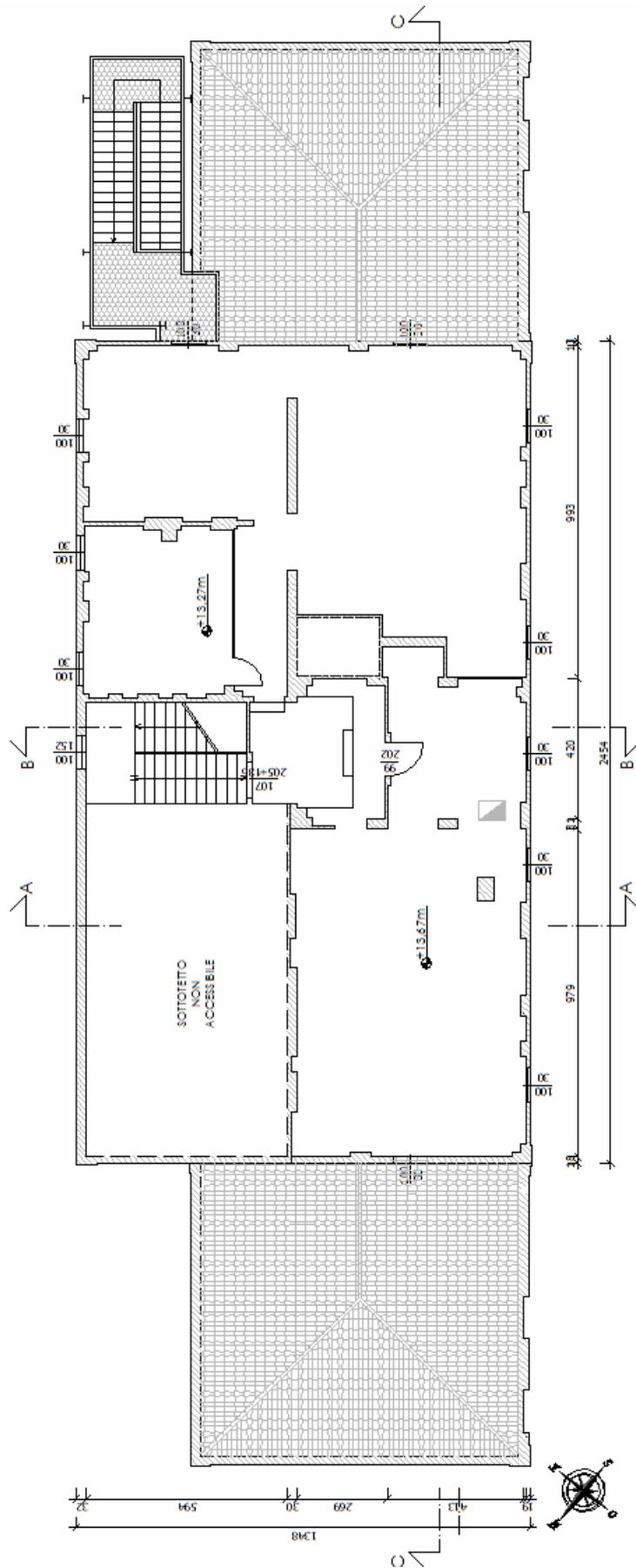


Fig. 2.2.9: Pianta Piano Sottotetto

SEZIONI

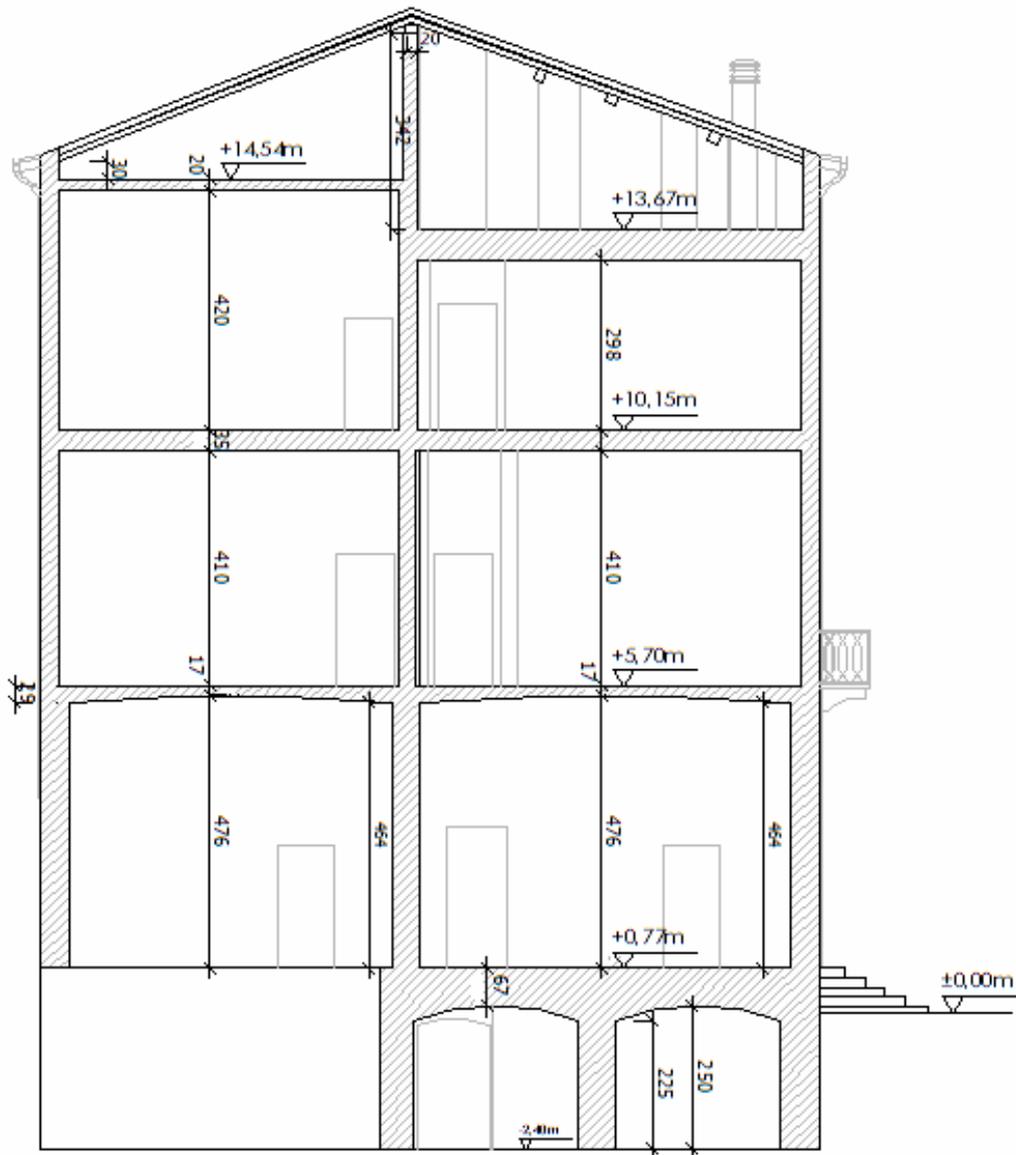


Fig. 2.2.10: Sezione A-A

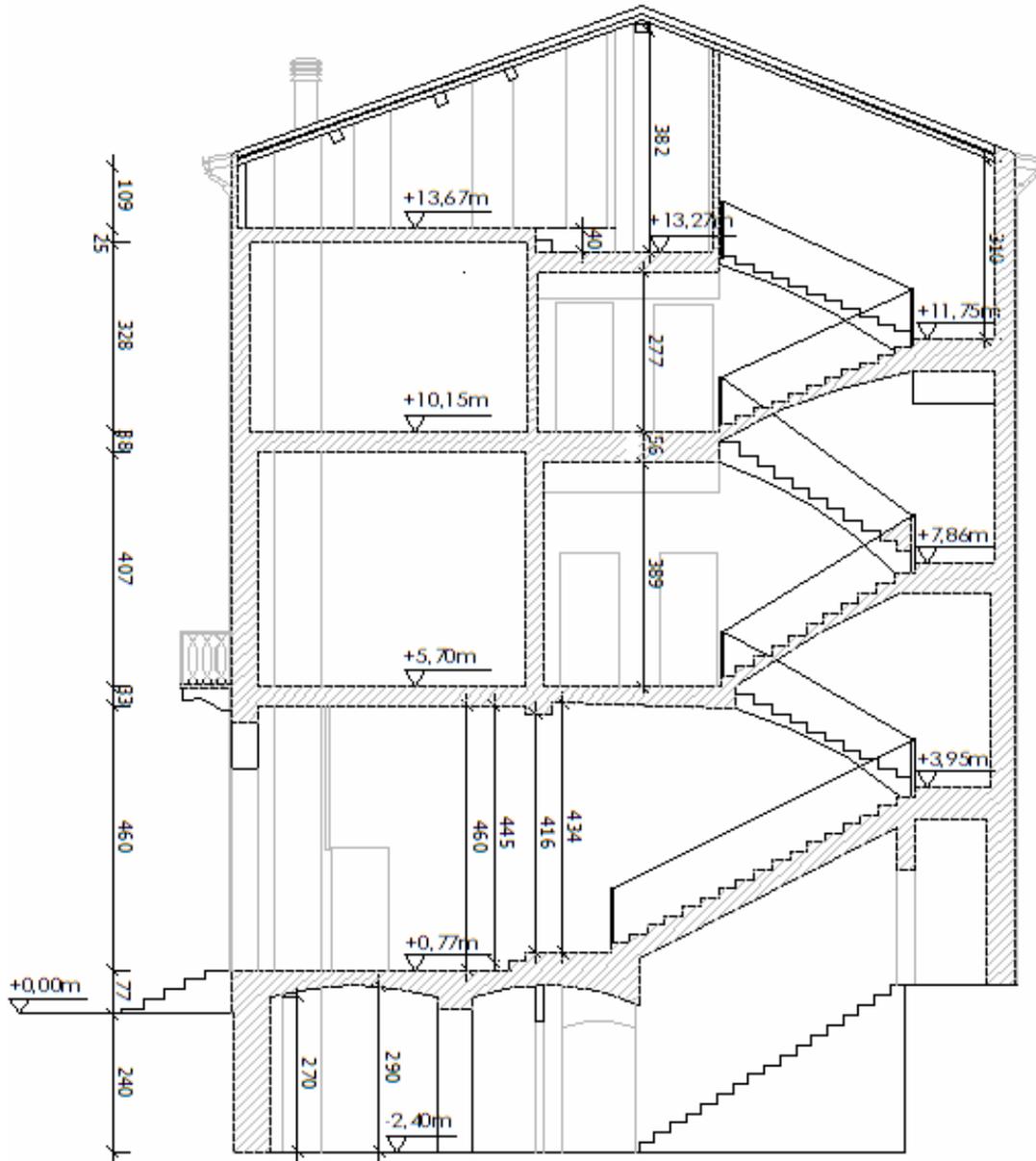


Fig. 2.2.11: Sezione B-B

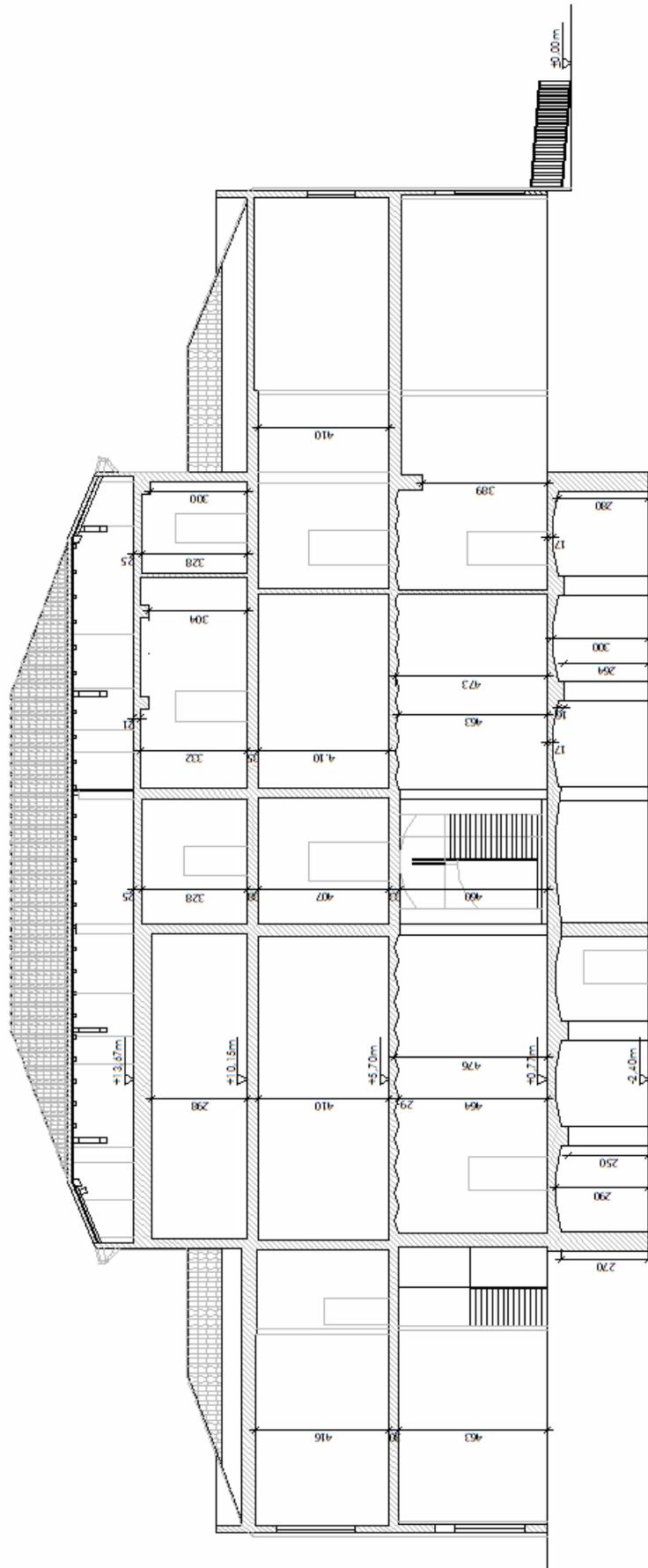


Fig. 2.2.12: Sezione C-C

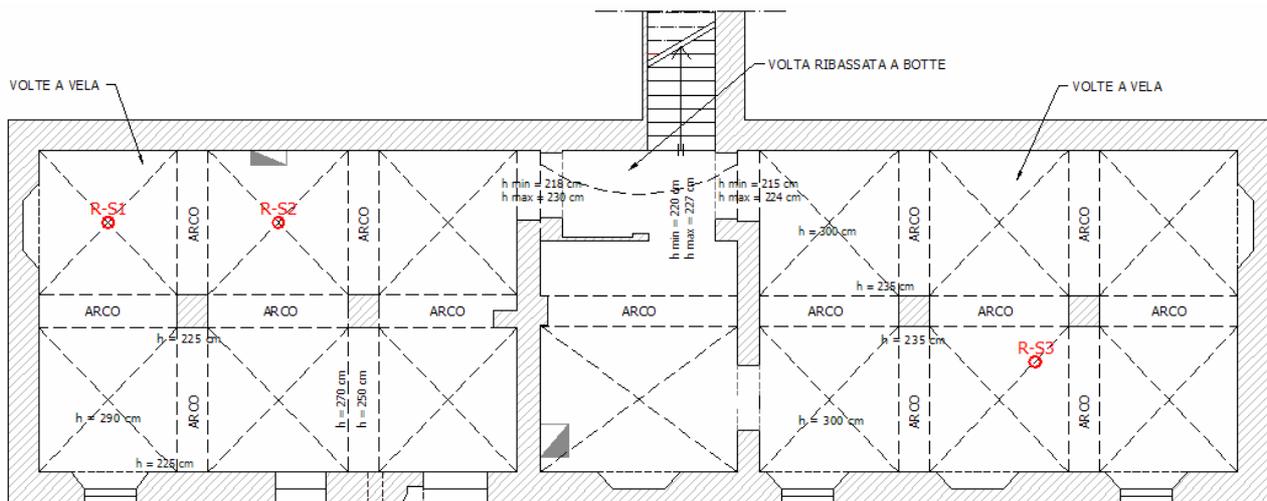
### 2.2.2 – INDAGINI SUI SOLAI

L'edificio presenta una notevole eterogeneità in merito alle tecnologie realizzative dei solai: il primo orizzontamento è infatti costituito da volte a vela in muratura, il secondo e il terzo dall'alternanza di solai in putrelle e voltine, tavelloni e volterrane in laterizio, il quarto da solai lignei in alcuni casi rinforzati da profili d'acciaio, la copertura infine poggia su capriate lignee dallo schema irregolare di cui non si possiede un'accurata descrizione geometrica.

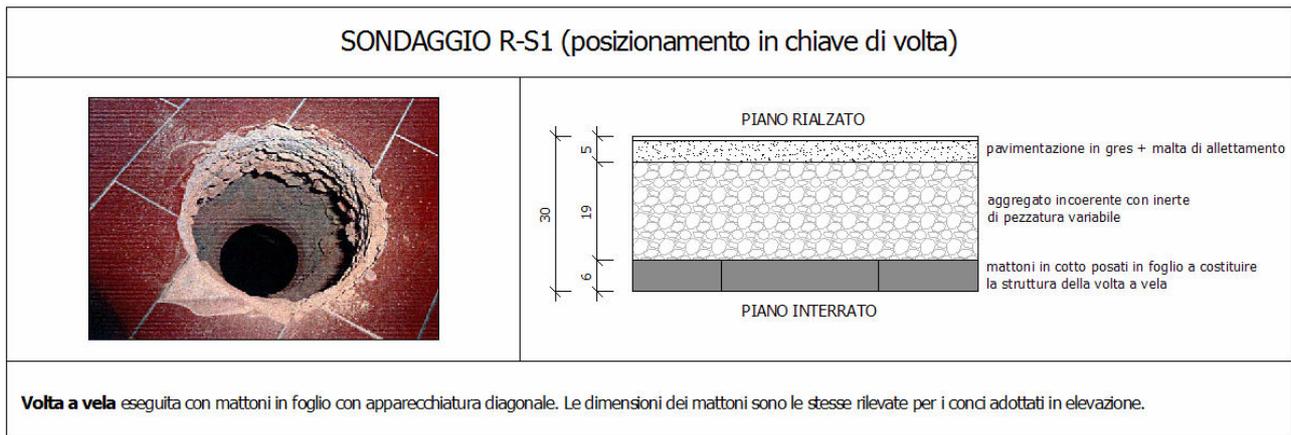
Al fine di eseguire una corretta analisi dei carichi, indispensabile per le successive verifiche statiche e dinamiche, sono stati effettuati dei sondaggi mediante foro passante che hanno permesso di quantificare l'entità dei carichi permanenti.

Si riportano di seguito le indagini effettuate ai vari piani.

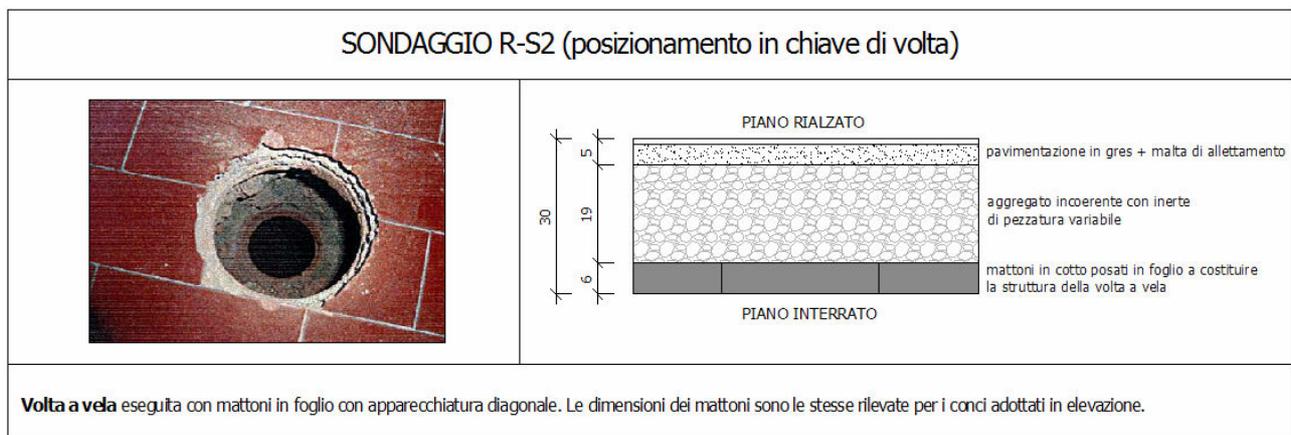
#### ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SEMINTERRATO E RIALZATO



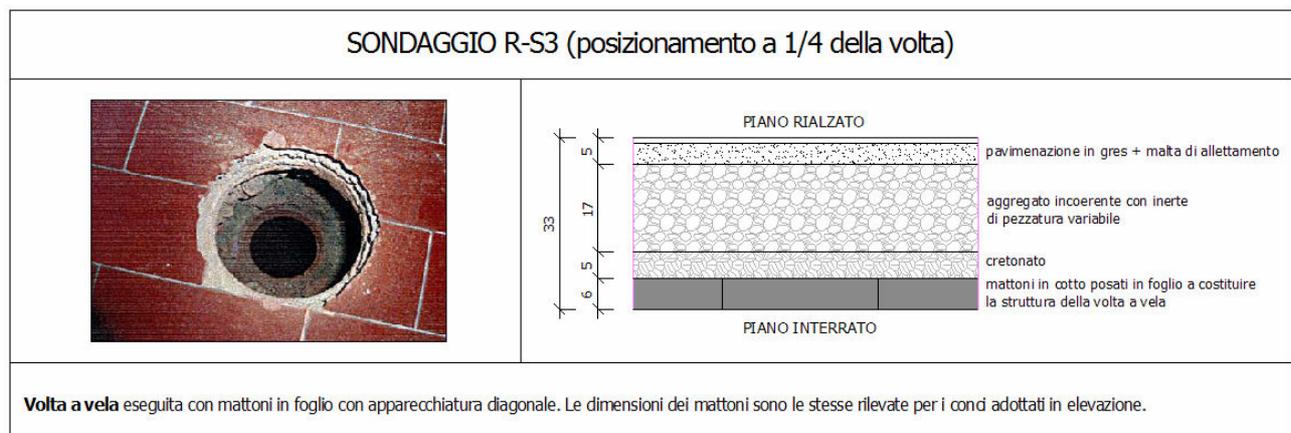
**Fig. 2.2.13:** Orizzontamento tra Piano Seminterrato e Rialzato



*Fig. 2.2.14: Sondaggio R-S1 in chiave di volta*



*Fig. 2.2.15: Sondaggio R-S2 in chiave di volta*



*Fig. 2.2.16: Sondaggio R-S3 a 1/4 della volta*

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO RIALZATO E PRIMO

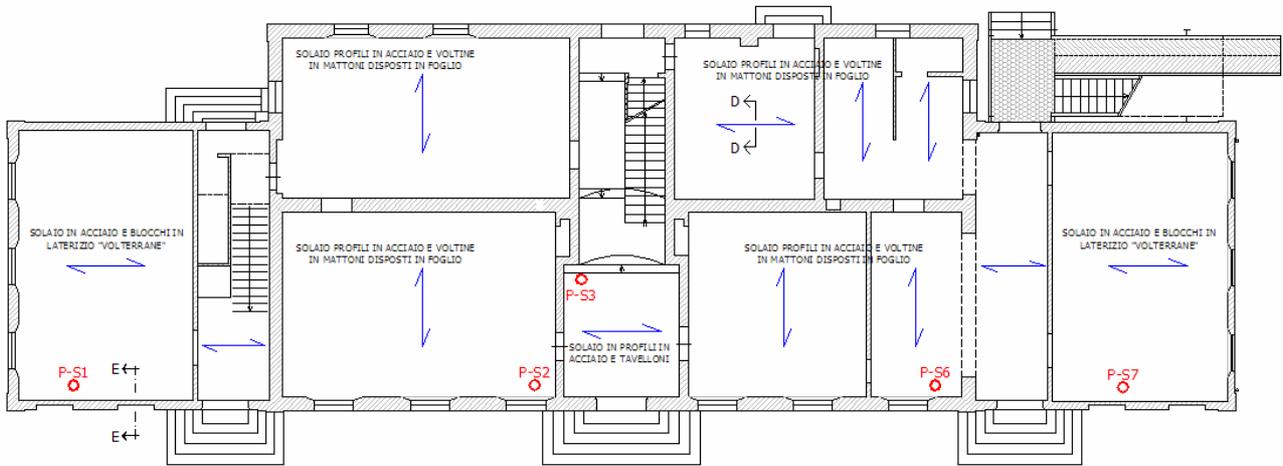


Fig. 2.2.17: Orizzontamento tra Piano Rialzato e Primo

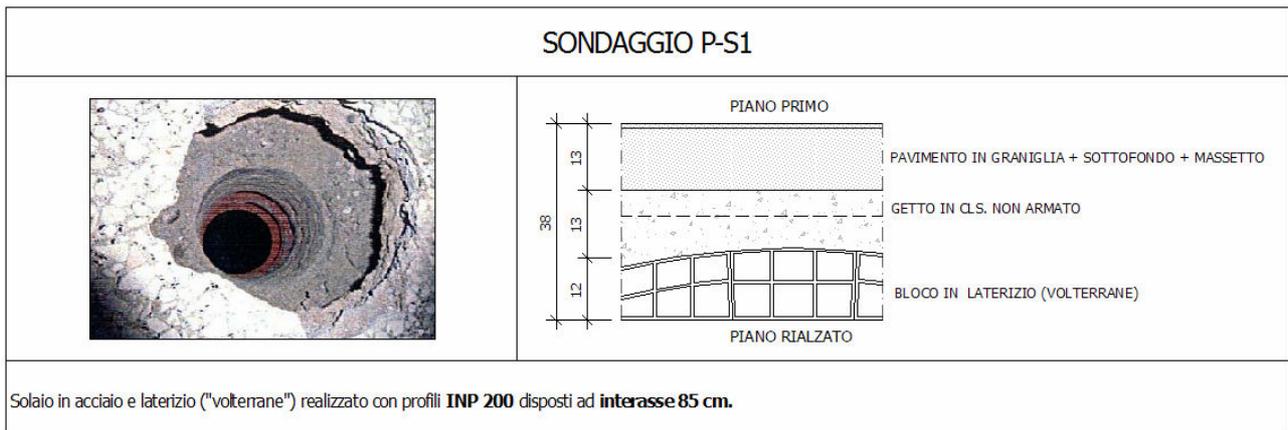


Fig. 2.2.18: Sondaggio P-S1

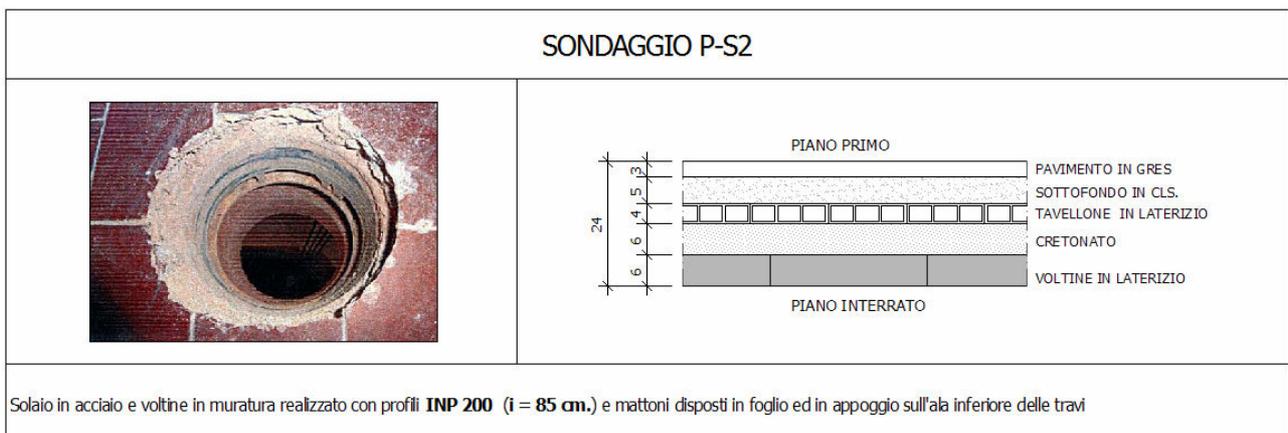
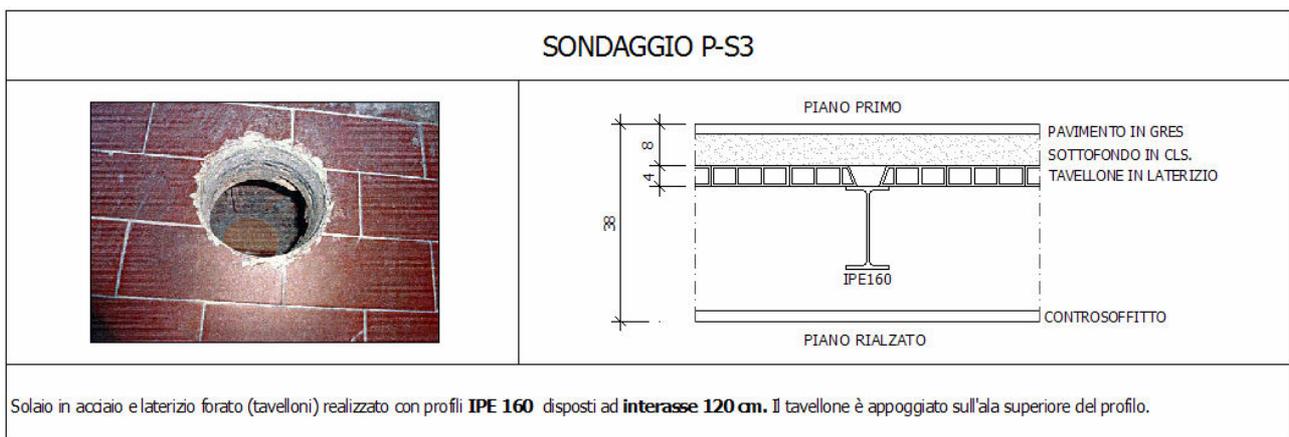
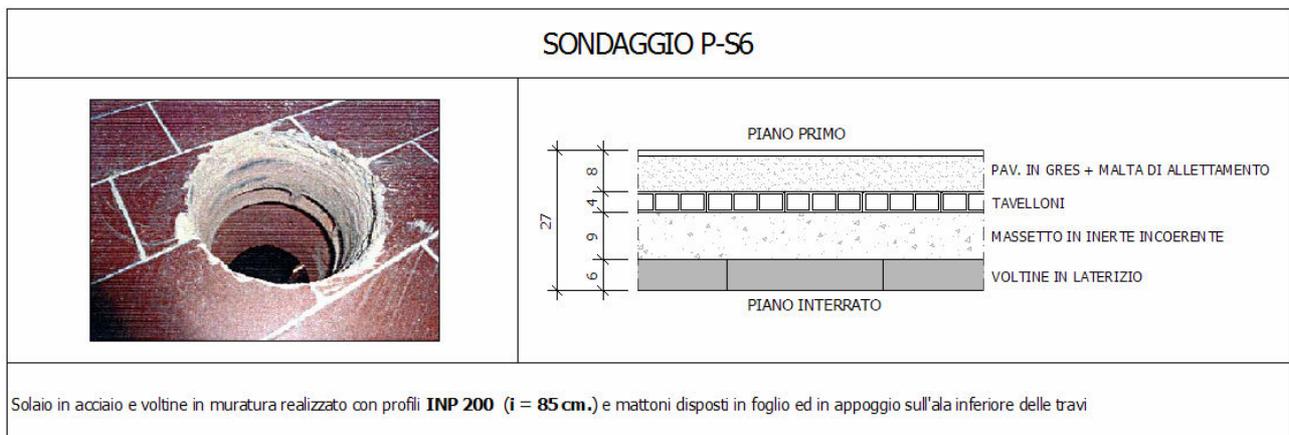


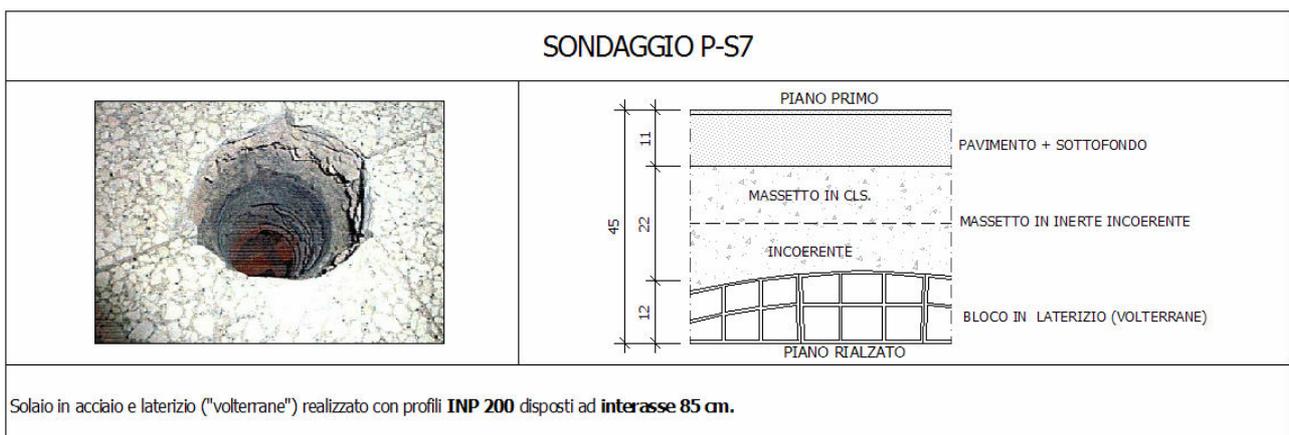
Fig. 2.2.19: Sondaggio P-S2



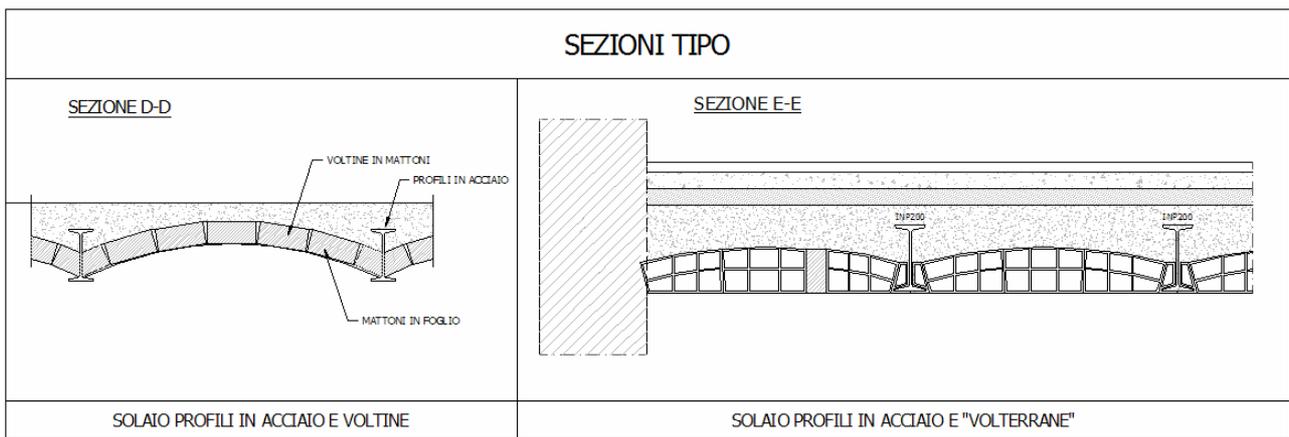
**Fig. 2.2.20** Sondaggio P-S3



**Fig. 2.2.21:** Sondaggio P-S6

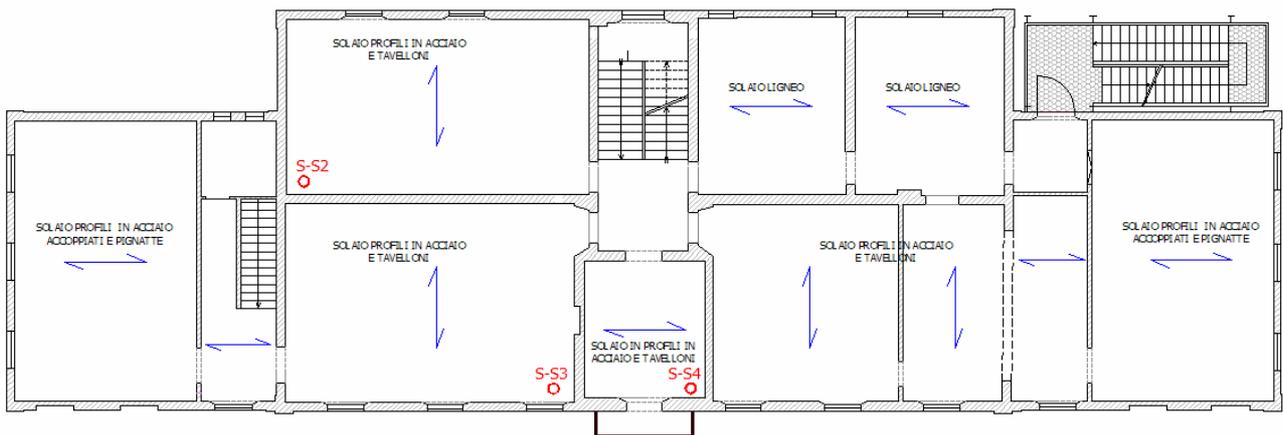


**Fig. 2.2.22:** Sondaggio P-S6

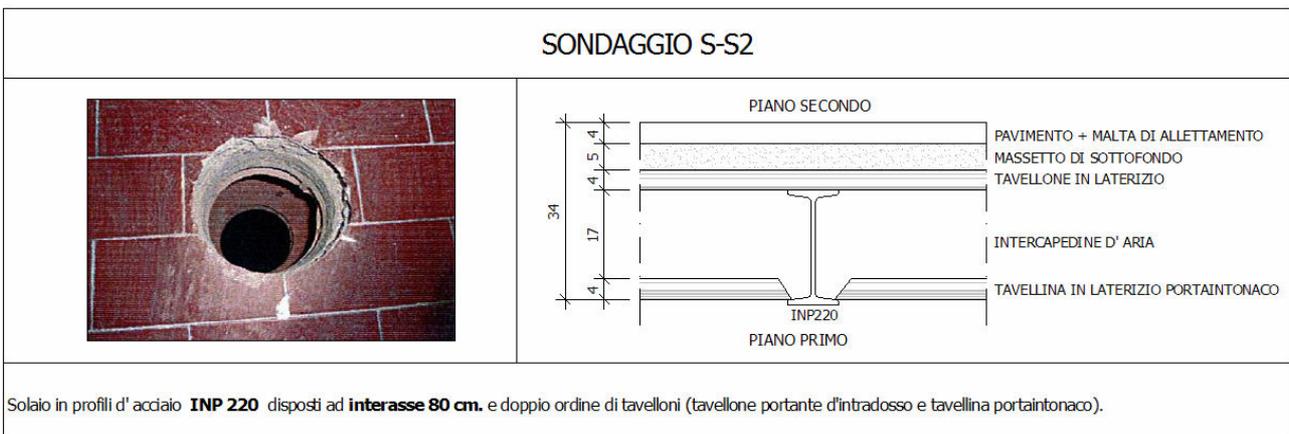


*Fig. 2.2.23: Sezioni Solai Tipo*

**ORIZZONTAMENTO TRA PIANO PRIMO E SECONDO**



*Fig. 2.2.24: Orizzontamento tra Piano Primo e Secondo*



*Fig. 2.2.25: Sondaggio S-S2*

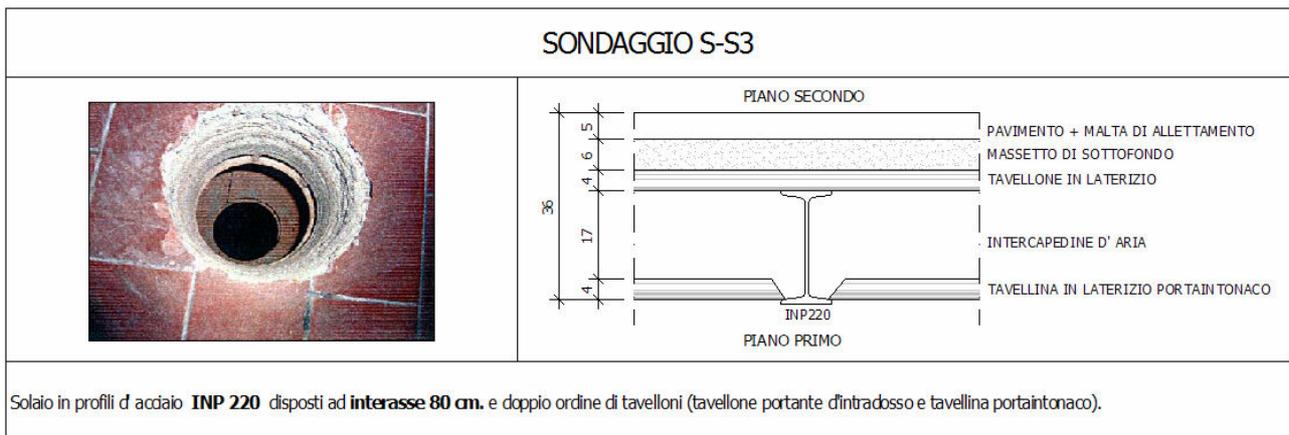


Fig. 2.2.26: Sondaggio S-S3

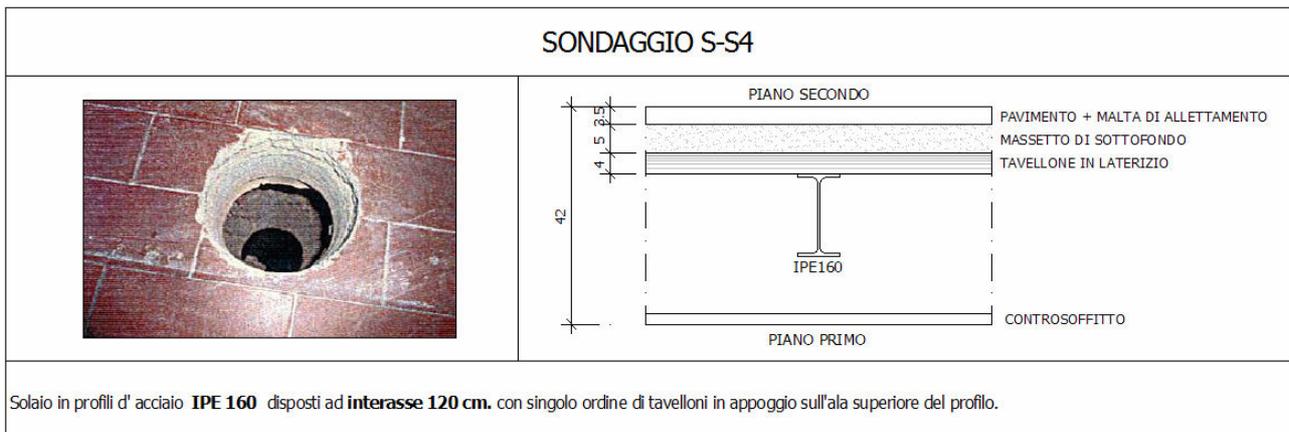


Fig. 2.2.27: Sondaggio S-S4

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SECONDO E SOTTOTETTO

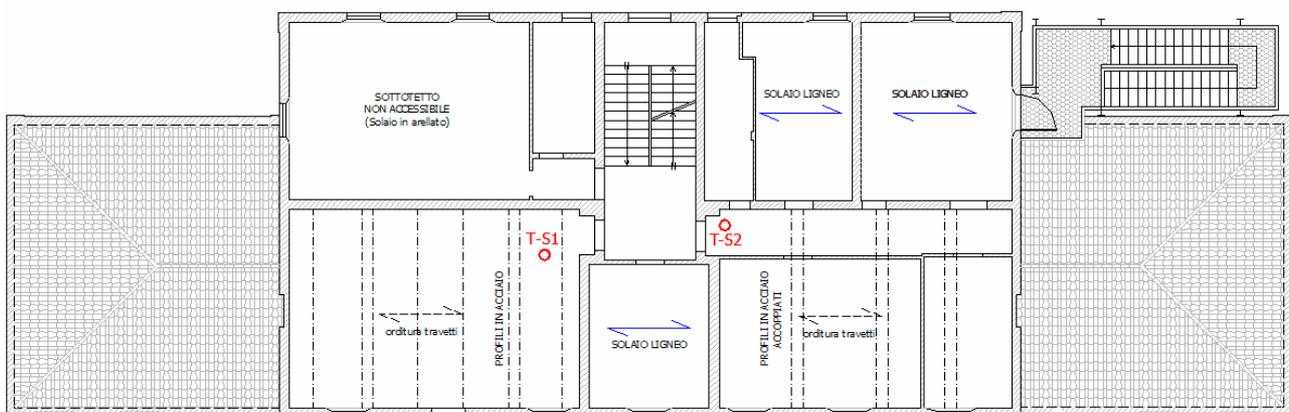
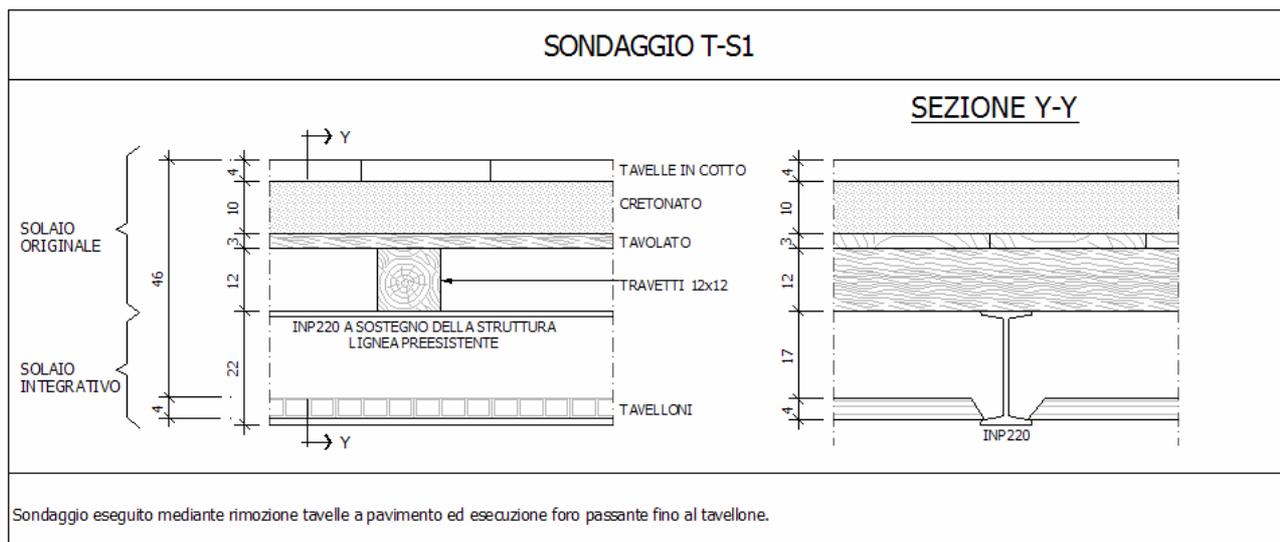
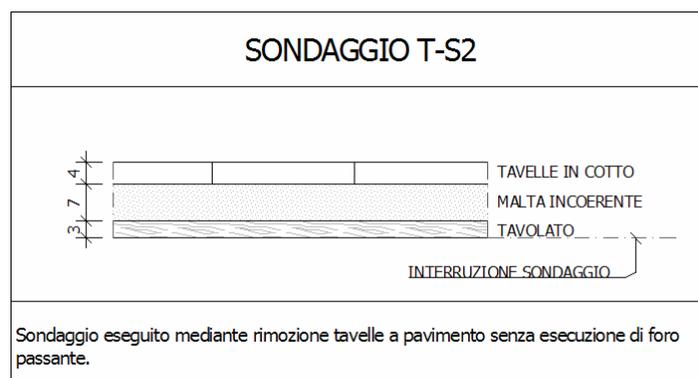


Fig. 2.2.28: Orizzontamento tra Piano Secondo e Sottotetto



**Fig. 2.2.29:** Sondaggio T-S1



**Fig. 2.2.30:** Sondaggio T-S2

I profili d'acciaio evidenziati in Fig. 2.2.28 sono stati introdotti successivamente alla realizzazione del solaio, in sostituzione delle preesistenti travi lignee principali, probabilmente per la necessità di aumentare la capacità portante del solaio a seguito di carichi accidentali non previsti nel progetto originale.

**COPERTURA**

Fig. 2.2.31: Copertura

Non è stato eseguito alcun sondaggio in copertura.

**2.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI**

L'effettuazione di verifiche in situ estese ed esaustive, basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo a saggi nella muratura, ha permesso di individuare i seguenti dettagli costruttivi:

- buona qualità del collegamento tra pareti verticali che risultano essere ben ammassate
- apparecchiatura muraria regolare a due teste realizzata disponendo i blocchi alternativamente di testa e di fascia
- regolarità nell'orditura dei solai
- regolarità nella disposizione delle aperture

**2.4 – PROPRIETA' DEI MATERIALI**

La valutazione della qualità muraria ha come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto. Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali, la forma, tipologia e dimensioni degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Al fine di verificare tali aspetti, sono state eseguite indagini in situ estese basate sull'esecuzione di otto sondaggi al piano rialzato, nove al primo e sette al secondo, per un totale di 24 indagini visive realizzate mediante la rimozione dell'intonaco, che permettono di affermare che l'intero edificio

presenta buona omogeneità per quanto concerne sia la tessitura muraria sia i materiali costituenti la muratura stessa.

Si riporta di seguito a titolo di esempio una sola *scheda di valutazione della qualità muraria* essendo le caratteristiche descritte estendibili a tutto l'edificio:



*Fig. 2.4.1: Caratteristiche qualitative della muratura*

## 2.5 – LIVELLI DI CONOSCENZA

Sulla base delle indagini descritte ai precedenti paragrafi del presente capitolo, si può affermare di essere in presenza di un *livello di conoscenza LC2* che si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza di cui ridurre i parametri stimati è  $FC = 1.2$

Per il livello di conoscenza LC2 i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- **Resistenze:** medie degli intervalli di Tabella C8A.2.1 della *Circolare applicativa alla NTC 2008* per la tipologia muraria in considerazione, riportata in Figura 2.5.1
- **Moduli elastici:** valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

**Figura 2.5.1:** Tabella C8A.2.1- Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura:  $f_m$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

La Tabella C8A.2.1 non presenta la tipologia di muratura riscontrata nelle indagini, ovvero mattoni pieni e malta cementizia, si sceglie quindi di adottare, a vantaggio di sicurezza, i valori proposti per *muratura in mattoni semipieni e malta cementizia*:

LC2 - FC=1,2					
Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	5,42	0,23	4550	1137,5	18 <sup>(*)</sup>

**Tab. 2.5.1:** LC2 - Parametri meccanici medi della muratura (FC=1,2)

<sup>(\*)</sup> si è assunto  $w$  pari a 18 kN/m<sup>3</sup> in quanto valore rappresentativo del peso specifico per unità di volume dei mattoni pieni secondo D.M. 14/01/2008

Non si è scelta la tipologia *muratura in mattoni pieni e malta di calce* in quanto tale composizione della malta penalizza eccessivamente le caratteristiche meccaniche della muratura che non risulterebbero rappresentative dell'edificio oggetto di studio.

### 3 – DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA MEDIANTE PROVE DI LABORATORIO

Parallelamente all'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio, grazie alla collaborazione con la *Divisione Controlli Strutturali del Laboratorio Elletipi* si è condotta una campagna sperimentale finalizzata alla determinazione dei parametri meccanici della muratura attraverso prove di laboratorio eseguite su campioni le cui caratteristiche potessero essere paragonabili con la muratura costituente l'edificio in esame, a tal fine si sono fatti realizzare dei muretti in mattoni pieni e malta cementizia. L'obiettivo è quello di valutare la risposta sismica della struttura considerando i "reali" parametri meccanici del materiale costituente non sempre contemplati in Tabella C8.A.2.1 della *Circolare applicativa alle NTC 2008* che fornisce dei valori di riferimento solo per alcune tipologie murarie.

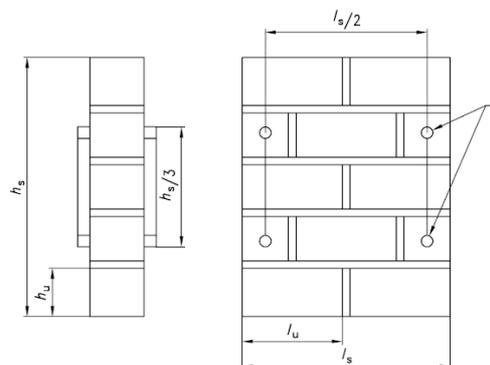
La descrizione della campagna sperimentale non è oggetto di questa tesi, si richiamano pertanto solamente le prove eseguite per la determinazione dei parametri meccanici necessari all'analisi sismica dell'edificio.

#### 3.1 – PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE

##### 3.1.1 – NORMATIVA

La prova di compressione semplice sulla muratura è normata dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 1 "*Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione*".

La prova viene eseguita allo scopo di determinare la resistenza a compressione della muratura, misurata perpendicolarmente ai giunti orizzontali. Lo schema del campione di prova è riportato in *Fig. 3.1.1*:



*Fig. 3.1.1 – Schema del campione*

Le facce dei provini su cui verrà applicato il carico devono essere piane, parallele tra loro e perpendicolari all'asse principale del campione: per ottenere ciò si possono utilizzare piastre di acciaio e materiale rettificatore adatto (ad esempio malta o gesso).

L'apparecchiatura di prova deve essere in grado di applicare il carico in modo tale che gli spostamenti sulle superfici caricate siano uniformi. Il carico deve essere applicato uniformemente sulla sommità e sulla base del campione e con una velocità tale da raggiungere la rottura in un tempo compreso tra 15 e 30 minuti dall'inizio della prova.

Mediante questa prova è possibile determinare anche il valore del modulo elastico: per far ciò è necessario strumentare opportunamente i campioni con dispositivi di misura per determinare la variazione dell'altezza, aumentare il carico in almeno tre passi uguali fino a raggiungere la metà del probabile carico di rottura. Ad ogni passo di carico bisogna misurare la variazione dell'altezza e al termine dell'ultimo passo si aumenterà il carico di compressione ad una velocità costante fino a rottura.

Al termine della prova si procederà al calcolo della resistenza a compressione ed eventualmente del modulo elastico mediante le relazioni:

$$f_i = \frac{F_{i,\max}}{A_i} \quad (3.1.1)$$

$$E_i = \frac{F_{i,\max}}{3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i} \quad (3.1.2)$$

con:

$F_{i,\max}$  carico di rottura per l'i-esimo campione

$A_i$  area della sezione trasversale

$\varepsilon_i$  media delle deformazioni di tutti e quattro i punti di misura verificatesi ad un terzo del massimo sforzo ottenuto

### 3.1.2 – ESECUZIONE DELLA PROVA E RISULTATI

La prova è stata effettuata su quattro campioni aventi forma quasi quadrata costituiti da sette corsi di mattoni e altrettanti corsi di malta in quanto oltre a quelli compresi tra i blocchi ce n'è anche uno che sta alla base.

Per quanto concerne le dimensioni dei campioni si ha che:

- La lunghezza del campione ( $l_s$ ) è pari ad almeno il doppio della lunghezza dei mattoni
- Lo spessore del campione ( $t_s$ ) è pari ad almeno lo spessore del mattone
- L'altezza del campione ( $h_s$ ) è compresa tra tre e quindici volte lo spessore del campione stesso e maggiore della sua lunghezza

Di seguito si riporta un'immagine del campione all'interno dell'apparecchiatura di prova:



*Fig. 3.1.2 – Campione sottoposto a prova di compressione semplice*

Come si può vedere nella Fig. 3.1.2 questa prova è stata eseguita ponendo il campione all'interno di un telaio in acciaio, poiché il muretto aveva dimensioni ridotte è stato necessario creare una struttura su cui appoggiare il provino perché in caso contrario la corsa dei pistoni dei martinetti non sarebbe stata sufficiente per portare a contatto il campione con la superficie superiore del telaio e quindi non si sarebbe riusciti ad applicare il carico. Tra i martinetti e la base inferiore del campione e al di sopra della base superiore sono state poste due piastre in acciaio in modo tale da garantire la ripartizione uniforme del carico sulle due facce.

Il carico è stato applicato mediante una pompa, munita di manometro, collegata ai due martinetti: si applica una pressione al fluido all'interno dei due martinetti che fa sì che i pistoni si alzino per applicare il carico al muretto. Il manometro viene utilizzato, non solo per determinare il carico di rottura, ma anche per determinare i vari gradini intermedi di carico dove verranno eseguite le misurazioni delle deformazioni allo scopo di determinare la curva carico – deformazione e il modulo di elasticità.

Dalle quattro prove si è ottenuto un valore medio di compressione pari a 12.38 MPa con deviazione standard di 3.35.

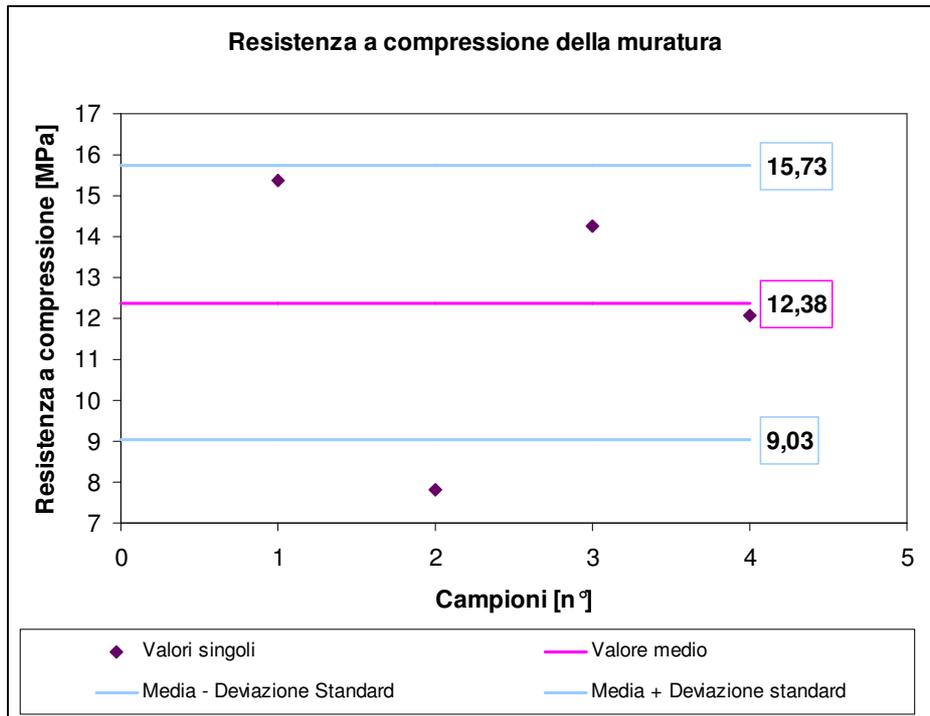


Fig. 3.1.3 – Risultati della prova di compressione sulla muratura secondo UNI EN 1052 – 1

Avendo registrato le deformazioni è stato possibile determinare anche il modulo elastico per ogni campione, mediante la relazione 3.1.2, da cui poi ricavare quello medio pari a 11318 MPa:

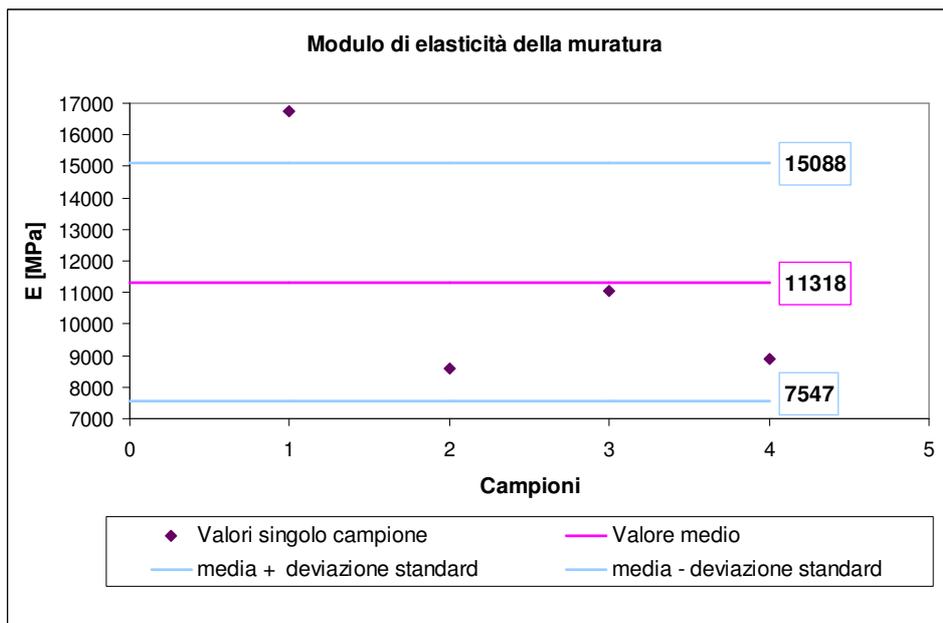


Fig. 3.1.4 – Modulo di elasticità della muratura secondo UNI EN 1052 - 1

### 3.2 – PROVA DI TAGLIO SU TRIPLETTE

#### 3.2.1 – NORMATIVA

La prova su triplette è normata dall’Ente Nazionale Italiano di Unificazione nella norma UNI EN 1052 – 3 “Metodi di prova per muratura. Parte 3: determinazione della resistenza iniziale a taglio”.

La resistenza iniziale a taglio della muratura si deriva dalla resistenza di un campione di muratura di piccole dimensioni. Questa normativa prevede due procedure diverse per la determinazione della resistenza iniziale a taglio: la prima prevede di sottoporre alla prova campioni sottoposti a carichi di precompressione diversi, mentre la seconda prevede di non sottoporli a precompressione.

Il provino è costituito da tre mattoni e due corsi di malta e le dimensioni che deve avere sono riassunte nelle seguenti immagini:

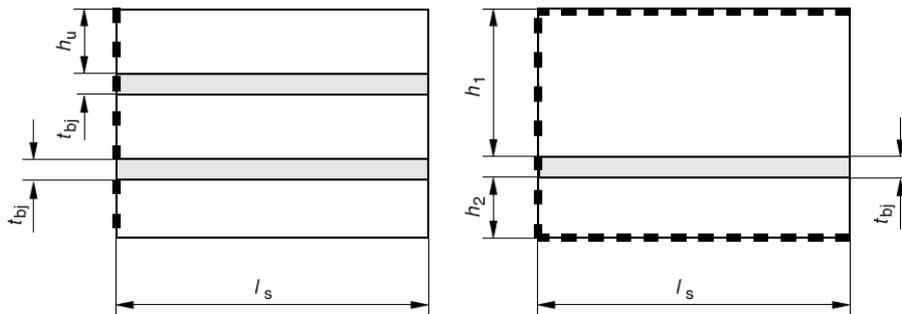
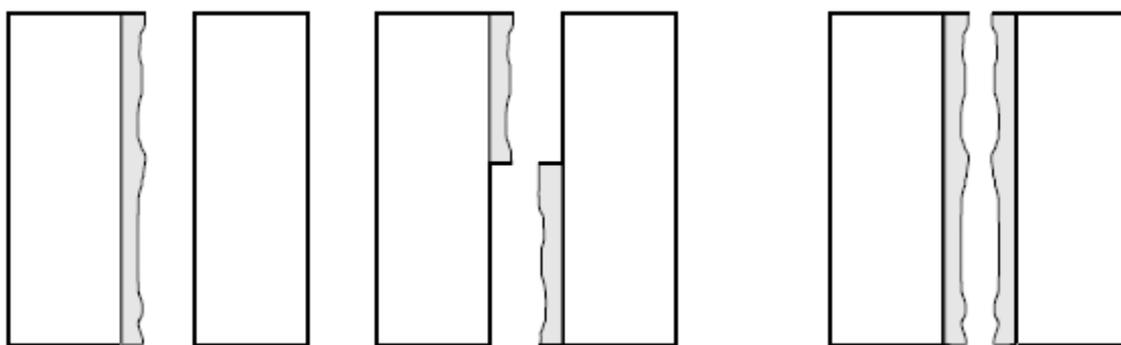


Fig. 3.2.1 – Schema del campione

Unit length	Specimen type and dimensions	
$l_u$ mm	Type according to Figure 1	Dimensions mm
$\leq 300$	I	$l_s = l_u$
$> 300$	I	$300 < l_s < 350$
$\leq 300$	II	$h_1 = 200$ $l_s = l_u$
$> 300$	II	$h_1 = 200$ $300 < l_s < 350$

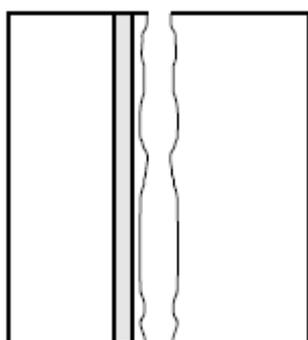
Fig. 3.2.2 – Dimensione dei campioni da sottoporre a prova di taglio

La prova consiste nel posizionare il campione nell’apparecchiatura di prova su due supporti aventi forma circolare e un diametro di circa 12mm. Il carico deve essere applicato al centro del provino costantemente fino a raggiungere la rottura che può essere di quattro tipi come illustrato nelle seguenti figure:

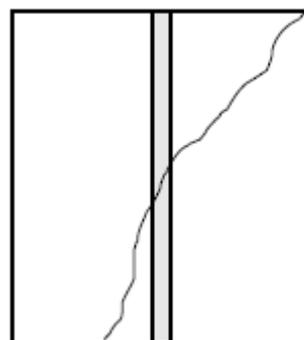


*Fig. 3.2.3a – Rottura per taglio nell'area di collegamento malta/mattone*

*Fig. 3.2.3b – Rottura solo nella malta*



*Fig. 3.2.3c - Rottura nel mattone*



*Fig. 3.2.3d – Rottura per schiacciamento e/o scissione del mattone*

### 3.2.2 – ESECUZIONE DELLA PROVA E RISULTATI

La normativa italiana D.M. 14/01/2008 al §11.10.3.2.1 richiede che la determinazione sperimentale della resistenza a taglio della muratura avvenga su almeno sei campioni, in questa sperimentazione sono state confezionate dieci triplete.

Le triplete sono costituite da tre mattoni e due corsi di malta e hanno le seguenti dimensioni: lunghezza 24 cm, altezza 21 cm e spessore 11 cm.

Di seguito si riporta l'immagine di un provino posizionato nell'apparecchiatura di prova:



*Fig. 3.2.4 – Campione sottoposto a prova di taglio*

Come si può vedere dalla Fig. 3.2.4 il campione è stato posizionato sopra due appoggi aventi forma circolare e il carico è stato applicato mediante un pistone collegato ad una cella di carico poggiante su una lastra di acciaio avente la funzione di ripartire uniformemente il carico sulla faccia del mattone centrale. Nella cella di carico si innesca un cavo che la collega ad un personal computer che a sua volta è collegato ad una pompa che serve per dare pressione. L'applicazione del carico è controllata da un operatore posizionato al computer che mediante un apposito programma comanda l'accensione e lo spegnimento della pompa.

Come abbiamo visto precedentemente, l'Ente Nazionale di Unificazione prevede quattro possibili tipi di rottura, ma nel corso di questa sperimentazione si è verificato solo il caso della Fig.3.2.3a e si riportano di seguito due immagini relative alle rotture verificatesi:



Fig. 3.2.5a – Rottura campione B3



Fig. 3.2.5b – Rottura campione B8

Dalle dieci prove si è ottenuto un valore della resistenza a taglio di 0.29 MPa con deviazione standard pari a 0.05.

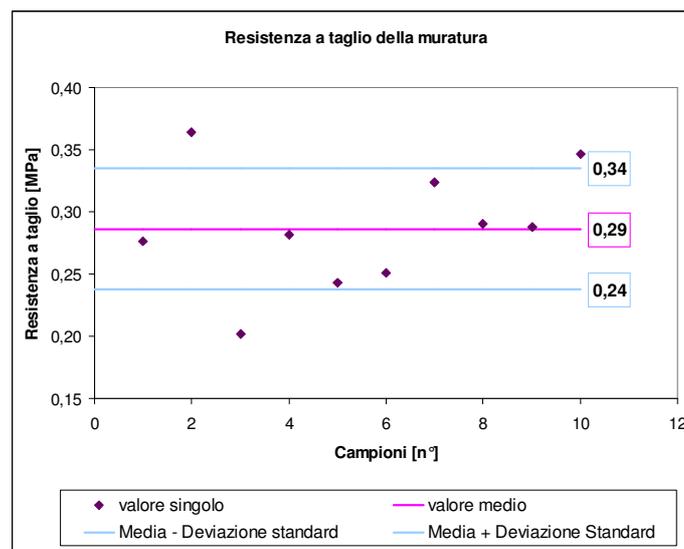


Fig. 3.2.6 – Risultati della prova di taglio sulle triplete secondo UNI EN 1052 – 3

### 3.3 – PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

Dopo aver illustrato alcune delle prove di laboratorio effettuate, si riassumono brevemente i parametri meccanici significativi ai fini dell'analisi sismica confrontandoli con quelli di *Tab. 2.5.1*.

Il valore del modulo di elasticità tangenziale  $G$  è stato calcolato attraverso la relazione:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.3.1)$$

avendo assunto il coefficiente di poisson  $\nu$  pari a 0,2.

PARAMETRI DI LABORATORIO					
Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura in mattoni pieni con malta cementizia	12,38	0,29	11318	4716	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	5,42	0,23	4550	1137,5	18

*Tab. 3.3.1 – Parametri meccanici della muratura determinati mediante prove di laboratorio e confronto con i parametri proposti dalla normativa*

Il confronto proposto mette in luce un evidente divario tra i valori determinati sperimentalmente e quelli suggeriti dall'allegato C8A. L'assenza quindi di alcune tipologie murarie e l'ampio range di valori tra i casi contemplati dalla normativa obbliga il progettista a scegliere la tipologia che più si avvicina al caso in esame rischiando però di sottovalutare o, nella peggiore delle ipotesi, di sopravvalutare le caratteristiche della muratura, scelta che porta inevitabilmente ad un'errata valutazione della capacità di un edificio di rispondere ad un evento sismico.

L'analisi di vulnerabilità proposta nei capitoli successivi, in assenza di prove eseguite direttamente su campioni prelevati dall'edificio, farà riferimento ai valori dell'allegato C8A proponendo poi come caso limite il comportamento dell'edificio assumendo per il materiale costituente i parametri determinati dalle prove di laboratorio, un'ipotesi accettabile data la buona corrispondenza dei provini con la muratura riscontrata nella costruzione oggetto di studio.

## 4 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

### 4.1 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Come specificato al § C8.7.1.1 delle *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008, la valutazione della sicurezza per una costruzione esistente in muratura deve essere effettuata in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

In particolare, l'opera deve possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, proposto dal D.M. 2008, la verifica della sicurezza strutturale nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua imponendo:

$$R_d \geq E_d \quad (4.1.1)$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;

Le caratteristiche di resistenza dei materiali sono rappresentate dal *valore caratteristico*  $R_k$  che corrisponde al frattile del 5% della funzione di densità di probabilità. Il *valore di progetto*  $R_d$  è definito come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.1.2)$$

dove  $\gamma_M$  rappresenta il *coefficiente parziale per la resistenza*, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

I valori delle resistenze di progetto per i materiali aventi funzione strutturale nell'edificio sono riportati nei capitoli successivi in relazione alle diverse verifiche affettuate.

I valori di progetto delle azioni si determinano dalle combinazioni delle azioni definite al § 4.1.1.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

#### 4.1.1 – COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le combinazioni (§ 2.5.3 D.M. 2008) adottate per la verifica delle azioni statiche e dinamiche:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots \quad (4.1.3)$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots \quad (4.1.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots \quad (4.1.5)$$

dove:

$G_1$	Peso proprio di tutti gli elementi strutturali
$G_2$	Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
$P$	Precompressione
$Q_k$	Valore caratteristico delle azioni variabili
$E$	Azione sismica

$\gamma_{Gi}, \gamma_{Qi}$ 

Coefficienti parziali di sicurezza, definiti in Tabella 2.6.I del D.M. 2008 riportata in Figura 4.1.1

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Fig. 4.1.1: Tab. 2.6.I - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

 $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ 

Coefficienti di combinazione, definiti in Tabella 2.5.I del D.M. 2008 riportata in Figura 3.1.2:

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

Fig. 4.1.2: Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

I valori delle azioni verranno successivamente analizzati nel dettaglio al Capitolo 5.

## 4.2 – VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

In riferimento a quanto indicato in Tabella 2.4.I del D.M. 2008, per l'edificio in esame si ha:

$$V_N = 50 \text{ anni} \quad (4.2.1)$$

## 4.3 – CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso definite al § 2.4.2 del D.M. 2008; l'edificio oggetto di studio rientra in **Classe IV** (edificio con funzione pubblica).

## 4.4 – PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ , definito come:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (4.4.1)$$

con:

$C_U$ : coefficiente d'uso definito al variare della classe d'uso, pari a 2.

Il periodo di riferimento è dunque  **$V_R = 100$  anni**.

## 5 – ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 – ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Avendo a disposizione i sondaggi descritti al §2.2.2 è stato possibile effettuare un'analisi dei carichi sufficientemente accurata, assumendo laddove non vi siano informazioni dettagliate il carico più sfavorevole riscontrato al piano o riconducibile a quello gravante su un solaio affine. Per una maggiore chiarezza espositiva si riporta per ogni orizzontamento analizzato una pianta riassuntiva in cui vengono indicati per ogni ambiente i carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ), non strutturali ( $G_2$ ) e i carichi variabili ( $Q_k$ ) sulla base dei quali saranno svolte la analisi successive.

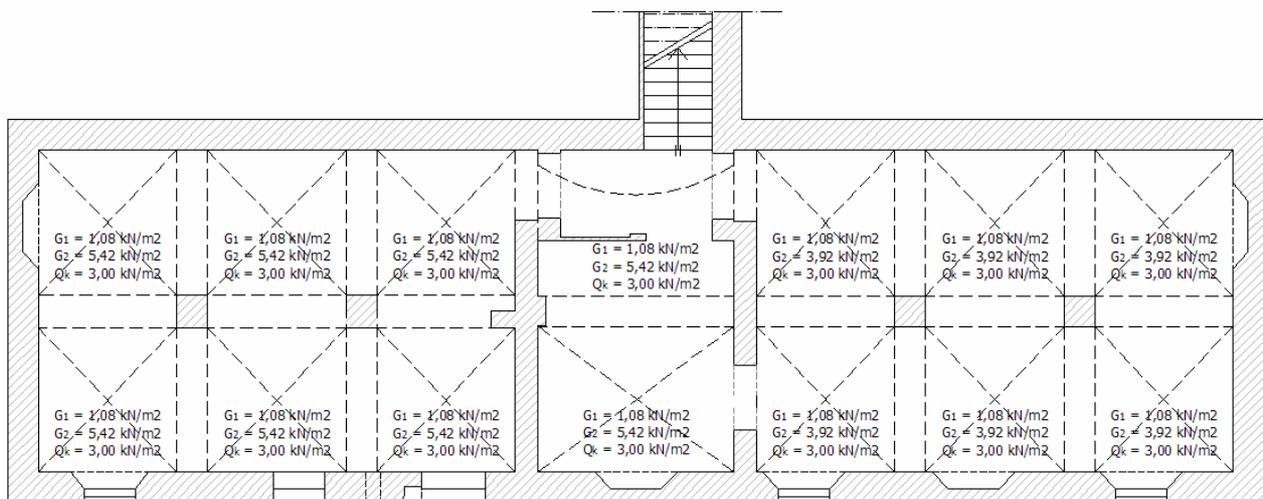
Con riferimento a quanto enunciato al capitolo 3 del D.M. 2008, i pesi propri strutturali e non strutturali sono stati valutati sulla base della geometria del dettaglio considerato e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti (Tabella 3.1.I), mentre i carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso dell'opera (Tabella 3.1.II).

#### ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SEMINTERRATO E RIALZATO

<b>R-S1 - R-S2</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: volta a vela in muratura	1,08	kN/m <sup>2</sup>
aggregato incoerente	4,50	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm)	0,72	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>6,50</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<b>R-S3</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: volta a vela in muratura	1,08	kN/m <sup>2</sup>
aggregato incoerente	3,00	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm)	0,72	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>5,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<b>VOLTA A BOTTE</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: volta a botte in muratura	1,08	kN/m <sup>2</sup>
aggregato incoerente	4,50	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm)	0,72	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>6,50</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>



**Fig. 5.1.1:** Carichi orizzontamento tra piano Seminterrato e Rialzato

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO RIALZATO E PRIMO

<b>P-S1</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle INP 200 + volterrane	1,26 kN/m <sup>2</sup>
getto in cls non armato (13 cm)	3,12 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in graniglia (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
sottofondo + massetto (12 cm)	2,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>6,58 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>P-S2</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle INP 200 + voltine	1,39 kN/m <sup>2</sup>
cretonato (6 cm)	1,08 kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30 kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (5cm)	0,55 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (3 cm)	0,60 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>3,92 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>P-S3</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle IPE 160	0,15 kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30 kN/m <sup>2</sup>
sottofondo in cls (7 cm)	0,77 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>1,42 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>P-S6</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle INP 200 + voltine	1,39 kN/m <sup>2</sup>
massetto (9 cm)	1,80 kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30 kN/m <sup>2</sup>
allettamento (7 cm)	1,20 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>4,89 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>P-S7</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle INP 200 + volterrane	1,26 kN/m <sup>2</sup>
massetto in cls non armato (22 cm)	5,28 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in graniglia (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (10 cm)	1,10 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>7,84 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

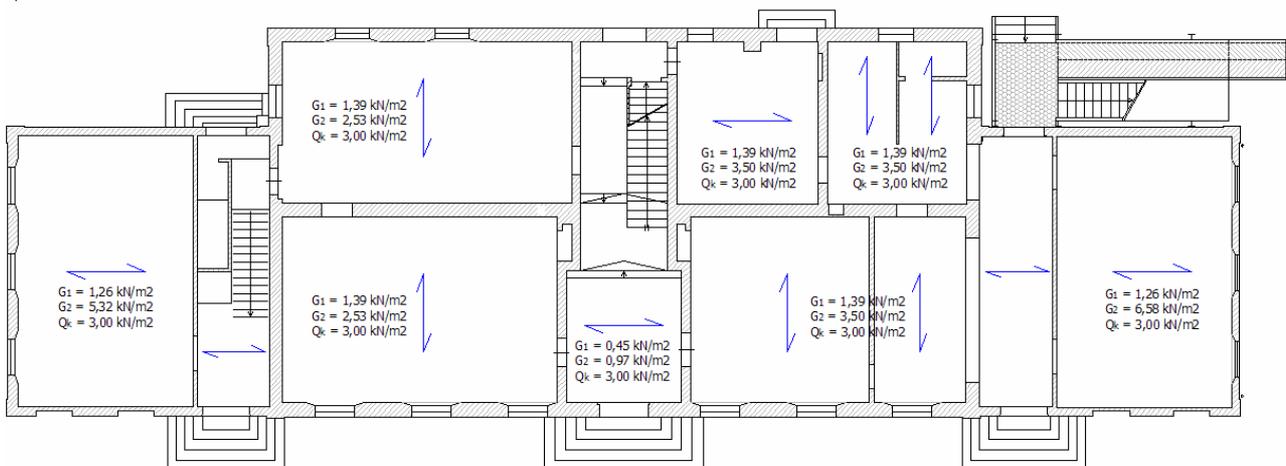


Fig. 5.1.2: Carichi orizzontamento tra piano Rialzato e Primo

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO PRIMO E SECONDO

<b>S-S2 - S-S3</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle INP 220 + tavelloni	0,70 kN/m <sup>2</sup>
tavellone laterizio porta intonaco (4cm)	0,30 kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (3cm)	0,44 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
massetto (5 cm)	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,64 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>S-S4</b>	
<b>Permanenti</b>	
peso proprio: putrelle IPE 160 + tavelloni	0,45 kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (2,5 cm)	0,37 kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20 kN/m <sup>2</sup>
massetto (5 cm)	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,02 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>SOLAIO LIGNEO</b>	
<b>Permanenti</b>	
trave legno 20x28	0,15 kN/m <sup>2</sup>
travetti in legno	0,12 kN/m <sup>2</sup>
tavolato	0,20 kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (6,5 cm)	0,90 kN/m <sup>2</sup>
tavelle in cotto (4cm)	0,60 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>1,97 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
scuola	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

Nelle due ali dell'edificio, non essendo stato eseguito alcun sondaggio e data la presenza di profili accoppiati in acciaio, si ipotizza un carico pari a quello maggiore tra quelli gravanti nelle due ali al piano inferiore (P-S7).

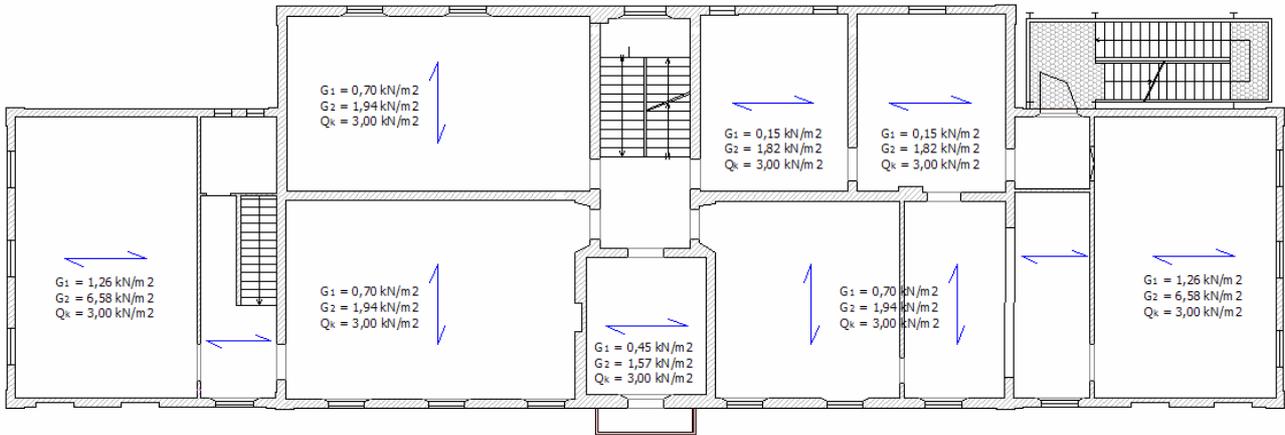


Fig. 5.1.3: Carichi orizzontamento tra piano Primo e Secondo

ORIZZONTAMENTO TRA PIANO SECONDO E SOTTOTETTO

<i>T-S1 – T-S2</i>	
Permanenti	
peso proprio: putrelle INP 220	0,31 kN/m <sup>2</sup>
tavellone laterizio porta intonaco (4cm)	0,30 kN/m <sup>2</sup>
travetti in legno (12x12) e tavolato	0,40 kN/m <sup>2</sup>
cretonato (10 cm)	1,80 kN/m <sup>2</sup>
tavelle in cotto (4cm)	0,60 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>3,41 kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali	
sottotetto accessibile per sola manutenzione	<b>1,00 kN/m<sup>2</sup></b>

<b>SOLAIO LIGNEO</b>	
<b>Permanenti</b>	
trave legno 20x28	0,15 kN/m <sup>2</sup>
travetti in legno	0,12 kN/m <sup>2</sup>
tavolato	0,20 kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (6,5 cm)	0,90 kN/m <sup>2</sup>
tavelle in cotto (4cm)	0,60 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>1,97 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>	
sottotetto accessibile per sola manutenzione	<b>1,00 kN/m<sup>2</sup></b>

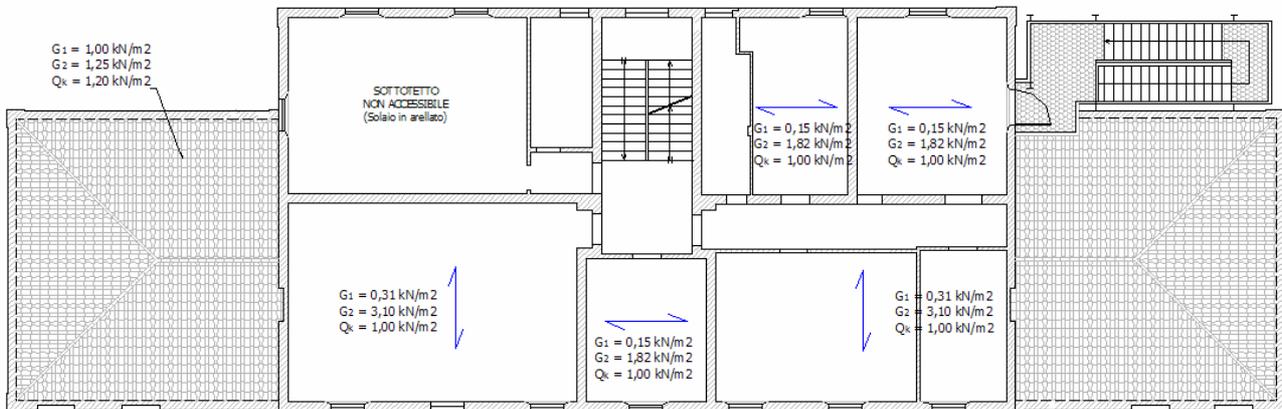


Fig. 5.1.4: Carichi orizzontamento tra piano Secondo e Sottotetto

COPERTURA

<b>COPERTURA</b>		
<b>Permanenti</b>		
struttura portante in legno	1,00	kN/m <sup>2</sup>
isolante	0,10	kN/m <sup>2</sup>
sottotegole	0,35	kN/m <sup>2</sup>
copertura in coppi	0,80	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,25</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
neve (**)	<b>1,20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

(\*\*) **carico neve** (§3.4.1 D.M. 2008)

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (5.1.1)$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, pari a 0,8 ( $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$   $\alpha$ : angolo formato dalla falda con l'orizzontale)

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni, pari a 1,5 kN/m<sup>2</sup> (Zona I – Mediterranea)

$C_E$  è il coefficiente di esposizione, pari a 1

$C_t$  è il coefficiente termico, pari a 1

pertanto il carico neve risulta  $q_s = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

## 5.2 – AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  definito al § 4.4.

Il D.M. 2008 definisce le forme spettrali a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$       accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$       valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$      periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti in allegato al D.M. 2008 in funzione della latitudine e longitudine del sito e del periodo di ritorno  $T_R$  della costruzione in esame, definito nell'allegato CA delle *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008 come:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (5.2.1)$$

I vari dei parametri ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) relativi all'edificio oggetto di studio verranno riportati al § 5.2.2, dopo aver precedentemente definito al § 5.2.1 le probabilità di superamento  $P_{V_R}$  relative agli stati limite considerati.

### 5.2.1 – STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Al fine di voler effettuare un'analisi statica non lineare su una costruzione esistente, secondo le modalità descritte successivamente al Capitolo 7 gli stati limite considerati sono:

**Stato Limite di Danno (SLD):** è uno SLE per il quale a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali;

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** è uno SLU per il quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e significativi danni di quelli strutturali, conservando tuttavia una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, valgono:

$$\text{SLD} \rightarrow P_{VR} = 63\%$$

$$\text{SLV} \rightarrow P_{VR} = 10\%$$

### 5.2.2 – DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI $a_g, F_0, T_C^*$

Si riportano in Tabella 5.2.1a e 5.2.1b i valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale definiti al § 5.2 e determinati in funzione delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno  $T_R$  della costruzione calcolato con la (5.2.1) in relazione allo stato limite considerato.

Per valori di coordinate geografiche e/o temporali non previsti nella tabella dei parametri spettrali in allegato al D.M. 2008 si è proceduto come indicato al CA delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

SLV	
$P_{VR}$ [% ]	10
$T_R$ [anni]	949
latitudine	44,51
longitudine	11,47
$a_g$ [-]	0,222g
$F_0$ [-]	2,421
$T_C^*$ [s]	0,314

**Tabella 5.2.1a:** valori di  $(a_g, F_0, T_C^*)$  - SLV

SLD	
$P_{VR}$ [% ]	63
$T_R$ [anni]	101
latitudine	44,51
longitudine	11,47
$a_g$ [-]	0,092g
$F_0$ [-]	2,456
$T_C^*$ [s]	0,284

**Tabella 5.2.1b:** valori di  $(a_g, F_0, T_C^*)$  - SLD

### 5.2.3 – CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Con riferimento rispettivamente alla Tabella 3.2.II e 3.2.IV del D.M. 2008 si afferma che il sito sul quale sorge la costruzione ricade in :

- **categoria di sottosuolo C**: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti
- **categoria topografica T1**: superficie pianeggiante

### 5.2.4 – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (5.2.2)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (5.2.3)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (5.2.4)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (5.2.5)$$

dove:

T ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (5.2.6)$$

con:

$S_S$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica, pari a (Tab. 3.2.V D.M. 2008):

$$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,5 \quad (5.2.7)$$

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI D.M. 2008);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico, pari ad 1 per smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ ;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (5.2.8)$$

con:

$C_C$ : coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, pari a (Tab. 3.2.V D.M. 2008):

$$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33} \quad (5.2.9)$$

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato da:

$$T_B = T_C / 3 \quad (5.2.10)$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (5.2.11)$$

Per gli stati limite considerati si hanno quindi i valori riassunti in *Tab. 5.2.2a e 5.2.2b*:

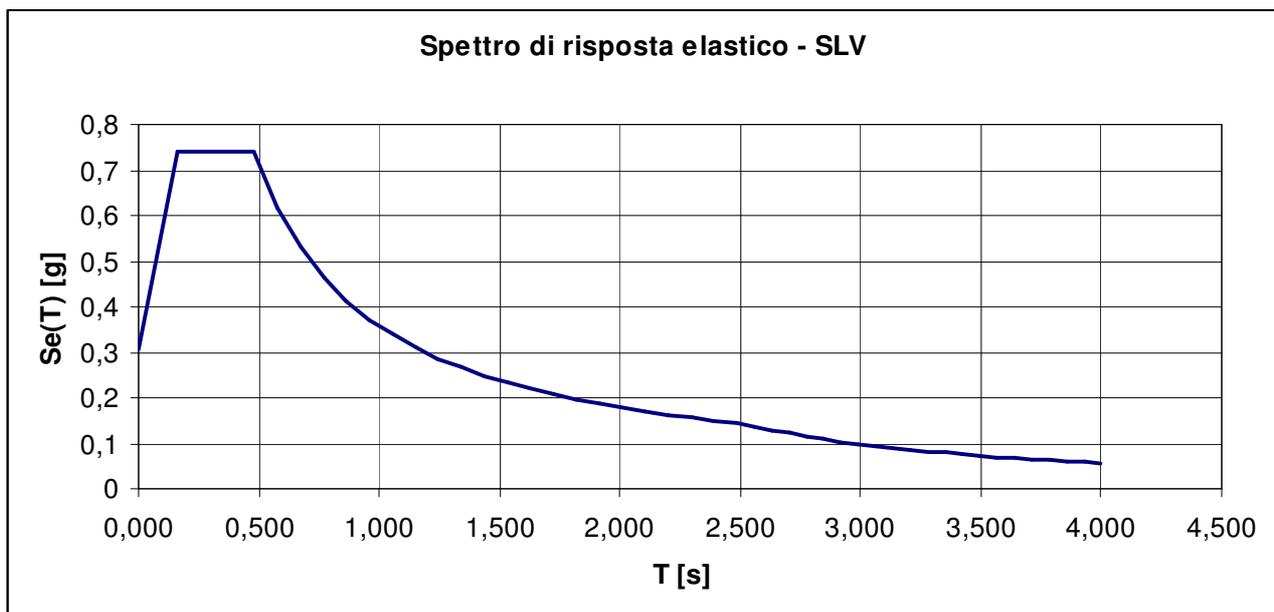
SLV	
$S_S$	1,378
$S_T$	1,00
$S=S_S*S_T$	1,378
$C_C$	1,539
$T_C$ [s]	0,483
$T_B$ [s]	0,161
$T_D$ [s]	2,487

*Tabella 5.2.2a: valori dei parametri spettrali - SLV*

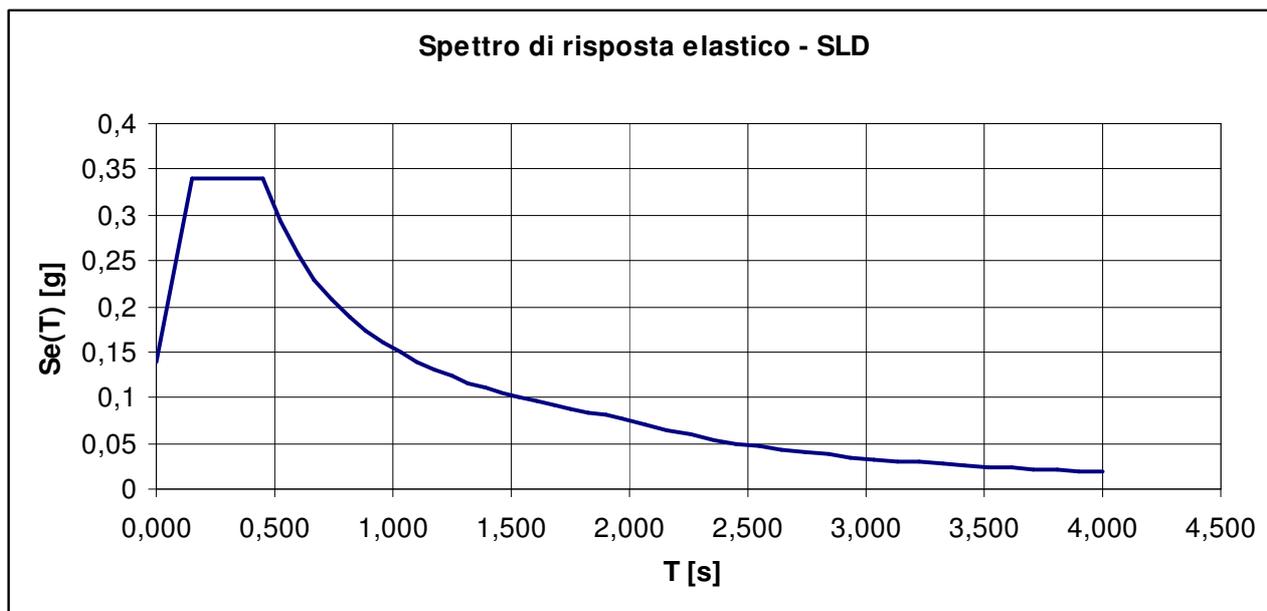
SLD	
$S_S$	1,5
$S_T$	1,00
$S=S_S*S_T$	1,500
$C_C$	1,590
$T_C$ [s]	0,452
$T_B$ [s]	0,151
$T_D$ [s]	1,968

*Tabella 5.2.2b: valori dei parametri spettrali - SLD*

Si riportano in *Fig. 5.2.1a e 5.2.1b* gli spettri ottenuti:



*Fig. 5.2.1a: Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale - SLV*



*Fig. 5.2.1b: Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale - SLD*

### 5.2.5 – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali  $S_{De}(T)$  si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione  $S_e(T)$  mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (5.2.12)$$

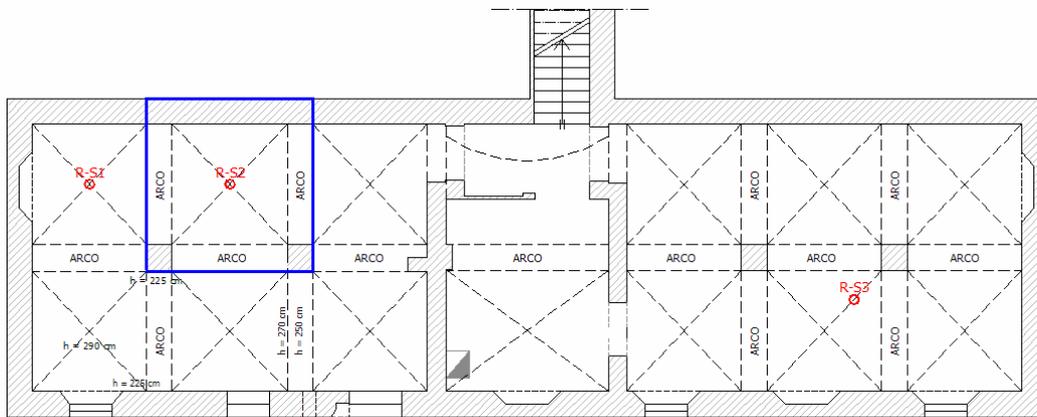
## 6 – VERIFICHE AI CARICHI VERTICALI

Le verifiche statiche sono state effettuate innanzitutto per i vari orizzontamenti al fine di valutarne l'effettiva efficacia nel sopportare i carichi verticali e trasferirli alle murature perimetrali per le quali si sono svolte le verifiche di snellezza e presso flessione.

### 6.1 – VERIFICA DELLE VOLTE E DEGLI ARCHI

Come descritto in *Fig. 2.2.13* il primo orizzontamento dell'edificio è costituito da volte a vela in muratura, realizzate con mattoni di spessore 6 cm. disposti in foglio.

Si è analizzata la volta maggiormente sollecitata, ovvero quella in corrispondenza del sondaggio R-S2, e uno dei corrispondenti archi di scarico.

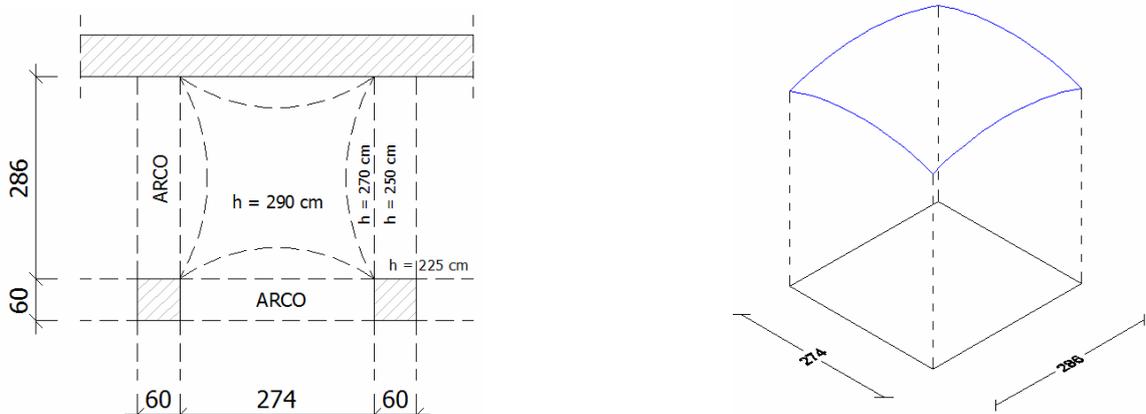


*Fig. 6.1.1: Volta a vela e archi oggetto di verifica*

#### 6.1.1 – VOLTA A VELA

##### 6.1.1.1 – Geometria e carichi

Nella sua configurazione originaria la volta a vela nasce dall'intersezione geometrica di un prisma a base rettangolare 274x286 cm. con una calotta sferica.



**Fig. 6.1.2a:** Volta a vela e archi di appoggio – Geometria    **Fig. 6.1.2b:** Volta a vela – Vista assonometrica

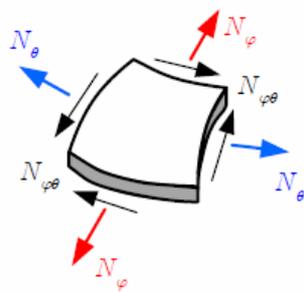
La volta è soggetta ai seguenti carichi uniformemente distribuiti:

Permanenti strutturali	$G_1 = 1,08 \text{ kN/m}^2$
Permanenti non strutturali	$G_2 = 5,42 \text{ kN/m}^2$
Accidentali	$Q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

### 6.1.1.2 – Stato tensionale nella configurazione originaria

Essendo la volta a vela una calotta sferica tagliata da quattro piani verticali che ne definiscono il perimetro di base, è possibile ricondurla ad una membrana curva in cui, data l'esiguità dello spessore rispetto alle altre dimensioni, lo stato tensionale è caratterizzato dai soli sforzi normali e tangenziali specifici, potendo quindi trascurare le azioni flettenti e taglianti.

La membrana è sollecitata dai seguenti sforzi specifici:



$N_\varphi =$ Sforzo normale specifico lungo i meridiani $N_\theta =$ Sforzo normale specifico lungo i paralleli $N_{\varphi\theta} =$ Sforzo tangenziale specifico
---

**Fig. 6.1.3:** Stato tensionale membranale

Per effetto della simmetria geometrica e di carico gli sforzi tangenziali sono nulli, i meridiani e i paralleli sono direzioni principali lungo le quali agiscono:

$$S_1 = N_\theta$$

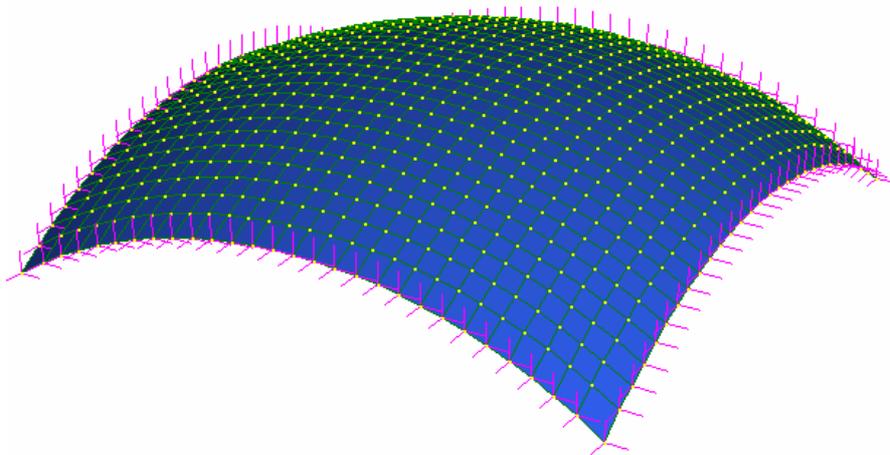
$$S_2 = N_\varphi$$

Data la complessità geometrica della volta a vela, per la determinazione di  $S_1$  e  $S_2$ , che nel caso di cupole sferiche si calcolano sulle base di semplici equazioni di equilibrio, si è creato un modello ad elementi finiti mediante il programma *Straus 7*.

Si è innanzitutto definita la geometria della volta attraverso una mesh di elementi *Plate and Shell* aventi le seguenti caratteristiche:

- Spessore: 6 cm
- Modulo Elastico: 4550 MPa
- Modulo di Poisson: 0,2

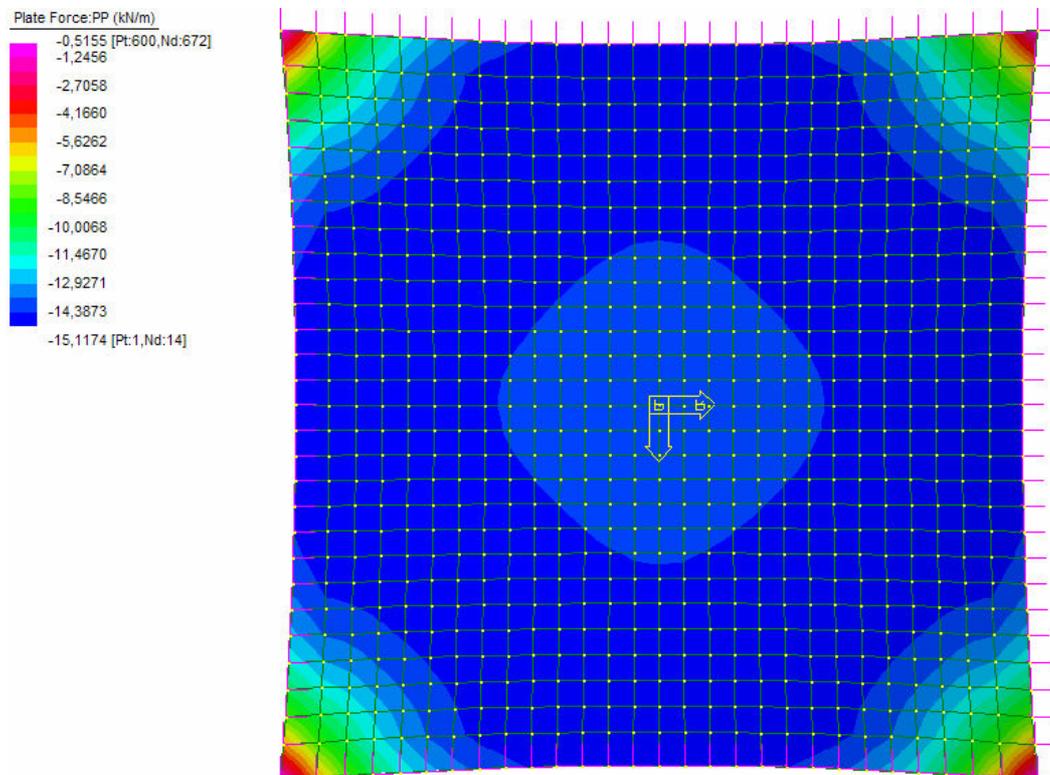
Si sono poi assegnati i carichi di cui al § 6.1.1.1 e si vincolata la volta lungo i quattro archi perimetrali mediante appoggi che impediscano la traslazione nelle due direzioni. Al fine di ottenere una corretta valutazione degli sforzi lungo i meridiani e paralleli, si è creato un sistema di riferimento sferico posizionato nel centro dell'ipotetica sfera da cui si origina la volta a vela.



**Fig. 6.1.4:** Volta a vela: modellazione in *Straus* - geometria, vincoli e sistema di riferimento

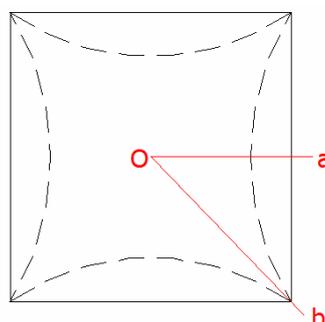
Dall'Analisi Statica Lineare si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Sforzo normale specifico lungo i meridiani -  $S_1$



**Fig. 6.1.5:** Mappa di colore dello sforzo normale specifico  $S_1$

Si riportano in Fig. 6.1.7 e 6.1.8 l'andamento dello sforzo  $S_1$  lungo due sezioni significative indicate in Fig. 6.1.6:



**Fig. 6.1.6:** Sezioni di riferimento

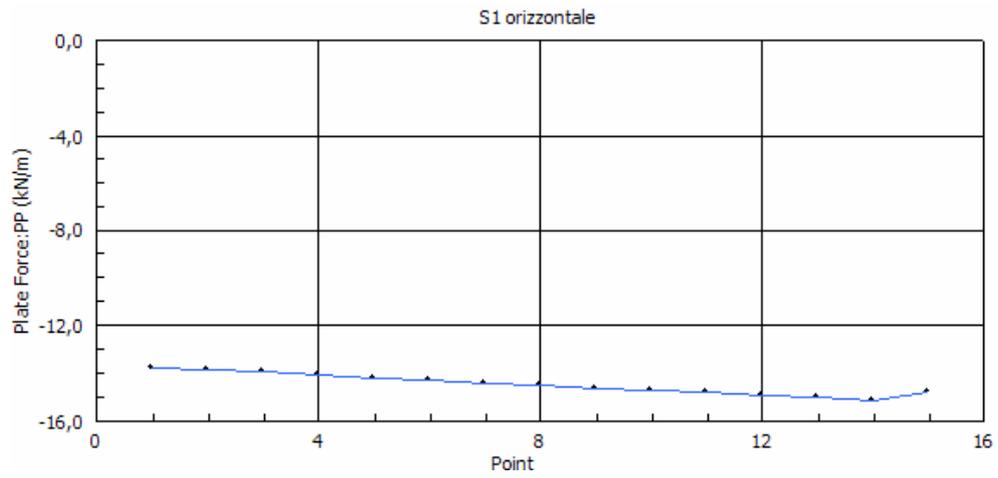


Fig. 6.1.7: Andamento dello sforzo normale specifico  $S_1$  – sezione O-a

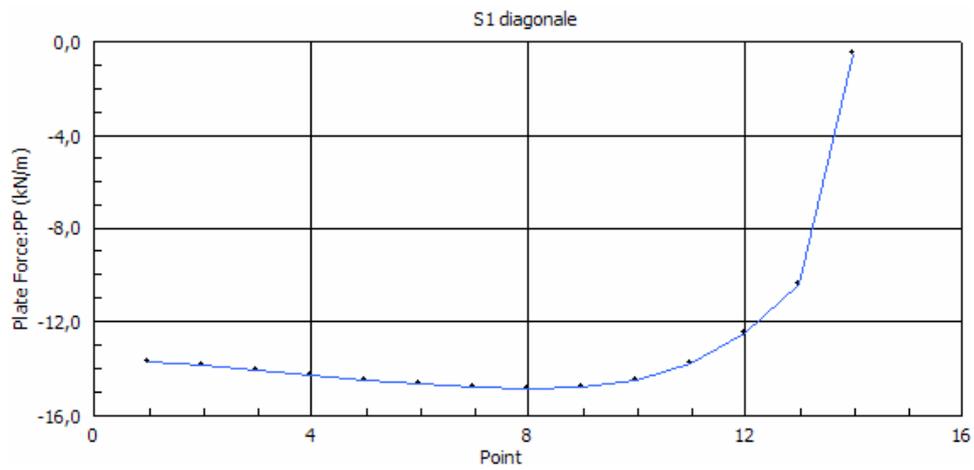


Fig. 6.1.8: Andamento dello sforzo normale specifico  $S_1$  – sezione O-b

- Sforzo normale specifico lungo i paralleli –  $S_2$

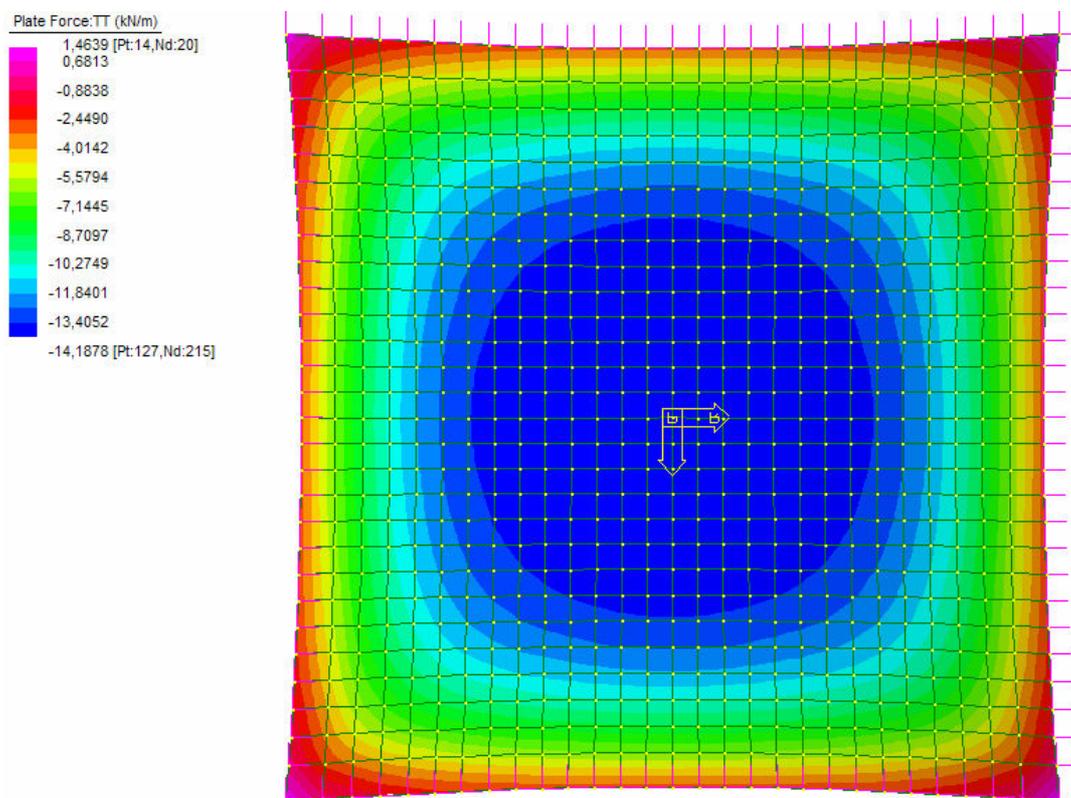


Fig. 6.1.9: Mappa di colore dello sforzo normale specifico  $S_2$

Analogamente a quanto proposto per lo sforzo  $S_1$ , si riportano in Fig. 6.1.10 e 6.1.11 l'andamento dello sforzo  $S_2$ , sempre in riferimento alle due sezioni di Fig. 6.1.6:

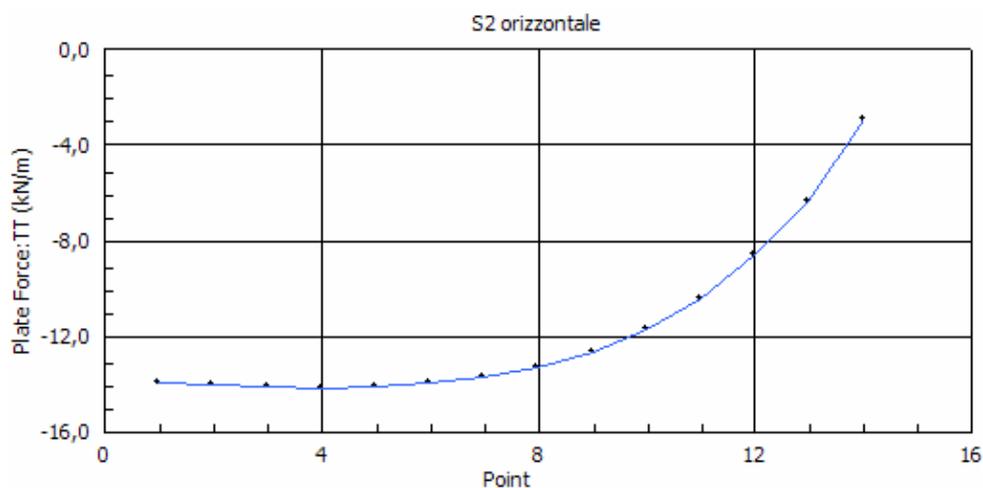
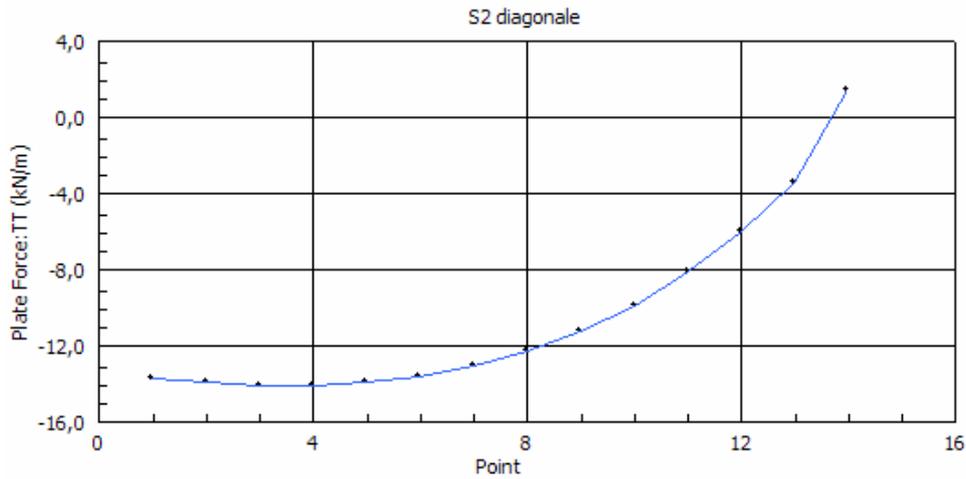


Fig. 6.1.10: Andamento dello sforzo normale specifico  $S_2$  – sezione O-a



*Fig. 6.1.11: Andamento dello sforzo normale specifico  $S_2$  – sezione O-b*

L'andamento degli sforzi  $S_1$  e  $S_2$  evidenzia come i meridiani risultino tutti compressi, con valori di compressione contenuti e ben al di sotto del limite sopportabile dalla muratura, così come i paralleli che presentano solo una piccola zona di trazione in prossimità degli angoli in cui inevitabilmente si sono riscontrate lesioni nella muratura. Si può quindi concludere che la volta esaminata è stata progettata con una configurazione tale da assolvere alla propria funzione di trasmissione dei carichi alla muratura e agli archi perimetrali.

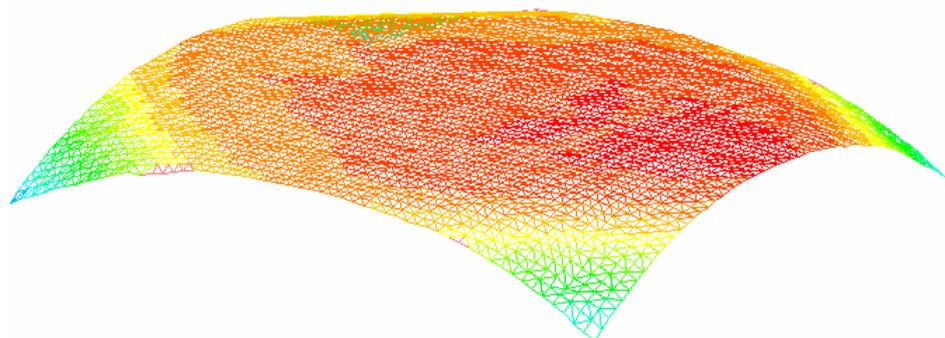
### 6.1.1.3 – Stato tensionale nella configurazione deformata

La presenza di numerose lesioni su tutta la superficie voltata ha reso indispensabile un'analisi più approfondita dello stato tensionale effettivamente agente.



*Fig. 6.1.12: lesioni sulla volta a vela*

Si è effettuato un accurato rilievo con *laser scanner* (Fig. 6.1.13) che ha permesso di individuare l'esatta geometria della volta che, come illustrato in Fig. 6.1.14, presenta un forte appiattimento nella zona centrale:



**Fig. 6.1.13:** Rilievo 3D mediante laser scanner



**Fig. 6.1.14:** Configurazione deformata

La configurazione attuale della volta, che si discosta significativamente da quella originaria a causa dell'abbassamento di qualche centimetro della zona centrale, è da attribuire con buona probabilità a spostamenti orizzontali delle imposte causati da cedimenti fondazionali, assestamenti del terreno e ancor di più dalla forte spinta orizzontale degli archi ribassati perimetrali che viene esaltata nel corso della vita della costruzione da distribuzioni non simmetriche dei carichi che portano gli archi a non equilibrarsi mutuamente.

Lo stato tensionale della volta nella sua configurazione deformata non sarà più esclusivamente membranale, ma saranno presenti anche ingenti sforzi flessionali che nascono dal comportamento “a piastra” nella zona centrale che poco si discosta dall'orizzontalità. Si è quindi realizzato un nuovo modello ad elementi finiti che riproduca fedelmente la geometria rilevata dal *laser scanner* in cui parametri meccanici e condizioni di vincolo sono i medesimi del modello descritto al paragrafo precedente.

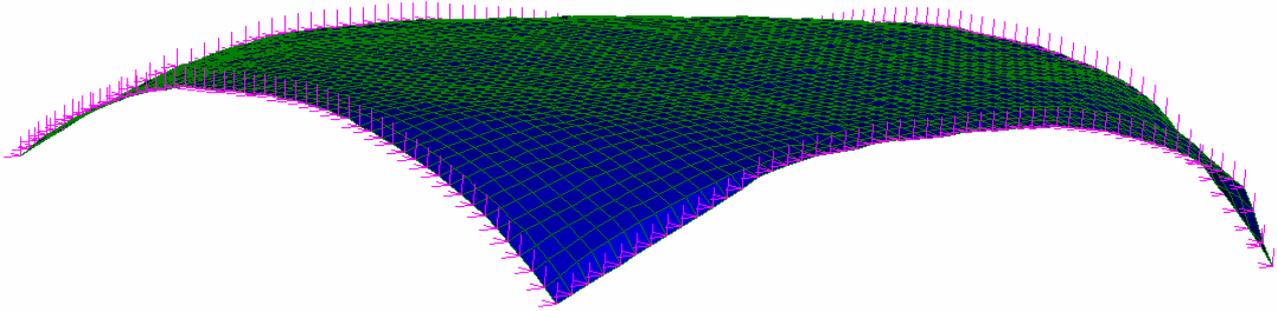


Fig. 6.1.15: Volta a vela: modellazione in Straus - configurazione deformata

Sempre attraverso un'Analisi Statica Lineare si sono valutate le tensioni principali all'intradosso e all'estradosso:

- Tensioni principali  $\sigma_{11}$

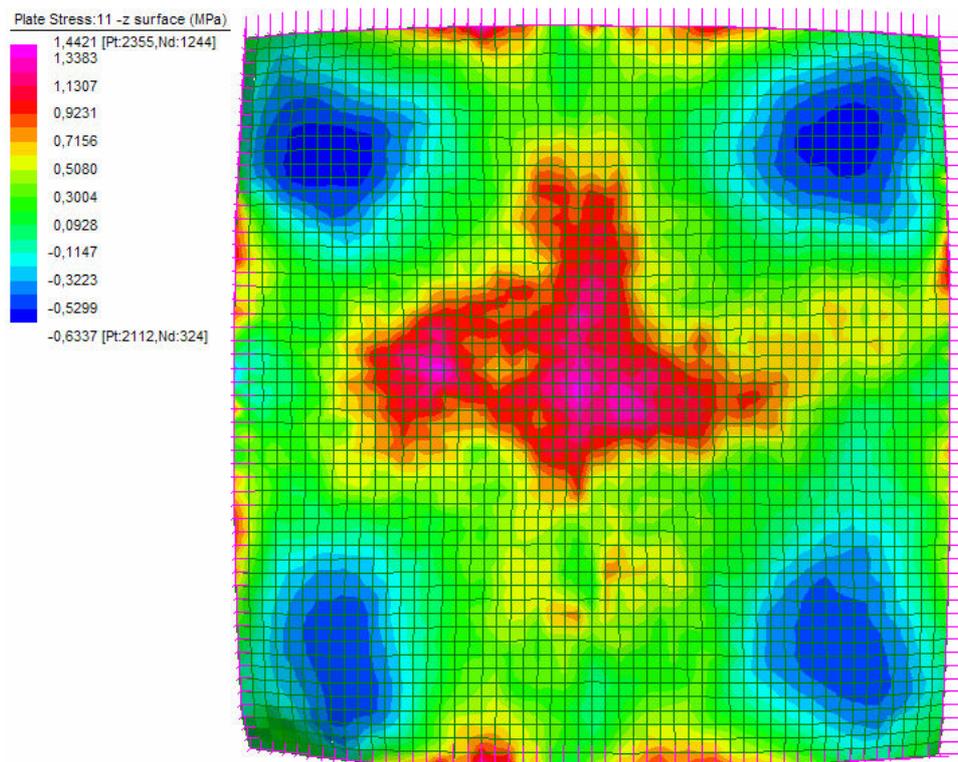


Fig. 6.1.16: Mappa di colore delle tensioni principali  $\sigma_{11}$  - INTRADOSSO

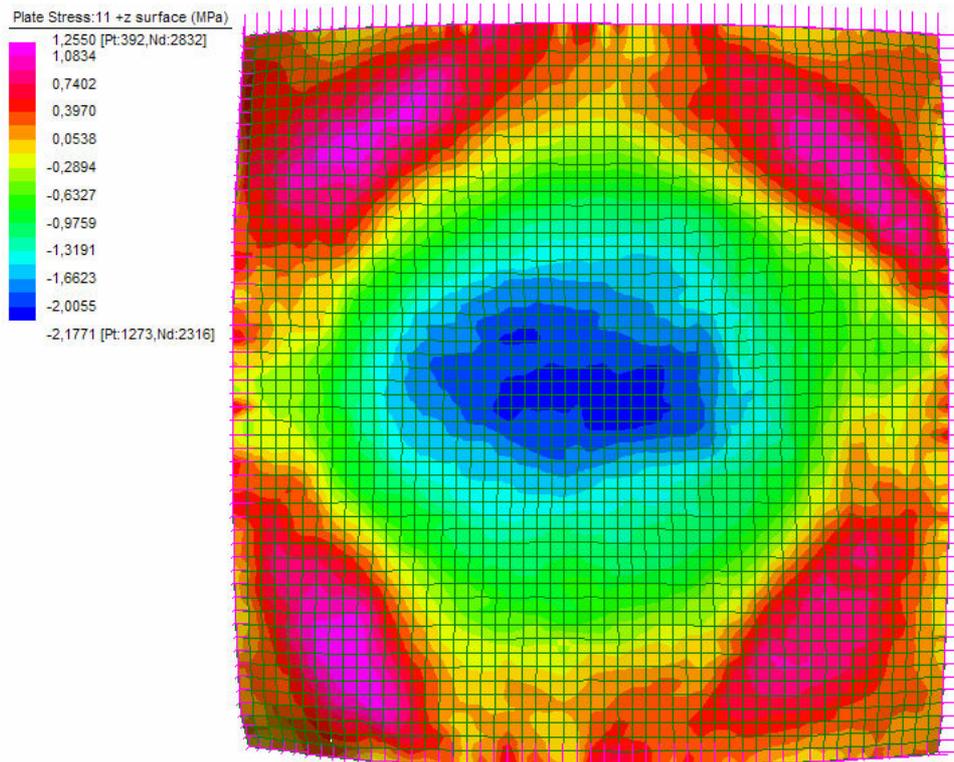


Fig. 6.1.17: Mappa di colore delle tensioni principali  $\sigma_{11}$  – ESTRADOSSO

- Tensioni principali  $\sigma_{22}$

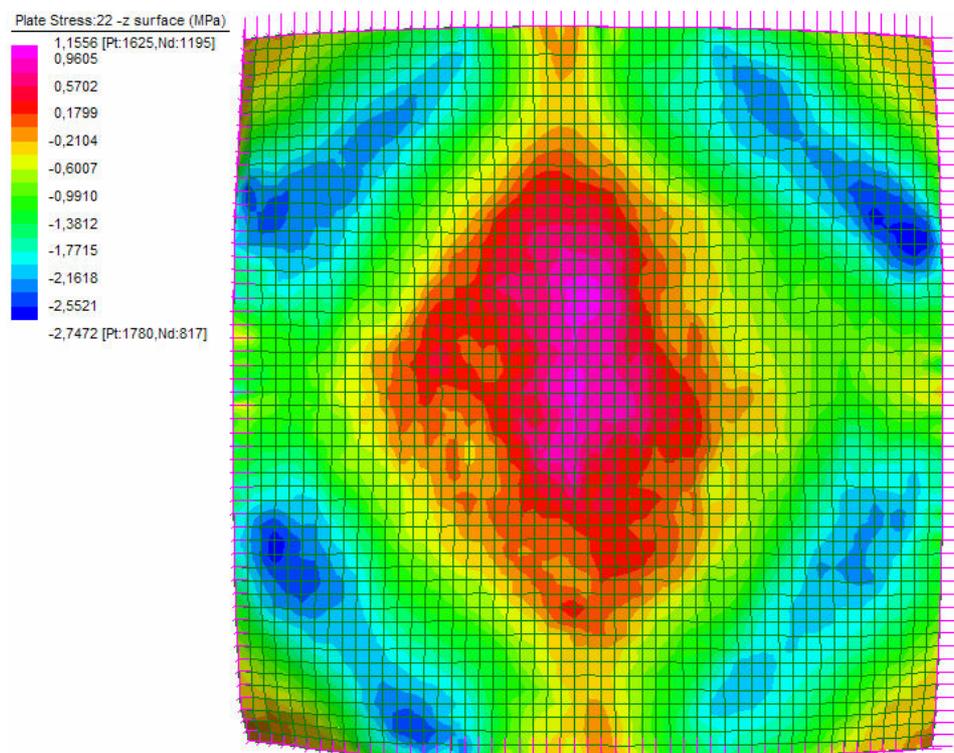
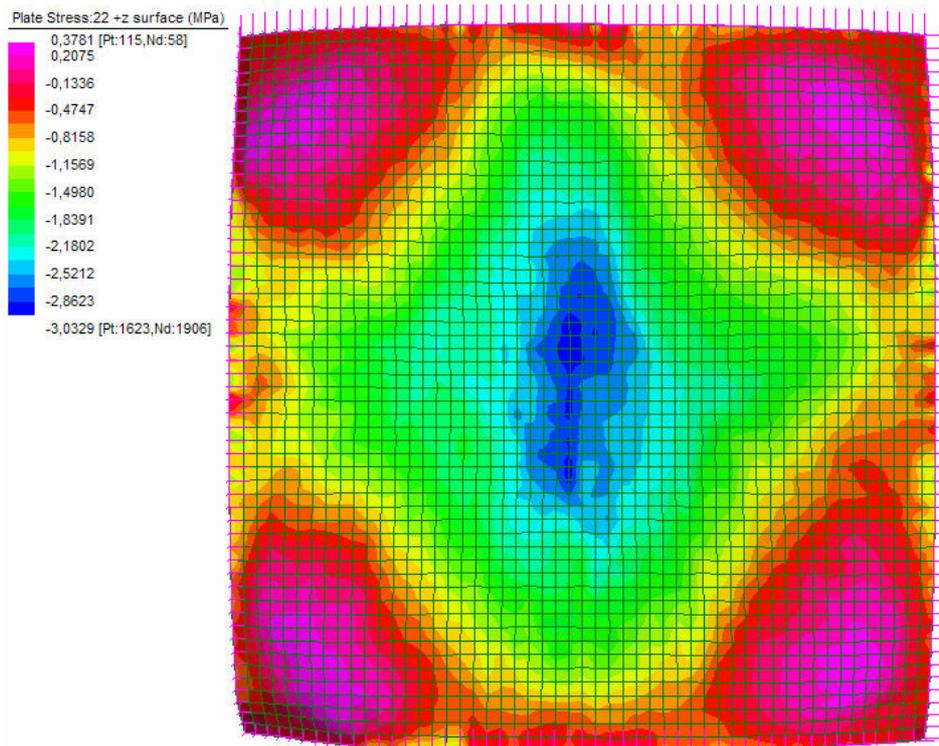


Fig. 6.1.18: Mappa di colore delle tensioni principali  $\sigma_{22}$  – INTRADOSSO



**Fig. 6.1.19:** Mappa di colore delle tensioni principali  $\sigma_{22}$  - ESTRADOSSO

Le Fig. 6.1.16 e 6.1.18 mettono in risalto come l'intradosso della volta sia soggetto nella zona centrale a significative tensioni di trazione che coinvolgono un'area piuttosto ampia, il che giustifica le numerose lesioni riscontrate visivamente in entrambe le direzioni e rende necessario un intervento di consolidamento che impedisca un il collasso della volta qualora fosse soggetta ad un aumento dei carichi rispetto a quelli attuali d'esercizio.

## 6.1.2 – ARCO

### 6.1.2.1 – Geometria e carichi

Si è effettuata la verifica dell'arco laterale, la cui geometria è riportata in Fig. 6.1.20:

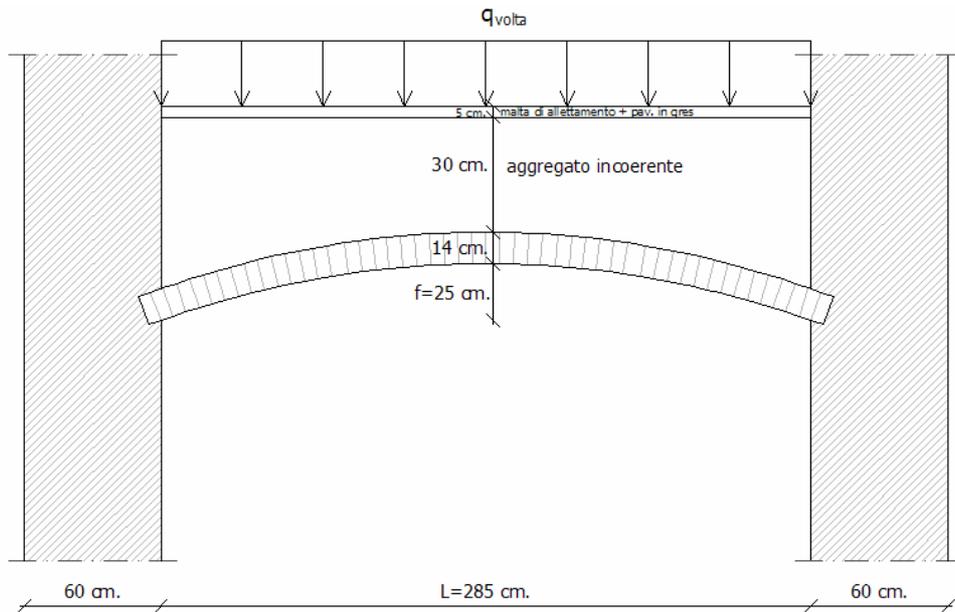


Fig. 6.1.20: Arco laterale – Geometria e Carichi

La profondità dell'arco è 60 cm.

L'arco è soggetto ai seguenti carichi:

Peso proprio ( $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ):

$$G_1 = 18 \cdot 0,14 = 2,52 \text{ kN / m}^2$$

Aggregato incoerente ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_2 = 15 \cdot 0,30 = 4,50 \text{ kN / m}^2$$

Malta di allettamento + pav. in gres ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_3 = 20 \cdot 0,05 = 1,00 \text{ kN / m}^2$$

Carico trasmesso dalle volte

$$Q_{volta} = 21,5 \text{ kN / m}^2$$

Accidentale (scuola)

$$Q_1 = 3,00 \text{ kN / m}^2$$

### 6.1.2.2 – Cenni teorici

La verifica è stata effettuata utilizzando il programma *Arco* redatto del prof. P. Gelfi.

Il software trova il suo fondamento teorico in quanto esposto da J. Heyman nell'opera "The Masonry Arch", in cui l'autore propone di applicare i teoremi dell'analisi limite al problema degli archi in muratura qualora siano soddisfatte tre ipotesi fondamentali:

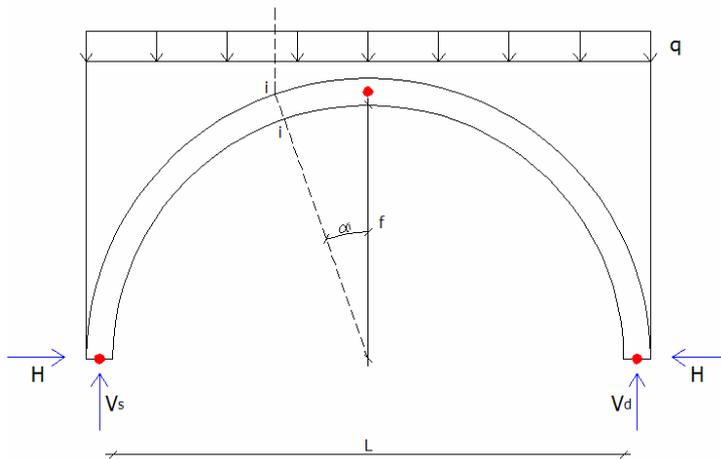
- a) assenza di resistenza a trazione della muratura
- b) infinita resistenza a compressione della muratura
- c) nessun problema di slittamento tra i conci

In particolare il software è basato sul **teorema statico dell'analisi limite**: “*un arco in muratura è in sicurezza se esiste una curva delle pressioni in equilibrio con i carichi esterni e giacente interamente nello spessore dell'arco*”.

Una diretta implicazione di questo teorema è che non è necessario determinare la curva funicolare del carico, ovvero la soluzione che soddisfa equilibrio, conformità e congruenza, ma è sufficiente determinare una curva delle pressioni che, pur violando la congruenza, soddisfi equilibrio e conformità per garantire un livello di sicurezza dell'arco almeno pari, se non superiore, a quello richiesto.

L'approccio più semplice e tradizionale adottato nel programma consiste nel considerare tra le  $\infty^3$  curve delle pressioni che soddisfano l'equilibrio una sola soluzione, ovvero quella corrispondente a un arco a tre cerniere con una cerniera in chiave e due alle imposte. Per questo caso particolare viene quindi determinata la curva delle pressioni attraverso un approccio numerico:

- si calcolano le reazioni vincolari



**Fig. 6.1.21a:** Geometria, carico e reazioni vincolari

$$H = \frac{ql^2}{8 \cdot f} \quad (6.1.1)$$

$$V_s = V_d = \frac{ql}{2} \quad (6.1.2)$$

- con riferimento alla Fig. 6.1.21b si calcolano nella generica sezione  $i-i$  le azioni interne  $M_i, N_i, T_i$

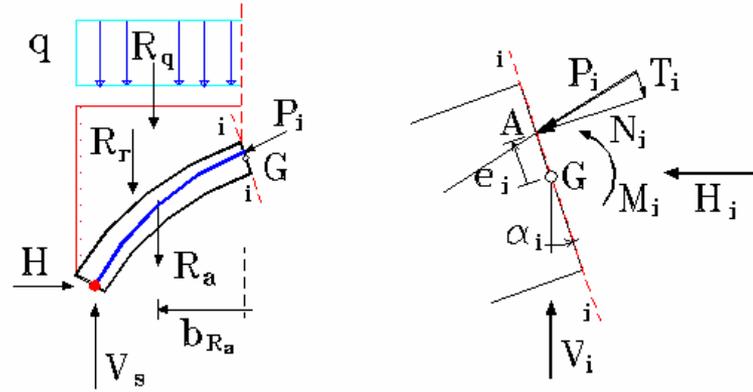


Fig. 6.1.21b: Risultanti e azioni interne nella sezione i-i

$$H_i = H \quad (6.1.3)$$

$$V_i = R_q + R_r + R_a - V_s \quad (6.1.4)$$

$$M_i = V_s \cdot b_{Vs} - H \cdot b_H - R_q \cdot b_{Rq} - R_r \cdot b_{Rr} - R_a \cdot b_{Ra} \quad (6.1.5)$$

$$N_i = H_i \cos \alpha_i - V_i \sin \alpha_i \quad (6.1.6)$$

$$T_i = -H_i \sin \alpha_i - V_i \cos \alpha_i \quad (6.1.7)$$

- si calcola la posizione del centro di pressione per la sezione i-esima

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} \quad (6.1.8)$$

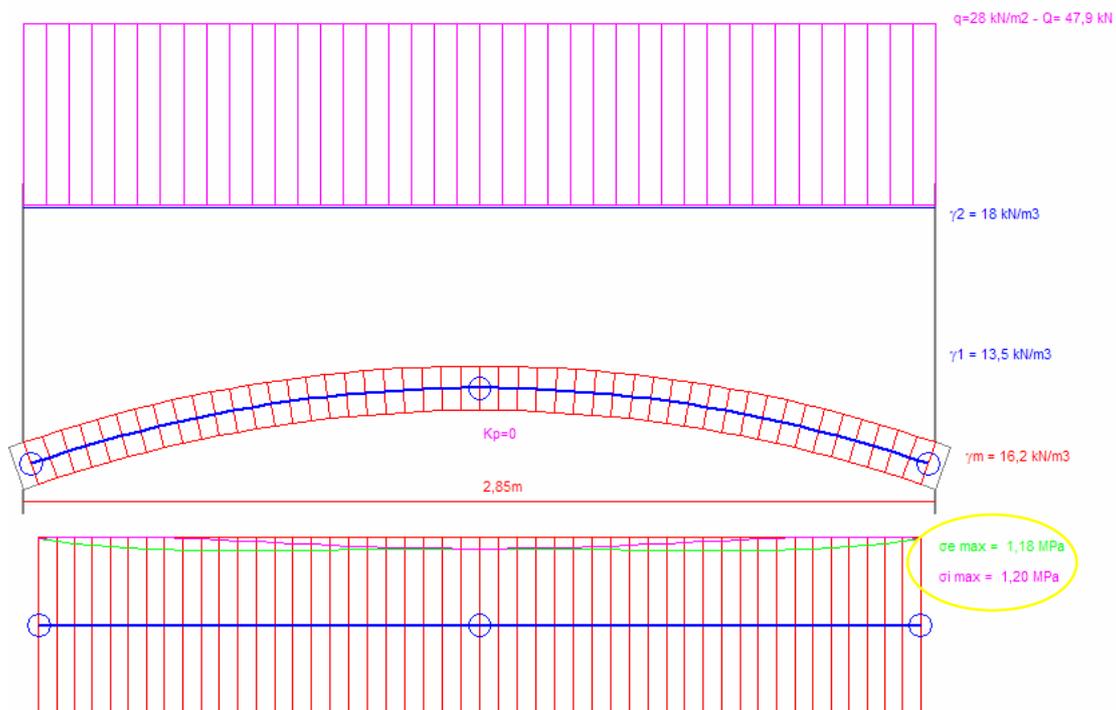
- si determina  $e_i$  per le diverse sezioni in cui è stato discretizzato l'arco ottenendo la curva delle pressioni

Il grafico che ne risulta permette di verificare se tale curva è ovunque interna alla sagoma dell'arco. Determinata la geometria della curva delle pressioni il programma provvede anche a calcolare la distribuzione delle tensioni in corrispondenza delle facce dei conci in cui l'arco è stato discretizzato, è quindi necessario verificare che i valori di tali tensioni siano inferiori rispetto a quelli sopportabili dalla muratura affinché il teorema statico sia ancora applicabile, infatti, pur venendo meno la seconda ipotesi di Heyman nel caso di murature con resistenze modeste a compressione (tali per cui non possono essere considerate infinite rispetto alle tensioni agenti), la crisi dell'arco avviene per formazione di un meccanismo cinematico quando ancora le tensioni della muratura sono tali da garantirne la resistenza.

Si sottolinea infine che tutte le considerazioni fatte si riferiscono alla situazione di crisi incipiente della struttura dovuta alla formazione di un meccanismo cinematica, cioè alla verifica allo stato limite ultimo.

### 6.1.2.3 – Curva delle pressioni e stato tensionale

Dopo aver inserito nel programma “Arco” la geometria e fattorizzato i carichi descritti al § 6.1.2.1 (si è moltiplicato i carichi permanenti per 0,9 in quanto favorevoli alla statica dell’arco e gli accidentali per 1,5), si è ottenuta una delle possibili curve delle pressioni che soddisfano il teorema statico dell’analisi limite:



*Fig. 6.1.22: Curva delle pressioni e stato tensionale*

Come evidenziato in Fig. 6.1.22 esiste una curva delle pressioni contenuta interamente nella sagoma dell’arco che risulta essere quindi in sicurezza, si nota inoltre che tale curva è contenuta anche nel nocciolo d’inerzia della sezione che risulta quindi interamente compressa con valori di tensioni all’intradosso e all’estradosso ( $\sigma_{\text{max}} = 1,2 \text{ MPa}$ ) inferiori alla resistenza di progetto a compressione della muratura (pari a 1,52 MPa – vedi § 6.3.2).

Particolare attenzione meritano infine i valori delle reazioni vincolari:

$$V_s = V_d = 32,7 \text{ kN}$$

$$H = 94 \text{ kN}$$

Le spinte verticali sono efficacemente assorbite dalla muratura che, avendo spessori di 60 cm, ha un'elevata resistenza a compressione, mentre la spinta orizzontale dell'arco, non essendo assorbita attraverso l'introduzione di catene, grava sulla colonna centrale, in cui la spinta è bilanciata dall'arco adiacente solo in presenza di carichi perfettamente simmetrici, e sulle murature perimetrali provocando cedimenti orizzontali che, come visto al § 6.1.1.3, sono la causa della configurazione deformata delle volte.

## 6.2 – VERIFICA DEI SOLAI

Fatta eccezione per le volte in muratura presenti al piano seminterrato l'edificio presenta solai in acciaio (putrelle e voltine, putrelle e volterrane, putrelle e tavelloni) e solai in legno; al fine di valutarne la capacità portante si sono effettuate verifiche di flessione, taglio e deformabilità per i solai più significativi di cui, grazie ai sondaggi descritti al § 2.2.2, se ne conosce la geometria (tipo di profilo, luce, interassi) e i carichi:

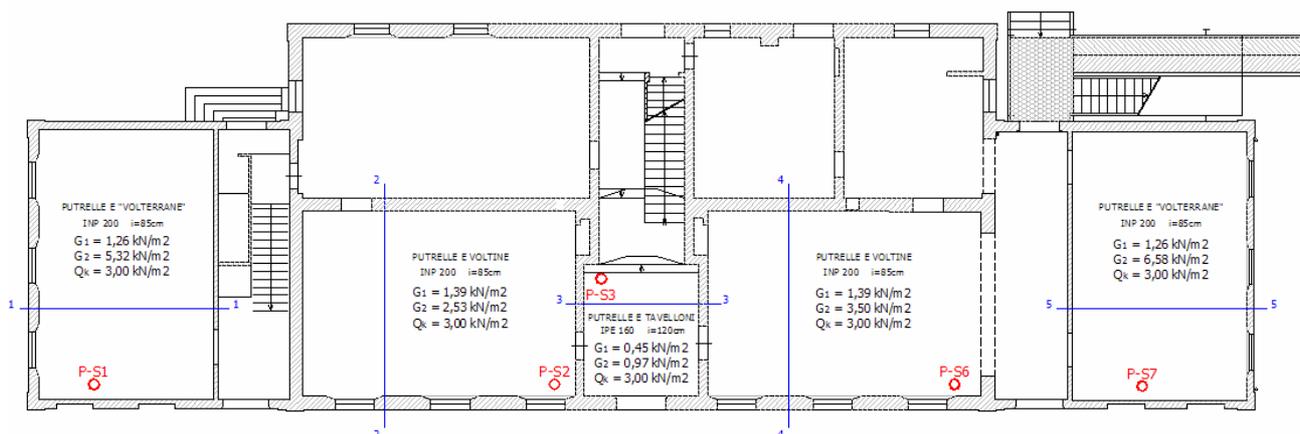


Fig. 6.2.1: Orizzontamento tra P.R. e P.I – solai oggetto di verifica

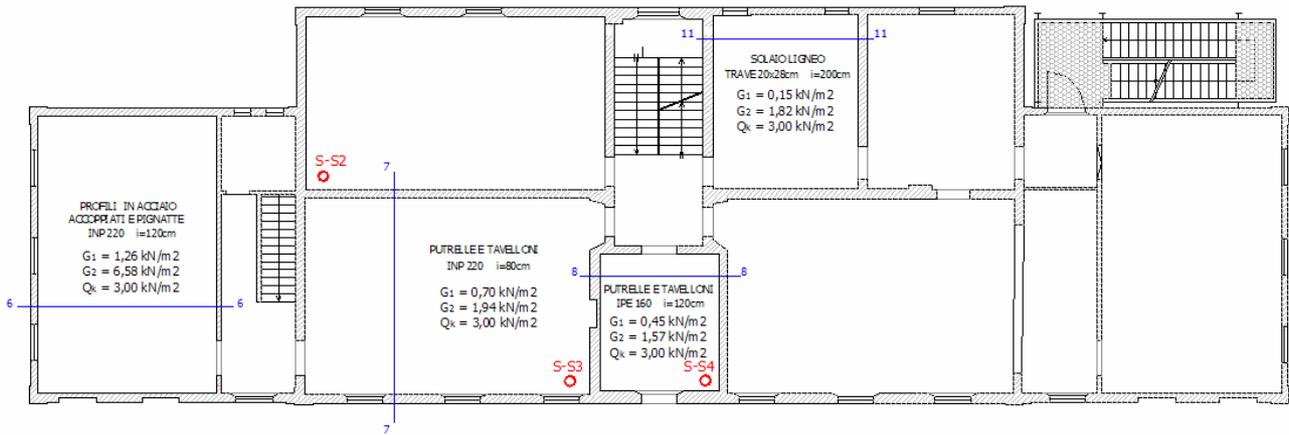


Fig. 6.2.2: Orizzontamento tra P.I e P.II – solai oggetto di verifica

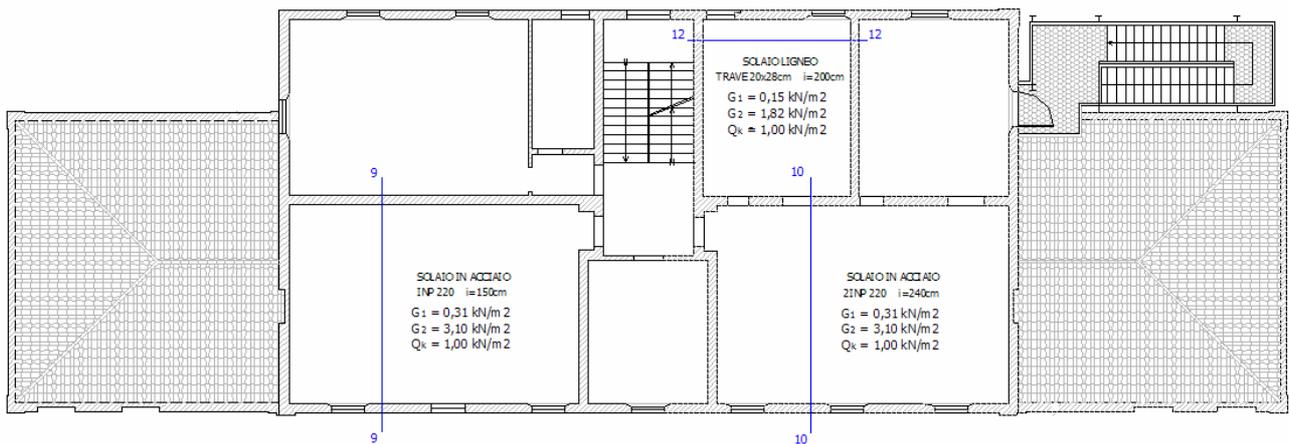
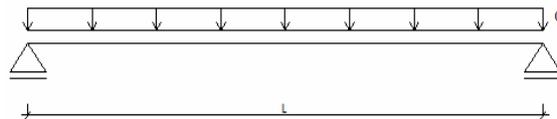


Fig. 6.2.3: Orizzontamento tra P.II e Sottotetto – solai oggetto di verifica

Lo schema statico adottato per le verifiche è quello di trave semplicemente appoggiata agli estremi:



$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (6.2.1)$$

$$T = \frac{ql}{2} \quad (6.2.2)$$

## 6.2.1 – VERICHE SOLAI IN ACCIAIO

### 6.2.1.1 – Verifiche SLU

#### 6.2.1.1.1 - Combinazioni di Carico

La combinazione di carico utilizzata per le verifiche allo SLU è quella descritta dall'eq.ne (4.1.3):

$$Q = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_k \quad (6.2.3)$$

#### 6.2.1.1.2 – Valori caratteristici e Resistenza di calcolo dell'acciaio (§ 4.2.4.1.1 D.M. 2008)

Non avendo a disposizione dati specifici in merito alla qualità dell'acciaio con cui siano stati realizzati i profili rilevati nelle indagini sui solai, si ipotizza un acciaio S 235 avente la caratteristiche definite al § 11.3.4.1 del D.M. 2008 e riportate in Tabella 3.1.1:

S 235			
t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>
[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
235	360	215	360

Tab. 6.2.1: Caratteristiche meccaniche acciaio S 235

con:

t spessore nominale dell'elemento;

f<sub>yk</sub> tensione caratteristica di snervamento;

f<sub>tk</sub> tensione caratteristica di rottura;

I profili analizzati hanno tutti uno spessore nominale minore di 40 mm.

La resistenza di calcolo delle membrature R<sub>d</sub> si calcola come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (6.2.4)$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza della membratura, determinata dai valori caratteristici della resistenza del materiale  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato, definito in Tabella 4.2.V del D.M. 2008;

I valori di  $R_k$  e  $\gamma_M$  verranno di seguito specificati in relazione alle verifiche effettuate.

#### 6.2.1.1.3 – Verifica a Flessione (§ 4.2.4.1.2 D.M. 2008)

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (6.2.5)$$

dove, per sezioni di *Classe I*, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (6.2.6)$$

con  $\gamma_{M0}$  pari a 1,05

#### 6.2.1.1.4 – Verifica a Taglio (§ 4.2.4.1.2 D.M. 2008)

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (6.2.7)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.2.8)$$

dove:

$\gamma_{M0}$  è pari a 1,05

$A_v$  è l'area resistente a taglio che, per profilati ad I caricati nel piano dell'anima, vale:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (6.2.9)$$

con:

A: area lorda della sezione del profilo

b: larghezza delle ali

$t_f$ : spessore delle ali

$t_w$ : spessore dell'anima

r: raggio di raccordo tra anima ed ala

Si riportano in *Tab. 6.2.2* le caratteristiche geometriche dei profili analizzati:

profilo	A	h	b	$t_w$	$t_f$	r
	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
INP 200	33,4	200	90	7,5	11,3	7,5
IPE 160	20,1	160	74	6,3	9,5	6,3
INP 220	39,5	220	98	8,1	12,2	8,1

**Tab. 6.2.2:** Caratteristiche geometriche per i profili verificati

## 6.2.1.1.5 – Risultati

ID	q [kN/m]	l [m]	M <sub>max</sub> [kN*m]	V <sub>max</sub> [kN]	Flessione		Verifica	Taglio		Verifica
					W <sub>pl</sub> [cm <sup>3</sup> ]	M <sub>cRd</sub> [kN*m]		A <sub>v</sub> [mm <sup>2</sup> ]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	
1-1	12,00	6,30	59,54	37,80	250,00	55,95	non verificato	1560,25	201,61	verificato
2-2	8,59	6,80	49,63	29,19	250,00	55,95	verificato	1560,25	201,61	verificato
3-3	7,85	4,30	18,14	16,87	123,90	27,73	verificato	783,55	101,25	verificato
4-4	9,82	6,80	56,78	33,40	250,00	55,95	non verificato	1560,25	201,61	verificato
5-5	13,61	6,30	67,51	42,86	250,00	55,95	non verificato	1560,25	201,61	verificato
6-6	19,21	6,30	95,30	60,51	648,00	145,03	verificato	5805,26	750,14	verificato
7-7	6,65	6,80	38,44	22,61	324,00	72,51	verificato	1855,26	239,73	verificato
8-8	8,93	4,30	20,63	19,20	123,90	27,73	verificato	783,55	101,25	verificato
9-9	9,83	6,80	56,81	33,42	324,00	72,51	verificato	1855,26	239,73	verificato
10-10	15,73	6,80	90,90	53,47	648,00	145,03	verificato	3414,06	441,15	verificato

Tab. 6.2.3: Solai in acciaio – Verifica a Flessione e Taglio

## 6.2.1.2 – Verifiche SLE

## 6.2.1.2.1 - Combinazioni di Carico

Come specificato al § 4.2.4.2.1 del D.M. 2008 la combinazione di carico da utilizzare per le verifiche degli spostamenti verticali nei solai è quella caratteristica definita in precedenza dall'eq.ne (4.1.4):

$$Q = G_1 + G_2 + Q_k \quad (6.2.10)$$

## 6.2.1.2.2 – Verifica di deformabilità (§ 4.2.4.2.1 D.M. 2008)

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \quad (6.2.11)$$

dove:

$\delta_1$  è lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{q_{perm} \cdot l^4}{EJ} \quad (6.2.12)$$

$\delta_2$  è lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q_{acc} \cdot l^4}{EJ} \quad (6.2.13)$$

con:

E modulo elastico dell'acciaio S 235

J momento d'inerzia della sezione

profilo	E	J
	[MPa]	[cm <sup>4</sup> ]
INP 200	210000	2140
IPE 160	210000	935
INP 220	210000	3060

**Tab. 6.2.4:** Valori di E, J per i profili verificati

In mancanza di più precise indicazioni dettate da particolari esigenze di esercizio, i valori limite per gli spostamenti verticali di solai in generale sono suggeriti in Tabella 4.2.X del D.M. 2008:

$$\delta_2 \leq \frac{L}{300} \quad (6.2.14)$$

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{250} \quad (6.2.15)$$

## 6.2.1.2.3 – Risultati

ID	$q_{perm}$	$q_{acc}$	l	profilo	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_{TOT}$	L/300	L/250	Verifica $\delta_2$	Verifica $\delta_{TOT}$
	[kN/m]	[kN/m]			[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		
1-1	5,59	2,55	6,30	INP 200	2,55	1,16	3,72	2,10	2,52	verificato	non verificato
2-2	3,33	2,55	6,80	INP 200	2,06	1,58	3,64	2,27	2,72	verificato	non verificato
3-3	1,70	3,60	4,30	IPE 160	0,39	0,82	1,20	1,43	1,72	verificato	verificato
4-4	4,16	2,55	6,80	INP 200	2,57	1,58	4,15	2,27	2,72	verificato	non verificato
5-5	6,66	2,55	6,30	INP 200	3,04	1,16	4,21	2,10	2,52	verificato	non verificato
6-6	9,41	3,60	6,30	2 INP 220	1,50	0,57	2,08	2,10	2,52	verificato	verificato
7-7	2,11	2,40	6,80	INP 220	0,91	1,04	1,95	2,27	2,72	verificato	verificato
8-8	2,42	3,60	4,30	IPE 160	0,55	0,82	1,37	1,43	1,72	verificato	verificato
9-9	5,12	1,50	6,80	INP 220	2,22	0,65	2,87	2,27	2,72	verificato	non verificato
10-10	8,18	2,40	6,80	2 INP 220	1,77	0,52	2,29	2,27	2,72	verificato	verificato

Tab. 6.2.5: Solai in acciaio – Verifica di deformabilità

## 6.2.1.3 – Osservazioni

I risultati riportati in Tab 6.2.3 e 6.2.5 mettono in luce alcune situazioni di criticità: per quanto concerne la verifica a flessione, i profili 1-1 e 4-4, pur non risultando verificati, hanno un momento resistente che ricopre circa il 95% di quello sollecitante non destando quindi particolari preoccupazioni, lo stesso non si può dire invece per il profilo 5-5 in cui  $M_{Rd}$  è circa l'83% di  $M_{Ed}$ ; risultanti ancor meno confortanti sono poi quelli relativi alla verifica di deformabilità e il fatto che nei profili non si notino significativi effetti deformativi è da attribuire all'effettiva entità dei carichi di esercizio che non hanno mai raggiunto i 300 kg/m<sup>2</sup> imposti dalla normativa.

Si proporrà in seguito (Capitolo 9) un intervento di consolidamento dei solai che, oltre a garantirne l'infinita rigidità necessaria a ripartire le azioni sismiche, incrementerà la loro resistenza risolvendo i problemi flessionali e deformativi.

## 6.2.2 – VERICHE SOLAI IN LEGNO

### 6.2.2.1 – Verifiche SLU

#### 6.2.2.1.1 - Combinazioni di Carico

La combinazione di carico utilizzata per le verifiche allo SLU è quella descritta dall'*eq.ne 6.2.3* impiegata per la verifica allo SLU dei solai in acciaio.

#### 6.2.2.1.2 – Valori caratteristici e Resistenza di calcolo del legno (§ 4.4.6 D.M. 2008)

Da quanto si può dedurre da una semplice indagine visiva, i solai lignei sono stati realizzati con legno massiccio di conifere.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano con riferimento combinato alle classi di durata del carico e alle classi di servizio definite rispettivamente nelle Tabelle 4.4.I e 4.4.II del D.M. 2008.

Il valore di calcolo  $R_d$  di una proprietà del materiale viene calcolato mediante la relazione:

$$R_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot R_k}{\gamma_M} \quad (6.2.16)$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, pari a 1,5 (valore indicato in Tabella 4.4.III del D.M. 2008 per legno massiccio);

$k_{\text{mod}}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{\text{mod}}$  sono forniti nella Tabella 4.4.IV del D.M. 2008 e nel caso in esame (carico accidentale di media durata e classe di servizio 2) è pari a 0,8;

In Tab. 6.2.6 vengono riassunti i valori caratteristici e di progetto:

Legno massiccio - conifere S1 - classe di servizio 2				
Valori caratteristici		Valori di progetto		$k_{mod}$ 0,80
$f_{m,k}$	33,00 Mpa	$f_{m,d}$	17,60 Mpa	Flessione
$f_{t,0,k}$	20,00 MPa	$f_{t,0,d}$	10,67 MPa	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	0,50 MPa	$f_{t,90,d}$	0,27 MPa	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	24,00 MPa	$f_{c,0,d}$	12,80 MPa	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	4,00 MPa	$f_{c,90,d}$	2,13 MPa	Compress. ortog. alle fibre
$f_{v,k}$	3,30 MPa	$f_{v,d}$	1,76 MPa	Taglio

**Tab. 6.2.6:** Caratteristiche meccaniche del legno massiccio di conifere

### 6.2.2.1.3 – Verifica a Flessione (§ 4.4.8.1.6 D.M. 2008)

Nel caso di flessione retta su un solo piano deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (6.2.17)$$

dove:

$\sigma_{m,d}$  è la tensione di calcolo massima per flessione determinata assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{max}}{W} \quad (6.2.18)$$

in cui il *modulo di resistenza* per sezione rettangolare vale

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.2.19)$$

$f_{m,d}$  è la resistenza di calcolo a flessione

6.2.2.1.4 – Verifica a Taglio (§ 4.4.8.1.9 D.M. 2008)

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (6.2.20)$$

dove:

$\tau_d$  è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata in modo semplificato come:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot T_{\max}}{A} \quad (6.2.21)$$

con:

A area della sezione della trave

$f_{v,d}$  è la resistenza di calcolo a taglio

6.2.2.1.5 – Risultati

Si riportano in Tab. 6.2.7 le caratteristiche geometriche della sezione utilizzate nelle verifiche riassunte in Tab. 6.2.8:

Sezione 20x28	
b [mm]	200
h [mm]	280
A [mm <sup>2</sup> ]	56000
W [mm <sup>3</sup> ]	2,61E+06
J [mm <sup>4</sup> ]	3,66E+08

Tab. 6.2.7: Caratteristiche geometriche della sezione delle travi principali

ID	q	l	M <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>	σ <sub>m,d</sub>	f <sub>m,d</sub>	Verifica σ	τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>	Verifica τ
	[kN/m]	[m]	[kN*m]	[kN]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
11-11	14,72	5,20	49,76	38,28	19,04	17,60	non verificato	1,03	1,76	verificato
12-12	8,72	5,20	29,48	22,68	11,28	17,60	verificato	0,61	1,76	verificato

Tab. 6.2.8: Solai in legno – Verifica a Flessione e Taglio

### 6.2.2.2 – Verifiche SLE

#### 6.2.2.2.1 - Combinazioni di Carico

Per la valutazione della freccia si è utilizzata la combinazione di carico caratteristica (eq.ne 4.1.4):

$$Q = G_1 + G_2 + Q_k \quad (6.2.22)$$

#### 6.2.2.2.2 – Verifica di deformabilità (§ 4.4.7 D.M. 2008)

Si è calcolata la freccia attraverso la relazione:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EJ} \quad (6.2.23)$$

dove:

l è la luce di calcolo

q è il carico agente valutato attraverso le relazioni 6.2.20

J è il momento d'inerzia della sezione (vedi Tab. 6.2.7)

E è il modulo elastico del legno pari a:

$$E_{0,mean} = 12300 \text{ MPa} \quad (6.2.24)$$

La normativa richiede che le deformazioni siano contenute entro i limiti accettabili in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti e più in generale alle finiture. In mancanza di un preciso valore di riferimento si richiede che la freccia  $\delta$  sia contenuta entro  $L/300$ .

#### 6.2.2.2.3 – Risultati

ID	q	l	$\delta$	l/300	verifica
	[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	
11-11	9,94	5,20	2,10	1,73	non verificato
12-12	5,94	5,20	1,26	1,73	verificato

Tab. 6.2.9: Solai in legno – Verifica di deformabilità

### 6.2.2.3 – Osservazioni

Analogamente a quanto affermato per i solai in acciaio, anche il solaio in legno del primo piano non soddisfa le verifiche a flessione e di deformabilità e l'intervento di consolidamento proposto in seguito mirerà anche a risolvere tali defezioni, oltre ovviamente a garantirne l'infinita rigidità.

## 6.3 – VERIFICA DELLA MURATURA

### 6.3.1 – ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'organizzazione dell'intera struttura ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità ed un comportamento d'insieme "scatolare"; tale comportamento dovrebbe essere garantito da un efficace ammorsamento lungo le intersezioni verticali dei muri e dalla presenza di cordoli di piano in c.a. o da opportuni incatenamenti al livello dei solai aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria.

Nell'edificio oggetto di studio, pur essendo presenti efficaci ammorsamenti tra i muri verticali, mancano totalmente i cordoli o incatenamenti al livello dei solai, sarà quindi necessario prevedere un intervento che miri innanzitutto a garantire il comportamento scatolare della struttura con un conseguente miglioramento della risposta statica e dinamica.

Lo *spessore* dei muri portanti, per muratura in elementi resistenti artificiali pieni, non può essere inferiore a 15 cm. Sulla base di tale indicazione non si sono considerati resistenti ai carichi verticali gli elementi aventi spessore inferiore.

Al fine di poter escludere gli effetti prodotti dai fenomeni del secondo ordine è necessario controllare la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = \frac{h_0}{t} \quad (6.3.1)$$

dove:

t      è lo spessore della parete

$h_0$     è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi attraverso la relazione:

$$h_0 = \rho \cdot h \quad (6.3.2)$$

con:

$h$  è l'altezza interna di piano

$\rho$  è un fattore che tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali, posto a favore di sicurezza pari ad 1

Il valore della snellezza  $\lambda$  non deve essere superiore a 20.

Si riportano le verifiche di snellezza dei muri portanti la cui numerazione è indicata, piano per piano, nelle corrispondenti piante in cui si evidenziano gli elementi che non soddisfano la verifica:

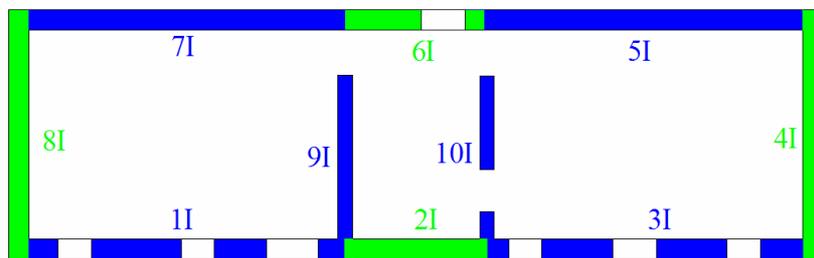


Fig. 6.3.1: Verifica di snellezza – Numerazione elementi Piano Seminterrato

VERIFICA DI SNELLEZZA					
PIANO	ID	$h_0$	$t$	$\lambda$	verifica
		[cm]	[cm]	[-]	$\lambda < 20$
SEMINTERRATO (I)	1	312	58,50	5,33	verificato
	2	312	58,50	5,33	verificato
	3	312	58,50	5,33	verificato
	4	312	58,50	5,33	verificato
	5	312	58,50	5,33	verificato
	6	312	58,50	5,33	verificato
	7	312	58,50	5,33	verificato
	8	312	58,50	5,33	verificato
	9	312	41,00	7,61	verificato
	10	312	41,00	7,61	verificato

Tab. 6.3.1: Verifica di snellezza – Piano Seminterrato

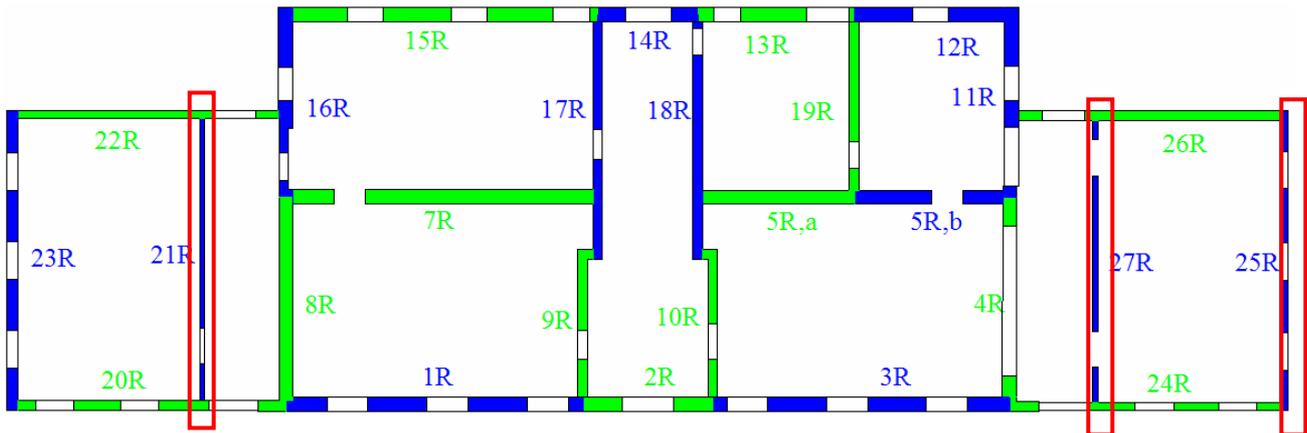


Fig. 6.3.2: Verifica di snellezza – Numerazione elementi Piano Rialzato

VERIFICA DI SNELLEZZA					
PIANO	ID	$h_0$	$t$	$\lambda$	verifica
		[cm]	[cm]	[-]	$\lambda < 20$
PIANO RIALZATO ( R )	1	490	45,00	10,89	verificato
	2	490	45,00	10,89	verificato
	3	490	45,00	10,89	verificato
	5a	490	41,00	11,95	verificato
	5b	490	41,00	11,95	verificato
	7	490	44,00	11,14	verificato
	8	490	41,50	11,81	verificato
	9	490	33,50	14,63	verificato
	10	490	30,00	16,33	verificato
	11	490	44,50	11,01	verificato
	12	490	45,00	10,89	verificato
	13	490	45,00	10,89	verificato
	14	490	45,00	10,89	verificato
	15	490	45,00	10,89	verificato
	16	490	45,00	10,89	verificato
	17	490	29,00	16,90	verificato
	18	490	30,00	16,33	verificato
	19	490	29,00	16,90	verificato
	20	490	29,00	16,90	verificato
	21	490	15,00	32,67	non verificato
	22	490	29,00	16,90	verificato
	23	490	34,00	14,41	verificato
	24	490	28,50	17,19	verificato
	25	490	22,00	22,27	non verificato
	26	490	31,00	15,81	verificato
	27	490	15,00	32,67	non verificato

Tab. 6.3.2: Verifica di snellezza – Piano Rialzato

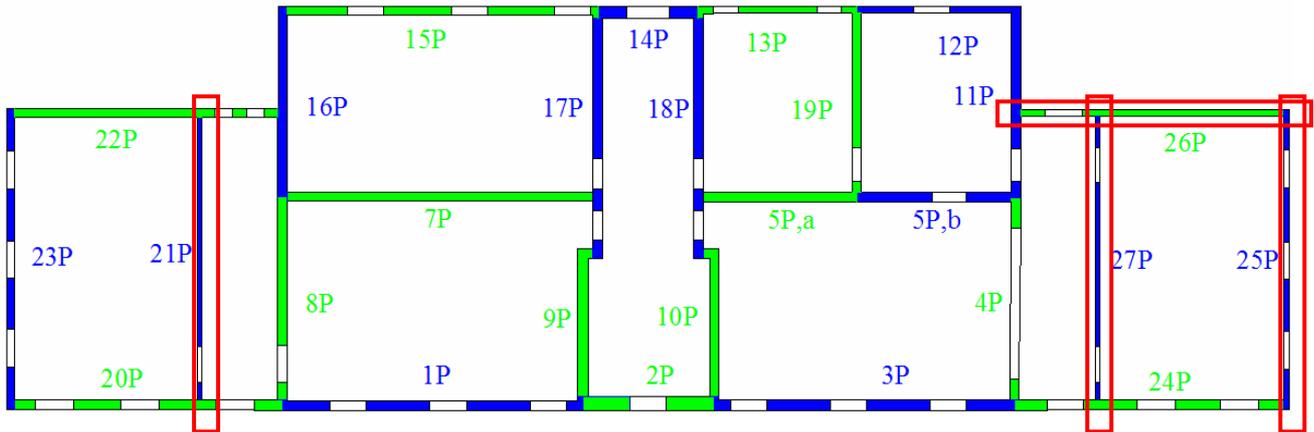


Fig. 6.3.3: Verifica di snellezza – Numerazione elementi Piano Primo

VERIFICA DI SNELLEZZA					
PIANO	ID	$h_0$	$t$	$\lambda$	verifica
		[cm]	[cm]	[-]	$\lambda < 20$
PIANO PRIMO (P)	1	444	30,00	14,80	verificato
	2	444	42,00	10,57	verificato
	3	444	32,50	13,66	verificato
	5a	444	30,50	14,56	verificato
	5b	444	30,50	14,56	verificato
	7	444	28,00	15,86	verificato
	8	444	28,50	15,58	verificato
	9	444	33,50	13,25	verificato
	10	444	30,00	14,80	verificato
	11	444	28,00	15,86	verificato
	12	444	29,00	15,31	verificato
	13	444	29,00	15,31	verificato
	14	444	38,00	11,68	verificato
	15	444	29,00	15,31	verificato
	16	444	28,50	15,58	verificato
	17	444	29,00	15,31	verificato
	18	444	30,00	14,80	verificato
	19	444	28,00	15,86	verificato
	20	444	28,00	15,86	verificato
	21	444	15,00	29,60	non verificato
	22	444	25,50	17,41	verificato
	23	444	25,00	17,76	verificato
	24	444	28,50	15,58	verificato
	25	444	18,00	24,67	non verificato
	26	444	22,00	20,18	non verificato
	27	444	15,00	29,60	non verificato

Tab. 6.3.3: Verifica di snellezza – Piano Primo

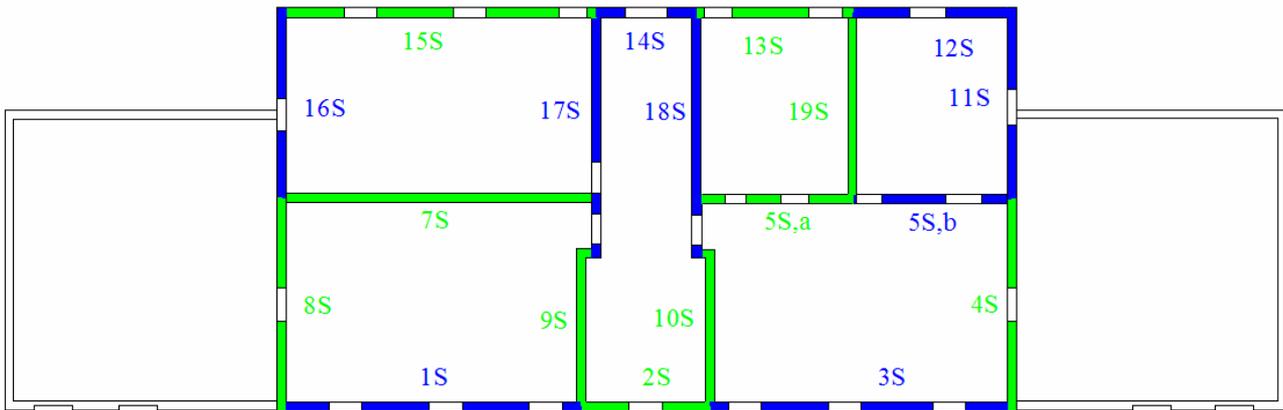


Fig. 6.3.4: Verifica di snellezza – Numerazione elementi Piano Secondo

VERIFICA DI SNELLEZZA					
PIANO	ID	$h_0$	$t$	$\lambda$	verifica
		[cm]	[cm]	[-]	$\lambda < 20$
PIANO SECONDO (S)	1	311	29,00	10,72	verificato
	2	311	29,00	10,72	verificato
	3	311	29,00	10,72	verificato
	4	311	27,70	11,23	verificato
	5a	311	29,00	10,72	verificato
	5b	311	29,00	10,72	verificato
	7	311	28,00	11,11	verificato
	8	311	28,50	10,91	verificato
	9	311	28,00	11,11	verificato
	10	311	30,00	10,37	verificato
	11	311	27,70	11,23	verificato
	12	311	29,00	10,72	verificato
	13	311	29,00	10,72	verificato
	14	311	29,00	10,72	verificato
	15	311	29,00	10,72	verificato
	16	311	28,50	10,91	verificato
	17	311	29,00	10,72	verificato
	18	311	28,00	11,11	verificato
	19	311	27,00	11,52	verificato

Tab. 6.3.4: Verifica di snellezza – Piano Secondo

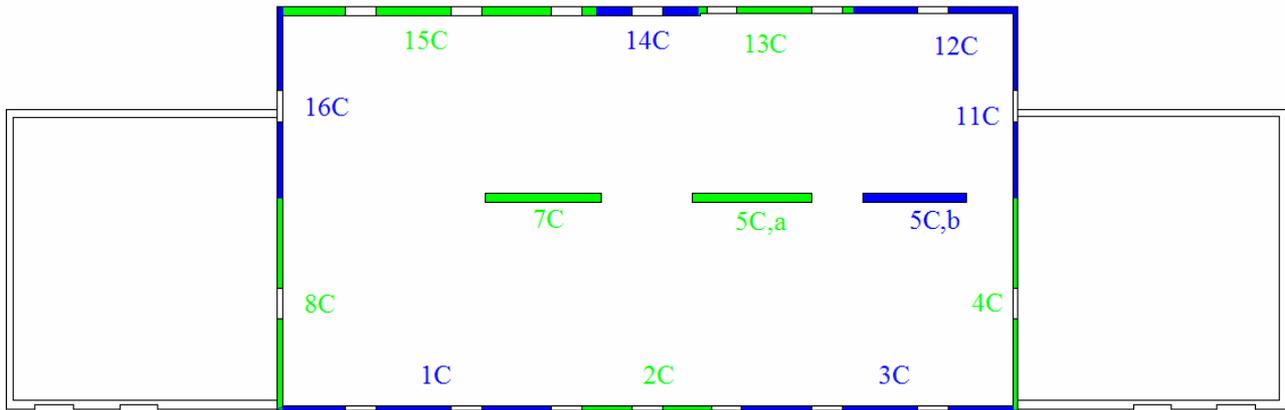


Fig. 6.3.5: Verifica di snellezza – Numerazione elementi Sottotetto

VERIFICA DI SNELLEZZA					
PIANO	ID	$h_0$	$t$	$\lambda$	verifica
		[cm]	[cm]	[-]	$\lambda < 20$
SOTTOTETTO (C)	1	140	15,00	9,33	verificato
	2	140	15,00	9,33	verificato
	3	140	15,00	9,33	verificato
	4	130	15,00	8,67	verificato
	5a	350	30,00	11,67	verificato
	5b	350	30,00	11,67	verificato
	7	350	30,00	11,67	verificato
	8	130	18,00	7,22	verificato
	11	130	15,00	8,67	verificato
	12	140	22,00	6,36	verificato
	13	140	22,00	6,36	verificato
	14	140	32,00	4,38	verificato
	15	140	32,00	4,38	verificato
	16	130	18,00	7,22	verificato

Tab. 6.3.5: Verifica di snellezza – Sottotetto

### 6.3.2 – VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

Per la verifica a presso flessione è consentito far riferimento al metodo semplificato riportato al § 4.5.6. del D.M. 2008.

La resistenza unitaria di progetto ridotta  $f_{d,rid}$  riferita all'elemento strutturale si assume pari a:

$$f_{d,rid} = \Phi \cdot f_d \quad (6.3.3)$$

dove:

$f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura, calcolata come:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (6.3.4)$$

in cui:

$f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura pari a 3,79 MPa (valore stimato dal valore medio pari a 5,42 MPa);

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura pari a 2,5 (Tabella 4.5.II D.M. 2008);

la (5.3.4) risulta quindi:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,79}{2,5} = 1,52 \text{ MPa} \quad (6.3.5)$$

$\Phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tabella 4.5.III del D.M. 2008 in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e del coefficiente di eccentricità  $m$

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

Fig. 6.3.6: Tab. 4.5.III D.M. 2008 - Valori del coefficiente  $\Phi$

I valori non contemplati in tabella sono stati determinati attraverso interpolazione lineare.

Il coefficiente di eccentricità  $m$  è definito dalla relazione:

$$m = \frac{6 \cdot e}{t} \quad (6.3.6)$$

essendo  $e$  l'eccentricità totale e  $t$  lo spessore di muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

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

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad (6.3.7)$$

$$e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (6.3.8)$$

con:

$e_{s1}$  eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare

$e_{s2}$  eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica

$N_1$  carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso

$N_2$  reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare

$d_1$  eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare

$d_2$  eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare

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

$$e_a = h/200 \quad (6.3.9)$$

con  $h$  altezza interna di piano.

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

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad (6.3.10)$$

dove  $M_v$  ed  $N$  sono rispettivamente il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali (vento) e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica.

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

$$e_1 = |e_s| + e_a \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad (6.3.11)$$

Il valore di  $e=e_1$  è stato adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità, mentre il valore  $e=e_2$  per la verifica della sezione ove è massimo il valore di  $M_v$  (sezione di mezzeria).

In ogni caso deve risultare:

$$e_1 \leq 0,33t \quad e_2 \leq 0,33t \quad (6.3.12)$$

Con riferimento alla numerazione riportata al paragrafo precedente, per le sezioni di estremità e di mezzeria del muro si è verificato che sia rispettata la seguente condizione:

$$N_s \leq N_{Rd} \quad (6.3.13)$$

con:

$N_s$  sforzo normale sollecitante

$N_{Rd}$  sforzo normale resistente di progetto, definito come:

$$N_{Rd} = f_{d,rid} \cdot A \quad (6.3.14)$$

dove:

$f_{d,rid}$  è la resistenza ridotta calcolata attraverso la (6.3.3)

$A$  è l'area della sezione

Le verifiche nella sezione di mezzeria si sono effettuate solo per i muri perimetrali esterni ove è significativo il valore di  $M_v$ .

Sono da ritenersi non soddisfatte le verifiche per gli elementi aventi una snellezza convenzionale maggiore di 20 e un coefficiente di eccentricità maggiore di 2.

ID	sezione di estremità								sezione di mezzeria							
	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica
	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$
1	7,56	0,77	0,61	0,92	5,77	5322	1832	ok	3,80	0,39	0,76	1,15	4,02	4606	1987	ok
2	7,43	0,76	0,61	0,92	2,51	2316	419	ok	3,75	0,38	0,76	1,15	2,51	2880	489	ok
3	7,69	0,79	0,61	0,92	5,77	5317	1870	ok	3,86	0,40	0,76	1,15	4,01	4600	2025	ok
4	1,56	0,16	0,86	1,30	4,07	5312	592	ok								
5	9,22	0,95	0,54	0,82	5,98	4931	2405	ok								
7	8,27	0,85	0,58	0,87	5,77	5042	2734	ok								
8	9,03	0,93	0,58	0,87	4,07	3558	1011	ok								
9	4,15	0,61	0,63	0,95	2,17	2056	796	ok								
10	5,19	0,76	0,56	0,85	2,17	1846	792	ok								

Tab. 6.3.6: Verifica Presso Flessione – Piano Seminterrato

ID	sezione di estremità								sezione di mezzeria							
	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica
	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$
1	11,00	1,47	0,25	0,38	4,44	1697	1327	ok	6,77	0,90	0,46	0,70	2,62	1823	1477	ok
2	3,95	0,53	0,59	0,89	1,93	1720	251	ok	4,62	0,62	0,56	0,84	1,17	983	308	ok
3	10,22	1,36	0,29	0,44	4,44	1931	1398	ok	6,31	0,84	0,49	0,74	2,61	1946	1548	ok
5a	9,29	1,33	0,30	0,45	2,21	993	966	ok								
5b	6,00	0,86	0,46	0,70	2,16	1515	902	ok								
8	9,90	1,43	0,27	0,41	2,89	1174	634	ok								
9	3,50	0,63	0,46	0,69	1,67	1161	416	ok								
10	3,52	0,70	0,39	0,59	1,50	881	407	ok								
11	11,08	1,49	0,25	0,38	2,71	1029	608	ok								
12	12,13	1,62	0,20	0,31	2,35	723	440	ok	7,92	1,06	0,39	0,59	1,81	1075	532	ok
13	10,45	1,39	0,29	0,44	2,33	1014	248	ok	8,22	1,10	0,39	0,59	1,25	743	327	ok
14	6,62	0,88	0,46	0,70	1,49	1040	250	ok	5,40	0,72	0,52	0,79	0,86	685	300	ok
15	11,62	1,55	0,25	0,38	4,66	1779	1122	ok	7,32	0,98	0,46	0,70	3,04	2112	1291	ok
16	11,06	1,48	0,25	0,38	2,74	1046	407	ok								
17	3,42	0,71	0,38	0,57	2,32	1321	517	ok								
18	3,14	0,63	0,42	0,63	2,40	1523	908	ok								
19	4,26	0,88	0,33	0,50	1,77	885	785	ok								
20	2,95	0,61	0,28	0,43	2,63	1123	319	ok	5,76	1,19	0,19	0,29	1,44	414	401	ok
21								no	<sup>(1)</sup>							
22	4,20	0,87	0,32	0,48	2,63	1262	335	ok	6,00	1,24	0,16	0,24	2,23	544	440	ok
23	8,41	1,48	0,24	0,36	3,30	1201	1177	ok	5,62	0,99	0,45	0,68	2,02	1381	1292	ok
24	2,45	0,52	0,43	0,65	2,59	1678	323	ok	5,49	1,16	0,20	0,30	1,41	428	403	ok
25								no	<sup>(1)</sup>							
26	6,95	1,35	0,19	0,29	2,82	825	312	ok	7,53	1,46	0,14	0,22	2,38	516	425	ok
27								no	<sup>(1)</sup>							

Tab. 6.3.7: Verifica Presso Flessione – Piano Rialzato

ID	sezione di estremità								sezione di mezzeria							
	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica
	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$
1	4,73	0,95	0,36	0,54	2,96	1603	789	ok	4,29	0,86	0,39	0,59	1,88	1109	883	ok
2	8,72	1,25	0,36	0,55	1,80	995	137	ok	8,18	1,17	0,36	0,55	1,30	717	194	ok
3	5,52	1,02	0,35	0,54	3,20	1720	791	ok	4,67	0,86	0,42	0,63	2,03	1289	892	ok
5a	4,31	0,85	0,39	0,60	1,58	944	639	ok								
5b	5,30	1,04	0,33	0,50	1,57	786	393	ok								
7	2,38	0,51	0,46	0,69	2,76	1919	1261	ok								
8	4,78	1,01	0,31	0,47	1,99	930	356	ok								
9	7,14	1,28	0,30	0,46	1,67	765	209	ok								
10	4,72	0,94	0,36	0,54	1,50	810	215	ok								
11	3,19	0,68	0,40	0,60	1,71	1028	424	ok								
12	2,22	0,46	0,47	0,72	1,51	1086	150	ok	5,56	1,15	0,24	0,37	1,17	431	203	ok
13	2,22	0,46	0,47	0,72	1,50	1077	159	ok	5,50	1,14	0,27	0,41	0,81	334	204	ok
14	6,78	1,07	0,37	0,56	1,26	712	152	ok	6,39	1,01	0,41	0,62	0,73	449	191	ok
15	4,91	1,02	0,33	0,51	3,00	1522	602	ok	5,01	1,04	0,38	0,57	1,96	1121	699	ok
16	3,08	0,65	0,43	0,66	1,73	1141	215	ok								
17	4,05	0,84	0,38	0,57	2,32	1331	273	ok								
18	3,41	0,68	0,42	0,64	2,40	1534	470	ok								
19	2,50	0,54	0,48	0,73	1,71	1251	475	ok								
20								no	(2)							
21								no	(1)							
22								no	(2)							
23	6,22	1,49	0,18	0,27	2,43	662	595	ok	5,60	1,34	0,31	0,47	1,49	700	671	ok
24								no	(2)							
25								no	(1)							
26								no	(1)							
27								no	(1)							

Tab. 6.3.8: Verifica Presso Flessione – Piano Primo

ID	sezione di estremità								sezione di mezzeria							
	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica
	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$
1	8,61	1,78	0,19	0,29	2,86	842	376	ok	6,21	1,28	0,36	0,55	1,91	1043	439	ok
2								no	(2)							
3	8,61	1,78	0,18	0,27	2,86	759	376	ok	6,20	1,28	0,36	0,55	1,90	1041	439	ok
4	9,06	1,96	0,12	0,18	1,93	357	99	ok	8,52	1,84	0,16	0,23	1,41	332	148	ok
5a	3,06	0,63	0,53	0,80	1,50	1202	430	ok								
5b	5,39	1,12	0,36	0,55	1,49	817	180	ok								
7	4,83	1,04	0,58	0,88	2,76	2434	542	ok								
8	8,56	1,80	0,17	0,25	1,99	503	104	ok	8,11	1,71	0,19	0,28	1,45	408	154	ok
9	7,56	1,62	0,19	0,29	1,40	409	49	ok								
10	7,56	1,51	0,26	0,40	1,50	595	49	ok								
11	7,99	1,73	0,17	0,26	1,69	441	167	ok	6,47	1,40	0,32	0,48	1,36	651	208	ok
12	6,56	1,36	0,29	0,44	1,51	668	77	ok	7,18	1,49	0,26	0,39	1,19	464	113	ok
13	6,56	1,36	0,29	0,44	1,50	663	95	ok	6,72	1,39	0,29	0,44	0,91	402	127	ok
14	2,88	0,60	0,56	0,85	0,96	817	89	ok	3,98	0,82	0,50	0,75	0,42	318	111	ok
15	1,56	0,32	0,43	0,65	3,00	1965	195	ok	4,10	0,85	0,46	0,70	2,09	1470	264	ok
16	8,56	1,80	0,17	0,25	1,73	439	100	ok	7,87	1,66	0,19	0,28	1,42	398	143	ok
17	7,56	1,56	0,21	0,32	2,32	750	83	ok								
18	2,06	0,44	0,55	0,83	2,24	1867	153	ok								
19	1,62	0,36	0,62	0,94	1,65	1546	142	ok								

Tab. 6.3.9: Verifica Presso Flessione – Piano Secondo

ID	sezione di estremità								sezione di mezzeria							
	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica	e	m	$\Phi$	$f_{d,rid}$	A	$N_{Rd}$	$N_s$	verifica
	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$	[cm]	[-]		[MPa]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	$N_s < N_{Rd}$
1	0,70	0,28	0,73	1,10	1,48	1627	124	ok	1,76	0,70	0,56	0,85	1,03	875	141	ok
2	0,70	0,28	0,73	1,10	0,64	708	64	ok	1,56	0,62	0,59	0,90	0,49	444	72	ok
3	0,70	0,28	0,73	1,10	1,48	1626	124	ok	1,76	0,70	0,56	0,85	1,03	874	141	ok
4	0,65	0,26	0,74	1,12	1,04	1167	75	ok	1,71	0,68	0,57	0,87	0,89	776	87	ok
5a	1,75	0,35	0,61	0,93	1,19	1101	247	ok								
5b	1,75	0,35	0,61	0,93	1,03	956	0	ok								
7	1,75	0,35	0,61	0,93	1,15	1072	247	ok								
8	0,65	0,22	0,82	1,24	1,25	1557	75	ok	1,67	0,56	0,63	0,96	1,07	1032	89	ok
12	0,70	0,19	0,84	1,27	1,15	1456	49	ok	2,02	0,55	0,65	0,99	0,93	915	63	ok
13	0,70	0,19	0,84	1,27	1,14	1444	69	ok	1,62	0,44	0,73	1,11	0,70	777	82	ok
14	0,70	0,13	0,92	1,40	1,06	1485	44	ok	1,52	0,29	0,82	1,24	0,74	921	57	ok
15	0,70	0,13	0,92	1,40	3,31	4627	117	ok	1,68	0,32	0,82	1,24	2,35	2915	156	ok
16	0,65	0,22	0,82	1,24	1,10	1360	75	ok	1,53	0,51	0,67	1,01	0,92	924	88	ok

Tab. 6.3.10: Verifica Presso Flessione – Sottotetto

## NOTE:

- 1) Elemento non verificato per superamento valore limite di snellezza
- 2) Elemento non verificato per  $e_1 > 0,33t$  o  $e_2 > 0,33t$

### **6.3.2.1 – Osservazioni**

Come si può constatare dalla sintesi delle verifiche effettuate, gli elementi che non risultano verificati a presso flessione non sono mai soggetti ad un carico superiore a quello resistente, ma non soddisfano la verifica a causa dell'eccessiva snellezza o eccentricità dei carichi, fattori da attribuire non alla resistenza del materiale, ma alla geometria dell'opera sulla quale non si ritiene opportuno intervenire per motivi economici e funzionali.



---

## 7 – ANALISI SISMICA

### 7.1 – CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

Con riferimento a quanto espresso al § 8.7.1 del D.M. 2008 relativo alle costruzioni esistenti in muratura, l'analisi sismica globale deve considerare il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai.

Per l'individuazione delle pareti resistenti al sisma non si sono quindi osservate le limitazioni di Tabella 7.8.II del D.M. 2008 relative ai valori dello spessore minimo e della snellezza massima che, nel caso di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali, valgono:

$$t_{\min} = 240 \text{ mm}$$
$$\lambda_{\max} = 12$$

ma si sono inserite nel modello resistente tutte le pareti portanti (spessore minimo 15 cm.) aventi continuità in elevazione fino alla fondazione. Su tali pareti il carico orizzontale applicato dipende dalla loro rigidità nel proprio piano, dalla rigidità dell'impalcato soprastante e dalle modalità di collegamento delle pareti tra loro.

Nell'edificio in esame gli impalcati, caratterizzati da solai in acciaio e in legno, sono deformabili estensionalmente, inoltre sulle murature sottostanti non sono presenti né un cordolo continuo né catene, pertanto ciascuna parete assorbe ad ogni piano una forza orizzontale proporzionale alla massa che grava su di essa, tale forza d'inerzia dovrà essere assorbita e trasmessa alla fondazione dalla sola parete cui compete.

Dall'analisi sismica condotta tenendo fede all'effettiva geometria delle pareti e rigidità degli impalcati emergerà una situazione di evidente vulnerabilità dell'edificio, per cui l'obiettivo principale che si vuole raggiungere attraverso gli interventi di consolidamento proposti al capitolo successivo è quello di ottenere l'infinita rigidità degli impalcati che rende possibile la sostituzione della reale distribuzione delle forze d'inerzia con la loro risultante applicata al baricentro delle masse e ripartita tra le varie pareti in funzione della loro rigidità.

## 7.2 – ANALISI STATICA NON LINEARE

### 7.2.1 – GENERALITA' E CAMPO DI APPLICAZIONE

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come la struttura in muratura in esame, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e di conseguenza il più adatto a valutare la risposta sismica globale dell'edificio.

È un'analisi "statica" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineare" per il modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico e, per le costruzioni esistenti, consiste nell'applicare, indipendentemente dalle percentuali di massa partecipante sul primo modo, come distribuzione principale quella proporzionale alle forze statiche (I modo) e come secondaria una distribuzione proporzionale alle masse.

L'analisi statica non lineare si effettua applicando alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la *curva di capacità* della struttura. Tale curva intende rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti in fase di sisma ed è un indicatore del comportamento post-elastico della struttura permettendo di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare.

Per la determinazione della richiesta in spostamento in fase di sisma, da confrontare poi con il valore massimo dello spostamento offribile dall'edificio, l'analisi richiede che alla struttura reale venga associato un sistema equivalente ad un grado di libertà:

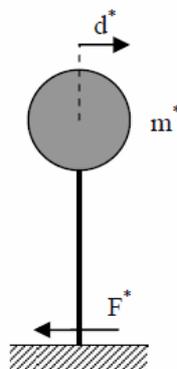


Fig. 7.2.1: Sistema equivalente ad un grado di libertà

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle seguenti relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad (7.2.1)$$

$$d^* = d_c / \Gamma \quad (7.2.2)$$

dove  $\Gamma$  è il *fattore di partecipazione modale* definito come:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (7.2.3)$$

con:

- $\tau$  vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata
- $\varphi$  modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$
- $M$  matrice di massa del sistema reale

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce poi una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

Indicando con :

- $F_{bu}$  la resistenza massima della struttura reale
- $F_{bu}^*$  la resistenza massima del sistema equivalente, calcolata come:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad (7.2.4)$$

il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$ .

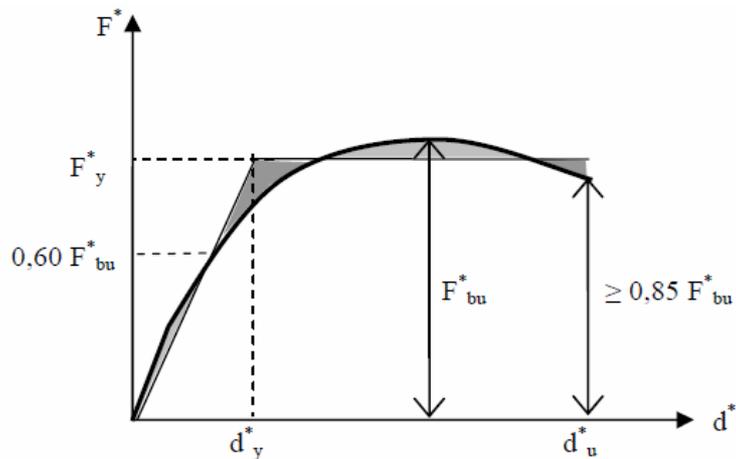


Fig. 7.2.2: Diagramma bilineare equivalente

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (7.2.5)$$

dove:

$m^*$  si determina attraverso la relazione:

$$m^* = \varphi^T M \tau \quad (7.2.6)$$

$k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare

Se  $T^* \geq T_C$  (definito al § 5.2.4) la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (7.2.7)$$

dove:

$S_{De}$  è lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali definito al § 5.2.5

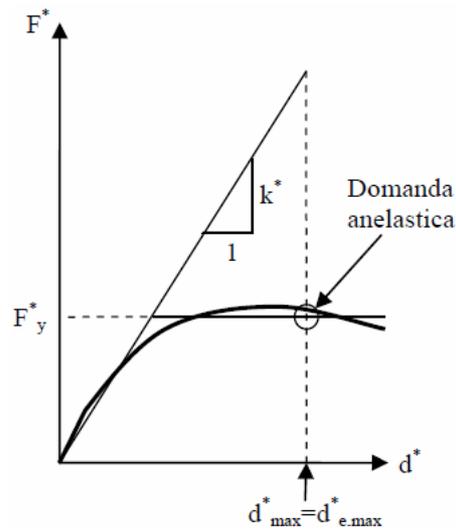


Fig. 7.2.3: Spostamento di riferimento per  $T > T_C$

Se  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene attraverso l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (7.2.8)$$

dove:

$q^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (7.2.9)$$

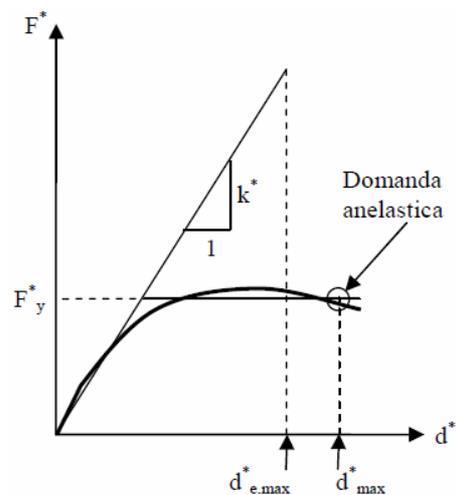


Fig. 7.2.4: Spostamento di riferimento per  $T < T_C$

Gli effetti torsionali accidentali, che tengono conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, sono considerati assumendo un'eccentricità accidentale in ogni direzione non inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

### 7.2.2 – VERIFICA DI SICUREZZA

Si verifica che la domanda in spostamento  $d_{max}^*$  per lo stato limite in esame sia inferiore allo spostamento ultimo offerto dall'edificio  $d_u$  che, per lo *Stato Limite di Danno* è pari allo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede il valore  $0,003h$  (con  $h$  altezza di piano), mentre per lo *Stato Limite Ultimo* è pari allo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Affinché la verifica di sicurezza possa ritenersi soddisfatta è necessario verificare che il fattore  $q^*$ , definito come il rapporto tra il taglio totale agente alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, non ecceda il valore 3.

### 7.2.3 – ANALISI STATICA NON LINEARE MEDIANTE L'UTILIZZO DI UN PROGRAMMA A MACROELEMENTI: 3MURI

Per lo svolgimento dell'analisi statica non lineare dell'edificio in esame si è utilizzato il programma *3Muri*, software sviluppato dall'equipe guidata dal prof. S. Lagomarsino.

*3Muri* adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements) che si ispira al *modello a telaio equivalente con macroelementi*. Il metodo FME deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici in muratura danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno, in particolare si possono verificare tre tipologie di rottura che variano in funzione della geometria, delle caratteristiche dei materiali e delle condizioni di vincolo: rottura per taglio, rottura per presso flessione e schiacciamento negli spigoli, rottura per scorrimento.

Nel modello a telaio equivalente con macroelementi le pareti vengono suddivise in tre componenti elementari:

- MASCHI MURARI: elementi disposti a fianco delle aperture
- FASCE: elementi disposti sopra e sotto le aperture
- ELEMENTI RIGIDI: elementi d'intersezione tra maschi e fasce che, sulla base di quanto osservato nel comportamento reale, possono considerati infinitamente rigidi rispetto agli altri elementi (negli edifici tali zone non si fessurano mai)

Il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare, collegando quindi questi elementi si ottiene uno schema a telaio, detto appunto telaio equivalente. *3Muri* genera automaticamente la mesh, ovvero la suddivisione in macroelementi, anche per pareti complesse aventi aperture non allineate.

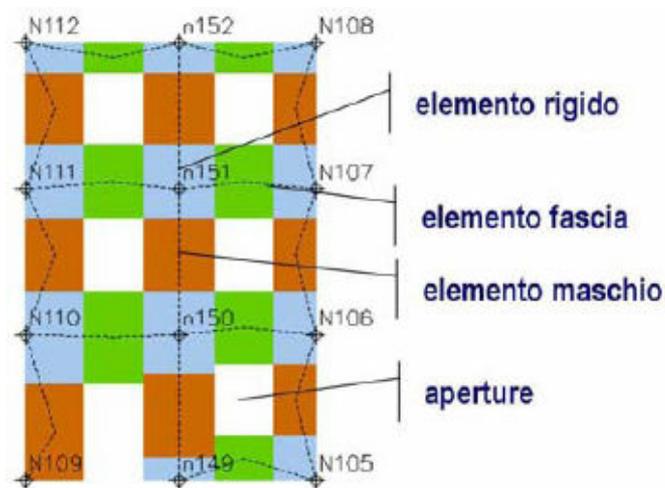


Fig. 7.2.5: Suddivisione in macroelementi e telaio equivalente

### 7.2.3.1 – Il modello teorico del macroelemento

La costruzione di un macroelemento rappresentativo di un intero pannello murario deve permettere la formulazione di equazioni di equilibrio coinvolgendo un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Il macroelemento implementato in *3Muri* considera un pannello di larghezza  $b$  e spessore  $s$  costituito da tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità 1 e 3 di spessore infinitesimo  $\Delta$ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale 2 di altezza  $h$  che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento deve quindi contemplare i tre gradi di libertà dei nodi  $i$  e  $j$  e quelli dei nodi d'interfaccia 1 e 2.

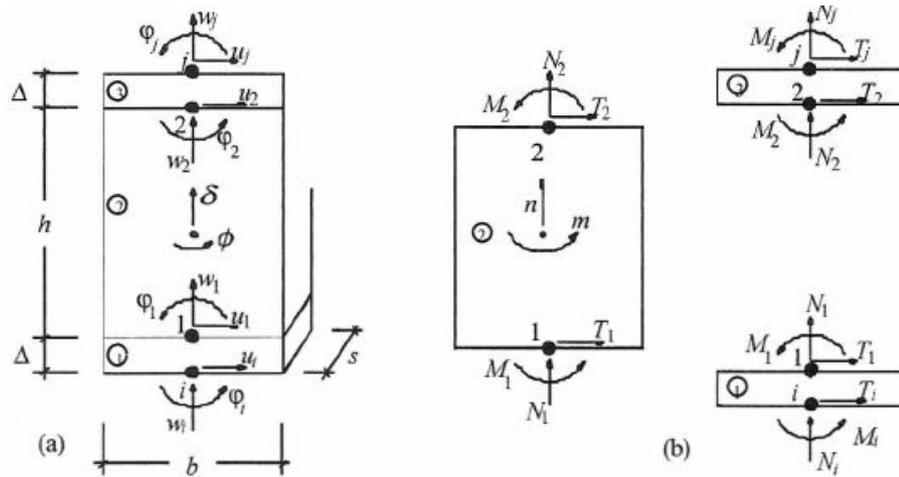


Fig. 7.2.6: Modello cinematico del macroelemento

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostutture 1, 2 e 3. Avendo indicato con  $w$  gli spostamenti assiali, con  $u$  quelli trasversali e con  $\phi$  le rotazioni, si può affermare che  $u_1 = u_i, u_2 = u_j$  (infatti i corpi 1 e 3 hanno rigidità a taglio infinita e spessore  $\Delta$  tendente a zero),  $w_1 = w_2 = \delta$  e  $\phi_1 = \phi_2 = \Phi$  (il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido,  $\delta$  e  $\Phi$  rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione). Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto componenti di spostamento: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ( $u_i, w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j$ ) e le due componenti del macroelemento ( $\delta$  e  $\Phi$ ).

Più in generale, il macroelemento implementato nel solutore è un elemento non lineare tale da recepire i requisiti richiesti dal D.M. 2008. Le caratteristiche principali sono:

- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale
- Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico

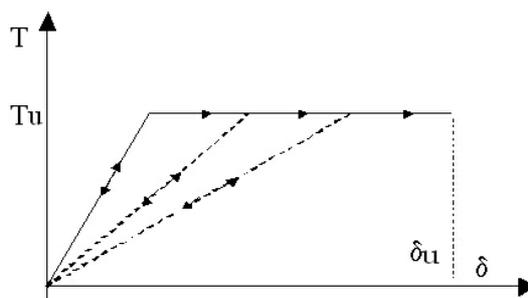


Fig. 7.2.7: Comportamento non lineare con degrado della rigidezza

- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali
- Controllo di duttilità mediante la definizione del drift ultimo ( $\delta_u$ ) fissato dalla normativa a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sull'elemento, pari allo 0,8% dell'altezza del pannello per pressoflessione e allo 0,4% dell'altezza del pannello per taglio
- Eliminazione dell'elemento al raggiungimento dello SLU attraverso la sostituzione con una biella, ancora in grado di trasmettere forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

Il generico macroelemento è caratterizzato nei nodi di estremità dalle sollecitazioni interne  $T$ ,  $N$ ,  $M$  a cui corrispondono le componenti di spostamento  $u$ ,  $w$ ,  $\phi$ :

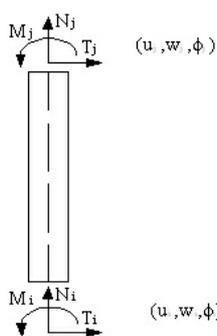


Fig. 7.2.8: Macroelemento generico – sollecitazioni interne e campo di spostamento

Il comportamento elastico di questo elemento è governato da una matrice di rigidezza 3x3:

$$\begin{bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{bmatrix}$$

con:  $\psi = 1,2 \frac{E \cdot b^2}{G \cdot h^2}$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio - scorrimento, taglio - fessurazione diagonale.

#### 7.2.3.1.1 – Pressoflessione

Nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione la resistenza a pressoflessione è valutata attraverso la seguente relazione (§ 7.8.2.2.1):

$$M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_m} \right) \quad (7.2.10)$$

dove:

$M_u$  è il momento ultimo

$l$  è la lunghezza complessiva del pannello

$t$  è lo spessore della zona complessa della parete

$\sigma_0$  è la tensione normale media di compressione

$f_m$  è la resistenza media a compressione di calcolo della muratura

#### 7.2.3.1.2 – Taglio–Scorrimento: Il Criterio di Mohr-Coulomb

In accordo con il criterio di Mohr-Coulomb la resistenza a taglio - scorrimento è definita dalle seguente relazione (§ 7.8.2.2.2 D.M. 2008):

$$V_u = l' \cdot t \cdot (f_{vm0} + 0,4 \cdot \sigma_n) \quad (7.2.11)$$

dove:

$V_u$  è il taglio ultimo

$l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vm0}$  è la resistenza media a taglio della muratura in assenza di sforzo normale

$\sigma_n$  è la tensione normale media di compressione

### 7.2.3.1.3 – Taglio–Fessurazione diagonale: Il Criterio di Turnsek-Cacovic

Come indicato al § C8.7.1.5 della *Circolare applicativa delle NTC*, la resistenza al taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura deve essere calcolata, oltre che con il criterio di rottura per taglio – scorrimento, anche con un criterio di rottura per fessurazione diagonale espresso attraverso la seguente relazione:

$$V_u = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (7.2.12)$$

dove:

$l$  è la lunghezza del pannello

$t$  è lo spessore del pannello

$\sigma_0$  è la tensione normale media di compressione

$f_{td}$  e  $\tau_0$  sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_{td} = 1,5 \tau_0$ )

$b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza del pannello. Si può assumere  $b=h/l$  (comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1), con  $h$  altezza del pannello

### 7.2.3.2 – Modellazione dell'edificio in 3Muri

Primo passo per la modellazione dell'edificio nel programma di calcolo è stato quello di definire, piano per piano, la geometria della pareti resistenti al sisma sulla base del rilievo descritto al § 2.2.1 e dei criteri esposti al § 7.1. A tali pareti sono state assegnate le caratteristiche meccaniche di *Tab. 2.5.1.*

Al fine di ottenere una maggiore affidabilità dei risultati legata ad un minor onere computazionale, si è scelto di modellare solamente la parte di edificio sulla quale agisce direttamente l'azione sismica, ovvero quella fuori terra; l'impossibilità inoltre di creare elementi inclinati rappresentanti le falde di copertura ha reso necessario concentrare le masse di quest' ultima sull'orizzontamento immediatamente sottostante.

Per riprodurre fedelmente la geometria dei solai descritti al § 2.2.2 si sfrutta la possibilità offerta da 3Muri di inserire *solai deformabili*, considerati come elementi finiti superficiali con comportamento membranale in grado di trasmettere sforzi nel piano in relazione alla loro effettiva rigidità. I solai

presentano inoltre un comportamento anisotropo per tenere conto delle diverse rigidzze nelle due direzioni principali.

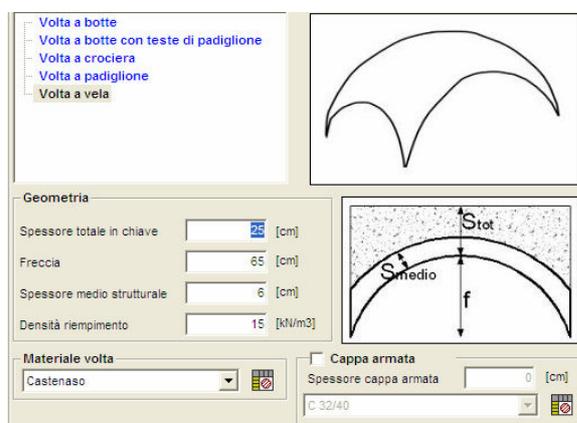


Fig. 7.2.9a: solai deformabili in 3Muri - Volte

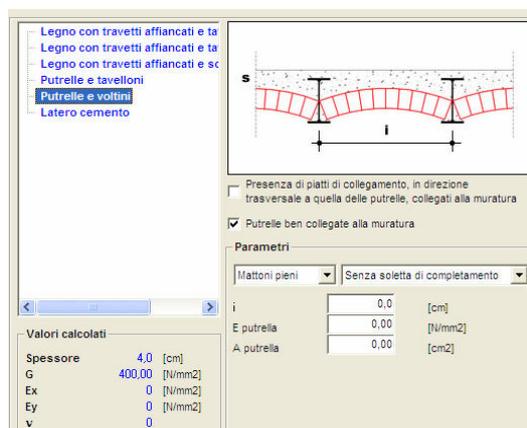


Fig. 7.2.9b: solai deformabili in 3Muri – acciaio

Ai vari solai sono stati assegnati i carichi conformemente a quanto illustrato al § 5.1.

Il programma permette inoltre di valutare il comportamento delle fasce di piano attraverso l'eventuale inserimento di cordoli in c.a. e piattabande la cui assenza nell'edificio in esame ne determina un comportamento debole che porta le fasce a fessurarsi prima dei maschi che, in condizioni limite, possono assumere il comportamento di mensole estese sull'intera altezza dell'edificio.

Si propone di seguito il risultato della modellazione dei vari piani dell'edificio (con  $q$  si indica la quota del solaio rispetto al piano di fondazione) e la conseguente veduta d'insieme:

#### PIANO SEMINTERRATO ( $q = 0,72$ m.)

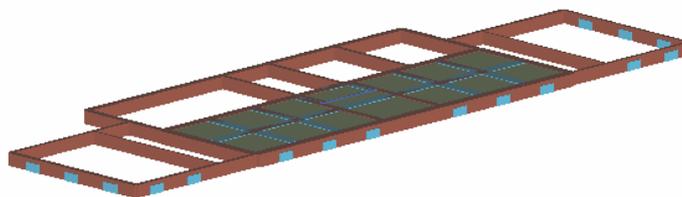
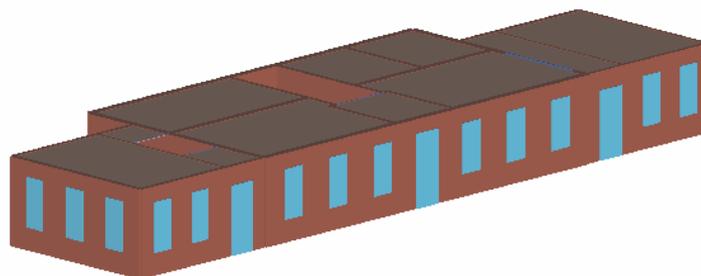


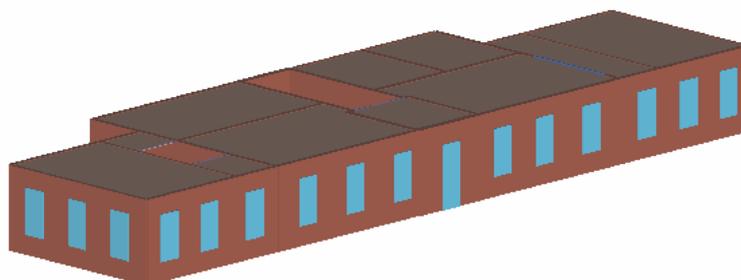
Fig. 7.2.10: Modello in 3Muri: Piano seminterrato

PIANO RIALZATO (q = 5,62 m.)



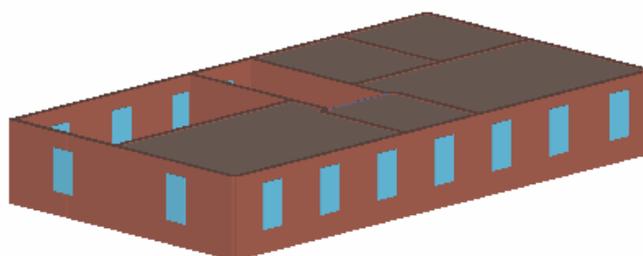
*Fig. 7.2.11: Modello in 3Muri: Piano Rialzato*

PIANO PRIMO (q = 10,06 m.)



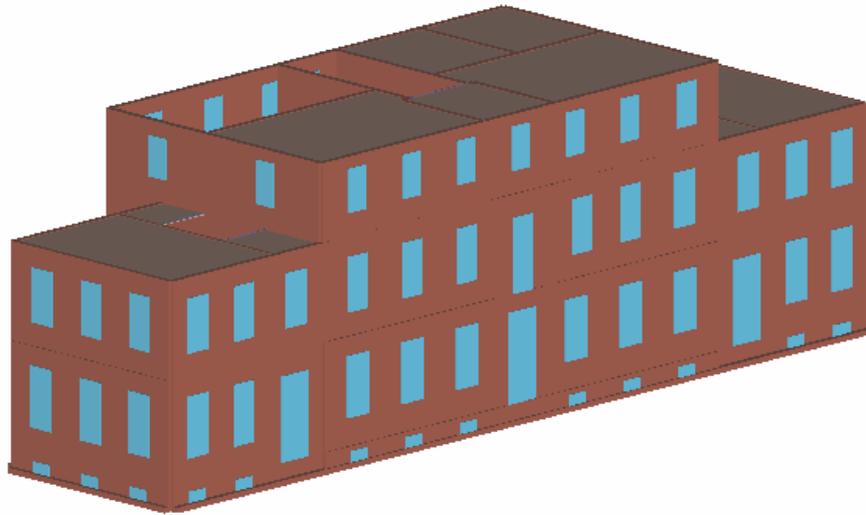
*Fig. 7.2.12: Modello in 3Muri: Piano Primo*

PIANO SECONDO (q = 13,62 m.)



*Fig. 7.2.13: Modello in 3Muri: Piano Secondo*

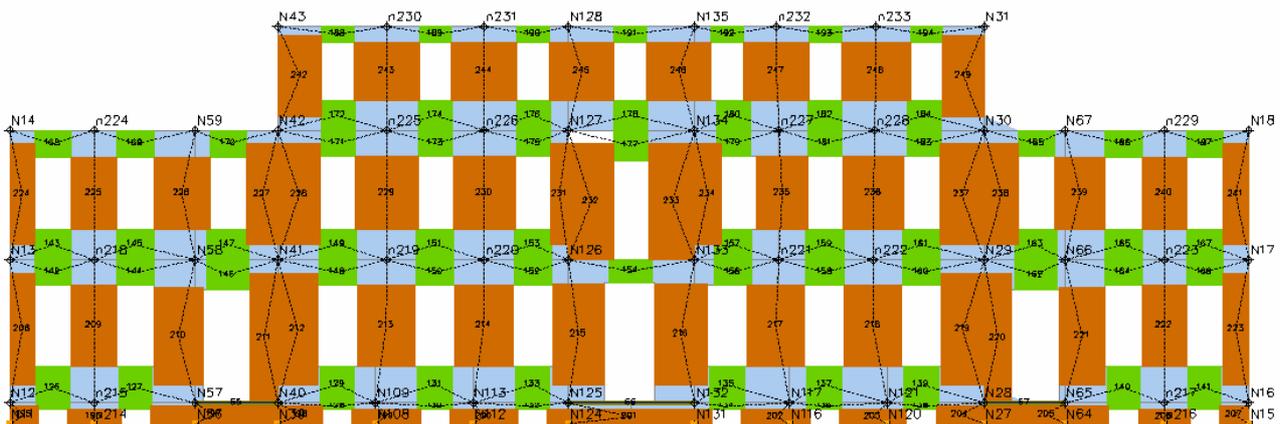
MODELLO TRIDIMENSIONALE



*Fig. 7.2.14: Modello completo in 3Muri*

**7.2.3.3 – Telaio equivalente e risultati dell’analisi statica non lineare**

Per ogni parete costituente l’edificio il software calcola automaticamente il telaio equivalente secondo i criteri enunciati precedentemente al § 7.2.3; si riporta a titolo esemplificativo il telaio equivalente generato a partire dalla suddivisione in macroelementi della parete del prospetto Sud-Est:



*Fig. 7.2.15: Parete Sud-Est: suddivisione in macroelementi e telaio equivalente*

Prima di effettuare l’analisi statica non lineare è stato necessario implementare nel programma tutti i parametri caratterizzanti l’azione sismica definita al § 5.3.

Il programma esegue poi ventiquattro analisi che derivano dal considerare entrambe le distribuzioni del carico sismico nei due versi delle due direzioni principali  $x$  e  $y$  e, per ogni direzione, l'eccentricità accidentale pari ad almeno il 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Sulla base dei riferimenti teorici del § 7.2.1, per ogni analisi il programma di calcolo determina la *curva di capacità* e il *diagramma bilineare equivalente* attraverso i quali è possibile effettuare le verifiche di sicurezza indicate al § 7.2.2.

Per brevità espositiva si riporta in Fig. 7.2.16 la curva di capacità e il corrispondente diagramma bilineare equivalente per la sola parete di Sud-Est di cui in precedenza si è illustrato il telaio equivalente:

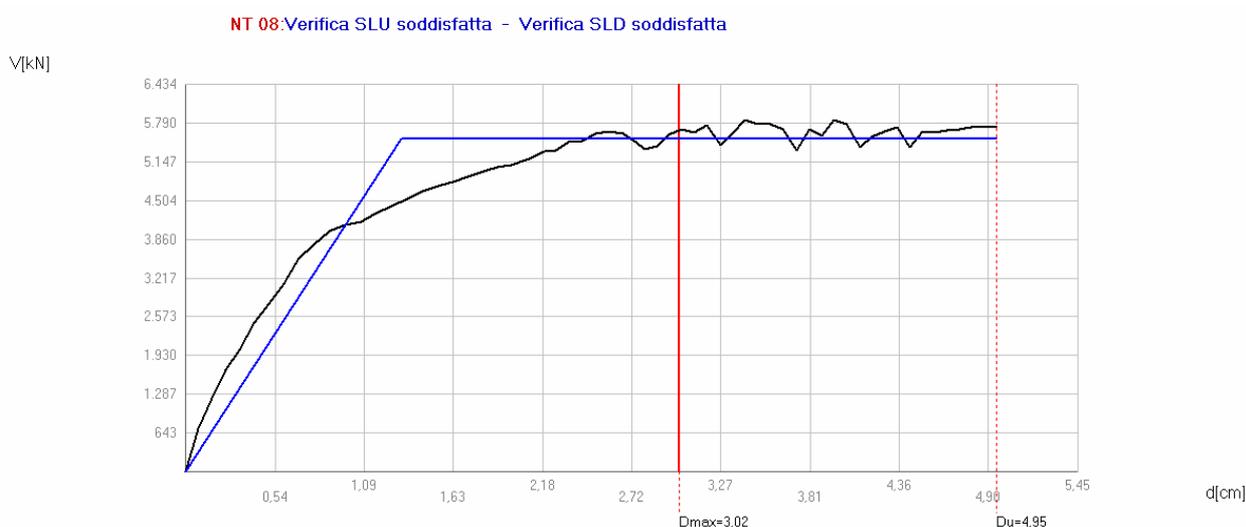


Fig. 7.2.16: Parete Sud-Est: curva di capacità e diagramma bilineare equivalente

Si riassumono poi in Tab. 7.2.1 i risultati delle verifiche di sicurezza effettuate per ciascuna analisi, riportando nell'ultime ultime due colonne i parametri  $\alpha_u$  ed  $\alpha_e$  rappresentanti  $\alpha_{PGA}$  per lo SLV e lo SLD, con:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D} \quad (7.2.13)$$

dove:

$PGA_C$  è l'accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico)

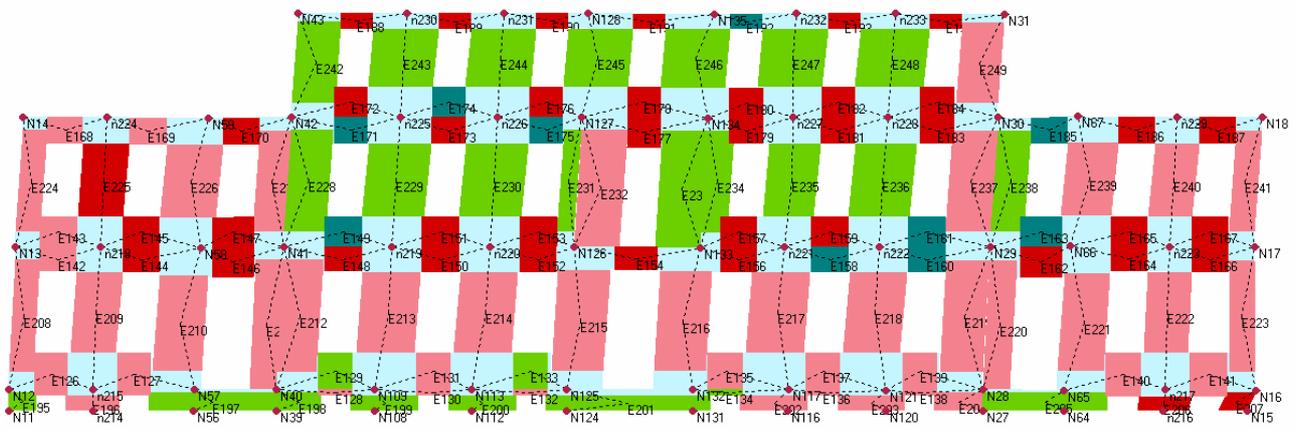
$PGA_D$  è l'accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico)

I valori di  $\alpha$  devono essere maggiori di uno affinché l'analisi sia verificata, in caso contrario forniscono un importante indicatore per valutare la percentuale di accelerazione tollerabile rispetto a quella spettrale di progetto.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD		$\alpha_u$	$\alpha_e$
				$D_{Max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$q^*$ SLU	$D_{Max}$ [cm]	$D_d$ [cm]		
1	+X	Masse	0,0	3,02	4,95	1,84	1,11	3,41	1,52	2,45
2	+X	1° modo	0,0	4,57	6,96	2,51	1,93	2,51	1,20	1,27
3	-X	Masse	0,0	2,53	6,04	2,01	0,84	2,86	1,50	2,45
4	-X	1° modo	0,0	3,61	6,50	2,91	1,42	2,99	1,03	1,89
5	+Y	Masse	0,0	2,69	1,86	2,75	0,96	1,29	0,74	1,23
6	+Y	1° modo	0,0	3,47	2,20	3,66	1,40	2,12	0,66	1,43
7	-Y	Masse	0,0	2,91	2,50	3,18	1,10	1,88	0,87	1,53
8	-Y	1° modo	0,0	3,80	3,20	4,65	1,58	2,34	0,64	1,42
9	+X	Masse	64,4	3,09	6,67	1,82	1,16	2,97	1,64	2,14
10	+X	Masse	-64,4	2,97	5,50	1,86	1,09	3,04	1,62	2,26
11	+X	1° modo	64,4	4,48	12,02	2,62	1,88	3,54	1,14	1,78
12	+X	1° modo	-64,4	4,26	4,59	2,72	1,76	2,42	1,07	1,32
13	-X	Masse	64,4	2,56	5,70	2,04	0,85	2,96	1,47	2,49
14	-X	Masse	-64,4	2,55	6,06	2,00	0,85	3,37	1,50	2,79
15	-X	1° modo	64,4	3,63	8,74	3,01	1,43	2,12	0,99	1,38
16	-X	1° modo	-64,4	3,57	5,07	2,87	1,39	3,26	1,05	2,06
17	+Y	Masse	210,7	2,84	1,49	3,05	1,06	1,34	0,59	1,19
18	+Y	Masse	-210,7	2,61	2,64	2,69	0,92	1,44	1,01	1,38
19	+Y	1° modo	210,7	3,56	1,81	4,12	1,46	1,45	0,54	0,99
20	+Y	1° modo	-210,7	3,45	3,06	3,47	1,38	2,00	0,86	1,37
21	-Y	Masse	210,7	2,97	2,12	3,60	1,15	1,70	0,75	1,38
22	-Y	Masse	-210,7	2,85	2,86	2,67	1,04	2,21	1,00	1,79
23	-Y	1° modo	210,7	3,85	2,35	5,15	1,62	1,91	0,58	1,16
24	-Y	1° modo	-210,7	3,91	3,87	4,02	1,63	2,80	0,75	1,64

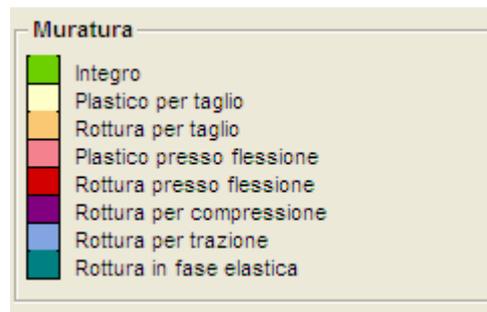
Tab. 7.2.1: Analisi Statica non Lineare - Risultati

Oltre alla risposta globale dell'edificio descritta dalle ventiquattro analisi è possibile identificare il comportamento di ciascuna parete ad ogni passo dell'analisi statica non lineare. Si riporta a riguardo lo stato di danneggiamento del prospetto Sud-Est all'ultimo step di carico:



**Fig. 7.2.17:** Parete Sud-Est: Stato di danneggiamento all'ultimo step di carico

Legenda:





## **8 – VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DELL'EDIFICIO PER DIVERSI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA**

Dopo aver posto l'attenzione alla risposta sismica dell'edificio adottando per la muratura i parametri meccanici suggeriti dall'Allegato C8.A della *Circolare applicativa alle NTC 2008*, si vuole ora proporre la situazione limite presentata al Capitolo 3, valutare cioè come cambia la risposta della costruzione se al posto di tali parametri si utilizzano quelli dedotti dalle prove di laboratorio.

Si sono quindi implementati in *3Muri* i valori di *Tab. 3.3.1*, mantenendo invariata la geometria e i carichi del modello descritto al § 7.2.3.2.

Si riporta in *Tab. 8.1* i risultati ottenuti e nella successiva *Tab. 8.2* il confronto con quelli ottenuti al Capitolo 7.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD		$\alpha_u$	$\alpha_e$
				$D_{Max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$q^*$ SLU	$D_{Max}$ [cm]	Dd [cm]		
1	+X	Masse	0,0	1,45	4,73	1,57	0,43	1,95	1,91	2,69
2	+X	1° modo	0,0	2,26	3,81	2,32	0,70	2,12	1,29	2,12
3	-X	Masse	0,0	1,23	4,19	1,75	0,31	3,19	1,71	4,46
4	-X	1° modo	0,0	1,90	4,54	2,52	0,56	2,95	1,19	3,19
5	+Y	Masse	0,0	1,26	2,61	2,18	0,29	0,70	1,37	1,52
6	+Y	1° modo	0,0	1,68	3,26	2,93	0,53	1,09	1,02	1,60
7	-Y	Masse	0,0	1,44	1,93	2,54	0,40	1,14	1,18	1,88
8	-Y	1° modo	0,0	2,15	4,78	3,89	0,79	2,30	0,77	2,38
9	+X	Masse	64,4	1,45	4,41	1,59	0,43	2,22	1,89	2,95
10	+X	Masse	-64,4	1,55	4,93	1,58	0,47	2,01	1,90	2,62
11	+X	1° modo	64,4	2,33	8,93	2,42	0,74	1,90	1,24	1,90
12	+X	1° modo	-64,4	2,25	3,58	2,54	0,72	2,10	1,18	2,11
13	-X	Masse	64,4	1,24	4,38	1,79	0,31	2,10	1,68	3,20
14	-X	Masse	-64,4	1,34	5,31	1,82	0,34	3,23	1,65	4,28
15	-X	1° modo	64,4	1,90	4,69	2,58	0,57	2,01	1,17	2,32
16	-X	1° modo	-64,4	1,93	4,54	2,58	0,58	2,97	1,16	3,18
17	+Y	Masse	210,7	1,33	1,60	2,39	0,34	1,42	1,15	2,34
18	+Y	Masse	-210,7	1,18	1,69	2,25	0,28	1,32	1,30	2,37
19	+Y	1° modo	210,7	1,74	9,81	3,50	0,59	1,26	0,86	1,72
20	+Y	1° modo	-210,7	1,77	3,15	2,87	0,56	2,42	1,04	2,90
21	-Y	Masse	210,7	1,49	1,72	2,83	0,44	1,14	1,06	1,82
22	-Y	Masse	-210,7	1,50	2,66	2,20	0,38	2,56	1,36	3,39
23	-Y	1° modo	210,7	2,17	5,33	4,67	0,83	2,11	0,64	2,19
24	-Y	1° modo	-210,7	2,10	7,47	3,71	0,76	2,19	0,81	2,33

*Tab. 8.1: Analisi Statica non Lineare – Risultati modello con parametri meccanici determinati mediante prove di laboratorio*

Parametri Circolare		Parametri Laboratorio	
N.	$\alpha_u$	N.	$\alpha_u$
1	1,52	1	1,91
2	1,20	2	1,29
3	1,50	3	1,71
4	1,03	4	1,19
5	0,74	5	1,37
6	0,66	6	1,02
7	0,87	7	1,18
8	0,64	8	0,77
9	1,64	9	1,89
10	1,62	10	1,90
11	1,14	11	1,24
12	1,07	12	1,18
13	1,47	13	1,68
14	1,50	14	1,65
15	0,99	15	1,17
16	1,05	16	1,16
17	0,59	17	1,15
18	1,01	18	1,30
19	0,54	19	0,86
20	0,86	20	1,04
21	0,75	21	1,06
22	1,00	22	1,36
23	0,58	23	0,64
24	0,75	24	0,81

**Tab. 8.2:** Confronto tra i risultati ottenuti dal modello con i parametri della Circolare e quelli ottenuti dal modello con i parametri determinati in laboratorio

Dal confronto proposto risulta evidente come la scelta dei parametri meccanici della muratura sia di fondamentale importanza per la valutazione della capacità di un edificio di rispondere ad un evento sismico, da qui la necessità di aver a disposizione dei metodi di indagine affidabili e poco invasivi che consentano di identificare con buona precisione le proprietà meccaniche della muratura e, in mancanza di tale possibilità, di poter usufruire di una classificazione normativa più dettagliata che

offra al progettista degli strumenti idonei per valutare con precisione la vulnerabilità di un edificio e progettare di conseguenza gli opportuni interventi di consolidamento.

La campagna sperimentale a cui si è fatto riferimento al Capitolo 3 mira proprio a gettare le basi per il raggiungimento di tali obiettivi.

## 9 – PROPOSTE DI INTERVENTI CONSOLIDAMENTO

L'analisi della risposta dell'edificio alle azioni statiche e dinamiche proposta ai capitoli 6 e 7 ha messo in luce alcune situazioni, più o meno gravose, di vulnerabilità sulle base delle quali sono stati proposti alcuni interventi di consolidamento che mirino ad aumentare le prestazioni e quindi implicitamente la sicurezza dell'edificio.

### 9.1 – CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE

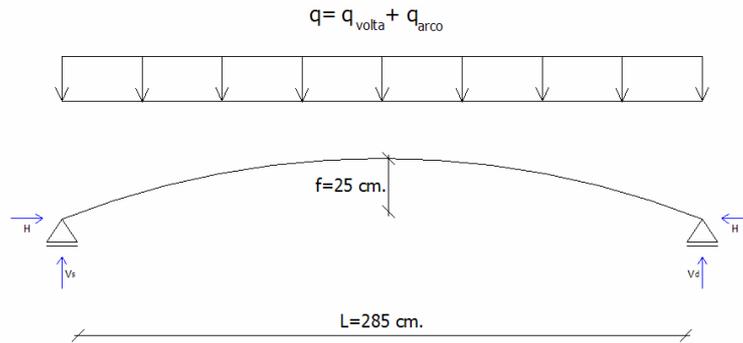
La valutazione della capacità portante condotta sulla configurazione deformata delle volte ha suggerito la necessità di un intervento che miri a bloccare i cedimenti orizzontali dovuti alla significativa spinta degli archi e al tempo stesso ad aumentare la capacità resistente della volta stessa. Si propone quindi, previo svuotamento del riempimento attuale ed opportuna centinatura della volta, la realizzazione di un getto in cls. (C 25/30) armato dello spessore di 5 cm. in chiave di volta avente la funzione di aumentarne la sezione resistente, nel quale è previsto un sistema di incatenamento in corrispondenza degli archi che provveda ad assorbire la spinta di quest'ultimi.

#### 9.1.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL SISTEMA CONSOLIDATO

Si è studiato un intervento di consolidamento che garantisca il mantenimento della precedente quota dei pavimenti finiti e al tempo stesso non produca un aumento significativo dei carichi permanenti precedentemente stimati pari a 6,50 kN/m<sup>2</sup>.

<b>R-S1 - R-S2</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: volta a vela in muratura	1,08	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm. in chiave) + riempimento	2,00	kN/m <sup>2</sup>
massetto in cls alleggerito (14 cm.)	2,80	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm) + pavimentazione in gres (1 cm.)	0,70	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>6,58</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

**9.1.2 – VALUTAZIONE DELLA SPINTA DEGLI ARCHI E PREDIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI**



**Fig. 9.1.1:** Arco perimetrale: geometria e carichi

Il carico  $q$  sull'arco è dato dalla somma di quello trasmesso dalle volte adiacenti ( $q_{\text{volta}}$ ) e quello dovuto ai permanenti e agli accidentali gravanti sull'arco stesso avente larghezza 60 cm:

$$q = q_{\text{volta}} + q_{\text{arco}} = 12,4 + 10 = 22,4 \text{ kN/m} \quad (9.1.1)$$

La reazione vincolare  $H$  è pari a:

$$H = \frac{ql^2}{8 \cdot f} = 90,3 \text{ kN} \quad (9.1.2)$$

Le catene hanno un'inclinazione di  $25^\circ$  rispetto all'orizzontale per cui devono essere dimensionate per assorbire un tiro  $T$  pari a:

$$T = \frac{H}{\cos 25^\circ} = 99,7 \text{ kN} = 9970 \text{ kg} \quad (9.1.3)$$

Per le catene si utilizzano barre in acciaio per cemento armato B450C ad aderenza migliorata e filettate all'estremità per permetterne il fissaggio con bulloni al piatto d'acciaio. L'area minima di acciaio è pari a:

$$A_{\text{catena}} = \frac{T}{\sigma_{\text{amm}}} = \frac{9970}{2600} = 3,85 \text{ cm}^2 \quad (9.1.4)$$

Si sceglie di adottare un  $\Phi 24$  ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ ).

### 9.1.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

In Fig. 9.1.2 si evidenziano le posizioni dove è prevista la disposizione delle catene, la cui configurazione è riportata nel dettaglio nella Sez. B-B:

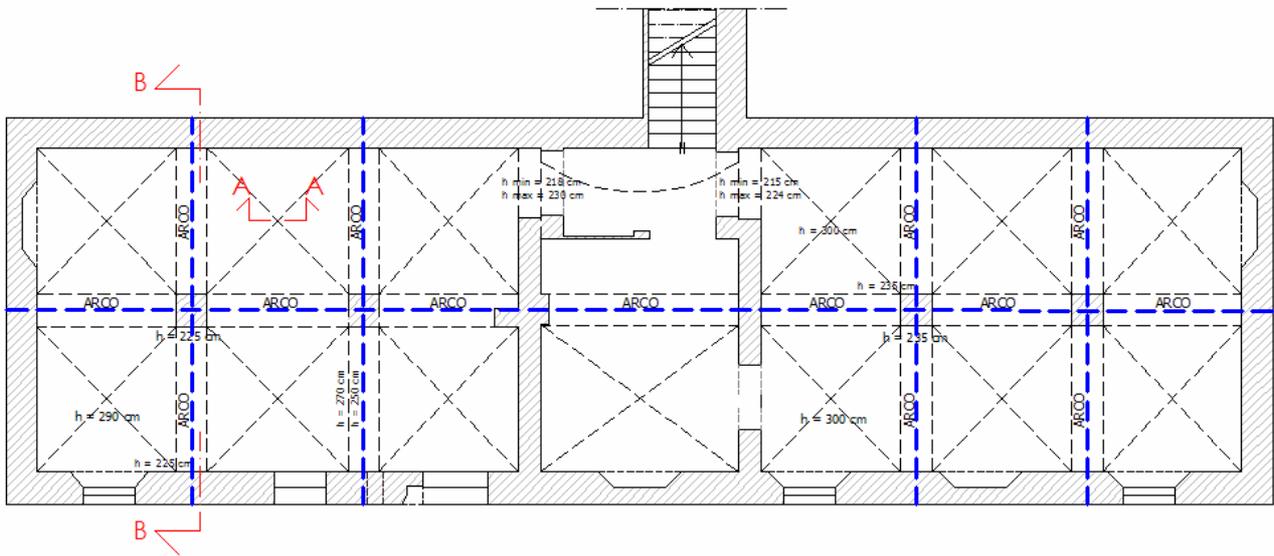
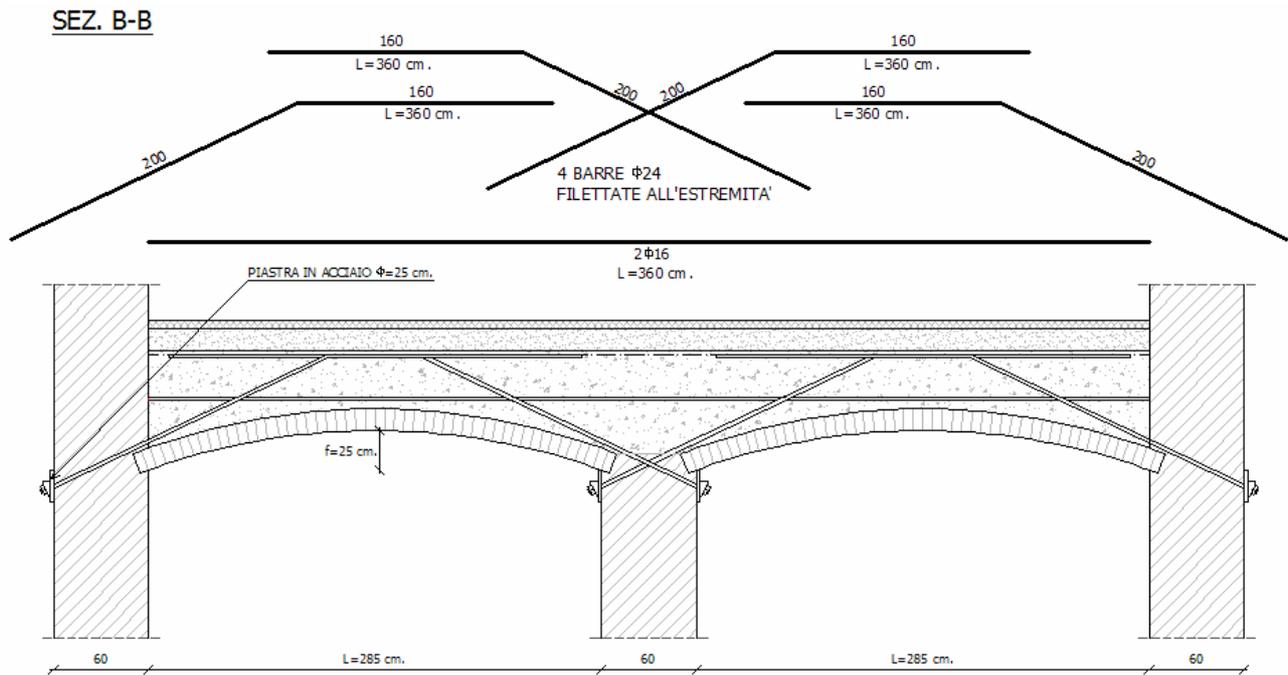


Fig. 9.1.2: Disposizione in pianta delle catene

#### SEZ. A-A



Fig. 9.1.3: Sezione in chiave di volta



*Fig. 9.1.4: Sezione in corrispondenza dell'arco*

## 9.2 – REALIZZAZIONE DI UN NUOVO SOLAIO LIGNEO NEL SOTTOTETTO

Nella descrizione generale dell'edificio si è potuto osservare che il sottotetto presenta una parte non accessibile in cui il solaio, essendo in arellato, è privo di capacità portante. La decisione di intervenire con la realizzazione di un nuovo solaio è dettata sia dalla volontà di rendere fruibile questa zona garantendo una destinazione d'uso di sottotetto accessibile sia dalla necessità di ottenere un impalcato infinitamente rigido che garantisca un miglioramento della risposta sismica dell'edificio. La scelta è stata quella di realizzare un solaio in legno che da un lato garantisca l'infinita rigidità attraverso la presenza di un doppio tavolato incrociato e dall'altro, grazie alla sua leggerezza, non provochi un incremento significativo delle masse che sarebbe causa di un conseguente aumento delle azioni sismiche.

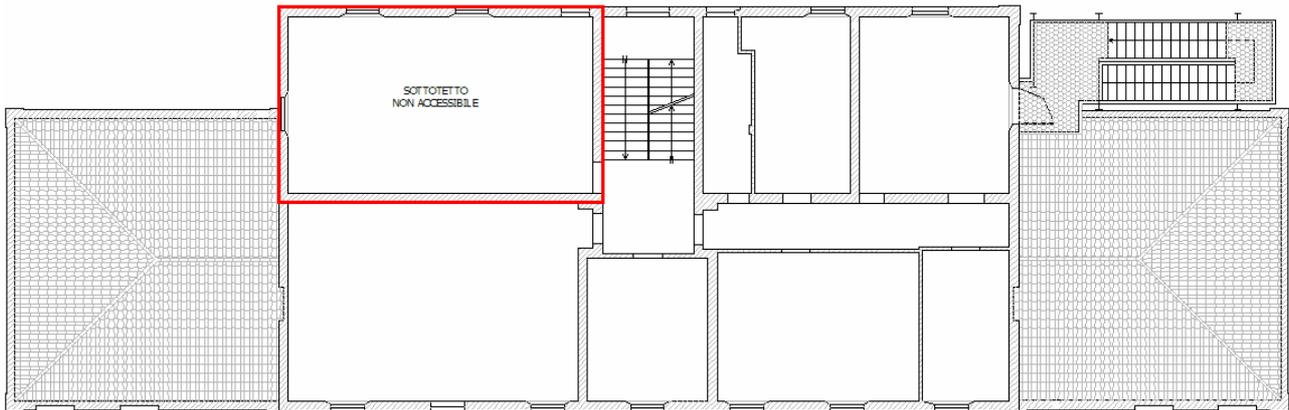


Fig. 9.2.1: Sottotetto: realizzazione di un nuovo solaio ligneo

### 9.2.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL NUOVO SOLAIO LIGNEO

<b>NUOVO SOLAIO IN LEGNO</b>		
<b>Permanenti</b>		
trave legno 22x30	0,18	kN/m <sup>2</sup>
travetti in legno 12x12	0,12	kN/m <sup>2</sup>
doppio tavolato (6 cm)	0,40	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm)	0,60	kN/m <sup>2</sup>
tavole in cotto (4cm)	0,60	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>1,90</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
sottotetto accessibile per sola manutenzione	<b>1,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 9.2.2 – PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI PRINCIPALI

Si ipotizzano delle travi in legno 22x30 cm disposte ad interasse  $i = 2m$ .

<b>Sezione 22x30</b>	
b [mm]	220
h [mm]	300
A [mm <sup>2</sup> ]	66000
W [mm <sup>3</sup> ]	3,30E+06
J [mm <sup>4</sup> ]	4,95E+08

Tab. 9.2.1: Caratteristiche geometriche della sezione delle travi principali

Si sceglie di utilizzare un'essenza lignea avente le medesime caratteristiche meccaniche descritte in Tab. 6.2.6.

### 9.2.2.1 – Verifiche SLU: Flessione e Taglio

Le verifiche allo SLU sono state eseguite conformemente a quanto enunciato per i solai in legno al § 6.2.2.1.

q	l	M <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>	σ <sub>m,d</sub>	f <sub>m,d</sub>	verifica σ	τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>	verifica τ
[kN/m]	[m]	[kN*m]	[kN]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
8,42	6,20	40,46	26,10	12,26	17,60	verificato	0,59	1,76	verificato

Tab. 9.2.2: Verifiche SLU – Flessione e Taglio

### 9.2.2.2 – Verifiche SLE: Deformabilità

Sempre in riferimento a quanto già descritto per i solai in legno, le verifiche allo SLE sono state eseguite secondo quanto descritto al § 6.2.2.2.

q	l	δ	l/300	verifica
[kN/m]	[m]	[cm]	[cm]	
5,80	6,20	1,83	2,07	verificato

Tab. 9.2.3: Verifiche SLE – Deformabilità

### 9.2.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

Si descrive in Fig. 9.2.2 la geometria in pianta del nuovo solaio esaminando in Sez. C-C e D-D i dettagli più significativi.

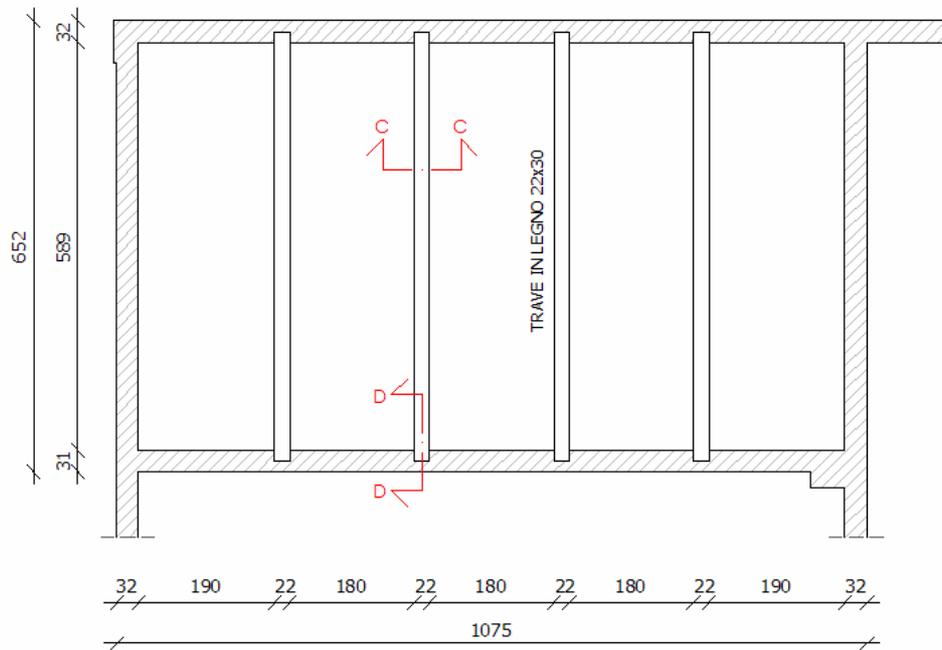


Fig. 9.2.2: Nuovo solaio ligneo – Pianta

#### SEZ. C-C

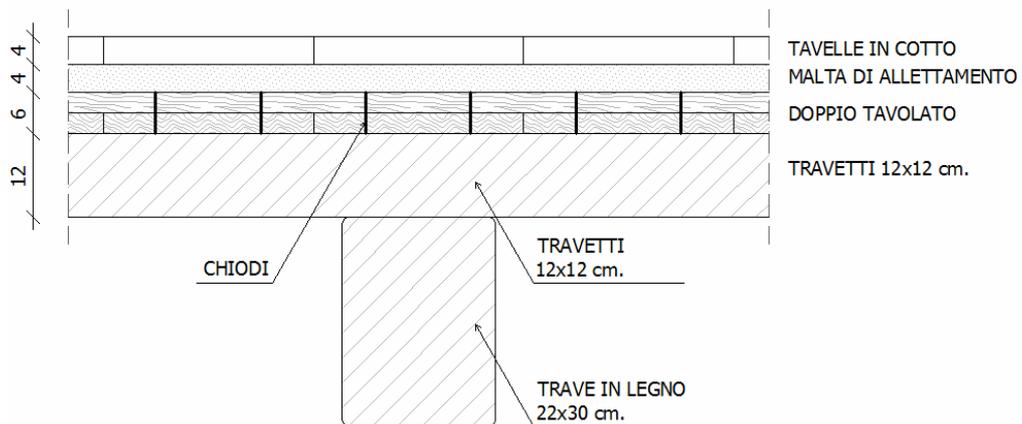
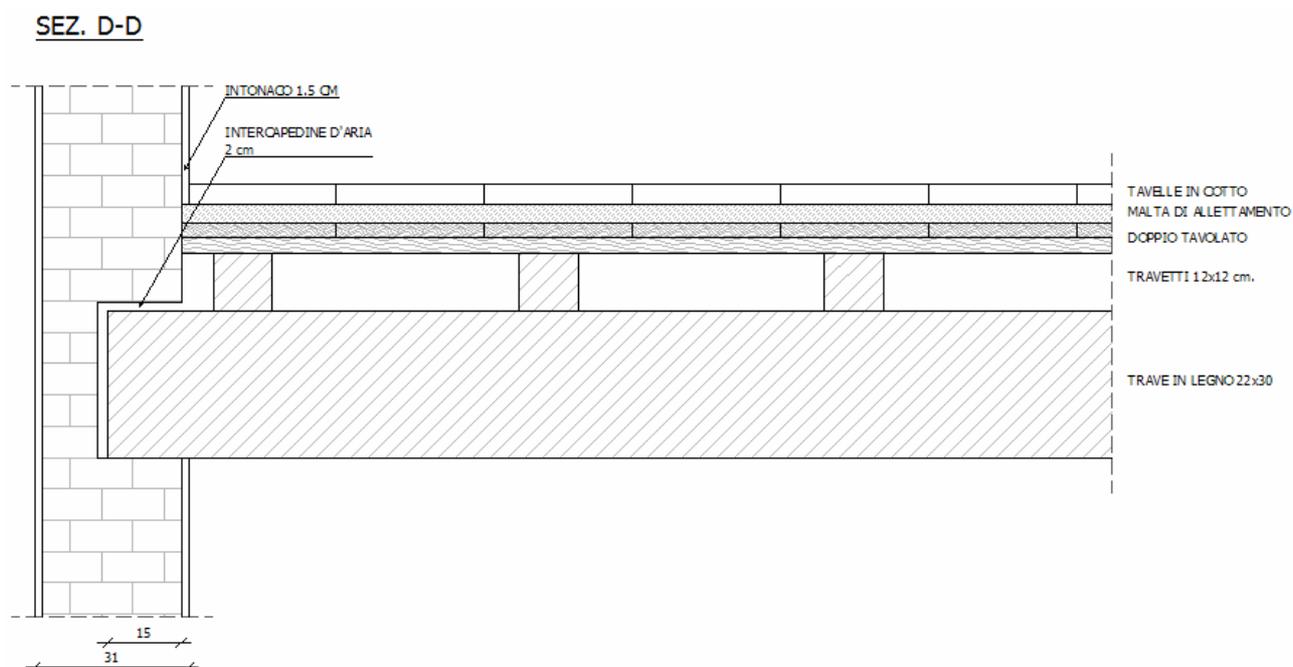


Fig. 9.2.3: Nuovo solaio ligneo - Sezione trasversale



*Fig. 9.2.3: Nuovo solaio ligneo – Collegamento alla parete*

### 9.3 – REALIZZAZIONE DI UN CORDOLO IN C.A. IN SOMMITÀ

La realizzazione di un cordolo in c.a. in sommità della muratura portante è un intervento con una duplice funzionalità: assorbe la spinta orizzontale provocata dalla copertura inclinata e garantisce un efficace collegamento perimetrale per l'intero edificio contribuendo al comportamento scatolare di quest'ultimo.

Per la progettazione di questo intervento sarebbero necessarie ulteriori indagini relative alla geometria della copertura e al suo collegamento con la parete, ci si limita quindi a segnalarne l'efficacia e a fornirne i requisiti essenziali: il cordolo, che deve avere una larghezza pari alla larghezza della muratura sottostante, deve essere realizzato con calcestruzzo C 25/30 con armatura minima longitudinale pari a  $8 \text{ cm}^2$ , le staffe devono avere un diametro di almeno 6 mm e un passo non superiore a 25 cm.

Si sottolinea inoltre la discreta invasività di questo intervento data la necessità di rimuovere provvisoriamente la copertura per il getto del cordolo continuo, si consiglia quindi di prevederlo in corrispondenza di un'eventuale manutenzione straordinaria del tetto per ottimizzarne l'aspetto economico e gestionale.

## 9.4 – CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI IN ACCIAIO

Le verifiche effettuate per valutare la capacità portante dei solai nei confronti dei carichi verticali previsti dall'attuale normativa hanno messo in luce alcune situazioni di criticità che hanno reso necessario un intervento di consolidamento che, oltre ad offrire una maggiore resistenza, possa garantire l'infinita rigidezza nel piano necessaria per la ripartizione dell'azione sismica proporzionalmente alla rigidezza delle pareti. A tali fini si propone la realizzazione di una soletta integrativa in c.a. dello spessore di 5 cm.

### 9.4.1 – ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI CONSOLIDATI

Si è formulata una nuova analisi dei carichi con il duplice obiettivo di mantenere pressoché inalterata la quota dei pavimenti finiti rispetto alla condizione attuale e soprattutto di non incrementare significativamente i carichi permanenti attuali.

<i>P-S1</i>		
Permanenti		
peso proprio: putrelle INP 200 + volterrane	1,26	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
riempimento (8 cm) + massetto (8 cm)	3,50	kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (4 cm) + pavim. in graniglia (1 cm)	0,80	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>6,76</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>6,58</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<i>P-S2</i>		
Permanenti		
peso proprio: putrelle INP 200 + voltine	1,39	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (6 cm)	0,66	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (3 cm)	0,60	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>4,15</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>3,92</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<i>P-S3</i>		
Permanenti		
peso proprio: putrelle IPE 160	0,15	kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (4 cm) + pavimentazione in gres (1 cm)	0,60	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,25</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>1,42</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<i>P-S6</i>		
Permanenti		
peso proprio: putrelle INP 200 + voltine	1,39	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
tavelloni (4 cm)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
massetto (7 cm)	1,40	kN/m <sup>2</sup>
allettamento (5 cm) + pavimentazione in gres (1 cm)	0,80	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>5,09</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>4,89</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<i>P-S7</i>		
Permanenti		
peso proprio: putrelle INP 200 + volterrane	1,26	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
riempimento (8 cm) + massetto (12 cm)	4,10	kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (8 cm) + pavim. in graniglia (1 cm)	1,00	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>7,56</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>7,84</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Accidentali		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<b>S-S2 - S-S3</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: putrelle INP 220 + tavelloni	0,70	kN/m <sup>2</sup>
tavellone laterizio porta intonaco (4cm)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (3 cm)	0,40	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,80</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>2,64</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<b>S-S4</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: putrelle IPE 160 + tavelloni	0,45	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (2,5 cm)	0,35	kN/m <sup>2</sup>
pavimentazione in gres (1 cm)	0,20	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>2,02</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

<b>T-S1 - T-S2</b>		
<b>Permanenti</b>		
peso proprio: putrelle INP 220	0,31	kN/m <sup>2</sup>
tavellone laterizio porta intonaco (4cm)	0,30	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
massetto (8 cm)	1,60	kN/m <sup>2</sup>
sottofondo (8 cm) + tavelle in cotto (4cm)	1,50	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>4,91</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOT. PERM. ATTUALI</b>	<b>3,41</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
sottotetto accessibile per sola manutenzione	<b>1,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 9.4.2 – VERIFICHE DEI SOLAI ACCIAIO-CLS

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche effettuate per le sezioni composte acciaio-clc relative ai profili per i quali si era proposta la verifica al § 6.2.1.

Tutti i profili sono stati consolidati con una soletta di spessore 5 cm di calcestruzzo (C 25/30) armato con rete elettrosaldata  $\Phi 5/20 \times 20$  (copriferro minimo 2 cm).

#### 9.4.2.1 – Verifiche SLU: Flessione e Taglio

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo si è utilizzata la combinazione di carico definita dall'eq.ne 4.1.3:

$$Q = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_k \quad (9.4.1)$$

Come indicato al § 4.3.4.2.1 del D.M. 2008 la verifica a flessione può essere effettuata utilizzando il *metodo elastico* basato su una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione.

Con riferimento alla Fig. 9.4.1:

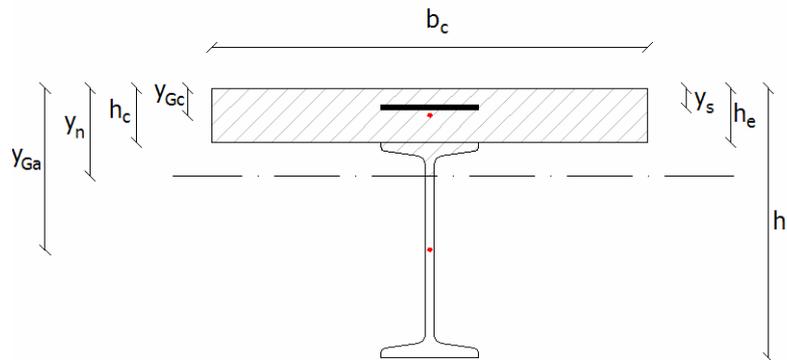


Fig. 9.4.1: Sezione composta acciaio-clc

si definiscono:

$n$  coefficiente di omogeneizzazione posto pari a 15

$y_n$  distanza dell'asse neutro dal bordo compresso:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a + A_s)}{b_c} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2b_c \cdot (y_{Ga} \cdot A_a + y_s \cdot A_s)}{n \cdot (A_a + A_s)^2}} \right) \quad (9.4.2)$$

con:

- $A_a$  Area del profilo
- $y_{Ga}$  distanza del baricentro del profilo dal bordo compresso
- $A_s$  Area dell'armatura compressa
- $y_s$  distanza dell'armatura dal bordo compresso
- $A_c$  Area della sezione di cls.
- $y_{Gc}$  distanza del baricentro della sezione di cls. dal bordo compresso
- $b_c$  larghezza soletta collaborante

$J_{id}$  momento d'inerzia omogeneizzato:

$$J_{id} = \left[ J_a + A_a \cdot (y_n - y_{Ga})^2 \right] + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{b_c \cdot y_n^3}{3 \cdot n} \quad (9.4.3)$$

con:

- $J_a$  momento d'inerzia baricentrico del profilo
- $J_c$  momento d'inerzia baricentrico della sezione di cls

Affinché la sezione sia verificata devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\sigma_c = \frac{M}{n \cdot J_{id}} \cdot y_n \leq f_{cd} \quad (9.4.4)$$

$$\sigma_{a,e} = \frac{M}{J_{id}} \cdot (y_n - h_e) \leq f_{yd} \quad (9.4.5)$$

$$\sigma_{a,i} = \frac{M}{J_{id}} \cdot (y_n - h_i) \leq f_{yd} \quad (9.4.6)$$

con:

- $\sigma_c$  massima tensione di compressione nel cls.
- $\sigma_{a,e}$  massima tensione all'estradosso del profilo d'acciaio
- $\sigma_{a,i}$  massima tensione all'intradosso del profilo d'acciaio

- $h_e$  distanza dell'estradosso del profilo dal bordo compresso  
 $h_i$  distanza dell'intradosso del profilo dal bordo compresso  
 $M$  momento di calcolo  
 $f_{cd}$  resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, pari a 14,17 MPa (C 25/30)  
 $f_{cd}$  resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,05} = 223,8 \text{ MPa} \quad (9.4.7)$$

dove:

$f_{yk}$  è la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, pari a 235 MPa (S 235)

Si riassumono in *Tab 9.4.1* le verifiche a flessione per i vari profili esaminati indicando come negative le tensioni di compressione:

ID	q	l	M <sub>max</sub>	y <sub>n</sub>	J <sub>id</sub>	σ <sub>c</sub>	verifica	σ <sub>a,i</sub>	σ <sub>a,e</sub>	verifica	verifica
	[kN/m]	[m]	[kN*m]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[MPa]	σ <sub>c</sub>	[MPa]	[MPa]	σ <sub>a,i</sub>	σ <sub>a,e</sub>
1-1	12,03	6,30	59,66	9,26	4595	-8,02	verificato	-55,31	204,37	verificato	verificato
2-2	8,68	6,80	50,15	9,26	4595	-6,74	verificato	-46,49	171,78	verificato	verificato
3-3	9,05	4,30	20,93	6,20	2382	-3,63	verificato	-10,54	130,02	verificato	verificato
4-4	9,87	6,80	57,07	9,26	4595	-7,67	verificato	-52,91	195,51	verificato	verificato
5-5	13,05	6,30	64,72	9,26	4595	-8,70	verificato	-60,00	221,71	verificato	verificato
7-7	6,66	6,80	38,47	10,43	6088	-4,39	verificato	-34,31	104,71	verificato	verificato
8-8	8,96	4,30	20,72	6,20	2382	-3,6	verificato	-10,44	128,73	verificato	verificato
9-9	12,84	6,80	74,24	8,35	7250	-5,70	verificato	-34,30	190,98	verificato	verificato

*Tab. 9.4.1: Solai acciaio-clt – verifica a flessione*

Si è considerato superfluo effettuare la verifica a Taglio poiché nella sezione d'appoggio viene assorbito interamente dalle travi d'acciaio che risultavano già ampiamente verificate e le modifiche apportate non hanno prodotto una variazione di carico tale da generare un aumento significativo dall'azione tagliante.

### 9.4.2.2 –Dimensionamento dei connettori

Il corretto comportamento della sezione mista acciaio-clc deve essere garantito dalla presenza di sistemi di connessione atti ad assicurare la trasmissione della forza di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

I connettori sono stati dimensionati avvalendosi del metodo delle tensioni ammissibili.

Proporzionalmente all'andamento del diagramma del taglio di Fig. 9.4.2:

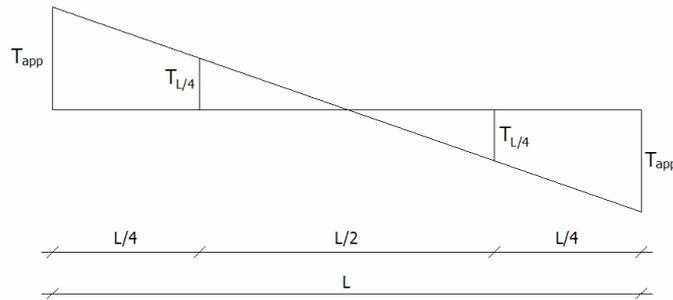


Fig. 9.4.2: Diagramma del Taglio

la forza di scorrimento vale:

$$V_{L/4} = \frac{(T_{app} + T_{L/4}) \cdot L}{8} \cdot \frac{S^*}{J^*} \quad \text{in } L/4 \quad (9.4.8)$$

$$V_{L/2} = \frac{T_{L/4} \cdot L}{8} \cdot \frac{S^*}{J^*} \quad \text{in } L/2 \quad (9.4.9)$$

con:

$S^*$  momento statico della sezione composta

$J^*$  momento d'inerzia della sezione composta

Per assorbire tale forza nella zona di estremità e in quella di mezzeria i connettori dovranno garantire un'area minima rispettivamente pari a:

$$A_{L/4} = \frac{V_{L/4}}{\sigma_{amm}} \quad (9.4.10)$$

$$A_{L/2} = \frac{V_{L/2}}{\sigma_{amm}} \quad (9.4.11)$$

dove  $\sigma_{amm}$  è la tensione ammissibile dell'acciaio pari a  $1600 \text{ kg/cm}^2$  (S 235).

La Tab. 9.4.2 riassume i calcoli svolti:

ID	q	T <sub>app</sub>	T <sub>L/4</sub>	V <sub>L/4</sub>	V <sub>L/2</sub>	A <sub>L/4</sub>	A <sub>L/2</sub>
	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
1-1	8,30	26,1	13,1	128,8	42,9	8,0	2,68
2-2	6,08	20,7	10,3	109,9	36,6	6,9	2,29
3-3	6,30	13,5	6,8	62,7	20,9	3,9	1,31
4-4	6,88	23,4	11,7	124,4	41,5	7,8	2,59
5-5	8,98	28,3	14,1	139,3	46,4	8,7	2,90
7-7	4,64	15,8	7,9	72,6	24,2	4,5	1,51
8-8	6,24	13,4	6,7	62,1	20,7	3,9	1,29
9-9	8,87	30,1	15,1	160,2	53,4	10,0	3,34

**Tab. 9.4.2:** Connettori – forza di scorrimento ed area minima

Con l'obiettivo di evitare saldature puntuali che potrebbero danneggiare localmente il profilo, laddove la geometria lo consenta, ovvero per i solai a putrelle e volterrane e putrelle e voltine, si prevede l'utilizzo di quadrelli 2x2 cm saldati trasversalmente al profilo. Per i solai a putrelle e tavelloni si deve invece ricorrere ai tradizionali pioli Nelson.

I quadrelli offrono un'area resistente ben superiore a quella necessaria, è possibile quindi disporli abbastanza radi con un passo di 50 cm per tutta la lunghezza della trave.

Per pioli si sceglie un diametro di 10 mm ( $A_{conn} = 0,79 \text{ cm}^2$ ) per cui devono avere un passo pari a:

ID	passo in L/4	passo in L/2
	[cm]	[cm]
3-3	20	50
7-7	25	50
8-8	20	50

**Tab. 9.4.3:** Connettori – passo minimo dei connettori a piolo

### 9.4.2.3 – Verifiche SLE: Deformabilità

Per le verifiche di deformabilità si è utilizzata la combinazione di carico caratteristica definita dall'eq.ne 4.1.4:

$$Q = G_1 + G_2 + Q_k \quad (9.4.12)$$

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EJ_{id}} \leq \frac{l}{300} \quad (9.4.13)$$

dove:

q è il carico lineare agente sulla trave

l è la luce di calcolo

E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 MPa

J<sub>id</sub> è il momento d'inerzia della sezione composta omogeneizzato all'acciaio

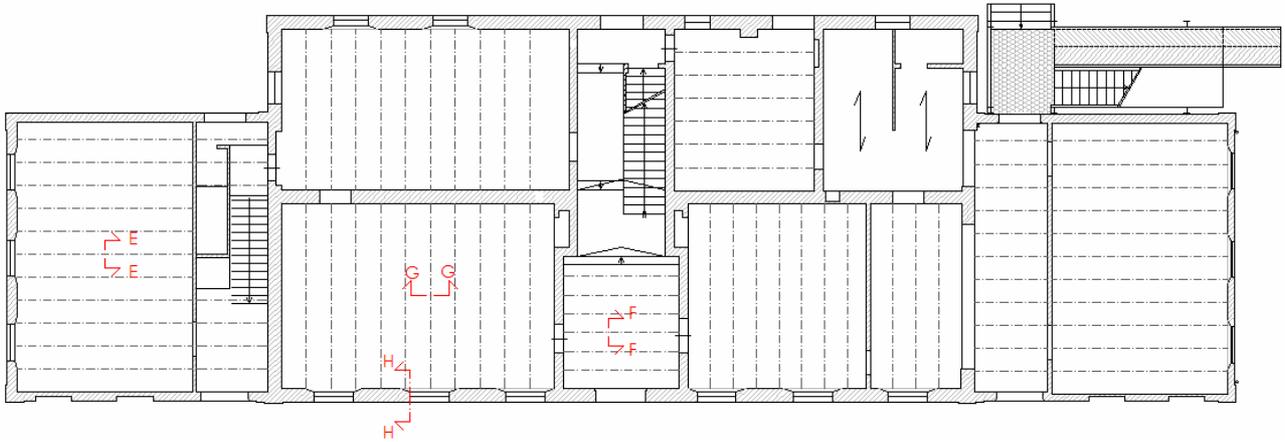
La Tab. 9.4.4 riassume le verifiche effettuate:

ID	q	l	δ	l/300	verifica δ
	[kN/m]	[cm]	[cm]	[cm]	
1-1	8,30	630	1,76	2,10	verificato
2-2	6,08	680	1,75	2,27	verificato
3-3	6,30	430	0,56	1,43	verificato
4-4	6,88	680	1,98	2,27	verificato
5-5	8,98	630	1,91	2,10	verificato
7-7	4,64	680	1,01	2,27	verificato
8-8	6,24	430	0,56	1,43	verificato
9-9	8,87	680	1,62	2,27	verificato

Tab. 9.4.4: Solai acciaio-clt – verifica di deformabilità

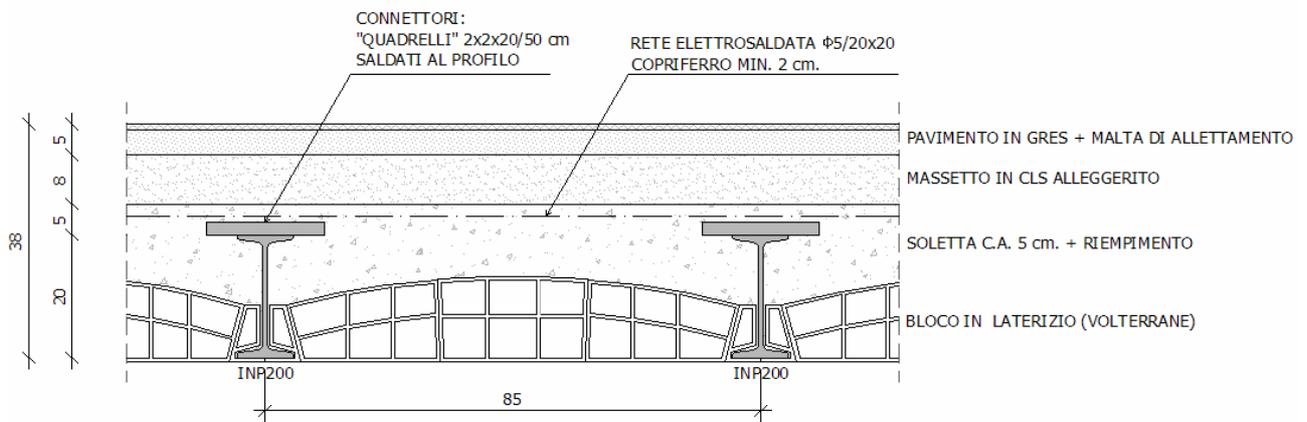
### 9.4.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

Si riportano le sezioni più significative relative al piano rialzato in cui è possibile riscontare tutte le tipologie di consolidamento proposte per i solai in acciaio:



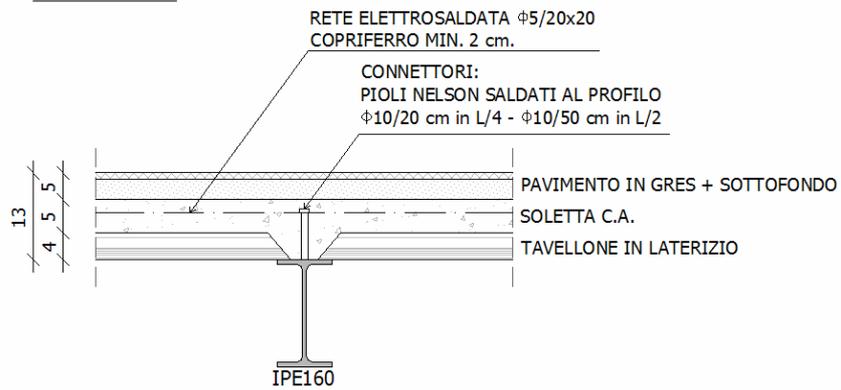
**Fig. 9.4.3:** Pianta P. Rialzato – sezioni di riferimento

#### SEZ. E-E



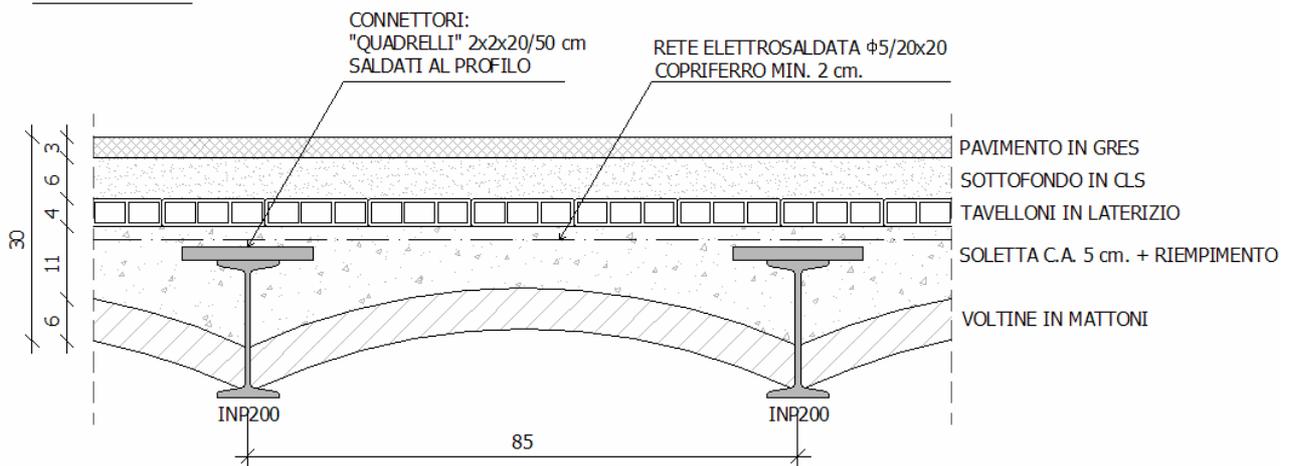
**Fig. 9.4.4:** Consolidamento solaio putrelle e volterrane - Sez. E-E

**SEZ. F-F**



**Fig. 9.4.5:** Consolidamento solaio putrelle e tavelloni - Sez. F-F

**SEZ. G-G**



**Fig. 9.4.6:** Consolidamento solaio putrelle e voltine - Sez. G-G

SEZ. H-H

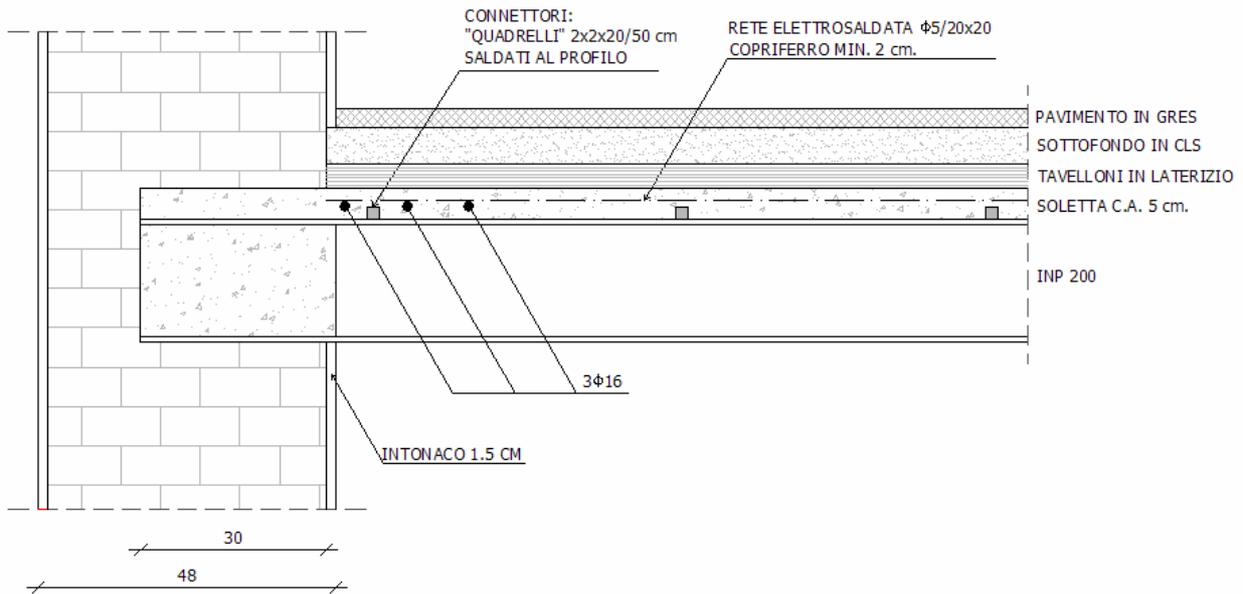


Fig. 9.4.7: Consolidamento solaio putrelle e voltine - Sez. H-H

La Fig. 9.4.7 vuole porre particolare attenzione al collegamento del nuovo getto con la muratura esistente che deve essere realizzato mediante asole di cui si riportano in Fig. 9.4.8 la dimensione e la distribuzione per il solaio descritto dalle sezioni G-G e H-H.

Si sottolinea inoltre la presenza dei tre ferri  $\Phi 16$  aventi la funzione di garantire l'incatenamento delle pareti parallele all'orditura del solaio, funzione che si ritiene assolta nella direzione ortogonale dai profili stessi costituenti il solaio.

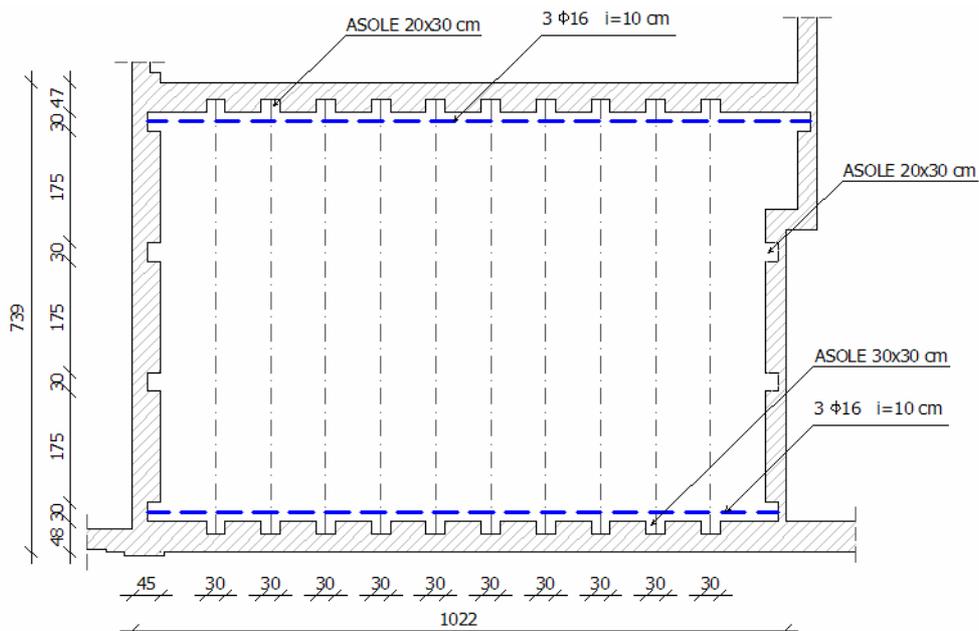


Fig. 9.4.8: Disposizione in pianta delle asole perimetrali

## 9.5 – CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI IN LEGNO

Si propone di seguito un intervento di consolidamento dei solai lignei governato dalle medesime esigenze precedentemente esposte per i solai in acciaio, in particolar modo si presta l'attenzione al solaio in legno dell'orizzontamento tra piano primo e piano secondo che necessita di un intervento più invasivo rispetto al corrispondente solaio del piano superiore nel quale si prevede la sola disposizione di un secondo tavolato ortogonale all'esistente per garantire l'infinita rigidità nel piano.

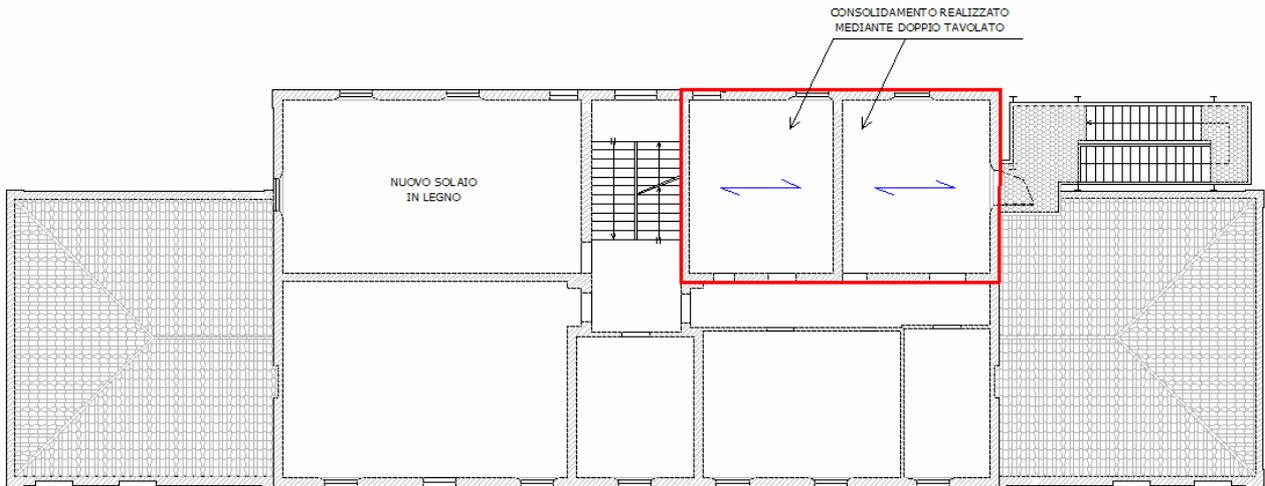


Fig. 9.5.1: Orizzontamento tra P.II e Sottotetto – Realizzazione di un doppio tavolato sul solaio ligneo esistente

La necessità di un intervento più invasivo nel solaio al piano inferiore (vedi Fig. 9.5.2) è dettata dal non soddisfacimento delle verifiche statiche secondo i carichi previsti dal D.M. 2008.

Per assicurare allo stesso tempo un aumento di resistenza e l'infinita rigidità di piano si ritiene opportuno realizzare una soletta integrativa di cls (C 25/30) dello spessore di 5 cm armata mediante una rete elettrosaldada  $\Phi 5/20 \times 20$ .



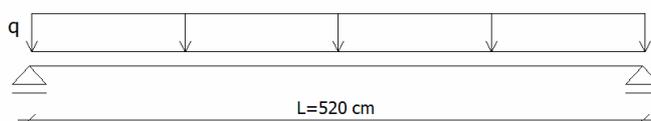
Fig. 9.5.2: Orizzontamento tra P.I e P.II – solaio ligneo oggetto dell'intervento

### 9.5.1 – ANALISI DEI CARICHI DEL SOLAIO LEGNO-CLS

<b>SOLAIO LEGNO-CLS</b>		
<b>Permanenti</b>		
trave legno 20x28	0,15	kN/m <sup>2</sup>
travetti in legno 12x12	0,12	kN/m <sup>2</sup>
tavolato	0,20	kN/m <sup>2</sup>
soletta c.a. (5 cm)	1,20	kN/m <sup>2</sup>
malta di allettamento (4 cm) + pavimentazione gres (1cm)	0,80	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERMANENTI</b>	<b>2,47</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Accidentali</b>		
scuola	<b>3,00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 9.5.2 – VERIFICHE DEL SOLAIO LEGNO-CLS

Lo schema statico è quello di una trave semplicemente appoggiata:



*Fig. 9.5.3: Trave composta legno-cls – schema statico*

Sulle travi principali, poste ad interasse  $i = 2$  m, agisce un carico  $Q = 5,47$  kN/m<sup>2</sup>, pertanto è possibile determinare il carico lineare  $q$  e le sollecitazioni agenti:

$$q = Q \cdot i = 10,94 \text{ kN / m} \quad (9.5.1)$$

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = 37 \text{ kNm} \quad (9.5.2)$$

$$T_{\max} = \frac{qL}{2} = 28,5 \text{ kN} \quad (9.5.3)$$

La sezione di verifica è quella di Fig. 9.5.4:

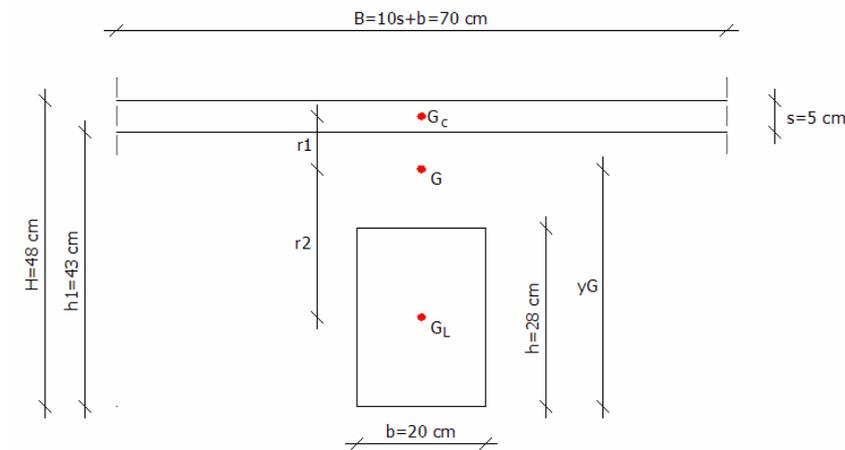


Fig. 9.5.4: Trave composta legno-clt – sezione

Posto il coefficiente di omogeneizzazione  $n$  pari a:

$$n = \frac{E_c}{E_L} = \frac{31400}{12300} = 2,55 \quad (9.5.4)$$

dopo aver determinato l'area  $A$  e il momento statico  $S$  della sezione composta attraverso le relazioni:

$$A = b \cdot h + n \cdot B \cdot s = 1452,5 \text{ cm}^2 \quad (9.5.5)$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot \frac{B}{2} \cdot (H^2 - h_1^2) = 48449 \text{ cm}^3 \quad (9.5.6)$$

si calcola la posizione del baricentro  $y_G$  della sezione composta come:

$$y_G = \frac{S}{A} = 33,4 \text{ cm} \quad (9.5.7)$$

Siano  $r_1$  e  $r_2$  rispettivamente le distanze di  $G_c$  e  $G_L$  da  $G$ :

$$r_1 = 12,1 \text{ cm}$$

$$r_2 = 19,4 \text{ cm}$$

$$r = r_1 + r_2 = 31,5 \text{ cm}$$

Si ipotizzano dei connettori  $\Phi 18$  con passo  $i_{conn} = 15 \text{ cm}$ .

La rigidezza della connessione per sola deformabilità a taglio vale:

$$k_T = 0,08 \cdot E_L \cdot \Phi_c = 17712 \text{ N/mm} \quad (9.5.8)$$

Lo sforzo ammissibile sulla connessione è pari a:

$$F_T = 0,05 \cdot E_L \cdot \Phi_c = 11070 \text{ N} \quad (9.5.9)$$

Si calcolano le seguenti rigidzze:

- rigidezza flessionale della sezione di legno:

$$E_L J_L = E_L \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} = 4,5 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad (9.5.10)$$

- rigidezza flessionale della sezione di cls:

$$E_c J_c = E_c \cdot \frac{B \cdot s^3}{12} = 2,29 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2 \quad (9.5.11)$$

- rigidezza assiale:

$$EA = \frac{E_L A_L \cdot E_c A_c}{E_L A_L + E_c A_c} = 4,23 \cdot 10^8 \text{ N} \quad (9.5.12)$$

- rigidezza flessionale della sezione con connessione a rigidezza nulla:

$$EJ_0 = E_L J_L + E_c J_c = 4,73 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \quad (9.5.13)$$

- *rigidezza effettiva della sezione:*

$$EJ_{eff} = EJ_0 + \gamma \cdot EA \cdot r^2 = 2,28 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \quad (9.5.14)$$

con:

$\gamma$  efficienza del collegamento:

$$\gamma = \left( 1 + \frac{\pi^2 EA \cdot i_{conn}}{k_T \cdot L^2} \right)^{-1} = 0,43 \quad (9.5.15)$$

E' ora possibile effettuare il calcolo delle tensioni e la relativa verifica:

- *massima tensione di compressione nel cls:*

$$\sigma_{c,max} = \gamma \cdot E_c r_1 \cdot \frac{M}{EJ_{eff}} + E_c \cdot \frac{h_c}{2} \cdot \frac{M}{EJ_{eff}} = 3,92 \text{ MPa} < \sigma_{c,amm} = 9,75 \text{ MPa} \quad (9.5.16)$$

- *massima tensione di trazione nel legno:*

$$\sigma_{L,max} = \gamma \cdot E_L r_2 \cdot \frac{M}{EJ_{eff}} + E_L \cdot \frac{h_L}{2} \cdot \frac{M}{EJ_{eff}} = 4,45 \text{ MPa} < \sigma_{L,amm} = 10 \text{ MPa} \quad (9.5.17)$$

Si verifica poi che la freccia sia contenuta entro i valori limite:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EJ_{eff}} = 0,5 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 1,04 \text{ cm} \quad (9.5.18)$$

Resta infine da verificare che lo la forza di scorrimento  $S_{max}$  sia assorbita efficacemente dai connettori, in particolare deve risultare:

$$S_{max} = i_{conn} \cdot t_{max} = 10743 \text{ N} < F_T = 11070 \text{ N} \quad (9.5.19)$$

dove:

$$t_{\max} = \gamma \cdot T_{\max} \frac{EA \cdot r}{EJ_{\text{eff}}} = 71,6 \text{ N/mm} \quad (9.5.20)$$

Il sistema di connessione risulta quindi essere ben dimensionato.

### 9.5.3 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

Si riporta in Fig. 9.5.3 il particolare della sezione mista legno-clc:

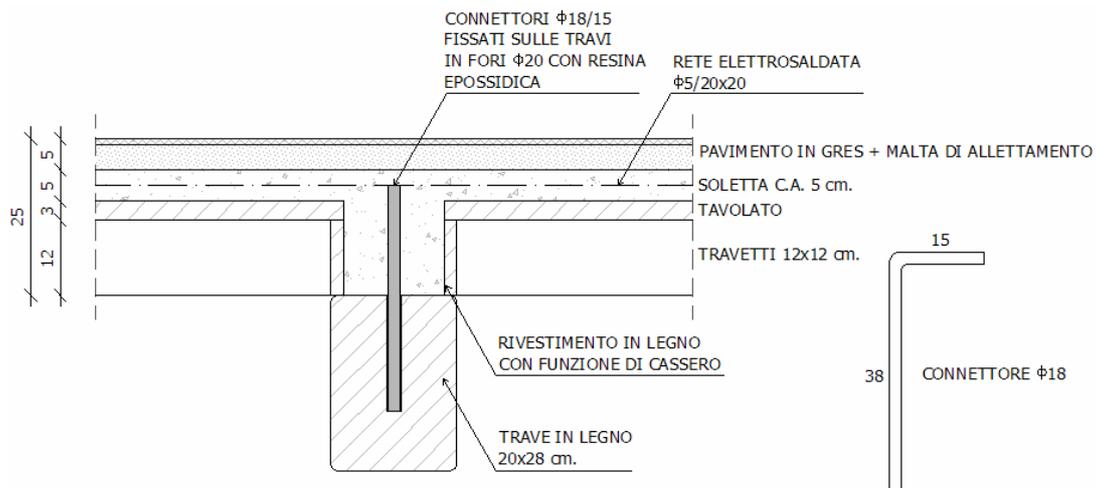


Fig. 9.5.5: Solaio legno-clc – Sezione e sistema di connessione

## **10 – VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DELL'EDIFICIO A SEGUITO DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO**

Gli interventi di consolidamento proposti al Capitolo 9 modificano significativamente la risposta sismica dell'edificio. Secondo quanto esposto al § 7.2.6 del D.M. 2008, gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano data la presenza di una “*struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 5 cm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o legno*”.

Come già accennato precedentemente l'infinita rigidezza dei solai permette la sostituzione della reale distribuzione delle forze d'inerzia con la loro risultante applicata al baricentro delle masse per poi ripartirla tra le varie pareti in funzione della loro rigidezza ottenendo quindi una risposta globale dell'edificio all'evento sismico.

### **10.1 – MODELLAZIONE IN 3MURI E CONFRONTO CON LA SITUAZIONE ATTUALE**

Per quantificare il miglioramento apportato si è realizzato un nuovo modello in *3Muri* mantenendo invariata la geometria delle pareti resistenti al sisma, modificando l'entità dei carichi variata a seguito degli interventi di consolidamento e scegliendo per i solai l'opzione “*infinitamente rigidi*”. I risultati forniti dal programma sono riassunti in *Tab. 10.1.1*:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLV			SLD		$\alpha_u$	$\alpha_e$
				$D_{Max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$q^*$ SLU	$D_{Max}$ [cm]	Dd [cm]		
1	+X	Masse	0,0	2,30	4,85	1,54	0,83	2,30	1,79	2,21
2	+X	1° modo	0,0	3,36	5,02	2,23	1,25	2,30	1,34	1,61
3	-X	Masse	0,0	2,31	6,12	1,91	0,75	2,46	1,57	2,33
4	-X	1° modo	0,0	3,26	6,69	2,72	1,23	2,30	1,10	1,65
5	+Y	Masse	0,0	2,76	2,74	2,71	0,99	1,38	0,99	1,27
6	+Y	1° modo	0,0	3,65	3,06	3,63	1,48	1,47	0,83	0,99
7	-Y	Masse	0,0	3,03	3,98	2,88	1,13	2,27	1,04	1,74
8	-Y	1° modo	0,0	4,07	3,58	3,97	1,70	2,73	0,76	1,54
9	+X	Masse	64,4	2,30	4,72	1,53	0,83	2,16	1,75	2,11
10	+X	Masse	-64,4	2,31	4,64	1,55	0,83	2,12	1,72	2,07
11	+X	1° modo	64,4	3,38	4,97	2,21	1,25	2,40	1,36	1,66
12	+X	1° modo	-64,4	3,32	5,05	2,26	1,22	2,19	1,33	1,57
13	-X	Masse	64,4	2,29	5,99	1,90	0,74	2,39	1,58	2,29
14	-X	Masse	-64,4	2,30	5,64	1,88	0,75	2,45	1,60	2,32
15	-X	1° modo	64,4	3,26	6,16	2,72	1,23	2,32	1,10	1,66
16	-X	1° modo	-64,4	3,26	6,66	2,67	1,22	2,44	1,13	1,74
17	+Y	Masse	210,7	2,92	2,46	3,06	1,09	1,76	0,86	1,46
18	+Y	Masse	-210,7	2,64	2,66	2,70	0,94	1,26	1,01	1,23
19	+Y	1° modo	210,7	3,77	2,95	4,03	1,55	2,26	0,74	1,39
20	+Y	1° modo	-210,7	3,53	3,25	3,47	1,42	2,46	0,86	1,61
21	-Y	Masse	210,7	3,17	3,97	3,37	1,23	2,06	0,89	1,53
22	-Y	Masse	-210,7	2,93	4,32	2,48	1,05	2,51	1,21	1,95
23	-Y	1° modo	210,7	4,10	3,28	4,59	1,73	2,45	0,65	1,38
24	-Y	1° modo	-210,7	4,07	4,03	3,44	1,69	3,18	0,87	1,77

*Tab. 10.1.1: Risultati analisi statica non lineare – modello con solai infinitamente rigidi*

In *Tab. 10.1.2* si propone il confronto tra i risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare per il modello ad impalcati deformabili (pre – consolidamento) e per il modello ad impalcati rigidi (post – consolidamento).

pre-consolid.		post-consolid.	
N.	$\alpha_u$	N.	$\alpha_u$
1	1,52	1	1,79
2	1,20	2	1,34
3	1,50	3	1,57
4	1,03	4	1,10
5	0,74	5	0,99
6	0,66	6	0,83
7	0,87	7	1,04
8	0,64	8	0,76
9	1,64	9	1,75
10	1,62	10	1,72
11	1,14	11	1,36
12	1,07	12	1,33
13	1,47	13	1,58
14	1,50	14	1,60
15	0,99	15	1,10
16	1,05	16	1,13
17	0,59	17	0,86
18	1,01	18	1,01
19	0,54	19	0,74
20	0,86	20	0,86
21	0,75	21	0,89
22	1,00	22	1,21
23	0,58	23	0,65
24	0,75	24	0,87

**Tab. 10.1.2:** Risultati analisi statica non lineare – confronto tra il modello con solai deformabili e il modello con solai infinitamente rigidi

Il confronto proposto testimonia e quantifica il miglioramento apportato grazie agli interventi di consolidamento: risultano completamente verificate due analisi in più rispetto al modello originario e le altre registrano un aumento in termini di accelerazione di capacità limite compreso tra il 10 e il 20%; delle nove analisi non verificate sei ricoprono almeno l'85% della richiesta di accelerazione spettrale evidenziando un significativo miglioramento della risposta sismica dell'edificio.



## **11 – CONCLUSIONI**

Tra i molti aspetti analizzati la tesi ha evidenziato, attraverso le analisi proposte ai Capitoli 7 e 8, quanto la scelta dei parametri meccanici influenzi la valutazione della risposta dell'edificio all'azione sismica. Da qui la necessità di porsi come obiettivo, da un lato, la validazione di prove sperimentali scarsamente invasive che offrano una stima diretta delle proprietà meccaniche rappresentative della muratura e, dall'altro, la programmazione di campagne sperimentali sempre più mirate ad ottenere una classificazione delle tipologie murarie più dettagliata rispetto a quella attuale proposta dalla normativa che, pur prevedendo una casistica che ricopre gran parte del costruito, offre al progettista un ventaglio di valori troppo ampio per poter stimare con sufficiente precisione il comportamento di una muratura inclusa in una delle tipologie contemplate.

Sulla base poi dei risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare effettuata per i valori di resistenza suggeriti dalla Tabella dell'allegato C8A, si sono proposti degli interventi di consolidamento che, garantendo un comportamento scatolare dell'edificio, offrano un percepibile miglioramento in termini di accelerazione tollerabile che non raggiunge però il valore di progetto nella totalità delle verifiche effettuate, condizione questa ottenibile solo intervenendo drasticamente sulla geometria dell'edificio o partendo da eventuali valori meccanici che descrivano più fedelmente il comportamento della muratura in esame.



## **Bibliografia**

*D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni*

*Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008*

*UNI EN 1052 – 1: 2001 “Metodi di prova per muratura. Determinazione della resistenza a compressione”*

*UNI EN 1052 – 3: 2007 “Metodi di prova per muratura. Parte 3: determinazione della resistenza iniziale a taglio”*

*“The stone skeleton” – Jacques Heyman*

*“The masonry arch” – Jacques Heyman*

*“ Il calcolo sismico degli edifici in muratura” - Nicola Augenti*

*“Le costruzioni in muratura – Interpretazione del comportamento e tecniche di intervento” – V. Carbone, A. Fiore, G. Pistore*

*“Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura” – Massimo Mariani*

*Articolo: “Il ruolo della fascia di piano nel comportamento sismico degli edifici in muratura” - Calderoni, Cordasco, Lenza*

*Articolo “Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura” -  
Galasco, Lagomarsino, Penna*

## ***Ringraziamenti***

*Sabato 18 Giugno...ore 0.38 dopo una giornata eterna...*

*mi fermo a riflettere in balconata....e ringrazio:*

*Prof. Ing. D. Grandis, per avermi fatto percepire gli aspetti più velati della professione dell'ingegnere;*

*Ing. S. Tralli, per la disponibilità e la professionalità che ha messo al nostro servizio durante questa tesi;*

*Papà, per il più grande insegnamento che abbia mai potuto darmi: “Matteo, non devi studiare per farmi contento, lo devi fare per te stesso e per il tuo futuro”...oltre ovviamente a ringraziarlo, cosa scontata ma non superflua da dire, per l'affetto e la fiducia che mi ha sempre dimostrato;*

*Edda, per aver ridato a mio padre la serenità e la felicità che merita!*

*Mio fratello Mirco, per avermi coinvolto con entusiasmo nelle sue scelte di vita...non lo dimenticherò mai!*

*Silvia, per essere entrata in punta dei piedi a far parte della mia vita;*

*La “Zia” e lo “Zio”, per avermi sempre voluto bene come un figlio...e con questo ho detto tutto;*

*Gigi, Ale e Crive, miei amici di sempre con cui son cresciuto, con cui ho condiviso vacanze, serate, aperitivi, a volte memorabili e a volte meno, ma soprattutto con cui ho condiviso il mio modo di vedere la vita;*

*Gigi, sempre lui, per andare a Mosca...!!*

*Simone, per contraddirmi sempre.....o quasi!.....P.S....ea iira ea iira....! P.S.2 “vien zo dall'albicocco”.....PS3....lasciamo stare tanto perdo!*

*Rachele, che dovrei definire mia compagna di studi ma preferisco dire mia compagna di viaggio, con cui è nato un rapporto di collaborazione, anzi, di partecipazione straordinario. Abbiamo condiviso sia i momenti più gratificanti che quelli di maggior sconforto di questo lungo percorso da “strutturisti” (...”ma non potevamo aprire un bel chiosco sulla spiaggia?”!!), ci siamo confrontati, a volte (spesso) ci siamo anche scontrati, ma sempre nel rispetto reciproco, con la volontà comune di imparare qualcosa di nuovo senza accontentarci del semplice “votino”...e ricorda compare...l’ingegnere sei tu!!!*

*Miche, Greg, Alberto e Claudio, gli amici del “vi zalenZI?”(pronunciato rigorosamente come si scrive!) al Marina di Venezia*

*Ervio, che non finirò mai di ringraziare...è anche grazie a lui che sono qua...*

*Francesca, con cui ho condiviso quasi cinque anni della mia vita. Grazie a lei sono “cresciuto”, ho imparato a conoscere i miei pregi e miei difetti....la saluto con tanto affetto;*

*Francesca (la fantasia non è mai stata il mio forte!!), l’unica persona che con la sua dolcezza sia in grado strapparmi un sorriso anche quando sono triste e di pessimo umore! Grazie shozzi....!*

*Teo (...”Andrews sei apposto??”), Arch. Martina C. (...che patacca che sei!!), Dario, Checco, Gina...una fortuna incontravi nella mia strada!*

*Linda, Giorgia, Fabrizio, Ettore, Giorgio, Lara, Valentina, Alessandra, Silvia, Patty, Elisa, Sandro, Fabrizia...persone che ho conosciuto in circostanze diverse della mia vita con cui sono felicissimo di festeggiare questo traguardo...*

*Me stesso...per averci sempre creduto!!*

