

POLITECNICO DI BARI



DICATECh

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e
di Chimica

Corso di laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi
Edilizi

Tesi di Laurea

In

Tecnica delle Costruzioni II, costruzioni in zona sismica e Recupero e
conservazione degli edifici

Problematiche di adeguamento sismico di edifici storici:

il caso del Municipio di Palagiano

Relatore:

Prof. Ing. Antonio Francesco Tosto

Prof. Ing. Fabio Fatiguso

Laureando:

Stefano Guglielmi 554424

Anno Accademico 2011-2012

Tesi di Laurea
In
Tecnica delle Costruzioni II, costruzioni in zona sismica e Recupero
e conservazione degli edifici

Anno Accademico 2011-2012

**Problematiche di adeguamento sismico di edifici storici:
il caso del Municipio di Palagiano**

Relatore:

Prof. Ing. Antonio Francesco Tosto

Laureando:

Stefano Guglielmi 554424

Relatore:

Prof. Ing. Fabio Fatiguso

*“Colui che segue la folla non andrà
mai più lontano della folla.
Colui che va da solo
sarà più probabile che si troverà in luoghi
dove nessuno è mai arrivato.”*

Albert Einstein (1879-1955)

INDICE

Ringraziamenti	VI
Introduzione	1
Capitolo 1: L'edificio in Muratura	3
1.1 - GENERALITÀ	3
1.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA	4
1.3 - MATERIALI	6
1.3.1 - Malte	6
1.3.2 - Elementi resistenti artificiali	7
1.3.3 - Elementi resistenti naturali	8
1.4 - CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE	9
1.4.1 - Resistenza caratteristica a Compressione	10
1.4.2 - Resistenza caratteristica a Taglio	11
1.5 - MECCANICMI DI COLLASSO	12
1.6 - REGOLE GENERALI PER GLI EDIFICI IN MURATURA	13
1.6.1 - La scatolarità negli edifici	13
1.6.2 - Regolarità strutturale	16
1.6.3 - Distanze e altezze degli edifici in muratura	19
1.6.4 - Edifici semplici	20
1.6.5 - Particolari costruttivi	22
Capitolo 2: Dalla conoscenza del manufatto alla valutazione dell'azione sismica	24
2.1 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E DELL'EFFICACIA DELL'INTERVENTO	24
2.1.1 - Stati limite di riferimento	26
2.1.2 - Livelli di sicurezza sismica	28
2.2 - AZIONE SISMICA	33
2.2.1 - Spettro di risposta elastica	33
2.2.2 - Spettro di progetto allo SLV	36
2.3 - IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA	39
Capitolo 3: Tecniche di intervento Tradizionale per il rinforzo di Edifici in Muratura	45
3.1 - GENERALITÀ	45
3.2 - MODIFICA DEI CARICHI RISPETTO AL MECCANISMO CHE DETTA LA PORTANZA	49
3.3 - INTERVENTI SULLE PARETI MURARIE	50
3.3.1 - Scuci e Cuci	50
3.3.2 - Stilatura dei ricorsi di malta	51

3.3.3 - Iniezioni di malta	52
3.3.4 - Perforazioni Armate	54
3.3.5 - Inserimento di nuove pareti	56
3.3.6 - Riquadratura di vani porta o finestra con telai	56
3.3.7 - Intonaco armato	57
3.3.8 - Inserimento di nuove strutture	58
3.3.9 - Inserimento di Catene metalliche	59
3.4 - CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI	60
3.5 - INTERVENTI SUI PILASTRI MURARI	63
3.6 - INTERVENTI SUGLI ELEMENTI DI ORIZZONTAMENTO	65
3.7 - INTERVENTI SULLE COPERTURE	69
3.8 - FISSAGGIO E RIADESIONE DI ELEMENTI NON STRUTTURALI SCONNESSI E DISTACCATI (MEDIANTE PERNI)	70
3.9 - RIEPILOGO	72
3.10 - ASPETTI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE	73
Capitolo 4: Tecniche innovative per il rinforzo di elementi in muratura	74
4.1 - GENERALITÀ	74
4.2 - RINFORZI CON FIBRE IN ACCIAIO	75
2.2.1 - Steel Reinforced Polymer e Steel Reinforced Grout	76
2.2.2 - Proprietà	78
2.2.3 - Caratteristiche meccaniche	82
4.3 - RINFORZI CON FIBRE IN CARBONIO	83
4.3.1 - Proprietà	84
4.3.2 - Caratteristiche meccaniche	84
4.4 - SISTEMI DI APPLICAZIONE DEI COMPOSITI PER RINFORZI	85
4.5 - CAM, CUCITURA ARMATA DELLE MURATURE	86
4.6 - PROCEDURA DI VERIFICA	90
4.6.1 - Resistenza nastri CAM	90
4.6.2 - Schiacciamento (Istruzioni CNR DT200/2004)	90
4.6.3 - Pressoflessione nel Piano (NTC 2008)	94
4.6.3.1 - Comportamento rigido-plastico (stress-block NTC 2008)	94
4.6.3.2 - Comportamento elastico-perfettamente plastico (NTC 2008)	95
4.6.4 - Pressoflessione fuori piano - flessione verticale (NTC 2008)	98
4.6.4.1 - Comportamento rigido-plastico (stress-block NTC 2008)	99
4.6.4.2 - Comportamento elastico-perfettamente plastico (NTC 2008)	99
4.6.5 - Note sull'efficacia dell'intervento di rinforzo a Pressoflessione	102
4.6.6 - Incremento della resistenza a Pressoflessione per effetto del Pretensionamento	103
4.6.7 - Resistenza a Taglio	103
4.6.7.1 - Taglio per Scorrimento (Mohr-Coulomb)	104
4.6.7.2 - Taglio per Fessurazione Diagonale (Turnsek-Cacovic)	105

Capitolo 5: Diagnostica, caratterizzazione del paramento murario	108
5.1 - GENERALITÀ	108
5.2 - PROVE NON DISTRUTTIVE	109
5.2.1 - Test sonici	109
5.2.2 - La tecnica del Georadar	111
5.2.2.1 - Principi di funzionamento	111
5.2.2.2 - Le sezioni GPR	113
5.2.2.3 - Interpretazione delle sezioni GPR	114
5.2.3 - Pacometro	115
5.2.4 - Prove sclerometriche	116
5.2.5 - Indagini termografiche	116
5.2.6 - Prove di carico statiche	116
5.2.7 - Prove di carico dinamiche	116
5.3 - PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE	117
5.3.1 - Prove con martinetti piatti	117
5.3.2 - Carotaggi e microcarotaggi	119
5.3.3 - Indagini endoscopiche	119
5.3.4 - Penetrometro Windsor	119
5.3.5 - Prova di sfilamento	120
5.4 - PROVE DISTRUTTIVE	120
5.4.1 - Prove di compressione assiale	120
5.4.2 - Prove di compressione diagonale	121
5.4.3 - Compressione e taglio	122
5.4.4 - Prove di aderenza	123
Capitolo 6: Metodi di analisi	124
6.1 - GENERALITÀ	124
6.2 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	125
6.3 - ANALISI STATICA LINEARE	126
6.3.1 - Forze ai piani	128
6.3.2 - Analisi della struttura	129
6.4 - ANALISI STATICA NON LINEARE	132
6.4.1 - Analisi Pushover	133
6.5 - ANALISI DINAMICA MODALE	139
6.5.1 - Modello ad n gradi di libertà	139
6.6 - ANALISI DINAMICA NON LINEARE	145
6.7 - AZIONE SISMICA ORTOGONALE AL PIANO DELLE PARETI	146
Capitolo 7: Modelli per edifici in Muratura	149
7.1 - MODELLI BASATI SULL'ANALISI DEL SINGOLO PIANO	149
7.1.1 - Metodo POR	150

7.2 - MODELLI A MACROELEMENTI	152
7.2.1 - Metodo PEFV	132
7.2.2 - Metodo a telaio equivalente (metodo SAM)	156
7.2.2.1 - L'elemento maschio murario	157
7.2.2.2 - L'elemento fascia muraria	160
7.2.3 - Metodo 3MURI	161
7.2.3.1 - Elemento trave non lineare in muratura	164
7.2.3.2 - Modellazione della parete	165
7.3 - MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI	166
7.3.1 - Modelli continui	168
7.3.2 - Modelli discontinui	170
Capitolo 8: Verifiche di sicurezza sugli edifici in muratura	172
8.1 - VERIFICHE DI SICUREZZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO	172
8.1.1 - Pressoflessione nel piano	172
8.1.2 - Verifica a taglio per scorrimento	174
8.1.3 - Verifica a taglio per crisi da trazione	175
8.1.4 - Pressoflessione fuori del piano	178
8.1.5 - Travi in muratura	180
8.1.5.1 - Resistenza a Taglio V_t	180
8.1.5.2 - Momento resistente M_u e taglio ultimo V_p per pressoflessione	181
8.2 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO	181
Capitolo 9: Indagini preliminari, caratterizzazione dell'organismo edilizio	184
9.1 - GENERALITÀ	184
9.2 - DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	185
9.3 - CAMPAGNA D'INDAGINI	188
9.3.1 - Prima campagna d'indagine	189
9.3.2 - Seconda campagna d'indagine	192
9.3.3 - Terza campagna d'indagine	195
9.3.4 - Elaborazione dei dati acquisiti	197
9.3.5 - Conclusioni	198
9.4 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	200
9.5 - DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI	203
Capitolo 10: Modellazione ed analisi della struttura	206
10.1 - GENERALITÀ	206
10.2 - ANALISI DEI CARICHI	206
10.2.1- Muratura	207
10.2.2- Volta a Botte ribassata	207
10.2.3- Volta a Crociera	208
10.2.4- Volta a Stella piano primo	209

10.2.5- Volta a Stella “Torre”	210
10.2.6- Solaio in legno	211
10.3 - ANALISI STATICA NON LINEARE	212
10.3.1- Costruzione del modello	213
10.3.2- Analisi Pushover	219
10.3.3- Risultati Analisi Pushover	224
10.3.3.1 - Analisi in direzione X	225
10.3.3.2 - Analisi in direzione Y	228
10.4 - ANALISI DINAMICA LINEARE	231
10.4.1- Costruzione del modello agli elementi finiti	232
10.4.2- Risultati Analisi Modale	238
Capitolo 11: Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica del Municipio di Palagiano	252
11.1 - GENERALITÀ	252
11.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI	253
11.3 - PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI	254
11.3.1- Progetto e dimensionamento dell’intervento mediante CAM	256
11.3.2 - Verifica Pushover	283
Conclusioni	294
Bibliografia	295

Ringraziamenti

Desidero innanzitutto ringraziare i docenti che mi hanno accompagnato durante il mio lavoro di tesi, per le numerose ore a me dedicate nella sua correzione e per i consigli ed insegnamenti trasmessi durante la stessa. Ringrazio il Professor Antonio Francesco Tosto per avermi trasmesso parte del suo sapere durante il corso di Tecnica delle Costruzioni II, per avermi aperto la mente sulla modellazione strutturale e per avermi saputo consigliare e spronare durante la stesura della tesi. Ringrazio il Professor Fabio Fatiguso per avermi sensibilizzato ed insegnato l'importanza della conservazione e del recupero degli edifici, per aver corretto e ripreso i miei sbagli e avermi indirizzato sulla giusta strada. Ringrazio entrambi per essere sempre stati disponibili nel dirimere i miei dubbi durante il lavoro di tesi. Ringrazio l'Ingegnere Rocco Rubino per avermi seguito e dedicato parte del suo tempo e del sapere durante il lavoro di Tirocinio.

Il ringraziamento più importante va ai miei genitori che rinunciando a molto e con grandi sacrifici mi hanno dato la possibilità di continuare gli studi e giungere a questo importante traguardo, inimmaginabile qualche anno fa, permettendomi di gettare le basi per la costruzione di un futuro.

Ringrazio il mio amore per essermi sempre stata vicino per aver sopportato le mie crisi di nervi, le mie ansie, i miei scatti di ira, le mie preoccupazioni e avermi stimolato ad andare avanti e a non perdere di mira il mio obiettivo. Grazie per assecondare con molta pazienza tutte le mie scelte e le mie passioni e per starmi vicino in ogni momento.

Ringrazio mia sorella, perché grazie a lei ho acquisito la capacità di dormire con la luce puntata negli occhi e la televisione accesa, nonostante questo ti voglio bene.

Mi mancheranno quelle lunghe giornate trascorse in auletta a parlare di questioni più o meno didattiche; per questo ringrazio Alessio Cascardi, incontrato alla fine della laurea triennale e con cui abbiamo condiviso gli ultimi due anni di questo cammino, studiando e discutendo animatamente più volte su perché una struttura si comportasse in un determinato modo, perché entrambi volevamo ragione e nel più delle volte nessuno l'aveva. Lo ringrazio perché è anche grazie a lui che oggi sono giunto a questo traguardo, incoraggiandomi e assorbendomi parte delle mie ansie preesistenti.

Un grazie a tutti gli amici di comitiva che mi hanno accompagnato in questi anni con cui abbiamo condiviso gioie, dolori e ansie. Ringrazio tutti gli amici universitari incontrati in questi anni, in particolare a Nicolò Bartolomeo, con cui ho condiviso parte della mia carriera universitaria.

Un grazie agli amici dell'associazione ADIA con cui ho scoperto il parco del Pollino, ormai luogo in cui scaricare lo stress accumulato ammirando le meraviglie del cielo.

Un grazie di cuore a tutti per essermi stati vicino e aver creduto in quello che facevo.

Stefano Guglielmi

Introduzione

I terremoti che hanno colpito il territorio italiano negli ultimi anni hanno scosso i nostri animi e la sicurezza che ritrovavamo nella nostra casa. Ci ha ricordato quanto vulnerabili siamo dinnanzi alla natura, come essa comanda e come noi dobbiamo rispettarla imparando a convivere con essa.

L'ingegneria sismica non nasce con lo scopo di annullare o attenuare un evento sismico poiché tale scopo risulta impossibile, data la sua natura, ma di ridurre i suoi effetti su persone e cose.

L'edificazione mal eseguita nel corso degli anni passati è stata vittima degli ultimi eventi sismici (Aquila 2006, Emilia Romagna 2012). Danni maggiori si sono avvertiti su edifici storici, costruiti con tecniche e materiali non sufficientemente adeguati per garantire a tali edifici un buon comportamento sismico, anche se negli ultimi secoli i diversi governi di territorio hanno emanato, prima regolamenti e successivamente norme del buon costruire per venir meno alle carenze strutturali che pregiudicassero la stabilità dell'edificio durante un sisma. Queste regole o norme sono state emanate nella maggior parte dei casi successivamente ad eventi sismici, con lo scopo di attenuare la rabbia della popolazione e per garantire una maggior sicurezza strutturale. Anche il territorio italiano ha subito nel corso degli anni una classificazione sismica in funzione di come evolvevano gli eventi sismici sul suo suolo.

Gli edifici più vulnerabili sotto sisma risultano gli edifici in muratura a causa delle caratteristiche meccaniche del materiale con cui sono realizzate, ad esempio la scarsa resistenza a trazione (quasi nulla) e la bassa duttilità che esplicano. Un comportamento migliore è esplicito dagli edifici in muratura armata, che presentano una migliore resistenza e duttilità quando sottoposti ad accelerazioni orizzontali grazie alla presenza di un'armatura all'interno della muratura.

Agli edifici in muratura appartengono la maggior parte degli edifici storici, importantissimi per il patrimonio culturale e architettonico italiano. Essi sono sede di importanti musei, luoghi di culto, abitazioni, edifici pubblici. Luoghi da conservare e tramandare ai posteri. Eventi sismici non devono compromettere la loro stabilità e i danni devono essere ridotti.

Una parte degli edifici storici in muratura sono edifici pubblici, con un ruolo importante all'interno della comunità, essi svolgono compiti di tutela, gestione del territorio, istruzione, sanità; luoghi importanti per le prime cure mediche e di coordinamento delle attività post sisma; la loro integrità e operatività deve essere garantita e mantenuta successivamente ad un evento sismico, in quanto esse svolgono un ruolo di primaria importanza per le attività di soccorso.

Per un edificio storico in muratura classificato come strategico, quindi con funzioni pubbliche e con un ruolo centrale per le attività di coordinamento degli interventi post sisma, l'adeguamento sismico riveste un ruolo di primaria importanza. Questa attività è molto complicata e non sempre attuabile a causa della necessità di conservare il bene nelle sue condizioni originarie e nell'utilizzare tecniche di intervento reversibili, nel caso in cui si voglia riportare il bene allo stato originario.

Le tecniche utilizzate fino a qualche decennio fa erano invasive e molto spesso inefficaci, ad esempio l'intonaco armato, una delle prime tecniche utilizzate per il rinforzo di edifici in muratura, che oltre ad essere invasiva ed irreversibile se progettata male non portava alcuna miglioria alla risposta sismica dell'edificio, implementando i carichi ed aumentandone l'inerzia.

Oggi sul mercato sono presenti tecniche d'intervento che ben si adattano alle necessità di reversibilità e bassa invasività sugli edifici in muratura. Questi contributi sono frutto della ricerca e dell'innovazione tecnologica, in ambito universitario.

Alle tecniche classiche oggi si affiancano rinforzi tramite fibre, di diversa natura, (carbonio, acciaio, vetro, aramidiche), che possono essere poste in opera tramite malte o resine (le prime preferibili perché permettono una traspirazione della muratura pari all'originale ed una migliore aderenza alla superficie) e nastri in acciaio pretesi (CAM).

Il sistema CAM e SRG/SRP (fibre in acciaio con matrice cementizia o polimerica) vengono posti in opera in pretensione, in modo da garantire una migliore resistenza dell'elemento rinforzato.

Nel seguente lavoro di tesi è stata trattata la problematica dell'adeguamento sismico del Municipio di Palagiano, un edificio storico in muratura dell'inizio dell'800 che nel corso della prima metà del '900 ha subito un ampliamento per ospitare altri uffici comunali.

Il Municipio di Palagiano è stato oggetto di studi in altre due tesi in cui si è studiato il modo di isolare le due strutture edificate in periodi diversi (la prima realizzata in muratura con volte e la seconda in muratura e solai in latero-cemento) per migliorarne il comportamento sismico, rendendole indipendenti nel modo di vibrare.

Attualmente, l'edificio ospita il comando dei Vigili Urbani e gli uffici della Proloco, rivestendo un ruolo importante, divenendo un'opera strategica con un ruolo primario in caso di evento sismico.

Nel lavoro di tesi che seguirà, si sono svolte le analisi che hanno portato alla valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nell'attuale configurazione (analisi pushover) ed un'analisi dinamica lineare per la determinazione delle sollecitazioni per la progettazione degli interventi da attuare sugli elementi strutturali critici.

Prima di procedere allo studio dell'edificio, si è effettuato uno studio sulle caratteristiche meccaniche degli elementi in muratura, studiandone la tipologia, le normative di riferimento (*NTC 2008, Circolare n. 617 del 02-02-2009, CNR DT-200/2004, DPCM del 09-02-2011*) con le modalità di calcolo; le tecniche di intervento classiche ed innovative, le modalità di indagine non distruttive (come il georadar con cui si è indagato sulla struttura della muratura dell'edificio caso di studio) e distruttive; le modalità di analisi (lineari e non lineare, statiche e dinamiche) con i possibili modelli utilizzabili (telaio equivalente o ad elementi finiti), ed infine le modalità di verifica dei maschi e delle fasce murarie (taglio e pressoflessione).

Questo studio preliminare è stato necessario per l'analisi e la progettazione degli interventi sul Municipio di Palagiano, sul quale si è deciso di intervenire sui maschi murari con estensione lungo X e le pareti della torre, con la tecnica del CAM (Cucitura Attiva delle Murature), in seguito ai risultati delle indagini in situ e alle analisi strutturali effettuate.

Capitolo 1

L'edificio in Muratura

“In questo capitolo si getteranno le basi per lo studio degli edifici in muratura, trattando l'argomento in maniera generale e definendone le caratteristiche di cui gode.

Verranno identificati e classificati gli edifici in muratura, verranno illustrati i materiali con cui è composta con le proprie caratteristiche meccaniche, i principali meccanismi di collasso, nel piano e fuori piano, alcune prescrizioni di normativa inerenti la regolarità strutturale, la distanza da altri edifici, la massima altezza fuori terra, e le regole per definire un edificio in muratura semplice.

Gli argomenti riportati in questo capitolo saranno necessari per la comprensione degli argomenti riportati nei capitoli successivi.”

1.1 GENERALITÀ

Gli edifici in muratura possono essere realizzati con elementi resistenti artificiali, ad esempio i laterizi e materiali resistenti naturali, ad esempio il pietrame, collegati tramite giunti di malta o semplicemente a secco. Un insieme di questi elementi resistenti è organizzato in un elemento strutturale definito muro.

La muratura offre un'ottima resistenza a compressione mentre è scarsa la resistenza a trazione (circa 1/30 di quella a compressione), quindi può essere trascurata, per questo il comportamento intrinseco della muratura può essere considerato non lineare.

L'insieme dei muri portanti di un edificio costituisce la struttura portante verticale dell'edificio stesso. I muri sono disposti in genere secondo due direzioni ortogonali e possono così distinguersi in:

- Muri longitudinali esterni;
- Muri trasversali esterni;
- Muro o muri di spina;
- Muri trasversali interni.

Le intersezioni fra i muri devono garantire un vincolo tra i muri stessi. A livello di piano essi sono collegati da impalcati rigidi, di solito orizzontali e cordoli di piano o solai.

I solai possono essere realizzati con elementi portanti in acciaio o in cemento armato, mentre i cordoli di piano hanno la funzione di trasmettere i carichi verticali dai solai alle murature assicurando allo stesso modo la cerchiatura dell'edificio, incrementandone notevolmente la capacità di assorbimento delle azioni orizzontali (ad esempio derivate da un sisma) e collegando i muri longitudinali e trasversali.

Quindi le murature offrono un'ottima resistenza a carichi verticali derivanti dal peso proprio e carichi variabili, mentre i carichi sismici che si manifestano con azioni orizzontali, possono indurre a stati di sollecitazione all'interno della muratura (di trazione) incompatibili con la capacità di resistere del materiale e con la manifestazione di crepe che denunciano lo stato di sofferenza della muratura.

La risposta di una struttura in muratura sottoposta ad azione sismica deve essere valutata considerando il livello di interazione presente tra gli elementi strutturali costituenti. In assenza di opportuni collegamenti tra pareti ortogonali (ammorsamenti, catene) ed a livello degli orizzontamenti, la risposta della costruzione all'azione orizzontale avviene per parti. Le singole pareti tendono a comportarsi indipendentemente le une dalle altre ed a sviluppare meccanismi di collasso fuori dal piano, trasformando la risposta globale della costruzione nella somma delle risposte locali delle singole pareti. Nel caso invece sia presente un sufficiente grado di collegamento tra le pareti, la ripartizione delle azioni sismiche avviene secondo la rigidezza e la posizione relativa delle pareti mediata dalla rigidezza di piano degli orizzontamenti. In quest'ultimo caso la risposta dipende dal comportamento delle pareti nel proprio piano, le quali collaborano tra loro e fra le quali le azioni sono ripartite seguendo l'evoluzione non lineare del sistema. Si viene così a costituire, grazie al collegamento tra elementi verticali (pareti) ed orizzontali (solai), che mutuamente vincolati costituiscono l'organismo strutturale, uno schema scatolare.

Importante è quindi che le strutture verticali ed orizzontali costituiscano un insieme scatolare che garantisca l'assorbimento delle azioni verticali ed orizzontali (vento o sisma).

1.2 CLASSIFICAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Utile a tale scopo è la classificazione degli edifici in muratura adottata da Michele Pagano. È evidente che, in molti casi, un dato edificio potrà anche contenere le tre varianti di seguito indicate e dunque presentarsi a tipologia ibrida. Essa consta delle seguenti tre classi:

- **EDIFICI DI PRIMA CLASSE: INTEGRALMENTE IN MURATURA CON ORIZZONTAMENTI A VOLTA.** Si tratta di tipologie costruttive storiche nelle quali l'organizzazione strutturale portante è interamente affidata a murature. In sostanza, sia l'apparato fondale, sia le strutture verticali e gli orizzontamenti (o impalcati), sono realizzati mediante elementi lapidei o in laterizio, variamente legati. Discorso a parte vale per le coperture nel quale si possono riscontrare capriate in legno o comunque di dispositivi strutturali con elementi lignei.

Le fondazioni possono essere realizzate secondo una serie di piloni in muratura posti in prossimità degli incroci dei muri maestri, raggiungendo lo strato fondale più resistente; un sistema di volte sostiene le parti restanti delle strutture di elevazione.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, il sistema costruttivo adottato si fonda sul principio della volta.

Numerosissime sono le tipologie di volta adottate, tra cui: a botte, a padiglione, a crociera, a doppia curvatura.

Anche le aperture sui muri sono generalmente ottenute mediante l'inserimento di un arco di scarico o di una piattabanda al di sopra delle stesse.

L'assenza di soluzione di continuità nel materiale utilizzato per fondazione e strutture di elevazione, ovvero la muratura in laterizio o in elementi lapidei, rende molto sensibili i fabbricati ai cedimenti differenziali che possono manifestarsi con ampie fessurazioni nei maschi murari.

- **EDIFICI DI SECONDA CLASSE: CON RITTI IN MURATURA E ORIZZONTAMENTI A STRUTTURA PORTANTE IN LEGNO O IN FERRO.** A questa categoria appartengono ancora edifici a carattere storico, sempre privi di cordolatura in calcestruzzo armato, in cui gli orizzontamenti sono realizzati da solai nei quali l'orditura portante principale è costituita da una travatura lignea o in ferro. Il sistema è dunque monodirezionale, di tipo a travi appoggiate sui muri maestri. Il criterio di distribuzione dei carichi monodirezionale investe generalmente due murature ai lati opposti della cellula di pianta quadrangolare relativa al vano in cui giace il solaio. Gli altri due muri risultano dunque scarichi per quanto concerne le azioni trasmesse dall'orizzontamento.

Questo tipo di solai viene generalmente completato da un tavolato ligneo sul quale si dispone un massetto e la finitura del pavimento (piastrelle o listellatura lignea).

Appartengono ai solai monodirezionali anche quelli composti da travature metalliche e voltine variamente composte. La mutua spinta fra le voltine adiacenti, poste ad interassi uguali, si annulla, mentre la spinta residua delle voltine di bordo, essendo gli interassi delle travature metalliche dell'ordine di circa 1 metro, risulta estremamente limitata e in molti casi trascurabile agli effetti della stabilità del muro.

Per quanto riguarda le forature di porte e finestre, possiamo trovare: archi di scarico o piattabande, ovvero l'architrave può essere costituito da una trave di ferro o in legno.

- **EDIFICI DI TERZA CLASSE: CON RITTI IN MURATURA ED ORIZZONTAMENTI ANCORATI AD UN CORDOLO DI CEMENTO ARMATO.** L'avvento della tecnica del calcestruzzo armato ha notevolmente modificato, in senso favorevole ovviamente, il comportamento strutturale degli edifici in muratura portante attraverso una serie di innovazioni tecniche. In principal luogo, l'introduzione della realizzazione di solai in laterocemento, il cui confezionamento viene completato con getto in opera di calcestruzzo, spesso accompagnato da una armatura diffusa sulla soletta, ha comportato la realizzazione di una cordolatura in calcestruzzo armato ai livelli dei vari solai. Ciò, unitamente al miglioramento della qualità degli elementi costituenti la muratura, e la qualità dei leganti, ha contribuito al conseguimento di un comportamento scatolare dell'intero sistema costruttivo.

Già da molti anni, tutte le normative tecniche hanno reso obbligatoria la realizzazione di una cordolatura in c.a. di interpiano (ovvero al livello dei solai), imponendo addirittura

regole per un dimensionamento minimo al di sotto delle quali non è consentito derogare (sezione e armatura).

Il comportamento scatolare ha molto migliorato il comportamento sismico di questi fabbricati. In alcuni casi, il solo effetto cerchiante della cordolatura è sufficiente ad assicurare impedimenti al cinematismo di ribaltamento laterale.

1.3 - MATERIALI

La normativa impone per gli edifici in muratura di nuova edificazione, il pieno rispetto della normativa. In particolare sulle caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali e per i relativi controlli di accettazione in cantiere.

1.3.1 - Malte

Le calce aeree, le pozzolane ed i leganti idraulici devono essere preparate con acqua limpida, priva di sostanze organiche o grassi, non deve essere aggressiva ne contenere solfati o cloruri in percentuale dannosa, la sabbia impiegata per il loro confezionamento deve essere priva di sostanze organiche, terrose o argillose.

L'impiego di malte premiscelate pronte per l'uso è consentito purché ogni fornitura sia certificata dal fornitore con indicazione del gruppo della malta, il tipo e la quantità dei leganti e degli eventuali additivi.

Le tipologie di malta e la loro composizione sono indicate nella successiva *tabella 1.1* (NTC 2008 al § 11.10.2.2):

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Tabella 1.1 - Classi di malte a composizione prescritta.

Alla malta cementizia si può aggiungere una piccola quantità di calce aerea con funzione plastificante.

Poiché la normativa richiede, per le malte, una resistenza caratteristica non inferiore a 5 MPa, risultano escluse in zona sismica le malte di tipo idraulica, pozzolanica e bastarda con resistenza caratteristica inferiore a 5 MPa. Sono in ogni caso da preferire le malte cementizie.

1.3.2 - Elementi resistenti artificiali

La muratura è costituita da elementi aventi generalmente forma parallelepipedica, posti in opera in strati regolari di spessore costante e legati tra loro tramite malta.

Gli elementi resistenti possono essere in:

- laterizio normale;
- laterizio alleggerito in pasta;
- calcestruzzo normale;
- calcestruzzo alleggerito.

Gli elementi resistenti artificiali possono avere sia forature verticali che orizzontali.

Gli elementi sia in laterizio che in calcestruzzo si distinguono in base alla percentuale di foratura Φ nelle seguenti categorie *tabella 1.2 (NTC 2008 al § 4.5.2.2)*:

Elementi Pieni	$\Phi \leq 15\%$
Elementi Semipieni	$15\% < \Phi \leq 45\%$
Elementi Forati	$45\% < \Phi \leq 55\%$

Tabella 1.2 - Categoria elementi in laterizio in base alla percentuale di foratura.

Indicando con A l'area lorda della faccia dell'elemento, e con f l'area media della sezione normale di un foro, deve essere:

Elementi pieni in laterizio	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Elementi semipieni in laterizio	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Elementi forati in laterizio	$f \leq 15 \text{ cm}^2$
Elementi in calcestruzzo con $A \leq 900 \text{ cm}^2$	$f \leq 0,10 A$
Elementi in calcestruzzo con $A > 900 \text{ cm}^2$	$f \leq 0,15 A$

Tabella 1.3 - Aria del foro per elementi in laterizio.

In zona sismica la normativa impone alcune restrizioni sull'utilizzo degli elementi artificiali. Di seguito sono riportate le prescrizioni di norma:

- la percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco;
- per gli elementi in laterizio di area lorda A superiore a 580 cm^2 è ammesso un foro per l'eventuale alloggiamento di armature, la cui area non superi 70 cm^2 ; non sono soggetti a tale limitazione i fori che verranno comunque interamente riempiti di calcestruzzo;
- per gli elementi in calcestruzzo di area lorda A superiore a 580 cm^2 è ammesso un foro per l'eventuale alloggiamento di armature, la cui area non superi 70 cm^2 ; di area lorda superiore a 700 cm^2 il limite delle dimensioni dei fori è elevato a $0,1 A$; di area lorda superiore a 900 cm^2 il limite delle dimensioni dei fori è elevato a $0,15 A$; non sono soggetti a tali limitazioni i fori che verranno comunque interamente riempiti di calcestruzzo;

- gli eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro siano continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante f_{bk} , non sia inferiore a 5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete \bar{f}_{bk} , calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1,5 MPa.

1.3.3 - Elementi resistenti naturali

La muratura è costituita da elementi in pietra legati tra di loro tramite malta.

Le pietre, che si ricavano in genere per abbattimento di rocce, devono essere non friabili o sfaldabili, resistenti al gelo per murature esposte agli agenti atmosferici, non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici.

Le pietre inoltre devono presentarsi monde da cappellaccio e da parti alterate.

L'impiego di elementi provenienti da murature esistenti è subordinato al soddisfacimento dei requisiti sopra elencati ed al ripristino della freschezza delle superfici a mezzo di pulitura e lavaggio delle superfici stesse.

Le murature costituite da elementi resistenti naturali si distinguono nei seguenti tipi:

- *Muratura in pietra non squadrata*, composta con pietrame di cava grossolanamente lavorato, posto in opera in strati pressoché regolari (figura 1.1).

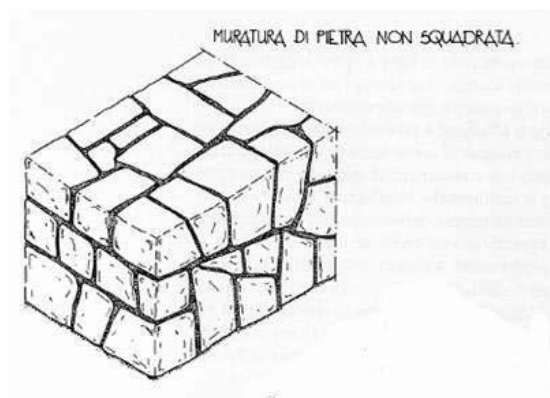


Figura 1.1 - Muratura in pietra non squadrata [21].

- *Muratura listata*, costituita come la muratura in pietra non squadrata, ma intercalata da fasce in conglomerato semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,60 m ed estesi a tutta la lunghezza ed a tutto lo spessore del muro (figura 1.2).

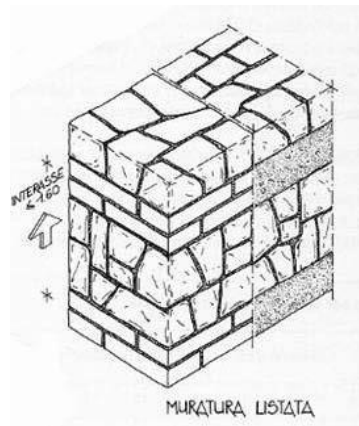


Figura 1.2 - Muratura listata [21].

- *Muratura in pietra squadrata*, composta con pietre di geometria pressoché parallelepipeda, poste in opera in strati regolari (figura 1.3).

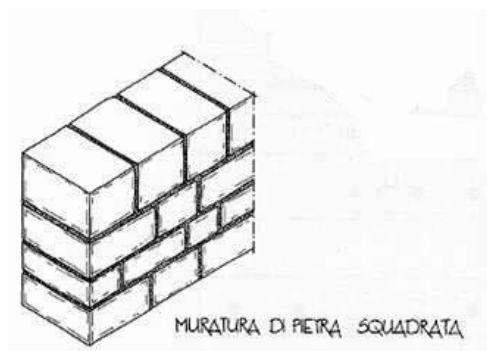


Figura 1.3 - Muratura in pietra squadrata [21].

In zona sismica è ammesso l'utilizzo di elementi in pietra squadrata ed è esclusa la possibilità di utilizzare la muratura listata nelle zone 1, 2 e 3.

1.4 - CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le murature vengono classificate in funzione di due proprietà fondamentali: la resistenza caratteristica a compressione f_k e la resistenza caratteristica a taglio f_{vk} .

Note tali proprietà ed in assenza di una determinazione sperimentale, si possono valutare i moduli elastici con le relazioni che seguono:

- modulo di elasticità normale secante: $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante: $G = 0,4 E$

Tutto quanto detto in questo capitolo non è in alcun modo applicabile a murature di edifici esistenti.

1.4.1 - Resistenza caratteristica a Compressione

La resistenza caratteristica a compressione della *muratura composta da elementi resistenti artificiali pieni o semipieni*, oltre che essere determinata in base alle risultanze di prove sperimentali può essere stimata in base alle proprietà f_{bk} dei componenti. In *tabella 1.4* si riporta il valore per murature con elementi artificiali pieni e semipieni. La *tabella 1.4 (NTC 2008 al §11.10.3.1.2 tabella 11.10.V)* è valida per murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti con malta con le caratteristiche di cui al paragrafo 1.3.1 e di spessore compreso tra *5 ed i 15 mm*.

In ogni caso, in progetto deve essere indicata la resistenza caratteristica a compressione f_k prevista. Nel caso in cui sia richiesto un valore $f_k > 8 \text{ N/mm}^2$, è necessario il controllo sperimentale di f_k .

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Tabella 1.4 - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2).

Nel caso di murature composte da *elementi resistenti naturali*, come nel caso di murature composte con elementi artificiali, oltre ad essere determinata sperimentalmente può essere stimata in funzione della caratteristica dei suoi componenti e si assume convenzionalmente che la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento sia pari al 75% della resistenza media a compressione.

$$f_{bk} = 0,75f_{bm}$$

In *tabella 1.5 (NTC 2008 al §11.10.3.1.2 tabella 11.10.VI)* si riporta il valore di f_k in funzione di f_{bk} e del tipo di malta utilizzata:

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
$\geq 40,0$	14,3	12,0	10,4	--

Tabella 1.5 - Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2).

La *tabella 1.5* è valida per murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti con malta di spessore compreso tra i 5 ed i 15 mm.

Sono ammesse interpolazioni ma mai estrapolazioni. In ogni caso la resistenza caratteristica a compressione della muratura richiesta deve essere indicata in progetto. Se in progetto la resistenza caratteristica richiesta f_k risulta maggiore o uguale a 8 N/mm^2 , la direzione lavori deve procedere al controllo sperimentale.

1.4.2 - Resistenza caratteristica a Taglio

La resistenza caratteristica a taglio della *muratura composta da elementi resistenti artificiali pieni o semipieni o elementi resistenti naturali*, in assenza di carichi verticali f_{vk0} si determina sperimentalmente.

Premesso che si definisce resistenza caratteristica a taglio f_{vk} della muratura la resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e verticali agenti nel piano del muro, tale resistenza si determina con la relazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$$

Con:

f_{vk0} resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;

σ_n tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione da verificare.

Il valore di f_{vk0} è fornito nella *tabella 1.6* (NTC 2008 al §11.10.3.2.2 *tabella 11.10.VII*)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{ik} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm ²)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{ik} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,30
	$7,5 < f_{ik} \leq 15$	M5 ≤ M < M10	0,20
	$f_{ik} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{ik} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,20
	$7,5 < f_{ik} \leq 15$	M5 ≤ M < M10	0,15
	$f_{ik} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10

Tabella 1.6 - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²).

Per murature formate da elementi semipieni o forati deve risultare:

$$f_{vk} \leq 1,4\bar{f}_{bk} \quad f_{vk} \leq 1,5 \text{ N/mm}^2$$

Con \bar{f}_{bk} valore caratteristico della resistenza degli elementi nella direzione di applicazione della forza.

1.5 - MECCANISMI DI COLLASSO

Dall'osservazione del danno che una struttura soggetta a sisma può subire è possibile evidenziare, con gli strumenti della meccanica e della scienza delle costruzioni, come, a differenti caratteristiche tipologico-costruttive corrisponda una diversità di comportamento della struttura sollecitata dall'azione sismica.

I danni tipici del costruito in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di I e II modo (Giuffrè, 1993). Per meccanismi di *I modo* si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e ribaltamento. I meccanismi di *II modo* riguardano invece la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione. La grande resistenza che una parete offre nel proprio piano è indice della potenzialità che essa ha come elemento strutturale portante e di controventamento in questa direzione. La rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o flessione negli spigoli. Fuori dal piano, invece, la muratura non ha capacità resistente apprezzabile e quindi di fatto viene trascurata, inoltre la rottura si verifica prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità.

I meccanismi di collasso di possono quindi riassumere in tre tipologie:

- Disgregazione della tessitura muraria;
- Collasso della parete al di fuori del piano;
- Collasso della parete nel piano.

Per il primo punto non ha senso parlare di analisi della struttura se non è garantita l'integrità del tessuto murario. In questo caso si dovrà operare mediante opere di risanamento nel caso di opere esistenti, mentre nel caso di nuove opere il problema non dovrà porsi.

Nel secondo punto invece si evidenzia invece il comportamento delle pareti fuori dal proprio piano, con comportamento ribaltante.

Il terzo punto invece riguarda il comportamento della parete nel proprio piano, con danneggiamento tipicamente per taglio o flessione.

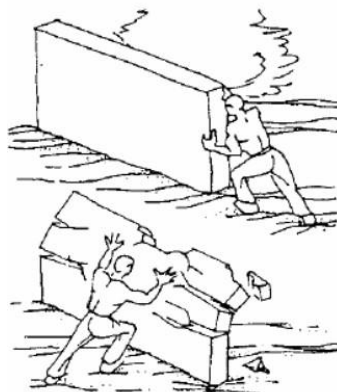


Figura 1.4 - Comportamento della parete nel suo piano e fuori piano [11].

La *figura 1.4* mette in luce il comportamento meccanico della muratura. La sua potenzialità risiede nella sua grande resistenza che è in grado di esplicare nel suo piano, ed in questo caso la rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o per presso flessione negli spigoli.

Fuori dal piano, invece, la muratura non ha grandi capacità di resistenza e quindi di fatto viene trascurata e la rottura si può verificare per ribaltamento, flessione o instabilità.

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio che, a sua volta, dipende dalle sue caratteristiche tipologiche e tecnologiche, alcune delle quali sono:

- qualità dei collegamenti delle pareti verticali sia tra loro sia con gli orizzontamenti;
- ruolo della resistenza meccanica delle pareti murarie;
- distanza massima tra le pareti;
- altezza massima d'interpiano;
- rigidità dei solai;
- regolarità in pianta.

In una costruzione in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata. Tuttavia, tramite una semplice schematizzazione, le pareti e gli orizzontamenti (solai, volte, coperture), sia pure con diverso comportamento a seconda della sollecitazione considerata, possono essere identificati come elementi resistenti.

1.6 - REGOLE GENERALI PER GLI EDIFICI IN MURATURA

1.6.1 - La scatolarità negli edifici

Per garantire buon ammassamento, rigidità estensionale nei solai e massima solidarizzazione fra orizzontamenti ed elementi verticali, sono disponibili diverse soluzioni architettoniche: cordolature, incatenamenti e il rispetto della simmetria planimetrica di cui si è già parlato. Si vogliono illustrare brevemente in questa sede queste soluzioni architettoniche e i benefici che esse apportano al comportamento dell'intera struttura.

Il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione presente tra gli elementi strutturali, ancor prima che dalle loro caratteristiche. Carenze nel collegamento di pareti ortogonali sia tra loro sia con gli orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti ed a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte. Infatti, si ha una risposta pressoché indipendente della singola parete con una limitata interazione con il resto della struttura. La risposta che la parete tende ad avere è allora dominata dal comportamento fuori piano, esibendo un'evidente maggiore vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi di I modo.

La presenza invece di un buon ammorsamento tra pareti o di connessioni anche puntuali, ottenibili ad esempio con l'inserimento di catene metalliche, innesca la collaborazione nella risposta tra le varie componenti della struttura. L'edificio ha, perciò, un comportamento d'insieme che lo induce a dover eventualmente ricorrere alle maggiori risorse di rigidezza e resistenza delle pareti nel proprio piano. La probabilità di insorgenza di meccanismi di ribaltamento fuori piano viene decisamente ridotta dalle diverse condizioni di vincolo delle pareti e può ulteriormente ridursi nel caso queste siano ben collegate agli orizzontamenti. Se si realizza il cosiddetto comportamento scatolare, assume un ruolo fondamentale, ai fini della risposta sismica, la rigidezza dei solai nel proprio piano. Ai solai, infatti, è affidato il compito di redistribuire le forze d'inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali assicurando che gli elementi resistenti collaborino nel sopportare l'azione orizzontale: in particolare, i solai rigidi ripartiscono le azioni in base alla rigidezza degli elementi resistenti verticali ed alla loro posizione in pianta, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Invece se si hanno solai molto flessibili la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza per i carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.

Nella *figura 1.5* è schematizzata la variazione del comportamento strutturale indotta dal diverso grado di collegamento tra le parti e dalla differente rigidezza dei solai:

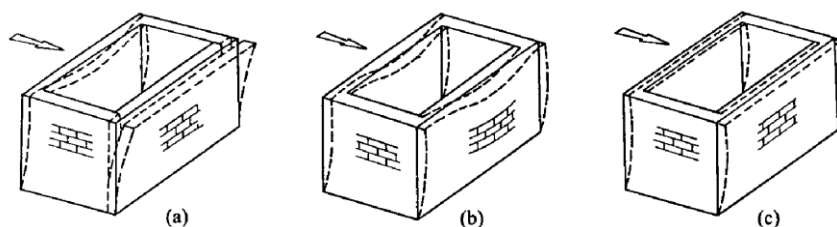


Figura 1.5 - Influenza del grado di vincolo tra gli elementi sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammorsate (a), pareti ammorsate con orizzontamento flessibile (b) e rigido (c), [6].

Nel caso (a), in presenza di ammorsamenti scarsi o assenti, le pareti ortogonali alla direzione del sisma si trovano ad essere sollecitate da forze orizzontali e raggiungeranno rapidamente la crisi senza poter contare sull'aiuto delle pareti adiacenti, che hanno un miglior comportamento nei confronti delle azioni orizzontali. Nel caso (b) le pareti e il solaio sono ben ammorsati tra loro ma la flessibilità di quest'ultimo scarica l'azione sismica nel centro delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma, invece di convogliarla correttamente alle pareti laterali (tipico dei solai in legno a semplice orditura). Nel caso (c), si hanno buoni ammorsamenti e il solaio sufficientemente rigido nel piano, quindi le azioni sismiche vengono ripartite tra le pareti parallele alla direzione del sisma, le quali presentano un buon comportamento nel proprio piano. Inoltre le pareti ortogonali sono aidate da quelle adiacenti grazie al buon grado di vincolo.

Affinché il comportamento di un edificio in muratura ricada nel terzo esempio è necessario che i collegamenti fra le murature e il solaio siano efficaci; questo avviene tramite l'utilizzo di cordoli, incatenamenti ed un buon ammorsamento della tessitura di elementi murari (*figura 1.6*).

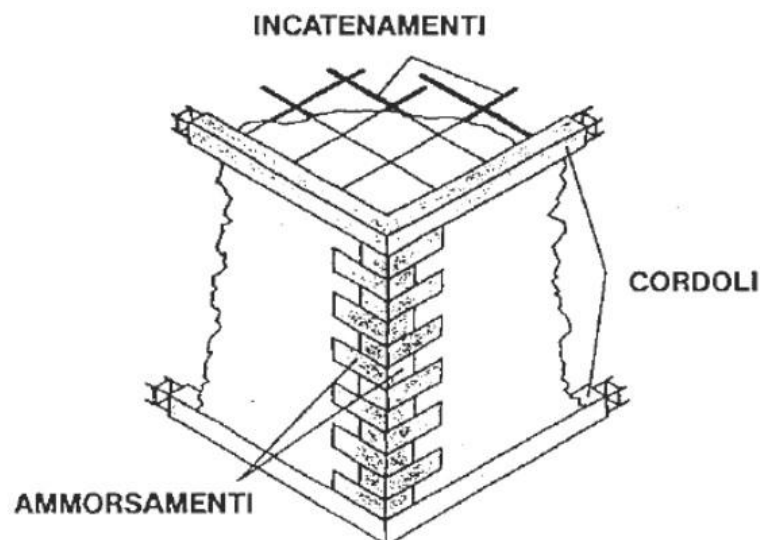


Figura 1.6 - Esempio di collegamenti efficaci, cordolature, ammorsamenti, incatenamenti [11].

Le pareti sismicamente attive sono quelle parallele alla direzione del sisma in quanto sollecitate lungo il loro piano, al contrario delle pareti ortogonali alla direzione del sisma poiché sono sollecitate fuori dal piano.

I cordoli di piano costituiscono un vincolo per le pareti soggette a carichi orizzontali e ne ostacolano il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano, conferendo un maggior grado di iperstaticità al sistema strutturale. Inoltre provvedono ad irrigidire ulteriormente i solai nel loro piano, migliorando la distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controvento complanari: in particolare fra un piano e l'altro.

Le figure 1.7 e 1.8 mostrano come anche interventi puntuali possano limitare l'occorrenza di meccanismi di I modo e ridurre la vulnerabilità associata, trasferendo la risposta fuori piano della facciata nel piano delle pareti di spina.

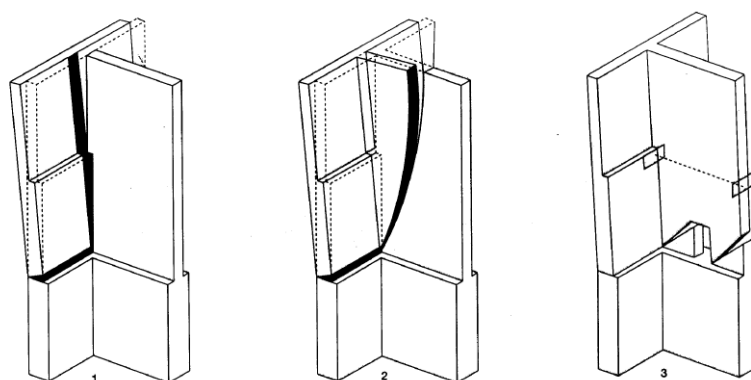


Figura 1.7 - Meccanismi di ribaltamento della facciata: senza ammorsamento (1), con ammorsamento (2) e con l'inserimento di una catena (3), [11].

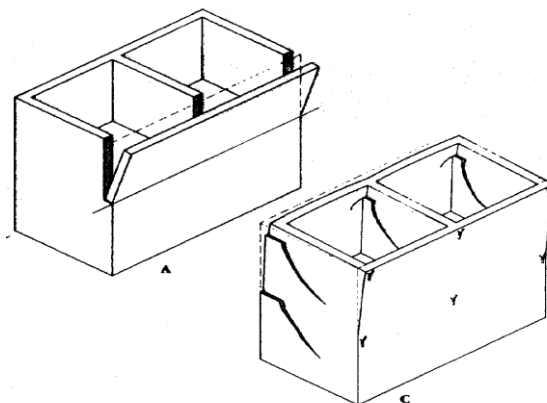


Figura 1.8 - Modifica dei meccanismi di collasso attraverso l'inserimento di catene, [11].

Da quanto detto è evidente che la morfologia, la forma e le dimensioni della struttura nel suo complesso e degli elementi che la compongono, sono determinanti nei riguardi dell'attivazione di meccanismi di collasso, globali e locali. La presenza di irregolarità e/o discontinuità planimetriche e altimetriche è un aspetto di cui è necessario avere considerazione. Infatti, la realizzazione del comportamento scatolare fa sì che per l'edificio si possa definire una vulnerabilità globale; tuttavia, anche in presenza di comportamento scatolare e alla modellazione della struttura finalizzata ad una valutazione della sua capacità globale, l'O.P.C.M. n.3431 impone di tenere in considerazione anche l'eventualità che si verifichino meccanismi locali di collasso, i quali devono essere individuati sulla base di un accurato studio dei cinematismi legati a crisi di I modo su porzioni di parete non vincolate o a richieste di duttilità superiori a quelle disponibili per i meccanismi nel piano locali.

In conclusione si può affermare che con la realizzazione del comportamento scatolare si possa definire una vulnerabilità globale dell'edificio che dipende dalla risposta sismica di tutto il sistema strutturale, governata dalla risposta nel piano delle pareti e dall'azione di collegamento e di ripartizione esercitate dagli orizzontamenti. Risulta dunque fondamentale: analizzare la risposta della parete nel proprio piano, studiare i possibili meccanismi di danneggiamento e valutare l'interazione con il resto della costruzione.

1.6.2 - Regolarità strutturale

Il requisito di regolarità in pianta ed in altezza influenza il comportamento degli edifici sottoposti ad azioni orizzontali. Per fabbricati di altezza modesta quali quelli in muratura, le azioni orizzontali sono limitate agli eventi sismici. Il mancato rispetto di questo requisito da parte della maggioranza degli edifici di vecchia concezione, ha reso necessaria l'introduzione di modelli di analisi più sofisticati che permettono di osservare la formazione di fenomeni di carattere torsionale, quale quello tridimensionale alla base di questo lavoro.

Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali, rappresentate da forze F agenti a livello di ciascun solaio nel centro di massa (G), dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio stesso. Assumendo i solai rigidi

nel proprio piano, si ha che le forze orizzontali producono traslazioni e rotazioni rigide di un generico piano della struttura rispetto al piano sottostante. Lo spostamento imposto agli elementi resistenti verticali provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti, proporzionali alla rigidezza degli stessi. Il baricentro delle forze di taglio è il centro di rigidezza (R). Gli edifici nei quali il centro delle masse non coincide con il centro delle rigidezze, sono definiti asimmetrici, quest'eventualità può essere prodotta non soltanto da una disposizione non regolare degli elementi resistenti ma anche da una distribuzione asimmetrica delle masse al piano.

Premesso ciò, per un sistema di controventamento di tipo spaziale, quale può essere ad esempio l'insieme delle pareti di taglio negli edifici in muratura, si possono fondamentalmente verificare i due casi:

- il sistema ha due assi di simmetria e il centro di massa coincidente con il centro di rigidezza;
- il sistema non è simmetrico e il centro di massa non coincide con il centro di rigidezza.

Nel primo caso, con riferimento alla *figura 1.9*, il movimento teorico del piano è puramente traslatorio e, nell'ipotesi di solai rigidi nel piano, tutti i punti dell'impalcato subiscono uguale spostamento. Scomponendo la forza sismica genericamente orientata nelle componenti lungo le due direzioni principali in pianta x ed y , l'analisi può essere condotta in modo indipendente per i due sistemi di pareti lungo le due direzioni principali.

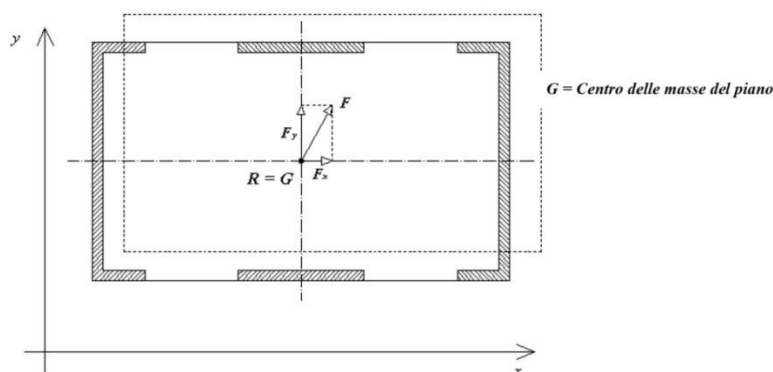


Figura 1.9 - Sistema spaziale di controventamento geometricamente simmetrico in pianta [6].

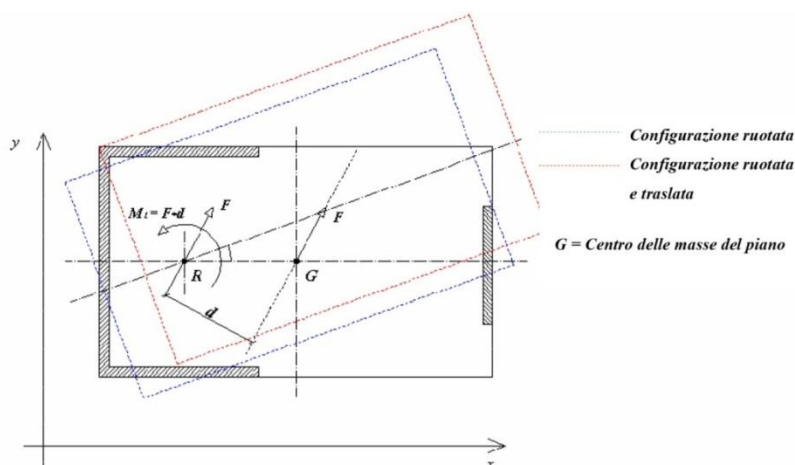


Figura 1.10 - Sistema spaziale di controventamento geometricamente asimmetrico in pianta [6].

Nel secondo caso, con riferimento alla *figura 1.10*, la forza agente e la forza resistente possono equilibrarsi solo con l'introduzione di un momento torcente che produce una rotazione relativa del piano. Lo studio può essere effettuato sovrapponendo agli effetti della forza sismica F , applicata nel centro di rigidezza R , gli effetti del momento torcente $M_t = F \cdot d$, dove d rappresenta la distanza della retta di applicazione della forza F dal centro delle rigidezze. Ciò comporta sia un aumento della forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano che possono diventare eccessivi. In caso di asimmetria, siccome le pareti di taglio generalmente si considerano prive di rigidezza a flessione, si ha lo sviluppo di significative rotazioni attorno al baricentro delle rigidezze e la coppia M_t risulta equilibrata dalle coppie generate dai tagli di piano che agiscono sui vari elementi. E' evidente come in questa circostanza gli elementi si trovino ad essere sollecitati in modo assai differente rispetto al caso di struttura simmetrica in pianta e come siano soggetti a spostamenti elevati in prossimità dell'estremo meno rigido.

E' interessante notare che, quando si suppone che tutti gli elementi resistenti alle forze orizzontali abbiano raggiunto ognuno il proprio limite di resistenza, le forze risultano distribuite tra gli elementi della struttura secondo le resistenze e non secondo le rigidezze. Per questo motivo conviene considerare un centro di resistenza piuttosto che un centro di rigidezza e valutare gli effetti torsionali in funzione della sua collocazione rispetto al centro di massa.

Si consideri ad esempio una struttura che, pur avendo il centro di massa coincidente con il centro di rigidezza, abbia elementi aventi resistenze diverse, come la semplice struttura in *figura 1.11 (a)* che presenta due pareti parallele all'asse y (A e B) aventi la medesima sezione e curve caratteristiche schematizzabili con un modello elasto-plastico con incrudimento (*figura 1.11 (b)*).

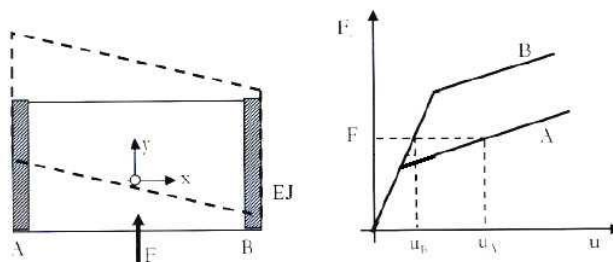


Figura 1.11 - Effetti torsionali indotti dalla diversa resistenza degli elementi

I due materiali costituenti le pareti hanno la stessa rigidezza iniziale, come si può vedere dal tratto coincidente nel grafico di *figura 1.11 (b)*, ma diversa forza limite di snervamento. Di conseguenza applicando in modo monotono una forza orizzontale parallela all'asse y si ha inizialmente una traslazione di tutte le componenti della struttura di una quantità proporzionale alla sua rigidezza globale, fino a quando la forza applicata è tale da provocare il superamento del limite elastico del muro meno resistente (muro A). Proseguendo l'incremento di carico si ha che, a parità di carico esterno, i due muri rispondono con spostamenti differenti e si instaura, anche in questo caso, un effetto torsionale che può produrre spostamenti notevoli per il muro A che potrebbero risultare eccessivi. Ciò suggerisce, pur se non richiesto in modo esplicito nelle norme, di verificare in una struttura anche la posizione del centro di resistenza.

Il concetto di regolarità di un edificio è generale, valido quindi per qualunque sistema costruttivo.

Di seguito si illustrano le relative definizioni fornite dalla *NTC 2008 al § 7.2.2*.

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità, quest'ultima definita in base ai criteri di seguito indicati. In funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto. Si definisce regolare un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

Un edificio è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a quattro;
- almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;
- i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Un edificio è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25%, la rigidità non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale, da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

1.6.3 - Distanze e altezze degli edifici in muratura

La normativa pone delle limitazioni in altezza funzione del sistema costruttivo e della zona sismica.

Si premette che la citata normativa prevede quattro zone, numerate da 1 a 4, con livelli di sismicità decrescenti dalla zona 1 alla zona 4.

Le NTC 2008 fissano una altezza massima di 2 piani dal piano campagna, per i soli edifici in muratura non armata situati in zona sismica 1. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per quanto riguarda gli edifici in muratura armata, non viene presentata nessuna limitazione particolare, ma viene generalmente prescritto che l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

I regolamenti locali o le normative di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici, in funzione della larghezza stradale.

Due edifici possono essere costruiti a contatto solo nel caso in cui sia realizzata una completa solidarietà strutturale.

La distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLU, calcolati per ciascuno degli edifici, secondo le modalità indicate in seguito; in ogni caso la distanza tra due punti degli edifici posti alla medesima altezza non potrà essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dallo spiccatto delle strutture in elevazione, moltiplicata per $a_g/0,35 g$.

Nella precedente espressione a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A relativa alla zona sismica di pertinenza dell'edificio, mentre $0,35 g$ è la stessa grandezza in zona 1. Circa le categorie di suolo, esse verranno precisate di seguito.

Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di un edificio contiguo esistente, non isolato alla base, potrà essere stimato in $1/100$ dell'altezza dell'edificio, moltiplicata per $a_g/0,35 g$.

Le prescrizioni innanzi richiamate sono generali, valide quindi per qualunque sistema costruttivo, ma la definizione delle altezze consentite è stata limitata ai soli sistemi costruttivi in muratura.

1.6.4 - Edifici Semplici

Per la NTC 2008 al § 7.8.1.9 si intende per edificio semplice *“Si definiscono costruzioni semplici quelli che rispettano le condizioni di cui al 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza”*.

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni ammissibili, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato.

Le condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici sono:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della *tabella 1.6 (NTC 2008 Tab. 7.8.II)*. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_p/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Tabella 1.6 - NTC 2008 Tab. 7.8.II, requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella *tabella 1.7 (NTC 2008 Tab. 7.8.III)*, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Accelerazione di picco del terreno a_g-S		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

Tabella 1.7 - Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici, il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

1.6.5 - Particolari costruttivi

I particolari costruttivi da cui non è ammesso derogare sono quelli illustrati nel seguito:

- Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.
- I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm², le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso (figura 1.12).

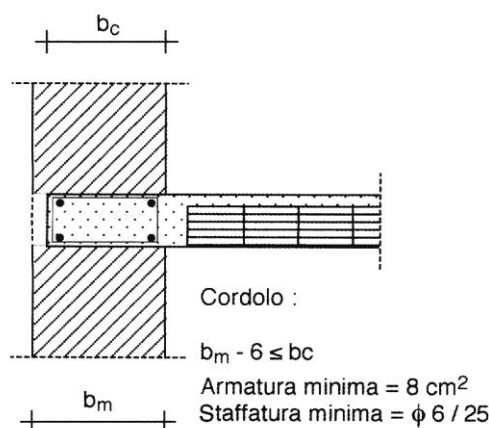


Figura 1.12 - Particolare costruttivo nodo, muratura solaio [1].

- In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale (figura 1.13).

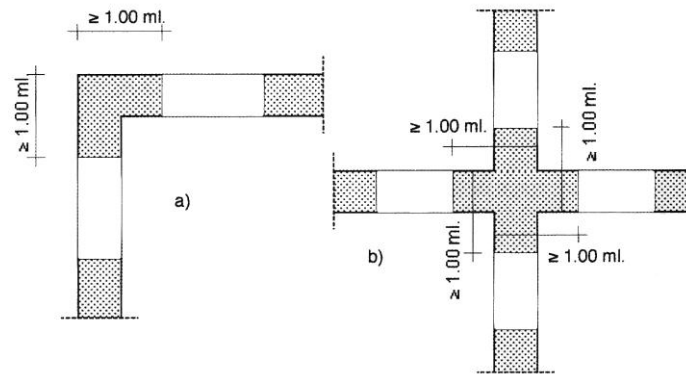


Figura 1.13 - Particolari di incroci, con prescrizioni [1].

- Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

Anche se non imposto dalla normativa, è buona regola costruttiva controventare ciascun muro che collabora all'assorbimento delle azioni orizzontali con i muri ad esso ortogonali ad interasse non superiore a 7 m.

Capitolo 2

Dalla conoscenza del manufatto alla valutazione dell'azione sismica

“Nel seguente capitolo si effettueranno una serie di passaggi che porteranno dalla conoscenza del manufatto storico alla definizione di un'azione sismica a cui sarà soggetta lo stesso edificio, utile per risalire alle sue criticità e debolezze, tramite le quali sarà possibile progettare e definire gli interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

A differenza di edifici di nuova costruzione, per gli edifici esistenti o storici questo passaggio è importantissimo e necessario, poiché tramite il livello di conoscenza dei materiali di cui è costituito, dalle loro proprietà meccaniche e dalla sua configurazione strutturale sarà possibile risalire ad un fattore di conoscenza utile per le verifiche di sicurezza e l'identificazione dei livelli di valutazione, sempre maggiori in funzione del livello di conoscenza dello stesso.”

2.1 - CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA E DELL'EFFICACIA DELL'INTERVENTO

Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (*punto 8.4 delle NTC 2008*). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.

Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi *livelli di valutazione*:

- *LV2 (riparazione o intervento locale)* - valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;

- *LV3 (intervento di miglioramento)* - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza; le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

Nel caso dei manufatti architettonici appartenenti al patrimonio culturale esistono oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica e singolarità costruttiva (anche dovuta alle trasformazioni subite nel corso della storia dell'edificio e allo stato di conservazione) non consentono di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. In queste valutazioni spesso si riscontrano incertezze in merito sia al modello di comportamento, sia ai parametri che lo definiscono.

Pur nella consapevolezza che non sempre si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. A tale fine dovranno essere impiegati i modelli ritenuti più affidabili.

Nella progettazione degli interventi si devono considerare le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici, i requisiti di sicurezza in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta.

Per i beni culturali tutelati si può derogare rispetto alla necessità di adeguamento sismico, una possibile procedura in applicazione ai concetti espressi è la seguente:

- valutazione dell'*indice di sicurezza sismica* nella situazione attuale (funzionamento accertato): in questa fase si dovrà tenere debitamente conto anche di valutazioni qualitative su situazioni di vulnerabilità riconosciute ma difficilmente quantificabili;
- valutazione dell'indice di sicurezza sismica al quale il manufatto può essere portato con interventi compatibili con le esigenze di tutela. Se l'indice di sicurezza sismico è maggiore o uguale ad uno, l'intervento di miglioramento è pienamente soddisfacente. Se l'indice di sicurezza sismica raggiungibile è inferiore a quello auspicabile, gli interventi necessari sarebbero troppo invasivi.

L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo.

2.1.1 - Stati limite di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, con il quale valutare il rispetto dei vari stati limite, possono essere calcolate (noto il periodo di riferimento), sulla base della pericolosità sismica di base del sito di costruzione, tramite lo spettro di risposta elastico (SLE) e lo spettro di progetto (SLU) con riferimento alla probabilità di superamento del periodo di riferimento.

La progettazione secondo diversi stati limite è dovuta a particolari prestazioni che vengono richiesti a determinati tipi di edifici in caso di terremoto. Nel caso di un edificio strategico, si ha la necessità che esso mantenga l'operatività anche dopo un grave sisma, quindi non è sufficiente una verifica agli stati limite di esercizio. Secondo la *NTC 2008 al § 3.2.1*:

“Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti”.

La verifica alle azioni sismiche vengono effettuate secondo quattro stati limite, due di esercizio e due ultimi. Gli *stati limite di esercizio* per le azioni sismiche sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli *stati limite ultimo* per le azioni sismiche sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei

componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC 2008, mentre uno è specifico per i beni culturali così come indicato nella DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 9 febbraio 2011 *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”*.

Gli stati limite da considerare per i beni culturali sono, di norma, SLV e SLD. Inoltre possono sussistere ragioni di tutela di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.), per la protezione delle quali è opportuno introdurre uno specifico stato limite:

Stato Limite di danno ai beni Artistici, SLA, così definito: a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

Nel caso in cui siano presenti elementi di valore artistico in alcune parti della costruzione, la valutazione dello SLA andrà eseguita esclusivamente in quelle zone, attraverso modelli locali su parti strutturalmente autonome (una tale sottostruttura verrà definita macroelemento; essa può corrispondere ad elementi architettonici, ma più in generale andrà riconosciuta sulla base di una lettura costruttiva e storica della costruzione).

In genere i danni agli apparati decorativi diventano significativi e non accettabili in presenza di danni gravi agli elementi strutturali, quelli che vengono presi come riferimento per decidere in merito all'agibilità della costruzione. In questi casi, per le verifiche dello SLA possono essere adottati i modelli di verifica dello SLD, precisando specifici valori limite per fessurazioni e deformazioni. Esistono tuttavia situazioni nelle quali il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale (ad esempio, stucchi di notevole spessore e insufficientemente collegati alla struttura) o viceversa non è sensibile a questo (apparati non completamente vincolati e quindi in grado di assecondare lesioni e deformazioni strutturali) o ancora, beni artistici dotati di un comportamento strutturale autonomo (pinnacoli o altri elementi che possano essere considerati come appendici strutturali). In questi casi dovranno essere sviluppati criteri e strumenti di valutazione specifici per lo SLA.

2.1.2 - Livelli di sicurezza sismica

Le azioni sismiche sugli edifici si calcolano sulla base di un periodo di riferimento V_R , dato dal prodotto della vita nominale per un coefficiente che dipende dalla classe d'uso dell'edificio. Questo perché gli edifici strategici devono conservare la propria operatività anche in caso di grave sisma, mentre altre, per lo stesso sisma, devono limitarsi a salvaguardare la vita degli occupanti. In più, maggiore sarà la vita utile di un edificio e maggiore sarà la probabilità che esso venga colpito da un grave sisma.

La *NTC 2008* al capitolo 2.4 indica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso i valori di V_N e C_U . Nella *tabella 2.1 (NTC 2008 Tab. 2.4.I)* è indicata la vita nominale, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata:

Tipi di Costruzione	Vita nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2.1 - Vita nominale delle costruzioni.

Nel capitolo 2.4.2 - *NTC* sono indicate le classi d'uso degli edifici, che definisce il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un evento sismico, suddivise in quattro classi in base al grado di affollamento e al pericolo per i frequentatori in caso di sisma e di collasso. Le classi d'uso sono:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità; industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente; reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792,

“Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B; ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico; dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nella *tabella 2.2 (NTC 2008 Tab. 2.4.II)* sono riportati i valori si C_U :

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2.2 - Coefficienti in funzione della classe d'uso.

Secondo la normativa NTC al capitolo 2.4.2, la vita di riferimento è calcolata:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

In presenza di manufatti emergenti per la storia del territorio la necessità di realizzare interventi di conservazione efficaci e durevoli è in genere maggiore, sia per scongiurare il rischio di reiterare operazioni non sempre totalmente reversibili sia per limitare la perdita di materiale originale o l'immissione di tecnologie e prodotti nuovi, la cui compatibilità e durabilità vanno sempre accertati. La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive. La pericolosità sismica da usarsi per la prossima verifica dovrà ovviamente tenere conto del tempo che è passato; nel caso in cui la mappa di pericolosità disponibile dovesse essere ancora non dipendente dal tempo trascorso dall'ultimo terremoto significativo, nella definizione del periodo di riferimento si dovrà considerare anche il tempo trascorso dalla prima verifica.

In occasione di questa seconda verifica potrebbe però non risultare possibile raggiungere i livelli richiesti dalla nuova vita nominale con interventi compatibili con la conservazione. In questo caso, come previsto dalle NTC per i beni tutelati, sarà ancora possibile limitarsi ad interventi di miglioramento, ma analogamente a quanto richiesto per i beni non tutelati quando non si raggiunge l'adeguamento, “il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di

sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione" (punto 8.3 delle NTC2008).

Nel caso di un bene culturale che ricada nelle situazioni indicate dalla *Classe IV* (definita nelle NTC 2008), potrebbe essere necessario ripensarne la destinazione d'uso, se ciò dovesse comportare l'adozione di interventi non compatibili con la conservazione.

In funzione dello stato limite, la normativa fornisce i valori della probabilità P_{VR} che un evento sismico, di entità uguale o maggiore ad un valore prefissato, si verifichi in un sito in un determinato periodo di tempo.

I valori di probabilità di superamento P_{VR} sono maggiori in funzione della resistenza dell'edificio alle azioni sismiche. Ad esempio se un edificio viene progettato per resistere allo stato limite di operatività, questo deve essere funzionale dopo un terremoto, senza interrompere il suo funzionamento, quindi deve avere una resistenza nei confronti del sisma maggiore rispetto ad un edificio progettato per resistere allo stato limite di salvaguardia della vita, nella quale è richiesto che dopo il sisma l'edificio non collassi e che mantenga una certa rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e una parte della rigidità per azioni verticali, con la interruzione delle attività per danni eccessivi ai componenti non strutturali e impiantistici.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva *tabella 2.3* (NTC 2008 Tab. 3.2.1):

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento della vita di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2.3 - Probabilità di superamento della vita di riferimento in funzione dello stato limite considerato.

Nota la probabilità di superamento della vita di riferimento è possibile andare a calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , pari a:

$$SLD \rightarrow T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{50}{\ln(1 - 0,63)} = 50 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{50}{\ln(1 - 0,10)} = 475 \text{ anni}$$

Noto anche il periodo di ritorno dell'azione sismica è possibile andare a calcolare l'azione sismica di riferimento tramite i valori di a_g , F_o , T_C^* individuati nell'allegato B delle NTC.

Per ciascuno stato limite, i valori di riferimento dell'azione sismica sopra definiti possono essere confrontati con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto quello stato limite, al fine di

quantificare il livello di sicurezza attuale o quello raggiungibile con un determinato intervento di miglioramento sismico.

In particolare è possibile definire un indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$. Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Un valore di $I_{S,SLV}$ maggiore o uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso; valori inferiori ad uno mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione.

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

Il territorio italiano è stato suddiviso in un reticolo formato da 10.751 punti distanti uno dall'altro 10 Km, all'interno dei quali per ogni punto sono indicati i valori di a_g , F_0 , T_c^* , in funzione del periodo di ritorno.

Per definire l'azione sismica di progetto è necessario valutare gli effetti della risposta sismica locale, mediante specifiche analisi. Poiché gli studi effettuati per determinare i valori di a_g , sono stati realizzati ipotizzando un terreno rigido, orizzontale e in condizioni di campo libero, bisogna effettuare delle amplificazioni ai valori di a_g , per tener conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla non corrispondenza del terreno con quello ipotizzato in fase di studio. Le amplificazioni tengono conto delle caratteristiche morfologiche e topografiche del sito. Le modifiche da apportare devono essere effettuate successivamente ad analisi sismiche locali. In assenza di analisi è possibile adottare un procedimento semplificato, basato sull'individuazione della categoria di suolo e topografica (3.2.2 - NTC).

Per la categoria di suolo, questa può essere effettuata mediante i valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità. Le categorie di suolo sono suddivise in 5 categorie, A, B, C, D, E, *tabella 2.4 (NTC 2008 Tab. 3.2.II)*:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 2.4 - Categorie di suolo.

Per le condizioni topografiche la NTC individua le categorie, T_1 , T_2 , T_3 e T_4 , in funzione delle caratteristiche della superficie topografica, così come indicate nella *tabella 2.5 (NTC 2008 Tab. 3.2.IV)*:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 2.5 - Categorie topografiche.

2.2 - AZIONE SISMICA

Per la valutazione dell'azione sismica su una struttura non è sufficiente la conoscenza dell'accelerazione massima attesa nel sito d'intervento, ma concorrono alla sua determinazione anche altri fattori come le caratteristiche del suolo, la vita utile (ampiamente descritti nei paragrafi precedenti) e il periodo di oscillazione della struttura.

Di conseguenza la normativa ci impone di definire l'azione sismica su una costruzione, in funzione delle ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione, oltre che in termini di accelerazione orizzontale massima attesa.

La normativa prevede che le azioni sismiche siano caratterizzate da 3 componenti, due orizzontali, ortogonali fra di loro e una verticale. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4 (7.2.1 - NTC).

2.2.1 - Spettro di risposta elastica

La normativa prescrive che gli spettri elastici di progetto possono essere utilizzati per le verifiche di esercizio, dove si presume che la struttura non subisca gravi danni in seguito ad un sisma.

Dopo essermi ricavato i valori di a_g , F_0 , T_C^* , per lo SLD e SLV, e le caratteristiche del suolo, posso procedere con la determinazione dello spettro di risposta elastica necessario per definire le azioni sismiche a cui è soggetta la costruzione.

Come precedentemente detto, l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti, due orizzontali e una verticale. L'azione orizzontale verrà applicata all'edificio lungo le direzioni X e Y, gli spettri di risposta elastica saranno uguali, mentre lo spettro di risposta elastica verticale risulterà inferiore rispetto al primo e applicato lungo la direzione Z.

Lo spettro di risposta elastica delle componenti orizzontali è ricavato, così come indicato al punto 3.2.3.2.1 - NTC, definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

Le equazioni sopraelencate forniscono i valori delle ordinate dello spettro in pseudoaccelerazione in funzione del periodo proprio T .

Con T e S_e rispettivamente, tempo di vibrazione e accelerazione spettrale orizzontale.

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica *tabella 2.6 (NTC 2008 Tab. 3.2.V)*, e S_T il coefficiente di amplificazione topografica *tabella 2.7 (NTC 2008 Tab. 3.2.VI)*:

Categoria di Suolo	S_S	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2.6 - Coefficienti di amplificazione stratigrafica.

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 2.7 - Coefficiente di amplificazione topografica.

η è il fattore che modifica le ordinate spettrali, pari a 1 se si considera uno smorzamento del 5%. Nel caso si considera un valore dello smorzamento diverso dal 5%, si procede alla valutazione di η mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Con ξ il valore dello fattore di smorzamento espresso in percentuale.

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

$$T_C = C_C \cdot T^*_c$$

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (*Tabella. 3.2.V*);

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

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

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

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

Lo spettro di risposta elastica per le componenti verticali è definito dalle seguenti espressioni (*3.2.3.2.2 - NTC*):

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono gli stessi definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella *Tabella 2.8 (NTC 2008 Tab. 3.2.VII)*:

Categoria di suolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 2.8 - Valori di S_s , T_B , T_C e T_D per la costruzione degli spettri elastici verticali.

A titolo di esempio nella *figura 2.1* è riportato uno spettro di risposta elastica delle componenti orizzontali e verticali per lo SLV e SLD, con uno smorzamento convenzionale del 5%:

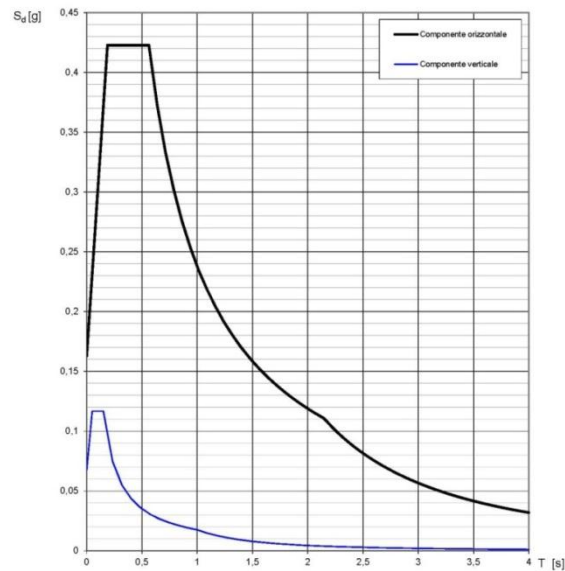


Figura 2.1 - Spettro di risposta elastica delle componenti orizzontali SLD.

2.2.2 - Spettro di progetto allo SLV

Per la verifica allo stato limite ultimo e quindi allo SLV, la procedura può essere molto più complicata, poiché si ammette che la struttura possa danneggiarsi e quindi il suo comportamento non sia più lineare. Per ovviare a questi problemi si effettua un'analisi dinamica non lineare, utilizzando degli accelerogrammi, compatibili con la norma. Siccome tale analisi è molto complessa, perché dovremmo considerare la non linearità nel comportamento dei materiali, è possibile ricondursi ad un'analisi di tipo dinamica lineare andando a ridurre le ordinate dello spettro di risposta elastico mediante il fattore q , detto "fattore di struttura". Questo si basa sul principio che una struttura è dotata di una certa duttilità, in altre parole una struttura prima di crollare può subire una deformazione molto maggiore rispetto a quella del limite elastico. La scelta del fattore di struttura è molto delicata, perché esso dipende da diversi fattori, tra cui:

- la scelta del materiale, perché esistono materiali più o meno duttili;
- l'organizzazione strutturale, una struttura iperstatica ammette maggiori deformazioni rispetto ad una isostatica;
- la presenza di giunzioni fragili, che con il loro cedimento possono compromettere la stabilità della struttura.

Gli spettri di progetto, possono essere ricavati a partire da quelli elastici andando a sostituire nelle formule il valore di η con $1/q$ (3.2.3.5 - NTC).

Così facendo, le nuove funzioni che ci permettono di ricavare lo spettro di progetto sono:

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

$$\begin{aligned}
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

Il fattore di struttura q dipende dalla tipologia strutturale adottata. Possiamo avere strutture a telaio, a pareti, miste telaio-pareti, strutture deformabili torsionalmente e strutture a pendolo inverso.

Il fattore di struttura può essere ricavato dalla relazione (7.3.1 - NTC):

$$q = q_0 \cdot K_r$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni in calcestruzzo in muratura ordinario o ormata, nel caso non si effettui una analisi non lineare, o nel caso in cui non si proceda alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , i valori massimi di q_0 che si possono usare sono riportati nella *tabella 2.9 (NTC2008 Tab. 7.8.I)*:

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$

Tabella 2.9 - Fattore di struttura per edifici in muratura.

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra $2,0 \alpha_u/\alpha_1$ e $2,5 \alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR).

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q da utilizzare è $q=1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale.

Per la scelta del fattore di struttura, si deve evitare che per siti con livello di sismicità basso, il fattore di struttura non può assumere valori elevati per evitare che lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita risulti più basso di quello dello stato limite di danno.

A titolo di esempio nella *figura 2.2* è riportato uno spettro di progetto delle componenti orizzontali e verticali per lo SLV, con uno smorzamento convenzionale del 5%:

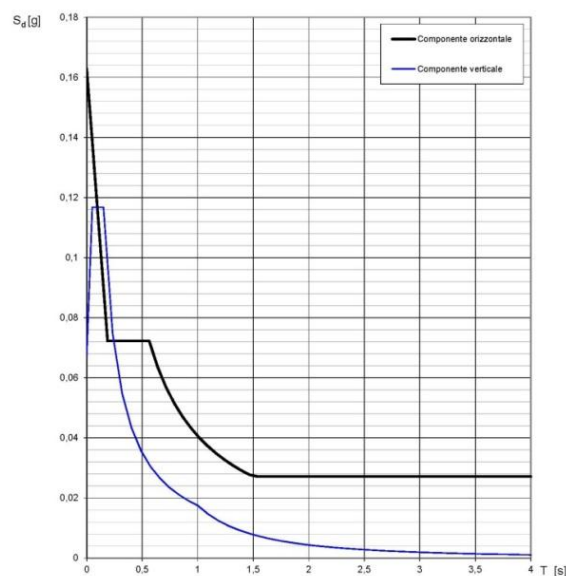


Figura 2.2 - Spettro di progetto orizzontale e verticale SLV.

2.3 - IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione storica in muratura è fondamentale. Per il patrimonio culturale tutelato è ancora più critica l'impossibilità di conoscere i dati caratterizzanti originariamente la fabbrica e le modifiche intercorse nel tempo; inoltre, l'esecuzione di una completa campagna di indagini può risultare troppo invasiva. Per evitare questo si necessita di tecniche di analisi ed interpretazione mediante fasi conoscitive dal diverso grado di attendibilità, anche in relazione al loro impatto. La conoscenza può infatti essere conseguita con diversi livelli di approfondimento. Lo studio delle caratteristiche della fabbrica è finalizzato alla definizione di un modello interpretativo che consenta sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa. Il grado di attendibilità del modello sarà legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili.

Da questo punto di vista vengono introdotti diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale saranno legati fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi finalizzata sia alla valutazione dello stato attuale sia a seguito degli eventuali interventi.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio ed il rapporto con il contesto urbano; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio;
- il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, per una completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- l'individuazione dell'evoluzione della fabbrica dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alle connessioni tra gli elementi;
- l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione.

In considerazione delle specifiche modalità di analisi strutturale dei meccanismi di collasso dei manufatti storici in muratura, le indagini conoscitive dovranno concentrarsi prevalentemente sull'individuazione della storia del manufatto (specie in relazione agli eventi sismici pregressi), sulla geometria degli elementi strutturali, sulle tecniche costruttive (con riferimento a quelle abitualmente adottate in ciascun contesto territoriale) e sui fenomeni di dissesto e di degrado.

D'altra parte, le difficoltà connesse con la conoscenza, anche in relazione alle risorse disponibili e all'invasività delle indagini da eseguire, rendono spesso necessario un confronto con modelli interpretativi a posteriori, basati sull'osservazione e sull'accertamento del funzionamento manifestato dalla costruzione.

L'approccio conoscitivo di un edificio storico rappresenta un percorso metodologico "inverso" rispetto agli edifici di nuova costruzione: dall'analisi della realtà materica della costruzione,

attraverso successivi livelli di approfondimento al riconoscimento del funzionamento strutturale accertato per la verifica della sicurezza sismica ai fini della definizione degli interventi.

Le fasi di tale processo sono così sintetizzabili:

IDENTIFICAZIONE DEL BENE → *FATTORI DI SENSIBILITA'* → *VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'* → *VERIFICA DELLA SICUREZZA* → *DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI*

Tale iter metodologico non è definibile in un'unica scheda di rilevamento. Pertanto, la raccolta dei dati è articolata per moduli schedografici autonomi e complementari, ognuno dei quali rappresenta un livello di conoscenza dal diverso grado di attendibilità. La scelta tra i diversi moduli schedografici costituisce il progetto conoscitivo da attuare in relazione agli obiettivi dell'indagine, ai contesti territoriali, alla disponibilità delle risorse.

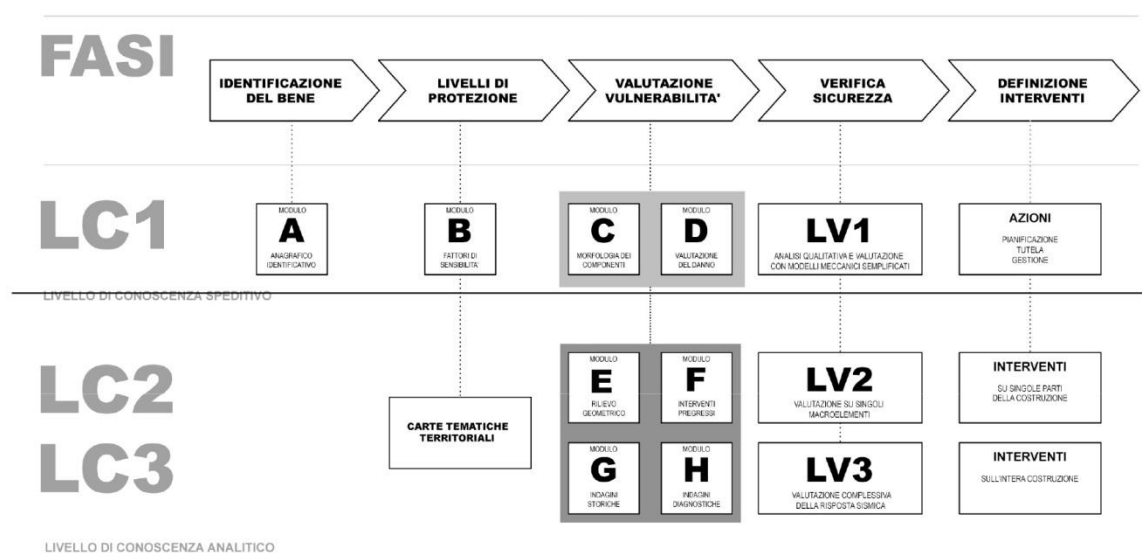


Figura 2.3 - Approccio conoscitivo per un edificio esistente (DPCM del 9 febbraio 2011, allegato A).

I moduli schedografici utilizzati nel percorso conoscitivo della struttura sono:

- **MODULO A - Anagrafico Identificativo**
Ha lo scopo di identificare in modo univoco il manufatto. L'identificazione avviene attraverso tre parametri fondamentali: denominazione, toponomastica, dati catastali;
- **MODULO B - Fattori di sensibilità**
Contiene i dati necessari per determinare le relazioni tra il manufatto ed il contesto territoriale al fine di classificare particolari fattori di sensibilità;
- **MODULO C - Morfologia degli Elementi**
Ha lo scopo di individuare e descrivere gli elementi strutturali, attraverso il riconoscimento della morfologia, della tipologia, delle tecniche costruttive e dei materiali;
- **MODULO D - Stato di Conservazione**
Classifica e descrive i fenomeni di danno dei singoli elementi strutturali;
- **MODULO E - Rilievo geometrico**

- *MODULO F - Interventi pregressi*
- *MODULO G - Indagini storiche*
- *MODULO H - Indagini diagnostiche*

Ciascun modulo è suddiviso in sotto-schede, attraverso le quali è possibile raggiungere un livello di conoscenza minimo della struttura alla quale sarà poi, associato un livello di valutazione LV per la codifica degli interventi necessari sul manufatto.

La determinazione di un livello di conoscenza permette la valutazione di opportuni fattori di confidenza F_C . Si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- *LC1: Conoscenza Limitata;*
- *LC2: Conoscenza Adeguata;*
- *LC3: Conoscenza Accurata.*

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica, sul terreno e le fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza F_C , compreso tra 1 e 1,35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica (o della vita nominale).

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza, saranno definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali, utilizzando gli intervalli riportati nelle *tabelle 2.10 e 2.11 (C8A.2.1 e C8A.2.2)* della Appendice al capitolo C8 della Circolare ed operando con analoga metodologia.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 2.10 - C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversali	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con spessore di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadri	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 2.11 - C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Nel secondo caso, ossia di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

Il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{Ck} ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati in *tabella 2.12*, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0,05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0,12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0,06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$

Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0,12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0,06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0,06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0,03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Tabella 2.12 - Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Seguendo tale approccio è stato possibile sia caratterizzare i materiali che costituiscono la struttura, variandone i moduli tecnici in funzione del fattore di confidenza, sia costituire un modello di analisi della struttura coerente con lo stato di fatto.

Capitolo 3

Tecniche di intervento Tradizionale per il rinforzo di Edifici in Muratura

“Nel seguente capitolo si effettuerà un excursus sulle più importanti tecniche di intervento su edifici in muratura che comprendono interventi sulle murature, sulle fondazioni, su orizzontamenti e coperture. In fine si accennerà alle tecniche di interventi su elementi non strutturali, quali i decori, che possono rappresentare una situazione di pericolo per persone e passanti nel momento in cui vengano a mancare i collegamenti con l'elemento che li sostiene precipitano al suolo, ad esempio a causa di un sisma.

Verranno illustrate le più importanti tecniche di intervento tradizionali, tra cui: intonaco armato, perforazioni armate, la tecnica del scuci e cuci, le iniezioni di malta e la tecnica dei micropali per il consolidamento delle fondazioni.”

3.1 - GENERALITÀ

Il consolidamento ha seguito la vita dell'uomo nelle continue calamità che lo hanno colpito, frane alluvioni, terremoti incendi e desideri d'immagine e di delusioni esecutive, di innovazioni e d'insuccessi costruttivi, ed in un continuo adattamento fra la tradizione del costruire ed il progredire delle tecniche e dei materiali impiegabili, alla ricerca della massima affidabilità dei risultati e della minima spesa possibile.

Dal punto di vista operativo, i provvedimenti tecnici d'intervento possono essere raggruppati in funzione degli obiettivi proposti:

- *aumento della resistenza* degli elementi strutturali, ivi inclusa la riparazione di danni preesistenti;
- inserimenti di *nuovi elementi resistenti* nel tessuto costruttivo esistente (quali: architravi, contrafforti, pareti, catene, ecc);
- *riduzione delle azioni* sull'organismo di fabbrica, in particolare dei carichi, o degli effetti prodotti.

Le cause di danno, numerose e svariate possono esserne di diverso tipo. Frequenti sono, ad esempio, situazioni di danno prodotte da impreviste azioni esercitate dalla vegetazione: quali alberature di forte sviluppo che vengono a sollecitare elementi murari col tronco o con le radici.

In generale si può stilare un elenco delle principali, più frequenti, cause di danno, avvenuto o temuto, che possono affliggere in tutto o in parte l'opera architettonica in studio.

Senza esaurire le molteplici possibilità di cause si possono elencare:

- i *cedimenti fondali differenziali*, ascrivibili al terreno di fondazione o alla fondazione stessa;
- lo *sbilanciamento delle spinte* esercitate da archi e volte, o da terrapieni;
- le *modifiche o alterazioni del tessuto murario* o degli elementi costitutivi in generale;
- le *vibrazioni o urti ripetuti*, specie se prodotti da operazioni effettuate nel corpo murario;
- le *azioni esercitate dalla vegetazione*;
- l'*esecuzione non rispondente alle regole dell'arte*, in particolare sottodimensionamento degli elementi costruttivi o scadente qualità dei materiali impiegati nella costruzione;
- le variazioni nelle *condizioni di conservazione*;
- le *variazioni dei carichi d'esercizio*;
- le *sopraelevazioni o ampliamenti*;
- le *azioni sismiche*.

Nella maggior parte dei casi più cause possono verificarsi contemporaneamente.

Le principali cause di danno sono legate alle cattive condizioni di manutenzione e conservazione dell'opera architettonica in esame e da quanto è elevato lo stato di sollecitazione nei singoli elementi strutturali, e partendo da questi dati è possibile risalire alla causa o alle cause che li hanno prodotti.

Le azioni sismiche costituiscono la più temibile origine di danno. Come noto, le azioni sismiche si esercitano in corrispondenza delle masse dell'organismo di fabbrica e sono, dunque, distribuite su ogni componente costruttivo: ciò richiede una conveniente sicurezza non solo a carattere globale (che riguarda, cioè, la struttura nel suo insieme) ma anche a carattere locale in ogni porzione costruttiva.

Il danno conseguente ad una manifestazione sismica può essere graduato a seconda dell'intensità del sisma e delle condizioni locali, e va da dissesti variamente distribuiti (lesioni, distacchi, sfilamenti parziali, fuori piombo, ecc.), a crolli di porzioni costruttive (travature, porzioni di pareti, materiali di finitura, ecc.), a crolli totali.

A titolo esemplificativo, lo scenario di danno può essere convenientemente descritto dai cinque meccanismi della *figura 3.1*, relativi all'elemento di testata di una schiera di fabbricati per abitazione in un centro urbano.

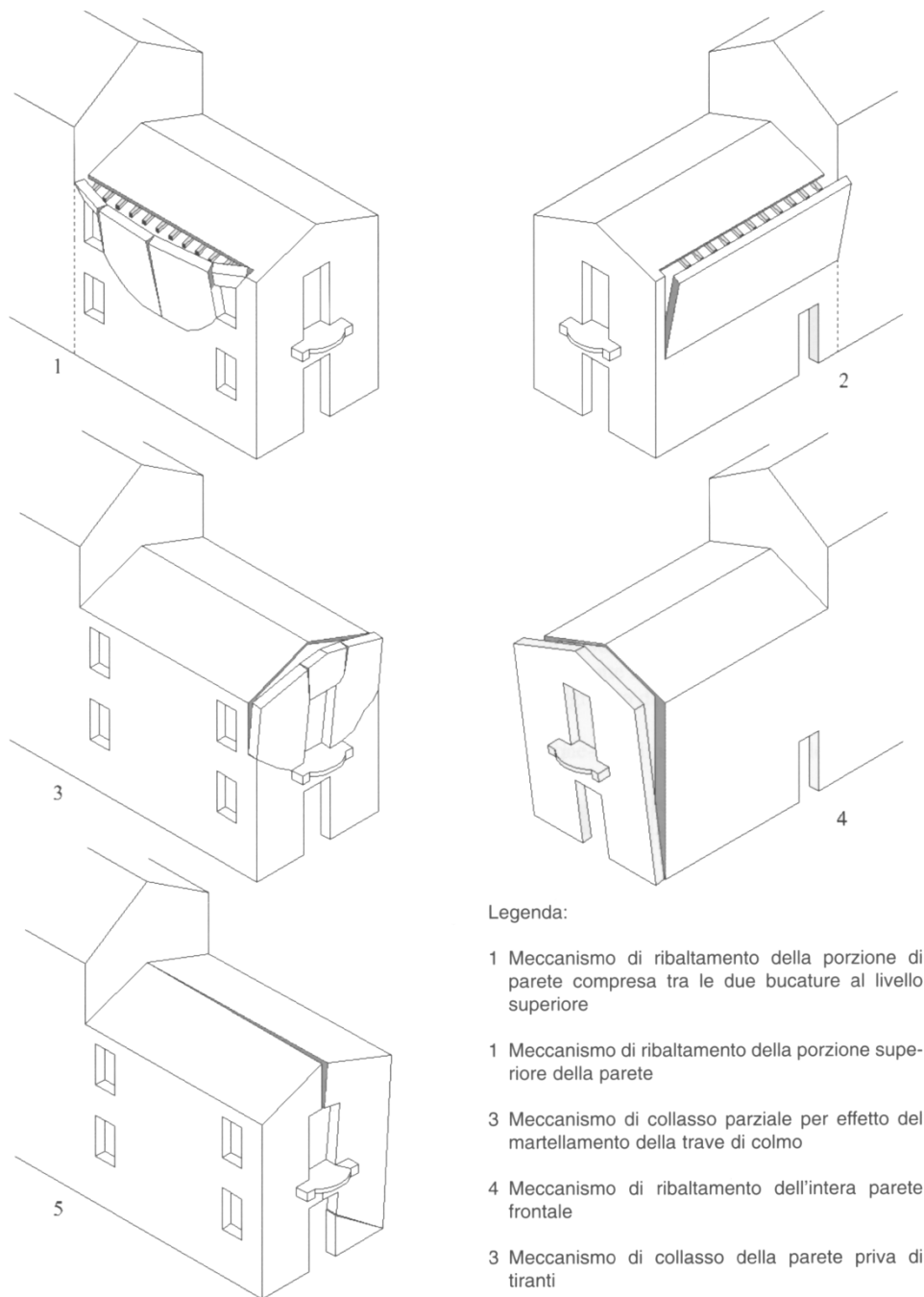


Figura 3.1 - Meccanismi di danno [1].

Nella *figura 3.2* sono illustrati i possibili danni derivanti da azioni orizzontali. Come si può vedere le strutture alte e snelle come ad esempio torri o campanili rappresentano un punto debole nelle strutture sacre. Anche l'azione spingente di volte e capriate se non opportunamente vincolate alle pareti tramite un cordolo possono indurre sollecitazioni di spinta sui muri, fino a portare al loro crollo.

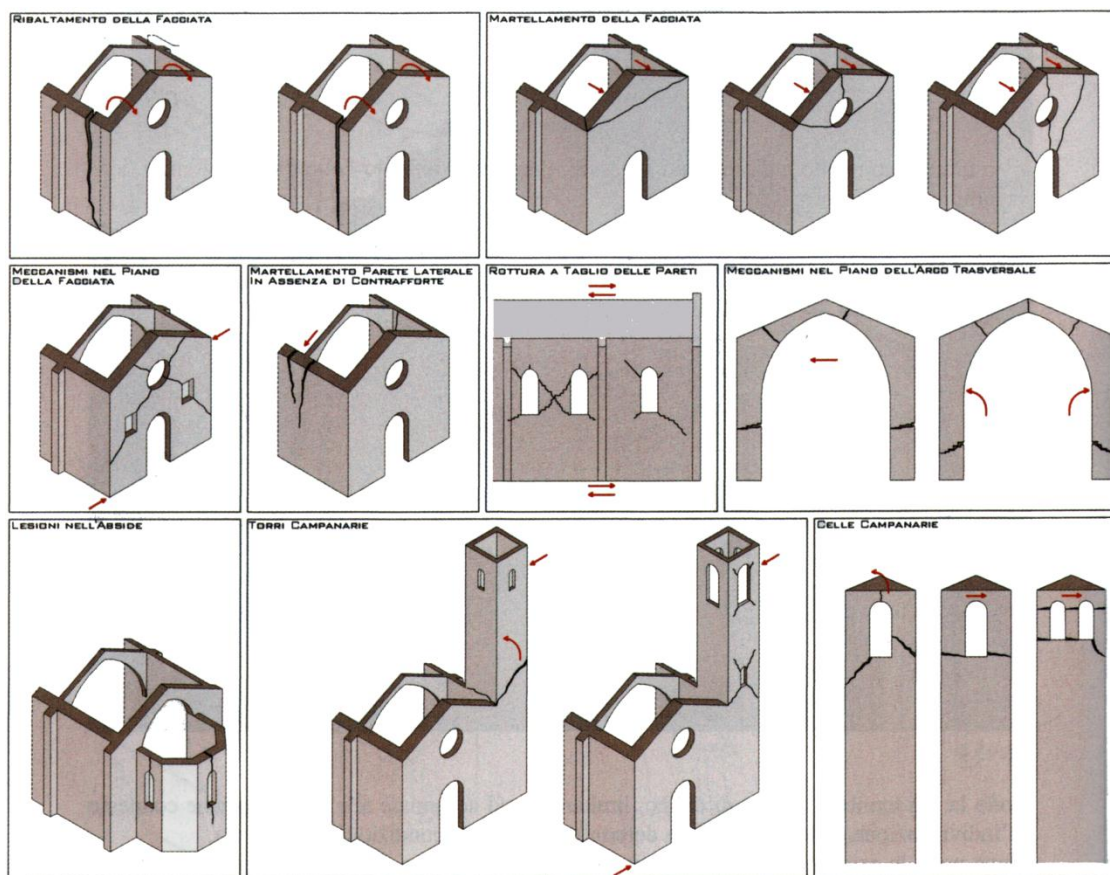


Figura 3.2 - Meccanismi di danno provocati da azioni orizzontali su edifici sacri [1].

Anticamente si cercava di fare fronte a possibili situazioni di danno applicando le regole dell'arte con provvidenze specifiche per le zone sismiche, incentrate nel ricorso a:

- murature compatte e di congruo spessore, disposte a reticolo nelle due direzioni e bene ammassate fra loro;
- architravature in legno su tutte le aperture praticate nei muri, per una conveniente lunghezza;
- dormienti in legno o in pietra inglobati nella muratura, all'imposta di travature isolate nei muri;
- collegamento o fasciatura dei muri mediante catene in ferro o legno;
- collegamento delle travi di solaio ai muri;
- puntellature murarie a contrasto (archi);
- orizzontamenti a volta limitati al solo piano cantinato;
- sagomatura a scarpa dei muri di facciata;
- limitate altezze complessive.

Insieme con rifacimenti a scuci e cuci di porzioni murarie, le provvidenze indicate venivano anche a costituire il patrimonio d'intervento per sanare i danni da sisma e rinforzare i fabbricati.

La *regola dell'arte* sul patrimonio consiste in regole dettate dalla secolare esperienza del costruire. regole, poi, articolate e adattate ad una molteplicità di situazioni derivanti ad esempio dalla specifica localizzazione dell'opera, dalle tradizioni locali, dal carattere proprio dell'opera stessa, dalle disponibilità economiche.

La muratura in pietra è presente in tutto il territorio nazionale e presenta, pur nella varietà dei materiali e delle tecniche impiegate, problematiche ricorrenti per quanto riguarda sia la vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, sia l'applicabilità delle tecniche di rinforzo più frequentemente impiegate. Trattasi, nella maggior parte dei casi di murature costituite essenzialmente da elementi lapidei (blocchi non lavorati, generalmente di forma irregolare, di diverse dimensioni ed anche di diverso materiale), generalmente a più paramenti accostati o mal collegati tra loro, e da malte di scarsa qualità, sia per composizione che per resistenza. Per questo tipo di murature, mal collegate con gli orizzontamenti, gli effetti dovuti al tempo o ad eventi eccezionali, quali un sisma, possono creare condizioni di dissesto legate sia al comportamento fuori piano delle pareti - come effetto globale (ribaltamento) o locale (espulsione del paramento esterno) - che al comportamento nel piano.

Nel recupero strutturale, il progetto di un intervento che si reputi necessario deve poter considerare, pertanto, sia il comportamento della costruzione nella sua globalità (miglioramento delle connessioni tra i muri e con gli orizzontamenti, verifica del supporto fondale) che la verifica delle prestazioni dei singoli elementi strutturali (muri, solai, coperture).

I dissesti più comunemente osservati nelle costruzioni di muratura riguardano, infatti, *meccanismi globali* (rotazioni di porzioni di edifici con conseguente fessurazione estesa delle pareti) e *meccanismi più localizzati*, che possono interessare l'elemento strutturale nel suo insieme (ribaltamento di intere pareti fuori del piano, scorrimenti rigidi degli orizzontamenti) oppure coinvolgere la *resistenza del muro* nei termini in cui la sezione è organizzata ed in funzione della direzione della sollecitazione rispetto al piano della parete (rotture per taglio e pressoflessione, ribaltamento di porzioni della facciata o espulsione dei paramenti).

3.2 - MODIFICA DEI CARICHI RISPETTO AL MECCANISMO CHE DETTA LA PORTANZA

La portanza strutturale può essere incrementata aggiungendo masse resistenti o sottraendo masse sollecitanti; oppure convogliando i carichi in punti più favorevoli del meccanismo, tali che questi si configurino come enti sollecitanti di livello minore che nella configurazione originaria o al limite come enti resistenti.

La modifica dei carichi sul meccanismo che detta la portanza può essere diretta o indiretta:

- *Diretta*: incremento delle masse costruttive che danno luogo a carichi resistenti; diminuzione delle masse costruttive che danno luogo a carichi sollecitanti. Esempi:

sistemazione di un rinfianco più profondo, oppure di un impalcato più pesante o più leggero.

- *Indiretta*: trasferimento dei carichi in punti più favorevoli del meccanismo che detta la portanza. Esempi: modifica dell'orditura di un solaio (*figura 3.3*); spostamento in pianta di un muro, traslandolo o ruotandolo (*figura 3.4*); irrigidimento delle strutture orizzontali.

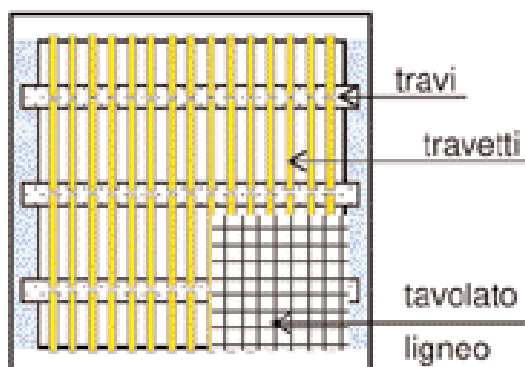


Figura 3.3 - Modifica orditura solaio [5].

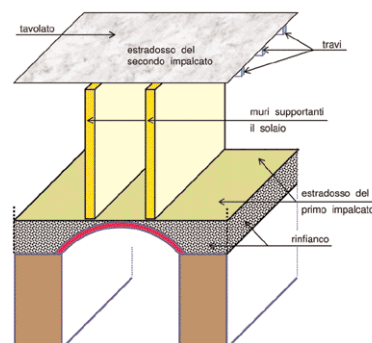


Figura 3.4 - Spostamento in pianta di un muro [5].

Il meccanismo, nella sua globalità (meccanismo dell'edificio), implica il cinematismo di alcune strutture, mentre può lasciare rigidamente indeformate altre strutture. Il consolidamento statico o l'adeguamento sismico possono allora consistere nel trasferimento dei carichi sollecitanti alle strutture escluse dal cinematismo.

Questa tipologia d'interventi, sia l'applicazione diretta sia quella indiretta, produce consistenti benefici strutturali al prezzo di una moderata invasività architettonica. E' quindi opportuno che il progetto consideri questa tipologia per prima, adottandola per quanto possibile.

Questa tipologia può anche subentrare di riflesso, come effetto collaterale di un intervento appartenente a un'altra tipologia. Gli irrigidimenti, tendono a modificare la posizione dei carichi sul meccanismo e possono comportare ricadute decisamente negative. Gli interventi sul costruito debbono allora essere vagliati anche in questa prospettiva. Tali contraccolpi negativi sono spesso il risultato di una progettazione alle tensioni ammissibili, alla quale sfugge il ruolo sollecitante, ovvero resistente dei carichi e che non contempla per definizione i meccanismi.

3.3 - INTERVENTI SULLE PARETI MURARIE

3.3.1 - Scuci e cuci

La tecnica dello scuci e cuci consiste nel riprendere porzioni di una parete con muratura avente fattura e materiali analoghi agli originali, in modo tale da eliminare situazioni locali di degrado; di impiego prevalente, a questo fine, sono i mattoni e la pietra squadrata (*figura 3.5*). Per la buona esecuzione si deve realizzare la massima compenetrazione fra la muratura esistente e la nuova, evitando l'insorgere di coazioni dovute all'eccessivo contrasto o localizzazioni di carico. Inoltre,

proprio perché a carattere locale (in caso contrario si tratterebbe infatti di rifacimenti), le risarciture devono operare su un organismo murario integro nel suo complesso.

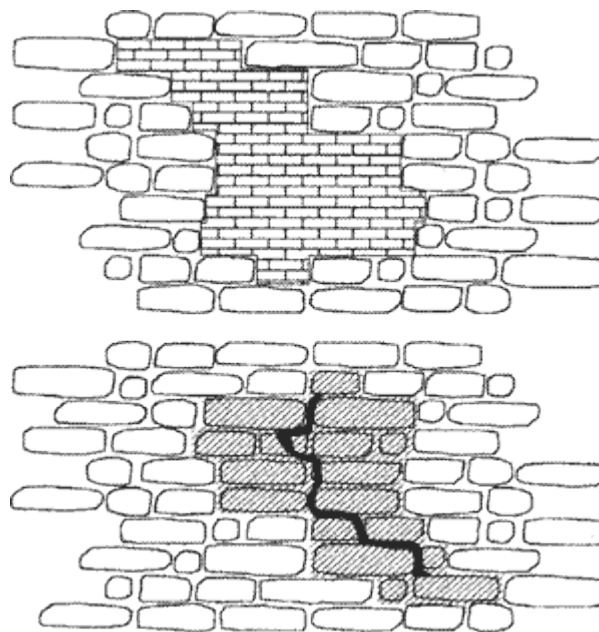


Figura 3.5 - Esempio di Scuci e Cuci (www.lpdassociati.it).

Gli obiettivi che si raggiungono possono essere: eliminazione di zone in marcato stato di fessurazione o di pronunciata degradazione dei materiali, miglioramento degli innesti fra pareti ortogonali (ammorsature), collegamento fra parti murarie in semplice accostamento, collegamento trasversale fra gli strati eventualmente presenti nello spessore, aumento dello spessore per eventuale conformazione a scarpa, riempimento di vani e cavità presenti nella parete (porte, finestre, canne fumarie, ecc.), specialmente se in prossimità di innesti o incroci di murature.

I risultati in termini di resistenza, evidenti, se riferiti a crisi locali per carichi verticali, possono essere notevoli nei termini in cui la parete viene restituita alla sua integrità dimensionale per la resistenza alle azioni sismiche.

I risultati in termini di applicabilità sono parimenti notevoli in quanto il carattere locale non determina forti sostituzioni (peraltro effettuate sempre in termini di omogeneità sia di materiali sia di esecuzione) e si sintonizza su una pratica tradizionalmente seguita per le riparazioni ed il rafforzamento dei fabbricati in muratura.

3.3.2 - Stilatura dei ricorsi di malta

La stilatura dei ricorsi di malta, cioè la ricostituzione, più o meno profonda, dei giunti di malta, orizzontali e verticali, sulle facce a vista delle pareti murarie per avvenuta degradazione o asportazione parziale, restituisce la continuità al tessuto murario e va eventualmente effettuata in

combinazione con la tecnica del scuci e cuci nei casi in cui siano presenti anche discontinuità localizzate o lesioni (figura 3.6).



Figura 3.6 - Esempio di stilatura dei ricordi di malta (www.umbertoalesi.it).

L'operazione va eseguita accuratamente in sottosquadro leggero, senza risvolti o sbavature sui mattoni o sugli elementi lapidei, impiegando una malta di caratteristiche analoghe alle originarie ma con leggera addizione di una componente anti-ritiro.

L'applicazione, a mano, della nuova malta va preceduta da due fasi operative:

- scarnificazione dei giunti per eliminare le parti deteriorate o poco aggrappate;
- lavaggio con acqua della parete.

Con molta prudenza va considerata un'eventuale sabbiatura dei giunti, a volte troppo violenta e inevitabilmente attuata anche su parte dei mattoni o blocchi di pietra circostanti i giunti interessati. Quanto ai risultati, il provvedimento di stilatura esplica, oltre all'ovvia restituzione della resistenza dell'intero spessore murario, la salvaguardia verso la progressione del fenomeno di disgregazione e caduta della malta.

In casi particolari la stilatura può essere effettuata a maggiori profondità, operando con una sorta di procedimento a campioni, per ottenere un non trascurabile effetto di confinamento degli elementi laterizi e lapidei (in specie nei pilastri), con consistente aumento della resistenza ai carichi verticali.

3.3.3 - Iniezioni di malta

Le iniezioni di malte nel corpo murario di pareti e di pilastri consistono nel far penetrare la miscela legante, lentamente ed a bassa pressione, in tutti i vuoti presenti nella muratura in modo tale da ricostituire la continuità con i costituenti laterizi o lapidei.

Il legante può essere il cemento, eventualmente nella versione desalinizzata nei casi di pareti affrescate o decorate, oppure, in caso di incompatibilità chimico-fisica con i costituenti della

muratura da trattare, la calce idraulica o la calce con pozzolana. In caso di vuoti rilevanti, alla miscela può essere aggiunta sabbia (fine) con funzione di riduzione del quantitativo di legante da impiegare; pertanto la miscela risulta composta da acqua, legante, sabbia (eventuale), additivi (con funzione fluidificante ed anti-ritiro).

L'iniezione è effettuata attraverso fori d'entrata, predisposti nel corpo murario su un reticolo sfalsato con interassi da *40 cm a 100 cm* a seconda del tipo e dello stato di conservazione della muratura da trattare ed a seconda che le perforazioni vengano eseguite su una o entrambe le facce della parete; la posizione d'attacco dei fori, da eseguire all'incirca perpendicolarmente alla parete, con una leggera inclinazione verso il basso per favorire l'immissione della miscela, è scelta in corrispondenza dei ricorsi di malta, ove possibile all'incrocio dei ricorsi verticali ed orizzontali.

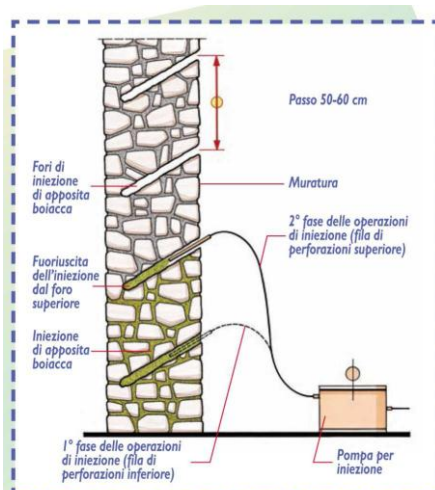


Figura 3.7 - Esempio di iniezioni di malta (www.protecnicaalavori).

Fasi di lavoro:

- perforazione trasversale dei muri, effettuata con trapani o con sonde rotative (a bassa velocità, nei casi in cui abbia rilevanza ridurre le vibrazioni indotte dalle operazioni di perforazione), su diametri da *28 mm a 35 mm* e per profondità corrispondenti a *3/4 o 1/3* dello spessore a seconda di perforazioni su una o su due facce rispettivamente;
- inserimento di beccucci di plastica, sigillati all'imbocco dei fori;
- sigillatura di lesioni e vuoti superficiali macroscopici sulle due facce della parete (operazione da svolgere con accuratezza maggiore nel caso di pareti non intonacate) per evitare fuoriuscite di miscela e scoli all'esterno;
- iniezione preliminare di miscela molto fluida o di acqua per bagnare i canali di diffusione e le fessurazioni e per migliorare la penetrazione della malta più densa;
- iniezione della miscela legante, alla prevista pressione (tra *2,5 e 3 atm*), procedendo a salire dai fori più bassi a quelli più alti;
- a rifiuto, leggero aumento della pressione d'iniezione (*3,5 -:- 4 atm*).

I dati forniti devono intendersi indicativi di una metodologia, passibile di tutte le varianti comportate dalla presenza delle 3 variabili costituite dalla composizione della malta, dalla

frequenza dei fori, dall'entità della pressione d'iniezione; ad esempio, nel caso di muratura fortemente degradata e di costituzione caotica è prudente ridurre la pressione, modificando di conseguenza i valori delle altre variabili, per evitare il rischio di espulsioni di elementi o parti non solidali col corpo murario.

Il risultato di questa operazione è, come per i casi precedenti, l'aumento della resistenza unito al raggiungimento di una affidabile continuità costitutiva.

Si osserva che l'incremento di resistenza prodotto nella muratura si va attenuando al crescere della resistenza della malta iniettata; elevate caratteristiche di quest'ultima non sono pertanto, in generale, necessarie.

Di largo impiego sono oggi le malte speciali anti-ritiro di produzione industriale e pronte all'uso. Tali prodotti, composti da cementi selezionati, additivi fluidificanti, agenti espansivi non metallici, sono sottoposti a controlli di qualità e forniti in commercio allo stato secco, in contenitori che riportano i quantitativi d'acqua da impiegare per l'impasto.

Sempre più frequente è l'impiego di *resine epossidiche* bicomponenti a bassa viscosità. Il campo di applicazione è di elementi murari consistenti soggetti ad isolate situazioni di degrado o di fessurazione o che presentino superfici affrescate non compatibili con la composizione chimica dei leganti tradizionali.

Il caso-limite di questa tecnica è costituito dal procedimento per semplice colata di miscela entro il corpo murario, da effettuarsi in presenza di discontinuità marcate ma di non grande estensione nella parete e con l'impiego di miscele molto fluide.

Si osserva infine che a questa tecnica operativa non è attribuibile alcuna funzione di solidarizzazione di parti murarie a contatto, quale invece è possibile ad esempio con la tecnica dello scuci e cuci, come anche stabilito espressamente dalla normativa.

3.3.4 - Perforazioni Armate

Le perforazioni armate, ovvero l'inserimento e la cementazione di barre d'acciaio tramite dei fori all'interno della muratura, si propongono gli obiettivi che non riescono alla semplice iniezione di miscele leganti: operare il collegamento fra parti o elementi di muratura, scollegati o male legati fra loro o fessurati.

Si tratta di una tecnica assai diffusa nei decenni scorsi, in specie per opere monumentali in quanto effettuata all'interno del corpo murario con visibilità pressoché nulla all'esterno. Le barre, del tipo in uso per le strutture di cemento armato, possono avere qualunque direzione e ripetute ad opportuno intervallo possono costituire una striscia o un reticolo diffuso, utili per realizzare ammorsature fra pareti scollegate o per rinforzare archi e piattabande o per aumentare la resistenza di una parete muraria. Le tecniche di perforazione disponibili consentono di raggiungere lunghezze rilevanti (con le dovute precauzioni, fino a qualche decina di metri), ciò che

richiede la risoluzione delle giunzioni non disponendo in generale né di barre intere né di sufficiente spazio di manovra.

Fasi di lavoro:

- perforazione longitudinale o trasversale dei muri, effettuata con trapani o con sonde rotative (a bassa velocità, nei casi in cui abbia rilevanza ridurre le vibrazioni indotte dalle operazioni di perforazione), su diametri da 28 mm a 40 mm e nella direzione e per la lunghezza volute;
- alloggiamento delle barre d'acciaio, del tipo ad aderenza migliorata e con diametri generalmente compresi fra 10 mm e 20 mm (in casi particolari si può ricorrere a diametri superiori od a cavi precompressi localizzati);
- inserimento di beccucci di plastica, sigillati all'imbocco dei fori;
- sigillatura di lesioni e vuoti superficiali macroscopici sulle due facce della parete (operazione da svolgere con accuratezza maggiore nel caso di pareti non intonacate) per evitare fuoriuscite di miscela e scoli all'esterno;
- iniezione preliminare di miscela molto fluida o di acqua per bagnare le pareti del foro e le fessurazioni;
- iniezione della miscela legante, alla prevista pressione (tra $2,5$ e 3 atm), procedendo a salire dai fori più bassi a quelli più alti;
- a rifiuto, leggero aumento della pressione d'iniezione (circa 4 atm).

Negli schemi della *figura 3.8* sono mostrati alcuni dettagli d'esecuzione di perforazioni armate, in particolare nel caso d'impiego per ripristinare ammorsature venute meno nel tempo (intersezione d'angolo, intersezione a T o a croce).

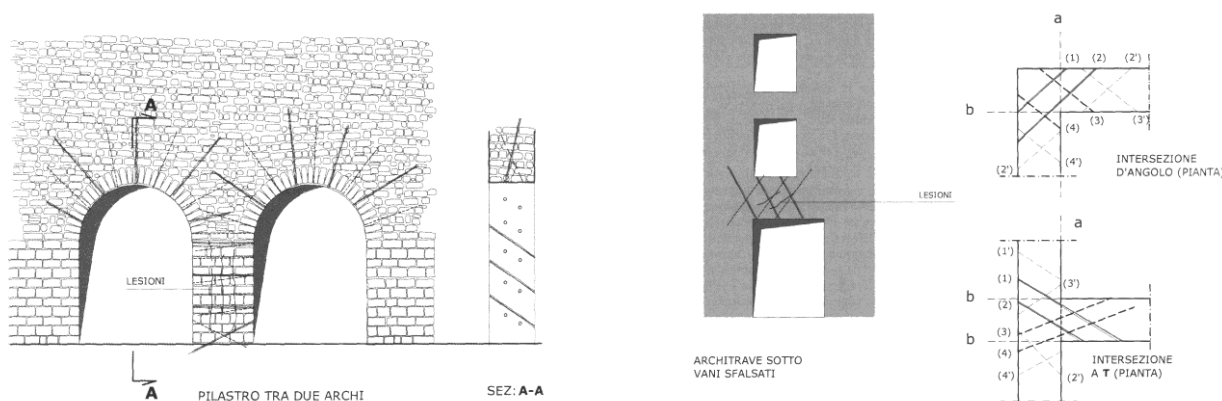


Figura 3.8 - Dettagli d'esecuzione di perforazioni armate [1].

In questo caso la mancanza di connessione agli incroci murali può manifestarsi lungo la linea a o lungo la linea b : le perforazioni devono attraversare queste linee alternandosi, piano per piano, nelle due direzioni: $(1)+(2)$ e $(3)+(4)$; se la costituzione del tessuto murario è scadente, è bene disporre perforazioni laterali aggiuntive (indicate a tratteggio leggero nella figura e numerate con apice).

Si osservi che, in generale, se la mancanza di connessione è lungo la linea α la perforazione può anche essere eseguita in asse-muro, cioè nel piano medio della parete; in questo caso occorre che sia garantita la monoliticità nel senso dello spessore (murature omogenee e ben legate); in tutti gli altri casi è bene che l'asse della perforazione sia ruotato nel piano orizzontale in modo da coinvolgere tutti gli strati presenti nello spessore.

Questa tecnica, può essere posta a servizio di interventi più articolati quali:

- ancoraggi per aderenza di tiranti, quando non sia possibile disporre in vista i capochiavi;
- ancoraggi perimetrali di volte murarie e di solai;
- ancoraggi perimetrali di telai metallici di riquadratura di vani (porta o finestra);
- rinforzo e collegamento interno di pilastri murari eccessivamente caricati o con costituzione a sacco.

3.3.5 - Inserimento di nuove pareti

L'inserimento di nuove pareti nell'organismo esistente si propone la ricostituzione della continuità della maglia muraria. Con questi inserimenti si possono attutire gli effetti di eventuali irregolarità planimetriche dell'opera architettonica in esame o sanare eventuali rarefazioni delle murature trasversali.

Le nuove pareti devono essere dotate di costituzione e spessori correlati alle caratteristiche delle murature esistenti, in particolare per quanto riguarda il piano d'imposta delle relative fondazioni. Lungo i bordi, fondazioni comprese, la muratura deve essere ammorsata alle strutture esistenti.

Il collegamento alle murature esistenti può essere realizzato con perforazioni armate.

Un'estensione della tecnica descritta può essere rappresentata dalla realizzazione di contrafforti murari o di ringrossi a scarpa per pareti murarie non sufficientemente consistenti, in rapporto alla stabilità e al rovesciamento sotto azioni trasversali. Particolare importanza assumono le esigenze della connessione nuovo-esistente e della omogeneità fondale.

3.3.6 - Riquadratura di vani porta o finestra con telai

La riquadratura di vani porta o finestra con telai metallici ancorati costituisce il contraltare all'operazione di tamponatura del vano con collegamenti a scuci e cuci, ogni qual volta si voglia lasciare attivo il vano stesso. Il telaio metallico è generalmente alloggiato in corrispondenza degli'imbotti del vano ed è costituito da profili della serie *HE* collegati con saldature e dotati di irrigidimenti trasversali. Il fissaggio alle barre delle perforazioni perimetrali di ancoraggio è effettuato con bullonature e avvitaggi nelle estremità (filettate) delle barre stesse; non è escluso, anche per questa finalità, il ricorso alla saldatura (in opera). L'operazione è indicata al caso di tessuto murario di buona costituzione, in quanto tanto il telaio quanto le perforazioni interessano

direttamente la parte centrale dello spessore murario; il risultato è la solidarizzazione in un unico elemento resistente di due parti murarie separate dal vano.

Nelle due foto della figura sono riportati i particolari delle riquadrature in legno rilevate nelle aperture di alcuni edifici a struttura. Nel vano-porta si rileva l'innesto dei montanti nella traversa d'architrave, proseguita ad entrambe le estremità entro il corpo murario. Analogo particolare per il vano-finestra, interamente riquadrato e con la traversa d'architrave proseguita nel corpo murario.

3.3.7 - Intonaco armato

La tecnica di rivestimento con intonaco armato di una parete muraria consiste nel realizzare, in aderenza alla muratura da consolidare e su una o entrambe le facce di essa, lastre di cemento armato efficacemente collegate alla muratura stessa (figura 3.9).

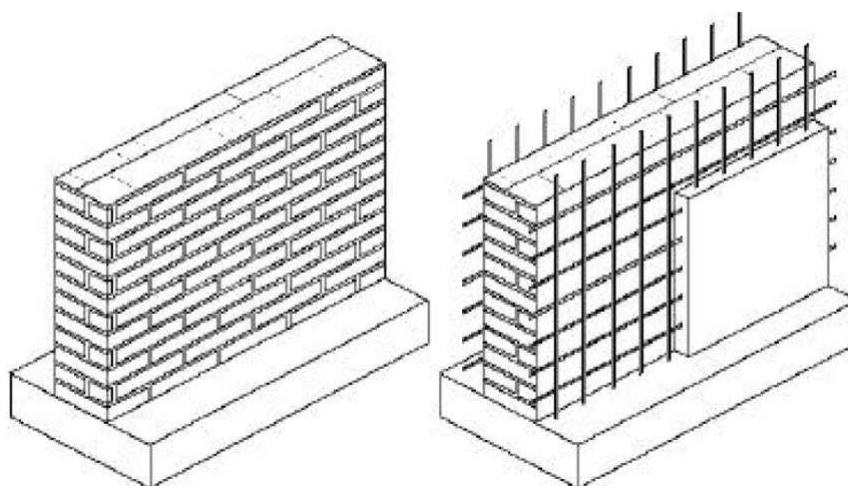


Figura 3.9 - Intonaco armato [19].

Gli elementi costitutivi sono:

- A. armature di parete (barre verticali ed orizzontali, di diametro compreso fra 8 mm e 14 mm, poste ad interasse compreso fra 10 cm e 20 cm) eventualmente in reti elettrosaldate;
- B. armature trasversali di collegamento, o fissaggio al muro, delle armature di parete (barre del diametro 6 mm o 8 mm, disposte in numero di 5 o 6 ogni m², alloggiate entro perforazioni passanti oppure a parziale spessore realizzate mediante trapanatura della parete);
- C. lastre di conglomerato cementizio, aventi spessore compreso generalmente fra 4 cm e 6 cm (all'occorrenza anche superiore), costituite da malte ricche di cemento o da micro-conglomerati con addizione di prodotti anti-ritiro.

Fasi di lavoro:

- asportazione dell'intonaco, se presente, da una o da entrambe le facce della parete e messa a nudo della muratura;
- perforazione, passante o non passante, a seconda dei casi, con trapanature del diametro di 24 mm, in numero di 5 o 6 per m²;
- riprese locali della muratura in corrispondenza di discontinuità o di fessurazioni rilevanti;
- lavaggio abbondante con acqua della muratura;
- applicazione delle armature di parete, fissate con chiodi alla muratura ad una distanza proporzionata allo spessore delle lastre;
- inserimento nei fori delle barre di collegamento e risolto ad afferrare le armature di parete;
- inserimento di beccucci di plastica per la sutura dei fori;
- realizzazione delle due lastre di conglomerato, procedendo a mano per successivi strati (più frequentemente) oppure a spruzzo (spritz beton) oppure ancora con getto entro cassaforma (per gli spessori di rivestimento maggiori);
- sutura dei fori ed eventuale iniezione dell'intero corpo murario.

Gli effetti prodotti da questa operazione sono rimarchevoli, in termini sia di resistenza sia di duttilità. Trattasi peraltro, come è evidente, di una tecnica fortemente invasiva e di totale irreversibilità, applicabile nei casi di murature ricoperte da intonaco ed in condizioni deficitarie in termini di spessore o in stato di diffuso degrado e fessurazione o per particolari specifiche esigenze, qualora motivate considerazioni ne sconsiglino la sostituzione completa con una parete di nuova fattura.

Tale tecnica venne introdotta, col termine di *gunite* (equivalente a spritz-beton) nei primi decenni del 1900 per il rinforzo di pilastri in cemento armato e poi estesa, negli anni '30, a singole applicazioni su pareti murarie. Molto usata intorno agli anni '70, viene oggi raramente applicata e solo in casi particolari.

3.3.8 - Inserimento di nuove strutture

L'intervento consiste nella collocazione di travi e/o pilastri in acciaio o in C.A., oppure di setti murari, nell'organismo strutturale esistente; o anche nella sostituzione dei solai.

Questa tipologia ha carattere invasivo, poiché l'intervento altera, spesso considerevolmente, il comportamento di servizio, oltre che ultimo, della costruzione. La modifica del comportamento di servizio, infatti, preclude la conservazione strutturale. Per contro, la predetta tipologia altera solamente il comportamento ultimo della costruzione.

Questa tipologia d'intervento può, tra l'altro, incrementare le rigidezze, sia complessive sia locali, della costruzione.

L'incremento delle rigidezze è efficace ai fini dello Stato Limite Ultimo sismico, poiché permette di ripartire le azioni in modo più favorevole, ovvero di ridurre l'eccentricità del centro delle rigidezze rispetto al baricentro; inoltre permette di ridurre la propensione dell'edificio a danneggiarsi a causa dei sismi.

La finalità è di riquadrare la parete realizzando una sorta di muratura armata oppure di realizzare bielle inclinate resistenti anche a trazione. L'intervento non è consigliabile nel caso di muratura caotica, con elementi arrotondati o comunque non squadri e con malta degradata, o di muratura del tipo a sacco.

In generale a tale intervento corrisponde sia l'aumento di resistenza della muratura sia l'introduzione di una più marcata duttilità di comportamento.

Nel caso di sole cordolature, il risultato si pone essenzialmente in termini di collegamento delle pareti fra loro o tra parti di murature scollegate (ad esempio, per esecuzione in tempi diversi) e semplicemente accostate fra loro. In questo caso, per murature ben costituite, le cordolature, ripetute ad opportuno interasse, possono diventare delle catenelle di connessione.

Di particolare efficacia possono essere le cordolature di sommità, operanti in una zona dove il corpo murario presenta minore unitarietà per il modesto stato di compressione. Quanto alla costituzione, risulta spesso opportuno il ricorso alla muratura (di mattoni) inglobante armature metalliche in piatti o tondi e realizzata con opportune ammorsature (ingranamenti a pettine) alla muratura sottostante.

In alternativa la soluzione può essere con cordolature in cemento armato.

3.3.9 - Inserimento di Catene metalliche

L'inserimento di catene metalliche costituisce una tecnica ben collaudata nel tempo e di sicura affidabilità che si propone, in modo generalmente poco invasivo e facilmente rimovibile, di realizzare il collegamento fra pareti contigue, nel caso di ammorsature poco efficaci, o tra pareti contrapposte, in presenza di orizzontamenti spingenti, in modo tale da impedire la formazione di cinematismi di ribaltamento.

Elemento base è il capochiave, da disporre a ciascuna estremità e spesso da lasciare in vista sulla faccia esterna di ciascuna delle murature da collegare. Le catene vanno dotate di adeguata rigidezza (la sezione trasversale va rapportata alla lunghezza) e poste in stato di pretensione, commisurato al valore del tiro da assorbire in esercizio, agli effetti localizzati sulle pareti murarie, alle inevitabili cadute di tensione nel tempo. La conformazione del capochiave e del relativo innesto della catena costituisce un dato di facile interpretazione per la determinazione cronologica dell'intervento.

In senso lato questo intervento comprende, con una conformazione chiusa, a cinturazione, la realizzazione di collegamenti perimetrali dell'intera maglia muraria; la cinturazione può essere

esterna, con elementi di raccordo disposti negli spigoli, e quindi in vista oppure interna, con ancoraggi doppi e sfalsati in corrispondenza degli spigoli.

Gli elementi delle cinture possono essere costituiti da piatti o tondi metallici, con dispositivi di giunzione e di messa in tiro, oppure da strisce fibrorinforzate.

L'intervento di cinturazione risulta particolarmente efficace nel caso di corpi di fabbrica a costituzione compatta, con soli muri perimetrali: campanili o torri.

Disposizioni più articolate di tali cerchiature andranno adottate per corpi di fabbrica più estesi e con pareti intermedie, in modo da collegare anche gli innesti murari intermedi.

In casi particolari, specialmente per collocazione in ambienti angusti che non consentono il ricorso a barre o profilati di elevata lunghezza ed anche in specifiche situazioni di perforazioni armate, possono essere impiegate barre *Dywidag* che risolvono agevolmente sia il problema delle giunzioni in più elementi di minore lunghezza sia il problema dell'ancoraggio alle estremità (mediante inserimento di piastre supplementari di ripartizione) sia infine la regolazione della messa in tensione al montaggio.

3.4 - CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

Questa tipologia d'intervento funziona quando la fondazione esistente non è in grado di trasferire i carichi di progetto al suolo, mentre è inutile quando il terreno fondale si muove per cause proprie. I terreni tendono a muoversi in verticale, indipendentemente dalle costruzioni sopra fondate, per cause legate all'acqua: inibizione, dilavamento, sifonamento, subsidenza (anche da gas), infiltrazioni, smottamenti. Poi ci sono gli scorrimenti e i moti franosi per instabilità dei pendii.

In tutti questi casi è generalmente opportuno lasciare le cose come sono; eventualmente si può pensare di intervenire sull'acqua contenuta nel terreno. La pratica professionale mostra spesso il seguente passaggio. Osservati quadri fessurativi sulla sovrastruttura la cui causa è attribuita al sistema fondale, segue un intervento sulle fondazioni (es. micropali). Invece le fessure debbono essere interpretate così da stabilire se esse traggono origine dall'inadeguatezza della fondazione, oppure dal movimento del terreno. Solo nel primo caso l'intervento sulle fondazioni è indispensabile, mentre nel secondo caso può essere inutile se non dannoso.

Per gli edifici in muratura, anche le norme antisismiche di recente edizione prendono in considerazione la possibilità di omettere interventi sulle fondazioni quando sono contemporaneamente soddisfatte quattro condizioni:

- Nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che i dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;

- gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Si specifica, poi, che la inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma.

Gli interventi possono essere mirati alla *rigenerazione* oppure all'*aumento di potenza* delle fondazioni esistenti. In entrambi i casi gli interventi vanno eseguiti dopo aver effettuato il massimo possibile alleggerimento del fabbricato, quanto meno con l'eliminazione dei sovraccarichi d'esercizio; se previste, anche procedendo alle demolizioni di parti costruttive, in modo da coinvolgere nella funzione resistente, alla successiva rimessa in carico, l'intera fondazione rinforzata.

La *rigenerazione* del corpo murario di fondazione, del tipo superficiale o profondo, si ottiene, come per le pareti di elevazione, mediante iniezioni di malte leganti che provvedono al riempimento dei vuoti presenti nel corpo murario. Proprio tali vuoti, con la conseguente inevitabile concentrazione di tensioni, possono essere l'origine di dissesti rilevati in elevazioni a causa dei cedimenti prodotti dagli schiacciamenti della massa muraria di fondazione.

L'operazione, preceduta sempre dal lavaggio della massa muraria da sottoporre ad iniezione, va eseguita con miscele fluide e procedendo a bassa pressione (per evitare possibili fughe nei vuoti e nelle cavità del terreno).

L'*aumento di portanza* può essere ottenuto con l'allargamento oppure con approfondimento della fondazione.

Nel primo caso, di allargamento, ammessa la buona costituzione del terreno di imposta, si aumenta la larghezza della costruzione operando progressivamente in leggera sottofondazione con elementi omogenei oppure affiancando la fondazione esistente con elementi eterogenei (in cemento armato) disposti su entrambi i lati e collegati trasversalmente da elementi passanti ripetuti a passo opportuno.

Ad esempio travi longitudinali che affiancano la fondazione su due lati devono essere collegate tra loro mediante setti trasversali in cemento armato (passante attraverso il corpo murario) solidarizzati alle due travi mediante opportune armature, oppure mediante inserimenti (non passanti a pettine), sempre in cemento armato, nel corpo murario oppure mediante perforazioni inclinate armate. In casi particolari si può ampliare l'intervento realizzando solettoni, in luogo di travi di fasciatura, ancorati ai muri perimetrali (mediante innesti a pettini e perforazioni armate inclinate) e calcolati a piastra con una sottopressione di riferimento, tanto maggiore tanto più marcata è la fase di ricarica, dopo alleggerimento, del fabbricato o quanto più marcato è il rischio di una progressione dei cedimenti fondali.

Nel secondo caso, di approfondimento, si mira al raggiungimento di piani di posa di profondi, ciò di per sé aumenta la portanza e comunque consente in generale di raggiungere terreni di migliori

caratteristiche rispetto a quelli di superficie, operando in sottofondazione *per campioni*, o tratte, con elementi murari oppure con micropali di cemento armato.

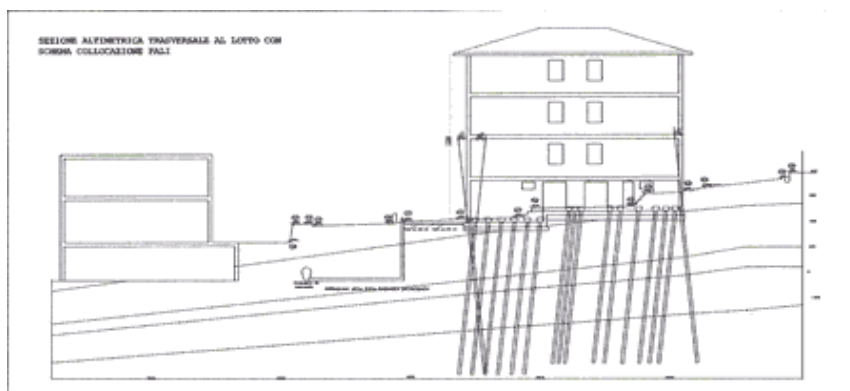


Figura 3.10 - Esempio applicativo della tecnica dei micropali (web.acantho.it).

La tecnica dei micropali consiste nell'eseguire pali trivellati di piccolo diametro attraverso il corpo murario della struttura di fondazione e di parte della struttura di elevazione, proseguendo nel terreno sottostante per la prevista lunghezza. Il diametro dei micropali è compreso tra 80 mm e 250 mm ; l'armatura è in tubolari di acciaio. I micropali sono in generali leggermente inclinati rispetto alla verticale (circa 9°) e sono ripetuti, al prestabilito interasse, alternativamente ai due lati al muro da sottofondare, operando direttamente dal piano di calpestio o per i muri perimetrali, anche dal piano stradale esterno. In specifici casi possono essere adottati inclinazioni maggiori.

Fasi di lavoro:

- bonifica preliminare delle fondazioni (eventuale, nel caso di muratura in blocchi poco legati da malta), ottenuta mediante iniezione di malte previa perforazione effettuata con trapani o con sonde rotative (a bassa velocità nel caso in cui abbia rilevanza ridurre le vibrazioni indotte dalle operazioni di perforazione) su diametri da 28 mm a 35 mm e per profondità corrispondenti a $3/4$ dello spessore del corpo murario;
- perforazione con sonda a rotazione, del previsto diametro, per la prevista lunghezza, allo stabilito interasse, con circolazione di fanghi bentonitici;
- inserimento, per successivi elementi avvitati fra loro, dell'armatura interna di tubi di forte spessore;
- iniezione della miscela cementizia, ad elevata pressione (tra 2 e 3 atm) e recupero dei fanghi;
- a rifiuto, leggero aumento della pressione di iniezione (circa 4 atm).

La metodologia prescritta è passibile di tutte le varianti conseguenti alla scelta dei parametri sopraindicati: il diametro, la lunghezza, l'interasse delle perforazioni e l'area dell'armatura in acciaio. In particolare il tubo d'armatura svolge più funzioni: da veicolo d'entrata della miscela cementizia, a sistema di allargamento alla base (la presenza di valvole nell'elemento inferiore consente di realizzare una sbulbatura di conglomerato, più o meno marcata, nel terreno), ad

ancoraggio di sommità (l'elemento terminale superiore può avere conformazione del tipo ad aderenza migliorata), ad esempio resistente sia per carichi verticali sia per forze orizzontali.

I risultati con la sottoformazione mediante micropali sono esprimibili in termini di: trasferimento di parte del carico a strati profondi di terreno e riduzione del carico trasmesso alla fondazione superficiale, riduzione degli effetti conseguenti ad eventuali diversità nelle quote d'imposta delle fondazioni, bonifica degli elementi murari attraversati.

Il progetto dei micropali parte dalla quota di carico, P_0 , da trasferire in profondità e quindi da applicare ai micropali stessi ed opera pertanto nei termini di diametro ed armatura, lunghezza, interasse delle perforazioni, tenendo conto sia della resistenza del sistema palo-terreno sia dei cedimenti d'esercizio.

Per ridurre le vibrazioni e le sollecitazioni trasmesse al muro durante le operazioni di attraversamento e perforazione, come anche per risolvere i casi di insufficienza di fondazione per esiguità di spessore della muratura da attraversare, si può fare ricorso alla disposizione alternativa di micropali verticali eseguiti a leggera distanza dal corpo murario di fondazione ed inglobati in travi longitudinali in cemento armato collegate trasversalmente alla fondazione stessa.

Vantaggio di operare nel modo detto piuttosto che dal piano esterno: si scopre, e quindi si esamina, anche se non necessariamente per l'intera profondità, la fondazione che altrimenti resta celata alla vista. Svantaggio: si rendono necessari la demolizione della pavimentazione ed asportazioni di materiali, con conseguente alterazione del terreno circostante la fondazione.

Fondazioni ex-novo possono essere realizzati nel caso di inserimento nel tessuto costruttivo di nuovi elementi murari di elevazione (pilastri e pareti). In questo caso il piano d'imposta delle nuove fondazioni deve essere portato alla quota delle fondazioni esistenti.

La tecnica della sottofondazione per campioni consiste nell'effettuare, per singole tratte della lunghezza di un metro circa, lo scavo completo sotto la fondazione, fino alla prevista profondità, e il successivo riempimento con nuova muratura. La muratura è eseguita con mattoni o blocchi di pietra legati con malta leggermente espansiva e viene lasciata ai due bordi laterali con una conformazione d'attesa. Va fatta la successione cronologica dei campioni (col criterio di non procedere in affiancamento ma spostandosi marcatamente dall'ultimo campione realizzato in modo tale da evitare disturbi sulla parte già eseguita) anche in rapporto ad un eventuale stato di fessurazione della muratura di elevazione soprastante. È evidente che questa tecnica può raggiungere profondità decisamente minori rispetto la tecnica dei micropali.

3.5 - INTERVENTI SU PILASTRI MURARI

Il rinforzo di pilastri murari può essere effettuato per via diretta, mediante aumento delle caratteristiche meccaniche, o indiretta, mediante contenimento della deformazione trasversale oppure mediante riduzione del carico applicato. Quest'ultima strada dovrà essere percorsa,

alleggerendo le strutture sovrastanti oppure trasferendo parte del carico ad altri elementi, più resistenti o in migliori condizioni, quando non sia perseguibile alcun intervento di rinforzo, come spesso accade ad esempio per pilastri monolitici o colonne.

Negli altri casi, le tecniche possono essere derivate, più o meno direttamente, dalle corrispondenti descritte per le murature verticali: da risarciture localizzate e da stilature dei ricorsi di malta, a iniezione del corpo murano ed a rivestimento con intonaco armato. In particolare il rinforzo diretto di un pilastro può essere effettuato con la tecnica dell'iniezione di miscele leganti leggermente espansive, applicabili, come per le pareti murarie, in tutti i casi di presenza di sconnessioni e vuoti nella parte interna della muratura: quindi prevalentemente in pilastri massicci con costituzione a sacco. Il completamento e la rigenerazione della malta induce un aumento di resistenza tanto più marcato in funzione del rapporto di qualità miscela/muratura.

Il contenimento della deformazione trasversale può essere effettuato a mezzo di diffuse perforazioni armate con barre di piccolo diametro, operanti per aderenza col corpo murario: la elevata rigidità assiale delle barre di acciaio è in grado di ridurre drasticamente la deformazione trasversale specialmente nella fase post-elastica che preannuncia la rottura per schiacciamento. Una tecnica, questa, applicabile per murature in vista; le perforazioni, non interamente passanti e leggermente inclinate verso il basso, hanno il punto d'attacco in corrispondenza delle intersezioni fra i giunti di malta orizzontali e verticali.

Il contenimento della deformazione trasversale può essere effettuato anche per contrasto a mezzo di elementi esterni, preferibilmente nei casi in cui la presenza di intonaco, sostituibile, consente di occultare gli elementi esterni. Tali elementi, disposti ad opportuno interasse, possono essere costituiti da cerchiature metalliche o da fasciature fibrorinforzate: queste costituenti un intervento di presidio, quelle invece un intervento del tipo attivo (se disposte in leggero stato di presollecitazione, operando mediante forzature di tipo meccanico; si osserva che se le cerchiature sono in vista ed i pilastri sono all'esterno, la presollecitazione è necessaria per compensare gli effetti di dilatazione termica differenziale tra l'acciaio e la muratura)

Nella *figura 3.11* sono mostrate le cerchiature in ferro forgiato poste alla base dei pilastri; ogni cerchiatura è una fascia metallica in due pezzi semicircolari collegati fra loro con cerniera cilindrica e con giunto di chiusura a forchetta, imboccato con cunei metallici di forzatura.



Figura 3.11 - Cerchiature in ferro forgiato di pilastri in muratura.

In casi particolari le cerchiature metalliche possono diventare delle vere e proprie protesi estese per tutta l'altezza del pilastro. Nella *figura 3.12* ne è mostrato un esempio.



Figura 3.12 - Protesi per pilastri in muratura [1].

3.6 - INTERVENTI SUGLI ELEMENTI DI ORIZZONTAMENTO

Per quanto riguarda gli orizzontamenti a volta, i possibili interventi, mirati tutti alla riparazione dei danni ed alla ricostituzione dell'integrità fisica del corpo murario, sono derivati dagli stessi descritti per le pareti murarie: dall'inserimento di catene per l'eliminazione, totale o parziale, delle spinte, alla sutura di lesioni e sconnessioni con procedimenti a scuci e cucì o con tecniche d'iniezione, al rivestimento di estradosso, talora anche d'intradosso, mediante lastre di cemento armato, all'applicazione, generalmente all'estradosso, di strisce fibrorinforzate. Interventi tutti, naturalmente, da rapportare alla particolare forma curva della volta.

Mirata invece ad un vero e proprio rafforzamento della volta è l'esecuzione di una soletta di estradosso in cemento armato, piana, nello spessore del rinfiango, collegata alle pareti perimetrali mediante perforazioni armate.

L'intervento, schematicamente rappresentato nelle sezioni verticali della volta a botte della *figura 3.13*, ha il duplice obiettivo di conferire alla volta una sicura rigidità nel piano orizzontale, in modo da assicurare il collegamento dei muri perimetrali e la ripartizione delle azioni sismiche orizzontali, e di garantire l'assorbimento parziale della spinta prodotta dai carichi verticali.

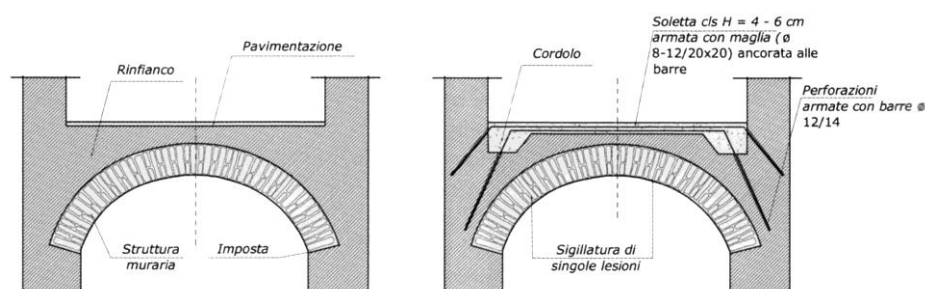


Figura 3.13 - Intervento di irrigidimento ne piano orizzontale e collegamento ai muri perimetrali per ripartire le azioni sismiche [1].

La disposizione piana comporta l'asportazione del pavimento, del sottofondo e di parte del rinfranco; la eventuale disposizione curva in aderenza comporta l'asportazione totale del rinfranco e la messa a nudo della superficie muraria di estradosso.

Un caso particolare di volta a botte è rappresentato dalle scale con rampe e pianerottoli alla romana, per le quali la disposizione in foglio dei mattoni non consiglia l'asportazione del rinfranco.

Per quanto riguarda i solai con struttura in legno, l'intervento può mirare al rinforzo ed all'irrigidimento dei singoli elementi nel piano verticale come anche alla formazione di un'elevata rigidità d'insieme nel piano orizzontale: rispettivamente in rapporto ai carichi verticali agenti, permanenti e d'esercizio, ed al collegamento delle pareti murarie sotto l'azione del sisma.

In rapporto ai carichi verticali, il rinforzo può essere effettuato per via diretta o indiretta.

In questo secondo caso l'operazione è affidata ad elementi strutturali aggiuntivi che, assorbendo una parte delle sollecitazioni, riducono lo stato di sollecitazione negli elementi lignei esistenti. Gli elementi aggiuntivi possono essere disposti in affiancamento o a rinforzo agli esistenti; disposti invece trasversalmente ne riducono la luce libera: operando però, in generale, un'alterazione qualitativa o quantitativa nella distribuzione dei carichi sui muri perimetrali.

Elementi aggiuntivi trasversali sono costituiti da una o più travi rompitratta, un tempo materializzate da robuste travi in legno e più recentemente da profilati metallici; le sezioni delle travi rompitratta vanno proporzionate in relazione al rapporto delle rigidità e in modo da poter acquisire, per mezzo di opportune forzature, funzione attiva e non di presidio.

Nel primo caso il rinforzo può essere effettuato ricorrendo all'inserimento nel corpo ligneo di barre metalliche sigillate con malte a base di resine oppure all'esecuzione di iniezioni di resine epossidiche, volte anche alla ricostituzione di intere parti lignee (ad esempio, le testate deteriorate per umidità). Meno frequenti, ma possibili, sostituzioni di parti con nuovi elementi in legno, se non la sostituzione completa dell'elemento strutturale degradato.

Una disposizione tradizionale a rinforzo è costituita dall'eliminazione di parti deteriorate con inserimento di parti di nuova costituzione, chiodate o staffate alla trave esistente; oppure dal montaggio, per un'adeguata lunghezza, di un sottotrave fissato alla trave mediante fasciature trasversali poste a contrasto mediante cunei di forzatura.

Ancora tradizionale, anche come intervento provvisorio, è l'inserimento a contrasto, con cunei di legno, di sottocavalletti lignei a puntoni inclinati; i puntoni devono avere un'inclinazione ottimizzata fra le due opposte esigenze di non determinare forti valori di spinta e di non determinare forti ingombri nell'ambiente sottostante. Nelle immagini della *figura 3.14* sono riportati due casi di sottocavalletti.



Figura 3.14 - Sottocavalletti [1].

In rapporto alle azioni orizzontali, quindi alla necessità di dotare il solaio tanto di un'efficace funzione di collegamento delle pareti perimetrali quanto di un irrigidimento nel proprio piano, il rinforzo del solaio può essere effettuato con sistemi di crociere in piatti di acciaio da collocare sotto il pavimento e da ancorare alle pareti: ciò senza fare necessariamente ricorso a pesanti interventi con solette armate.

Un esempio è fornito nelle immagini della *figura 3.15* che per il rinforzo di un solaio in legno le crociere sono ancorate, entro appositi incassi, ai muri mediante saldatura a barre d'acciaio predisposte entro apposite perforazioni; la stesa di rete elettrosaldata è stata resa necessaria per la ricostituzione di un massetto sotto pavimento abbastanza spesso per compenso di dislivelli presenti con le zone adiacenti.

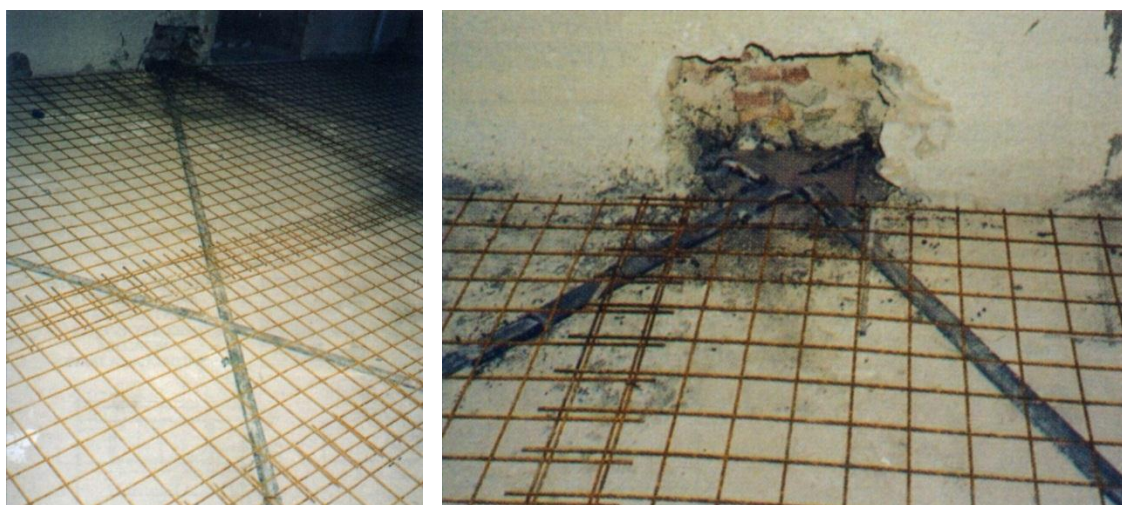


Figura 3.15 - Sistema di crociere in piatti di acciaio.

Il rinforzo di solai a struttura metallica può essere effettuato, con le incongruenze logiche segnalate per i solai in legno, mediante inserimento di travi rompitratta.

Nel caso di profilati con acciaio sicuramente saldabile (i profilati di produzione fine ottocento, i profilati della serie NP) il rinforzo può essere effettuato operando dal calpestio sovrastante mediante:

- asportazione di pavimento e allettamento e di un conveniente strato di spianamento;
- saldatura di opportuni elementi metallici (spirale; perni; basette a L) sull'ala superiore del profilato a I del solaio;
- stesa di rete elettrosaldata sull'intera superficie del solaio (diametro da 4 a 8 mm; maglie da 10 a 20 cm);
- getto di soletta di calcestruzzo sull'intera superficie del solaio, per uno spessore da 4 a 6 cm.

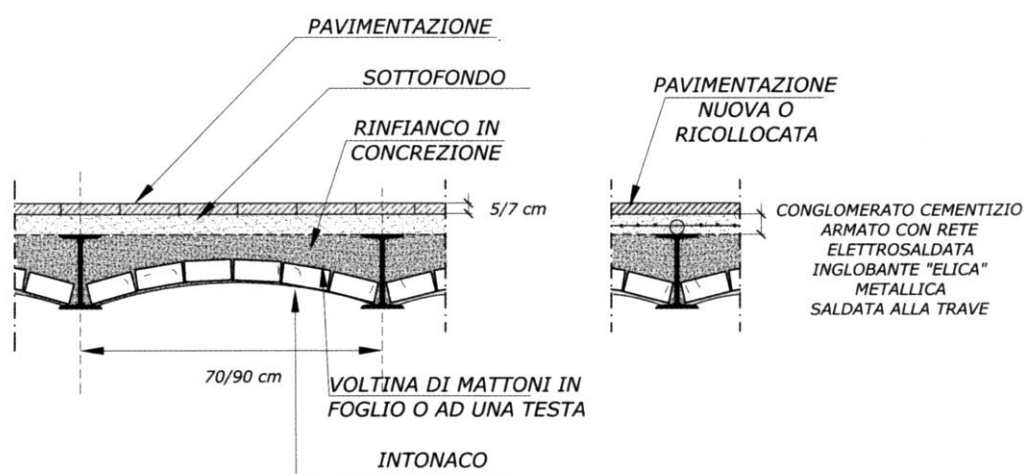


Figura 3.16 - Schemi costruttivi dell'intervento su un solaio con struttura metallica [1].

La rete può essere risvoltata sui muri perimetrali e ad essi ancorata mediante perforazioni armate con barre saldate per punti ai ferri della rete, per migliorare il collegamento del solaio ai muri e per realizzare un efficace piano rigido nei confronti delle azioni sismiche orizzontali; nella figura sono riportati gli schemi costruttivi dell'intervento.

Si osservi che questa tecnica rende il solaio meno deformabile nella fase di esercizio per i carichi verticali, stante la collaborazione acciaio/calcestruzzo fra trave e soletta rese solidali fra loro per mezzo degli elementi metallici saldati alla trave ed inglobati nel getto; può essere opportuno esaltare questo effetto puntellando provvisoriamente le travi, ad avvenute operazioni di asportazione di pavimento, allettamento e riempimento, per tutte le fasi di getto e indurimento della soletta.

Eventuali travi presenti negli orizzontamenti possono essere rinforzate più che con interventi diretti, sulle travi stesse (non sempre possibili) a mezzo di integrazioni e saldature, con procedimenti indiretti inserendo nuove travi di minore ingombro e di immediata riconoscibilità, volte a ridurre i carichi applicati sulle travi esistenti.

Il rinforzo di elementi di orizzontamento in cemento armato può essere agevolmente eseguito, nel caso di calcestruzzo integro anche negli strati più superficiali (copriferro), mediante incollaggio di piatti metallici con resine epossidiche o di strisce di fibre aramidiche o di carbonio: elementi tutti facilmente ricopribili dall'intonaco, anche se di contenuto spessore.

Nel caso di copriferro degradato e barre ossidate, ma in quantità sufficiente, l'intervento può consistere nell'asportazione completa del copriferro, nella messa a nudo e nella pulitura e verniciatura delle barre ossidate, nella ricostituzione del copriferro mediante applicazione di malte o microconglomerati reoplastici.

Per solai a struttura mista, di elementi resistenti in calcestruzzo armato e di elementi di alleggerimento, l'intervento di rinforzo può essere eseguito all'interno della struttura del solaio, utilizzando alcuni filari di cavità degli elementi di alleggerimento stessi.

3.7 - INTERVENTI SULLE COPERTURE

Per coperture a struttura in legno gli interventi di rinforzo sostanzialmente risultano gli stessi esaminati per i solai.

Specifici e frequenti per le capriate, gli interventi riguardano le testate: spesso deteriorate da infiltrazioni d'acqua o deficitarie per quanto riguarda gli innesti puntone-catena; in questi casi sono frequenti interventi di sostituzione omogenea con nuove parti lignee fissate alle esistenti con fasciature metalliche in forza o con chiodature, come mostrato nella figura, oppure con impiego di resine e barre di rinforzo, come indicato per i solai (*figura 3.17*).

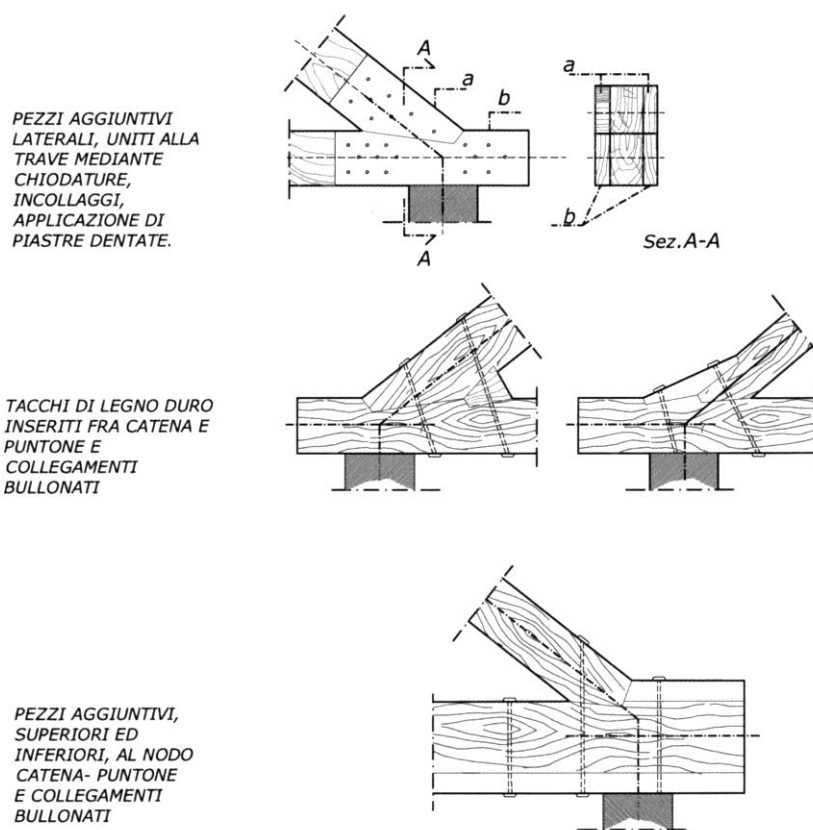


Figura 3.17 - Interventi sulle testate di capriate lignee.

Quest'ultima tecnica consiste, come la corrispondente eseguita con staffatura orizzontale posta ad abbracciare la testata ed ancorata alla catena, con bulloni passanti, nel riportare la componente orizzontale, esercitata dal puntone, alla catena oltrepassando il nodo puntone-catena. L'intervento può essere agevolmente eseguito senza smontare parte della copertura.

L'inserimento di diagonalature metalliche di falda, fra i puntoni delle capriate, unitamente ad una bonifica di sommità delle pareti murarie (eventualmente a mezzo di cordoli), consente di realizzare un piano rigido ed efficaci collegamenti alla quota della copertura.

Per coperture a struttura metallica o di cemento armato, valgono i criteri descritti per i corrispondenti solai.

3.8 - FISSAGGIO E RIADESIONE DI ELEMENTI NON STRUTTURALI SCONNESSI E DISTACCATI (MEDIANTE PERNI)

La procedura ha come obiettivo quello di far riaderire parti in pietra staccate o in fase di distacco mediante idonei adesivi sia a base di leganti aerei e idraulici (calci) sia leganti polimerici (soprattutto resine epossidiche). Si ricorre a questa procedura quando si devono incollare, o meglio far riaderire, piccole scaglie di materiale, porzioni più consistenti, riempire dei vuoti o

tasche associate a un distacco di strati paralleli alla superficie esterna della pietra (dovuti, ad es. a forti variazioni termiche), (figura 3.18).

La procedura applicativa varia in ragione dello specifico materiale di cui è costituito l'elemento da incollare, dei tipi di frattura che questo presenta e che occorrerà ridurre e dei vuoti che è necessario colmare affinché l'operazione risulti efficace.

Nel caso d'interventi su manufatti e superfici particolarmente fragili e degradate e su frammenti molto piccoli, l'adesivo deve presentare una densità e un modulo elastico il più possibile simile a quello del o dei materiali da incollare, in modo tale che la sua presenza non crei tensioni tra le parti; per la riadesione di pellicole pittoriche, se non diversamente specificato dagli elaborati di progetto, è opportuno utilizzare un'emulsione acrilica (tipo Primal) al 2-3% diluita in alcool incolore stesa a pennello a setola morbida.

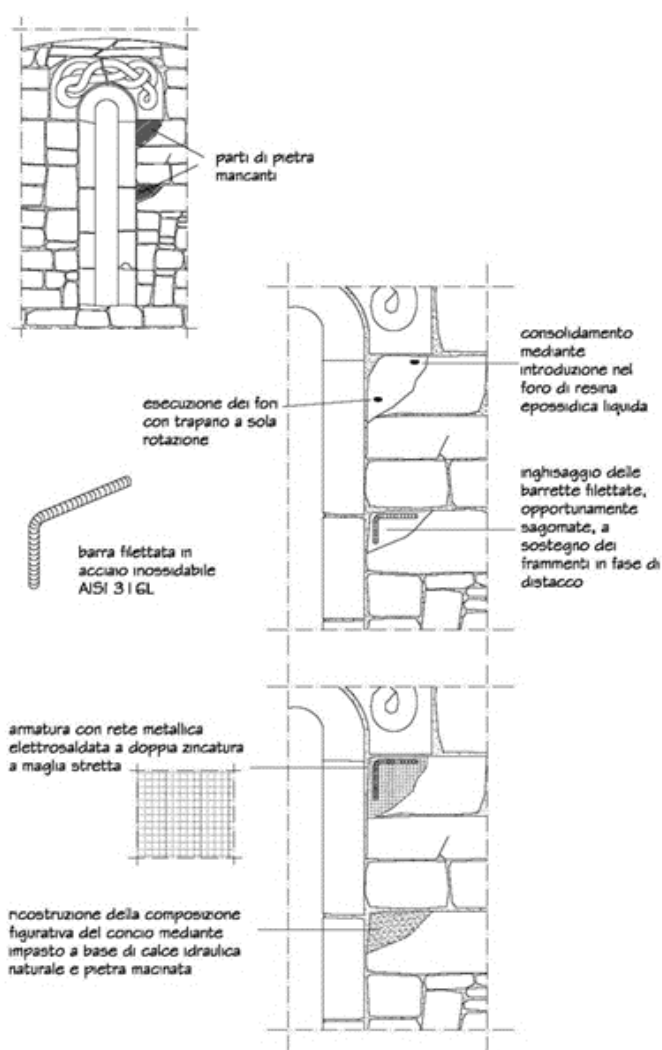


Figura 3.18 - Fissaggio di elementi distaccati mediante resine e perni [19].

Allorché si devono riaderire dei frammenti o porzioni più consistenti, è preferibile inserire adeguati sistemi di supporto costituiti da perni di acciaio inossidabile AISI 316L (minimo ϕ 4 mm),

in titanio o, se l'incollaggio interessa parti non sottoposte a particolari sollecitazioni meccaniche, barre in vetroresina.

In alternativa alla malta di calce idraulica, per il fissaggio e la riadesione di parti più consistenti si possono utilizzare modeste porzioni di resina epossidica (bicomponente ed esente da solventi) in pasta stesa con l'ausilio di piccole spatole ed eventualmente, se indicato dagli elaborati di progetto, caricate con aggregati tipo carbonato di calcio o sabbie silicee o di quarzo, al fine di conferire maggiore consistenza alla pasta e consentire il raggiungimento degli spessori previsti. I rinforzanti da impiegare per la formazione di betoncini di resina devono avere un tasso d'umidità in peso non superiore allo 0,09% e un contenuto nullo d'impurità o di sostanze inquinanti; salvo diverse prescrizioni di progetto, le miscele secche di sabbie silicee o di quarzo devono essere costituite da granuli puri del diametro di circa 0,10-0,30 mm per un 25%, di 0,50-1,00 mm per un 30% e di 1,00-2,00 mm per il restante 45%.

In ogni caso si ricorre a un impasto d'adeguata tiosotropicità o fluidità in relazione alla dimensione e caratteristiche degli elementi da far riaderire. Durante la fase d'indurimento dell'adesivo sarà necessario predisporre dei dispositivi di presidio temporaneo costituiti, a seconda delle dimensioni del frammento, da carta giapponese, nastro di carta, morsetti di legno ecc., facendo attenzione a non danneggiare in alcun modo il manufatto.

Al fine di coprire gli eventuali ponti di resina epossidica, stesi per il consolidamento, si potrà utilizzare un betoncino elastico del colore simile al supporto originario, ottenuto dall'impasto fra polvere della stessa pietra e da un legante fluorurato al 10% in acetone. La preparazione dell'impasto, se non diversamente specificato dagli elaborati di progetto, avviene amalgamando una parte in peso di prodotto con 0,75 parti d'inerte della stessa granulometria e colore dell'originale (in alternativa si potrà utilizzare sabbia silicea con granulometria tra 0,10-1,5 mm e aiutare il colore con pigmenti in polvere) mescolando bene fino a ottenere una consistenza simile a una malta. È consigliabile non preparare grandi quantità di stucco al fine di evitare la presa prima della completa messa in opera; è inoltre, consigliabile non eseguire alcun intervento sulla stuccatura prima di un'ora dalla stesura dello stucco. Il prodotto è completamente reversibile tramite acetone.

3.9 - RIEPILOGO

I precedenti paragrafi mostrano, in generale, una pluralità di risposta alla richiesta di rinforzo. Infatti il progredire continuo delle tecniche d'intervento consente di risolvere in più modi lo stesso problema: ad esempio la connessione affidabile fra pareti murarie può essere ottenuta con operazioni progressive di scuci e cucì, oppure mediante esecuzione di perforazioni armate degli innesti o ancora attraverso apposizione di catene o di tirantature di piano, come anche infine attraverso operazioni combinate con altri effetti (come irrigidimenti di piano).

La scelta fra l'una o l'altra tecnica va effettuata prima di tutto in rapporto alle caratteristiche dell'opera architettonica sulla quale si deve intervenire, in particolare, in rapporto alle

caratteristiche della muratura, e successivamente in rapporto ad una serie di parametri riconosciuti alla base di ogni operazione di restauro (del quale il consolidamento è parte). Si tratterà pertanto di stabilire un peso da attribuire a tali parametri; ad esempio assumere come fondamentale la durata nel tempo oppure il minimo impatto visivo, oppure privilegiare il carattere tradizionale rispetto all'innovativo ecc., mediante il quale eseguire la scelta delle tecniche che meglio lo rispettano.

La definizione progettuale complessiva è infine, effettuata nel contesto dell'intervento nel suo insieme, degli obiettivi proposti e delle caratteristiche anche storiche dell'opera architettonica.

3.10 - ASPETTI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

A completamento ed a conferma delle operazioni di consolidamento proposte, vanno eseguite le verifiche di sicurezza e funzionalità previste dalla vigente normativa tecnica.

Trattasi di un'operazione da condurre con le stesse modalità previste per le nuove costruzioni, tenendo sempre conto però, che diverso è il corpo murario e diversa è l'ossatura strutturale, ancorché rinforzata, ai quali si riferiscono.

Nella formulazione del modello geometrico (vincoli, linee d'asse o superfici medie), del modello di comportamento e del modello di carico, speciale attenzione va posta per i primi due. In particolare va controllata la reale concretezza della condizione di collegamento a piano rigido delle pareti murarie operata dai solai alle quote di piano e, in seconda istanza, del collegamento delle pareti fra loro; in caso contrario occorrerà procedere con verifiche a striscia per striscia, previo controllo di un sufficiente collegamento dei solai con le pareti murarie e delle pareti murarie fra loro.

Nella formulazione del modello di comportamento vanno bene stimate le caratteristiche delle murature nelle condizioni originarie e dopo l'eventuale miglioramento introdotto dalle operazioni di consolidamento previste nel progetto.

Capitolo 4

Tecniche innovative per il rinforzo di elementi in muratura

“Nel seguente capitolo verranno trattate tre principali tecniche di intervento innovative: SRG/SRP, FRP ed il CAM.

Le tre tecniche di intervento prevedono l'aumento di resistenza dell'elemento in muratura, garantendo una maggior resistenza del manufatto sotto le azioni sismiche. Ancor meglio degli FRP, gli SRG/SRP ed il CAM presentano una miglior duttilità dovuta al materiale utilizzato, acciaio contro fibra di carbonio.

Oggi giorni grazie alle linee guida del CNR 200/2004 è possibile utilizzare queste tecniche con maggior sicurezza da parte dei progettisti.

In questo capitolo si illustreranno in via generale le caratteristiche di queste tre tipologie di intervento e si indicheranno le metodologie di calcolo e di verifica del rinforzo tramite CAM.”

4.1 - GENERALITÀ

Gli edifici in muratura, in Italia, costituiscono spesso un patrimonio edilizio di interesse storico monumentale, degni di significativo interesse, che pertanto vanno conservati e preservati da fenomeni di degrado, sia di carattere strutturale generalizzato sia dei singoli materiali costituenti.

Le metodologie e le tecniche di intervento per il restauro e il consolidamento devono quindi porsi in una logica che, pur tenendo adeguatamente conto delle aspettative in merito ai problemi della sicurezza, risulti compatibile con la tutela degli aspetti architettonici e storici.

D'altra parte gli eventi sismici degli ultimi anni hanno portato ad avere sempre maggiori dubbi sulla reale efficacia di interventi di consolidamento che trasformino la fabbrica muraria in un ibrido a comportamento misto fra quello della muratura storica e quello degli elementi in c.a. o in acciaio, inseriti con tutte le incoerenze, le incompatibilità e i maggiori pesi che ne conseguono.

La comprensione di queste problematiche sta portando, in particolare nella ricostruzione-consolidamento delle aree terremotate, a una nuova sensibilità e a una nuova cultura.

Abbandonate le tecniche che tendono a trasformare un organismo murario in un edificio intelaiato in c.a. con tamponature in muratura, si privilegiano soluzioni leggere ma resistenti e con

funzioni dissipanti, che riescano quindi a coniugare la richiesta di sicurezza con il rispetto delle autenticità del bene, evitando tecniche invasive, poco reversibili o che non diano garanzia di un buon funzionamento nel tempo (durabilità).

Nascono così studi e ricerche su strategie e metodologie innovative che rispondano ai nuovi bisogni degli interventi di consolidamento e restauro strutturale del patrimonio edilizio.

Di seguito si trattano alcune di queste metodologie ritenute tra le più significative sia dal punto di vista dalla facilità di applicazione, sia per le elevate prestazioni e, da ultimo, perché pur essendo ancora in fase di ricerca e sviluppo, i dati disponibili sembrano essere molto promettenti per il futuro.

Le recenti innovazioni tecnologiche introdotte nel campo edilizio grazie alla ricerca su nuovi materiali sempre più performanti, ha portato al miglioramento di vecchie tecniche di rinforzo strutturale sostituendo i vecchi materiali con nuovi. In linea di principio l'idea rimane la stessa ma mutano i materiali utilizzati per lo scopo.

In altri casi nuovi materiali introdotti nel campo edilizio hanno portato a nuove tecniche di intervento sui manufatti, potendo così contare su nuove alternative per il miglioramento strutturale degli edifici storici.

4.2 - RIFORZI CON FIBRE IN ACCIAIO

Lo sviluppo della ricerca e della tecnologia, a partire dal secondo dopoguerra, ha permesso di utilizzare in vari settori industriali materiali diversi da quelli tradizionali, frutto dell'affinamento delle conoscenze della chimica, capaci di soddisfare al meglio le sempre maggiori richieste prestazionali. Tale innovazione ha coinvolto, nell'ultimo decennio, anche il settore dell'edilizia attraverso l'introduzione degli FRP (Fiber Reinforced Polymer). Ancora oggi, comunque, l'uso dei compositi è considerato innovativo e risulta limitato a situazioni in cui i benefici sono nettamente superiori a quelli ottenibili con materiali e tecniche tradizionali.

I compositi costituiscono di fatto una nuova generazione di materiali, con caratteristiche proprie e comportamento notevolmente diverso dai materiali usualmente utilizzati nell'edilizia, il che ha comportato (ed ancora comporta) la necessità di studi e sperimentazioni adeguate a valutarne le caratteristiche e a verificarne le tecniche di applicazione, per poi poterli diffonderli nella pratica corrente attraverso anche un aggiornamento del mondo professionale ed imprenditoriale.

Negli ultimi anni, la riduzione dei costi ed una maggiore attenzione per le tecniche innovative ha permesso e incentivato l'utilizzo di questa tecnologia, permettendo così ai compositi di competere con le tecniche "classiche", non solo in termini prestazionali, ma anche a livello economico, specie se si considerano i tempi e le attrezzature necessarie per l'intervento.

In questo scenario, già di apertura nei confronti dei compositi, si affaccia ora una nuova generazione: gli SRP (Steel Reinforced Polymer) e gli SRG (Steel Reinforced Grout), capaci di

assicurare gli stessi vantaggi di un sistema FRP (facilità di applicazione, bassa invasività, ridotti tempi di intervento, ecc.), con ulteriori interessanti particolarità.

4.2.1 - Steel Reinforced Polymer e Steel Reinforced Grout

È in questo contesto di evoluzione delle tecniche di consolidamento che si inseriscono i Materiali *fibro-rinforzati*, comunemente noti con l'acronimo inglese *FRP* (Fiber Reinforced Polymer), che consentono di intervenire su un bene culturale con criteri del tutto rispettosi delle sue caratteristiche, basandosi sui seguenti principi chiave:

- elevata elasticità e resistenza dei materiali impiegati;
- leggerezza e non invasività dell'installazione;
- facilità e brevi tempi di installazione;
- rimovibilità futura.

L'utilizzo dei materiali compositi fibrorinforzati *FRP* ha avuto, in questi ultimi anni, un impulso particolarmente significativo nella loro applicazione come materiali per il recupero e il consolidamento del costruito tanto in muratura quanto in cemento armato grazie alle loro ottime caratteristiche meccaniche e capacità di offrire indubbi vantaggi rispetto alla reversibilità e non invasività dell'intervento.

Tuttavia tali materiali hanno portato, insieme ai suddetti vantaggi, anche tutta una serie di problematiche relative alla necessità dell'utilizzo di resine, la necessità di superfici livellate mediante rasatura, la necessità di un ancoraggio chimico per trasferire gli sforzi tangenziali al materiale da rinforzo. Il tutto senza trascurare gli aspetti riguardanti la diffidenza nei loro confronti degli operatori nel settore e i problemi relativi alla resistenza al fuoco del materiale.

A fianco di questa oramai consolidata tecnologia, è oggi disponibile un'altra famiglia di materiali simili agli FRP, realizzati con fili di acciaio ad alta resistenza (*Ultra High Tensile Steel*) intrecciati a formare corde e orditi similmente ai tessuti unidirezionali fatti di fibra di *carbonio*, *vetro* o *aramide* (le fibre in Aramide o Aramidiche sono fibre polimeriche ad altissime prestazioni meccaniche ottenute per lavorazione di Poliammidi dalla cui contrazione deriva il nome "Aramid") in modo da essere poi facilmente installati in sito con la tecnica del "*manual lay-up*".

Il vantaggio principale di tali materiali è che possono essere impregnati tanto con resine epossidiche, acquistando l'acronimo di *SRP* (*Steel Reinforced Polymer*), quanto con malte cementizie, assumendo l'acronimo *SRG* (*Steel Reinforced Grout*). Presentano gli stessi vantaggi degli FRP in termini di leggerezza, resistenza e facilità di installazione, ma con diversi vantaggi aggiuntivi che li hanno resi particolarmente adatti per applicazioni su strutture in muratura.

Innanzitutto vi è la possibilità di impregnazione con malte cementizie o di calce che favorisce una drastica riduzione dei costi di installazione, nonché una maggiore dimestichezza delle maestranze nel loro utilizzo. E inoltre, essendo tali tessuti realizzati con fili di acciaio, la loro elevata resistenza

al taglio, di cui gli FRP sono carenti, li rende particolarmente adatti a superfici non perfettamente lisce e ad ancoraggi anche meccanici, proibitivi per i precedenti.

Grazie alla recente pubblicazione da parte del Consiglio Nazionale delle Ricerche, delle "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*", l'impiego di questi materiali nell'edilizia civile ha avuto un notevole incremento.

In questo scenario è oggi disponibile, anche per il mercato italiano, una nuova generazione di materiali compositi, gli *SRP* (Steel Reinforced Polymer) e gli *SRG* (Steel Reinforced Grout) realizzati con fili d'acciaio ad alta resistenza (Ultra High Tensile Steel, Hardwire™) intrecciati a formare corde, immerse in una resina epossidica o in una matrice cementizia che permettono di ovviare a tutte le sopraccitate problematiche mantenendo però i principali vantaggi della tecnologia degli FRP.

Le caratteristiche di questi nuovi compositi si possono perciò così riassumere:

- l'acciaio (derivante dall'evoluzione di un acciaio perlitico o ipereutettoidico) incrementa la duttilità dell'elemento rinforzato grazie ad una pseudo-duttilità generata dallo stiramento dei fili avvolti in trefoli, una volta sottoposti a trazione, pur senza subire alcun sostanziale snervamento, rimanendo in campo elastico sino a rottura;
- grazie alla sua resistenza a taglio, l'acciaio può semplificare le problematiche relative alle connessioni e agli ancoraggi; l'impiego di trefoli non richiede l'utilizzo esclusivo di resine epossidiche poiché è alta la compatibilità con qualsiasi tipologia di matrice polimerica termoplastica o termoindurente e matrici cementizie;
- l'impregnazione con matrice cementizia può superare i problemi relativi alla resistenza al fuoco e ridurre considerevolmente i costi di messa in opera permettendo di utilizzare la necessaria rasatura come strato impregnante per il tessuto;
- grazie al rivestimento in rame o zinco dei fili di acciaio, il materiale è resistente alla corrosione garantendo durabilità nel tempo e un'ottima aderenza con le principali resine/malte disponibili sul mercato.

È possibile individuare i seguenti fattori fisico-geometrici che influenzano la risposta meccanica del composito:

- la classe di resistenza del filamento, compresa tra i 2400 e i 4000 MPa;
- il diametro del filo, dell'ordine di 0,20 - 0,48 mm;
- la tipologia del trefolo, variabile a seconda di come vengono intrecciati i filamenti (ST2, 3SX, 3X2);
- la densità del tessuto, ovvero il numero di trefoli presenti per unità di lunghezza (bassa, media, alta). Tale parametro, oltre ad incidere sulla risposta meccanica del composito potendo far variare il passo dei trefoli, consente l'uso di una più ampia gamma di matrici con diversi valori della viscosità.

4.2.2 - Proprietà

Gli studi di fattibilità sull'utilizzo di polimeri rinforzati con fibre (FRP) per il rafforzamento di strutture in cemento armato risalgono agli inizi degli anni novanta. I principali ostacoli al loro uso rimangono il costo relativamente elevato e la mancanza di fiducia nella lunga durata. In particolare, il primo fattore, cioè il costo, è molto importante per l'entità delle riparazioni necessarie e gli aggiornamenti delle infrastrutture civili esistenti. Per esempio, 180.000 ponti negli Stati Uniti considerati carenti, comporterebbero un costo di riparazione o di consolidamento stimato attorno ai 20 miliardi di dollari.

Gli *SRP/SRG* rappresentano una famiglia notevolmente estesa di materiali, che, pur avendo i medesimi elementi costituenti, ovvero fili di acciaio ad alta resistenza (Ultra High Tensile Strength Steel) continui e intrecciati a formare trefoli, a loro volta assemblati in un "tessuto" e impregnati a mezzo di una matrice polimerica (SRP) o cementizia (SRG), presentano caratteristiche e quindi comportamenti diversificati.

I polimeri rinforzati in acciaio (SRP) sono meno costosi e vengono attualmente considerati per numerose applicazioni nel campo dell'ingegneria civile, quali riparazione di ponti di edifici. In genere, essi sono costituiti da fili di acciaio che formano i cavi assemblati in un tessuto e inseriti in una matrice polimerica. Una sezione di tale cavo, fotografata al microscopio, è rappresentata in *figura 4.1*. In particolare, i cavi di acciaio, utilizzato nel pezzo considerato, possono essere ottenuti dal processo di produzione stesso usato per fare il rinforzo di pneumatici di automobili.

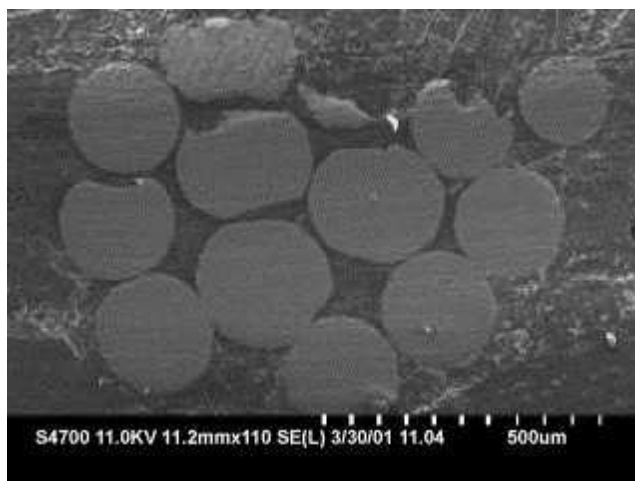


Figura 4.1 - La sezione di un cavo d'acciaio che mostra i singoli fili e sacche di resina (SRP) [13].

Molti sono i fattori fisico-geometrici capaci di influenzare la risposta meccanica del composito. Tra questi, oltre alla classe di resistenza del filamento, è determinante la scelta del diametro del filo, seguita dalla tipologia di trefolo, differente per quantità di fili impiegati e del loro intreccio, e quindi dalla densità del "tessuto".

In quest'ottica è opportuno osservare come la vera e propria novità di questi compositi risieda nell'acciaio in esso utilizzato, derivante dall'evoluzione di un acciaio perlitico o ipereutetoidico

(con contenuti di carbonio tra lo 0,8% e lo 0,96%) sottoposto ad un processo che può essere riassunto in una prima trafilatura, seguita da rinvenimento, placcatura in ottone o zinco, trafilatura fine e taglio. Il raggiungimento di classi di resistenza così elevate (comprese, ad oggi, tra i 2400 ed i 4000 MPa) con diametri ridottissimi, idonei ad un utilizzo in un materiale composito, porta comunque ad una perdita di duttilità del filo, il quale, oltre ad esporsi al rischio di rottura fragile per delaminazione, evidenzia un minor allungamento a rottura rispetto a fili di diametro maggiore.

I singoli fili sono prodotti in diametri dell'ordine di 0,20 - 0,48 mm, e nel complesso il trefolo ha dimensioni variabili tra 0,89 - 1,02 mm (quindi, tipicamente, un decimo del diametro minimo di un trefolo da precompressione). Le dimensioni così ridotte dei filamenti di acciaio sono, da un lato funzionali alla realizzazione di laminati flessibili e di spessore contenuto (tra 1,19 mm e 1,32 mm), dall'altro risultano essenziali nel raggiungimento di resistenze sufficientemente elevate da consentire il loro utilizzo a fini strutturali: è infatti durante il processo di trafilatura a diametri così ridotti che si osservano quei mutamenti della microstruttura dell'acciaio, da cui è possibile ottenere spiccate proprietà meccaniche.

Le prestazioni di un materiale composito che utilizza fili di acciaio è fortemente dipendente dal trasferimento delle tensioni tra i fili e la matrice. Un unico filo ad alta resistenza può essere carente a causa della bassa resistenza al taglio. Questo problema viene risolto utilizzando filamenti d'acciaio intrecciati che formano il cavo, come mostrato in *figura 4.2* e *figura 4.3*. La superficie ruvida del cavo fornisce un interblocco meccanico con la matrice risultante (quindi maggiore aderenza) in un sistema adatto per applicazioni strutturali. A titolo di esempio, il cavo mostrato in *figura 4.2* è prodotto da un filo *a* che torce in un breve tratto con circa 12 fili: esso fornisce ulteriori rugosità superficiale e stringe il cavo rafforzando la sua integrità. Il cavo mostrato in *figura 4.3* è costituito da un filo a due fili intrecciati intorno a tre fili. A differenza del campione in *figura 4.2*, questo cavo ha una più marcata distribuzione rugosità superficiale.

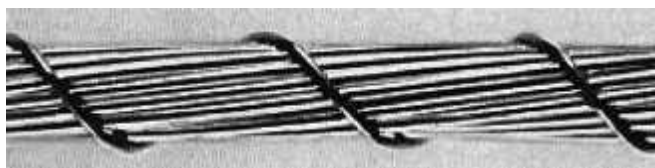


Figura 4.2 - Cavetto in acciaio con 12 fili avvolti da un filo [19].

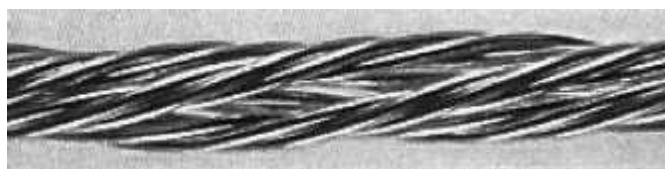


Figura 4.3 - Cavetto in acciaio prodotto dal torcere a due fili intorno a tre fili [19].

La rigidità e la resistenza dei compositi dei cavi d'acciaio mostrati in *figura 4.2* e *figura 4.3* possono differire a causa di una diversa geometria della superficie del "cordone ombelicale". In tutti i casi, è auspicabile per la produzione di SRP prevenire il ritiro del cavo a seguito di una rottura.

La scelta relativa alla tipologia di trefolo da adottare dipende invece dall'esigenza, tipica dei materiali compositi, di garantire una adeguata aderenza meccanica tra matrice ed elemento di rinforzo: è auspicabile, infatti, realizzare un composito in cui la rottura del rinforzo preceda la sua espulsione dalla matrice. Affinché ciò avvenga, diviene indispensabile un opportuno disegno della geometria del rinforzo. L'utilizzo di singoli fili di diametro ridotto causerebbe, a questo proposito, un'insufficiente resistenza all'interfaccia con la matrice, limitando dunque il trasferimento delle tensioni al rinforzo. Si ricorre, pertanto, a trefoli ottenuti dall'intreccio di più fili in strutture simili a corde, la cui geometria è tale da presentare una macrostruttura corrugata che fornisce un adeguato valore dell'aderenza.



Figura 4.4 - Alcuni esempi delle possibili tipologie di trefolo: le variabili in tal senso sono rappresentate dal numero di fili per trefolo e dalle modalità di intreccio dei fili stessi [13].

Un ulteriore fattore che influenza le caratteristiche prestazionali del rinforzo è rappresentato dalla densità del tessuto, ovvero dal numero di trefoli presenti per unità di lunghezza. Tale parametro, oltre ad incidere sulla risposta meccanica del composito (in termini di resistenza meccanica, rigidità, ecc.), ha una sua valenza aggiuntiva legata al fatto che potendo far variare il passo dei trefoli, consente l'uso di una più ampia gamma di matrici con diversi valori della viscosità: di qui, come già anticipato in precedenza, la possibilità di affiancare agli *SRP*, caratterizzati dall'impiego di matrici polimeriche a media e bassa viscosità, i cosiddetti *SRG*, impregnati a mezzo di malte cementizie, ovvero a mezzo di matrici con elevato valore della viscosità.

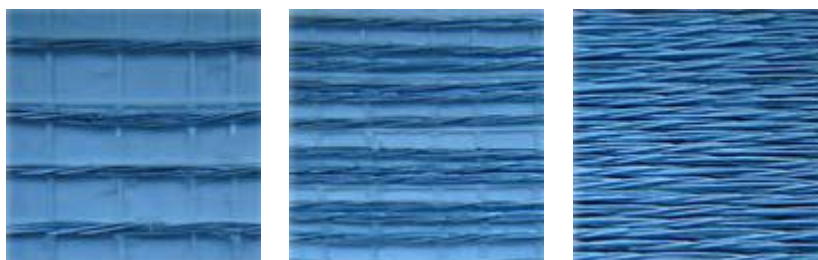


Figura 4.5 - Tessuti presenti in commercio sono caratterizzati da tre diversi valori di densità: bassa (4 trefoli/pollice), media (12 trefoli/pollice), alta (23 trefoli/pollice) [13].

I compositi *SRG* sono simili agli *SRP*, fatta eccezione per la resina polimerica che viene sostituita con una malta cementizia. La malta che è stata ritenuta più adatta per l'impregnazione del cavo di acciaio è un polimero modificato con malta cementizia in combinazione con un inibitore di corrosione.

Cavi unidirezionale possono essere tenuti in posizione da filati di una maglia formando un modello appropriato di tessuto. I filati regolano la spaziatura delle corde e, di conseguenza, la 'rete' si

comporta come un tessuto che può essere allungato o piegato, senza perdere la sua integrità. Un materiale tipico della maglia è un filato di poliestere, come mostrato in *figura 4.6*.



Figura 4.6 - Cavi tenuti insieme da due fili di maglia in poliestere [19].

L'aggiunta di fili di rame all'interno della maglia rende il tessuto in grado di mantenere la distanza tra i cavi di acciaio, anche con movimentazione di carichi significativi. I fili di rame utilizzati nell'esempio, di cui alla *figura 4.7*, hanno un diametro pari a *0,006 pollici* e il filo di rame è legato alle corde in acciaio da un filo di poliestere a spirale.



Figura 4.7 - Cavi tenuti insieme da maglie in poliestere e rame [19].

Test per il miglioramento del tessuto hanno mostrato come l'introduzione di adesivi tra le corde di acciaio abbiano migliorato la resistenza della maglia rispetto a fili semplicemente legati. Questo permette un migliore controllo della densità del midollo durante il processo di produzione e rende possibile la produzione di qualsiasi densità di tessuto. Tale processo produce anche un aumento del 17% del numero di corde per pollice con conseguente aumento delle proprietà meccaniche del tessuto che permette un'applicazione più semplice e veloce.

Gli *SRP* e *SRG* possono essere attendibilmente utilizzati nelle applicazioni pratiche solo se le loro proprietà sono rese note da esperimenti. Tuttavia, la validazione di una teoria micromeccanica

adattata per la previsione di queste proprietà è fondamentale per la progettazione. Un certo numero di fattori, come il legame cordone-matrice, elevata porosità e difetti di fabbricazione, può interferire con la precisione di una teoria sviluppata per i compositi convenzionali. Pertanto due questioni essenziali devono essere affrontate negli esperimenti: ovvero la determinazione delle proprietà del materiale e un confronto di queste proprietà con uno dei modelli disponibili in micromeccanica.

Un altro aspetto importante è il legame tra *SRP* e il materiale di base (supporto in calcestruzzo per esempio). L'adesivo deve essere in grado di proteggere l'integrità del soggetto sotto l'azione dei carichi ambientali e meccanici.

4.2.3 - Caratteristiche meccaniche

Come detto, l'uso di fibre di acciaio, e in particolar modo di acciai trafilati con prestazioni particolarmente elevate in termini di resistenza (*Tabella 4.1*) rappresenta la vera, sostanziale innovazione del composito ed è sicuramente interessante da più punti di vista. In primo luogo, infatti, l'acciaio consente di incrementare, in misura maggiore rispetto ai tradizionali rinforzi in composito, la duttilità dell'elemento rinforzato, favorendo quindi più ampie prospettive di utilizzo, soprattutto nell'ambito delle problematiche sismiche. Altro elemento importante è la resistenza a taglio, che ad esempio, può semplificare notevolmente le connessioni e gli ancoraggi.

L'impiego di trefoli in acciaio, piuttosto che altri tipi di fibre, non richiede l'utilizzo di particolari tipologie di resine, come accade invece per il vetro e per il carbonio, poiché alta è la compatibilità con qualsiasi tipo di matrice polimerica termoplastica o termoindurente. Non solo, la possibilità, come visto in precedenza, di variare il passo nonché la geometria degli stessi trefoli, permette di impiegare, in luogo delle matrici polimeriche, malte cementizie (è il caso degli SRG), con notevoli benefici in termini di costo, di resistenza al fuoco e di semplicità operativa; fattori questi, che come noto, possono rappresentare un limite oggettivo per l'utilizzo dei materiali compositi tradizionali.

Tipologia	Φ_{trefolo} (mm)	A_{trefolo} (mm ²)	E_{filo} (MPa)	σ_{filo} (MPa)	E_{trefolo} (MPa)	σ_{trefolo} (MPa)
12X	0.889	0.6207	206843	3016	138000	2014
3X2	0.889	0.6207	206843	3199	160000	2479
3S	0.914	0.6561	206843	2474	171000	2047
3SX	1.016	0.8107	206843	2396	143000	1657

Tabella 4.1 - Proprietà meccaniche dei fili e trefoli impiegati per la realizzazione degli SRP/SRG.

Per la resistenza al fuoco, infatti, mentre nel caso delle resine, superata una temperatura compresa tra i 60°- 80 °C (a seconda del tipo di resina) il comportamento meccanico, passando da fragile e duro a plastico e malleabile, subisce un decadimento con conseguente perdita della capacità di trasferimento dei carichi al rinforzo, nelle malte cementizie, data la capacità di

trattenere al proprio interno percentuali di acqua, si ha la possibilità di raggiungere temperature ben più elevate prima di registrare un decadimento delle proprietà meccaniche del materiale.

Altro parametro da non sottovalutare, soprattutto per le sue implicazioni in termini di costi e facilità di applicazione, è il peso del laminato finito e pronto all'utilizzo. Nel complesso gli *SRP* (ma anche gli *SRG*) risultano, come gli altri materiali fibrorinforzati, dalle tre alle sei volte più leggeri dell'acciaio. Appare evidente quindi l'innovatività di un simile materiale: il contemporaneo uso di matrici più o meno viscosi e fili di acciaio con diametri ridotti, consente la realizzazione di un composito leggero, e pertanto analogo a quelli tradizionali, ma che al suo interno ha un materiale sicuramente più economico e duttile rispetto ad altri compositi. Resta poi, certo non ultimo nella scala di importanza degli argomenti, l'aspetto tecnologico della messa in opera di simili materiali: si può qui ripetere e sottolineare la fondamentale importanza di una corretta realizzazione di un intervento con i materiali compositi, senza la quale viene disattesa ogni aspettativa di buon funzionamento. Nelle applicazioni agli edifici in muratura esistenti, in particolare, è inevitabile trovarsi di fronte a superfici irregolari, con frequenti dislivelli e rugosità del materiale di base. Se, da un lato, l'incollaggio diretto sul laterizio o sul materiale lapideo rappresenterebbe chiaramente la soluzione ottimale ai fini della aderenza del rinforzo, dall'altro non sempre le irregolarità sono eliminabili; da qui la necessità per i rinforzi in FRP, data la facilità di rottura a taglio, di disporre uno strato di malta di allettamento, che diventa però l'anello debole nella catena dell'incollaggio tra fibre e muratura. Un simile problema evidentemente non sussiste per gli *SRP* e gli *SRG*, in primo luogo per la resistenza a taglio di tali materiali (che agevola moltissimo nelle problematiche di connessione tra i vari elementi) e in secondo luogo perché, nel caso degli *SRG*, lo strato di allettamento diventa esso stesso la matrice del composito.

Si può dunque comprendere come questa nuova tipologia di materiali possa aspirare ad un ruolo di primo piano nel panorama dei materiali compositi già presenti sul mercato, avendo anche l'indubbio vantaggio di una maggiore "familiarità" nei confronti degli operatori e delle maestranze, e di una migliore semplicità operativa (si pensi anche solo alla maggiore elasticità nei tempi di messa in opera con una malta cementizia rispetto ai tempi imposti dall'impiego di una resina epossidica).

4.3 - RINFORZI CON FIBRE IN CARBONIO

La fibra di carbonio è ottenuta mediante un processo di pirolisi in una serie di forni a 1500° C che trasforma un polimero organico precursore, *poliacrylonitrile* (PAN), in carbonio sotto forma di sottilissimi filamenti di colore nero, con una catena molecolare molto lunga e ordinata.

La fibra di carbonio subisce dei trattamenti superficiali specifici, per favorire i diversi procedimenti di lavorazione; viene trattata inoltre con un agente di pontaggio per ottimizzarne la bagnabilità e l'aderenza da parte della resina. I filamenti vengono raggruppati in cordoni, *roving*, il cui titolo è indicato da un'unità *K*, che corrisponde a 1000 *filamenti*; il titolo 3K significa che il *roving*, o filato è composto da 3000 *filamenti* primari.

Il *roving* è il filato utilizzato nella produzione di tessuti, nelle varie grammature e composizioni. Oltre a questa finalità il *roving* viene usato nella costruzione di corpi cilindrici con la tecnica di avvolgimento detta *filament winding*. Filamenti di carbonio raggruppati invece in grossi fasci, costituiscono il rinforzo continuo di tubi e profilati ottenuti per poltrusione. La fibra di carbonio è disponibile anche tagliata in fibrette: *chopped strands*, oppure macinata: *milled fibres*, utilizzate nel rinforzo di masse da colata.

Le fibre vengono prodotte in diverse qualità: il tipo *HT*, definito anche *HS*, che è il modulo standard caratterizzate da buona tenacità e resistenza a trazione. Il tipo *HM* (alto modulo), con minor allungamento a rottura, ma con un modulo più elevato. Vi è anche il tipo *UHM* (ultra alto modulo) di costo elevatissimo. Le fibre *HM* e *UHM* sono generalmente disponibili in stato di preimpregnato e il loro impiego è limitato a settori molto specializzati.

4.3.1 - Proprietà

Il carbonio è sinonimo di alta tecnologia, espressione dei sistemi avanzati. Si distingue da ogni altro materiale anche per il singolare aspetto; uno stratificato in tessuto di carbonio mostra nitidamente la sua trama evidenziata da diverse tonalità di nero, con un inconfondibile effetto di profondità dovuto alla rifrazione che non può essere ottenuto con nessun altro materiale.

La prerogativa della fibra di carbonio è l'elevata rigidità: alto carico di rottura con una bassa percentuale di allungamento. Le caratteristiche meccaniche specifiche dei compositi in carbonio risultano eccezionali se paragonate ai valori dell'acciaio. Confrontando poi questi valori con il peso dello stratificato: resistenza e modulo specifico, si ha la conferma del successo di questa fibra nei compositi.

Nella scelta del tipo di rinforzo più adatto nella progettazione di un manufatto in composito, occorre tener conto di un particolare comportamento della fibra di carbonio: il suo limite di snervamento è molto vicino al punto di rottura. Ciò significa che non si manifestano alterazioni tangibili che avvertono un decadimento strutturale prima della rottura; nella fattispecie si definisce rottura catastrofica.

4.3.1 - Caratteristiche meccaniche

I compositi in carbonio hanno un'elevata resistenza al *creep*, lo scorrimento delle fibre nella matrice. Questo fa sì che i carichi vengono ripartiti grazie alla partecipazione di tutte le fibre. L'orientamento di queste all'interno della matrice è un fattore chiave: quando si applica un carico nella direzione delle fibre, la deformazione *creep overall* è bassa. Quando cessa il carico, la deformazione definitiva che rimane è insignificante.

Una qualità dei compositi rinforzati con fibra di carbonio sottoposti a urto è di assorbire l'energia cinetica, la quale non si propaga al resto della struttura. Infatti, in caso di impatto si verifica un cedimento plastico, limitatamente nella zona dove le forze applicate hanno superato il carico di rottura mentre il restante della struttura rimane intatta.

Questo concetto riguarda le strutture portanti, ad esempio una scocca per auto da competizione. Occorre però fare attenzione negli stratificati sottili, come nel caso delle costruzioni a sandwich. Una pelle sottile in fibra di carbonio, data la sua rigidità, potrebbe cedere se colpita perpendicolarmente da una forza concentrata come un urto. Per rispondere al meglio a questa sollecitazione si ricorre ai sistemi ibridi, ad esempio un tessuto *carbonio-aramidica*. La fibra di carbonio assicura la rigidità alla struttura e l'aramidica contribuisce con le sue proprietà a smorzare l'energia dell'urto

4.4 - SISTEMI DI APPLICAZIONE DEI COMPOSITI PER RINFORZI

Le matrici inorganiche cementizie sono prodotti di recentissima immissione nel campo dei materiali compositi con fibre. Sono costituite da un legante idraulico pozzolanico e da additivi specifici che favoriscono lo sviluppo di caratteristiche meccaniche e fisiche differenti da quelle tipiche degli FRP con matrici organiche a base polimerica, tra cui le più utilizzate sono le resine epossidiche.

E' necessario studiare ogni specifica applicazione e scegliere i componenti che garantiscano la migliore compatibilità fisico-chimica e meccanica sia tra fibra e matrice costituenti il rinforzo, sia nei confronti del supporto da trattare.

Non è possibile accoppiare indiscriminatamente matrici e tessuti qualsiasi, senza che esistano prove sperimentali ed applicative delle loro proprietà, di quelle del composito risultante e del complesso supporto-rinforzo. Il successo dell'intervento dipende infatti in maniera determinante dall'adesione tra supporto e rinforzo, dalla corretta impregnazione e dal corretto allineamento delle fibre.

La perfetta aderenza tra composito e supporto permette il trasferimento delle tensioni, ed è un requisito imprescindibile per l'efficacia del rinforzo, particolarmente nel caso in cui si operi su strutture sollecitate da azioni taglienti o inflesse.

Le fasi operative da seguire per realizzare un intervento sono:

1. Valutazione preventiva del substrato;
2. Preparazione della superficie;
3. Posa in opera dei tessuti (tecnica "wet lay up" oppure "dry lay up");
4. Protezione superficiale.

4.5 - CAM, CUCITURA ARMATA DELLE MURATURE

La *cucitura armata della muratura* (CAM) consiste, in un “impacchettamento” della muratura con nastri in acciaio inox disposti nelle direzioni orizzontale e verticale, passanti attraverso lo spessore murario, e richiusi su se stessi attraverso reggette previa applicazione di una pretensione.

Esso previene la disgregazione della tessitura muraria. Può essere applicato in caso di necessità di rinforzi diffusi. È adatto a interventi di messa in sicurezza temporanea per la sua celerità di applicazione. La necessità di ricompattare la massa muraria, spesso caratterizzata da un apparecchio murario disordinato o a doppio paramento, con scarse o nulle connessioni trasversali, suggerisce l’idea di utilizzare un sistema tridimensionale di cuciture, capace di “impacchettare” la muratura, fornendo anche un calibrato e benefico stato di precompressione triassiale. Esso viene realizzato interamente mediante nastri in acciaio inossidabile, così da eliminare qualsiasi problema di durabilità ed ottenere caratteristiche di notevole duttilità.

Ha il vantaggio di incrementare resistenza e duttilità, in modo analogo all’intervento con intonaco armato. Differentemente da quest’ultimo, però, non presenta le stesse controindicazioni: comporta, infatti, una variazione di massa trascurabile, presenta interazioni minime con gli impianti e permette una regolare evaporazione dell’acqua di risalita capillare. Per adeguamenti definitivi deve essere integrato con altri interventi.

Nella tecnica tradizionale il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox, di spessore 0,75-0,8 mm e larghezza di 18-20 mm, le cui caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura sono pari a 250-300 e 600-700 Mpa rispettivamente, con allungamento a rottura pari a più del 40%. I nastri vengono utilizzati per cucire la muratura attraverso due fori a distanza normalmente compresa tra i 100 e i 200 cm, richiudendo la singola fascetta ad anello mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile al nastro, e dunque una precompressione nella muratura, sia trasversale che complanare alla parete trattata (*figura 4.8*). Il sistema comprende anche piastre di dimensioni circa 125x125 mm anch’esse in acciaio inox, dotate di fori conformati ad imbuto, disposte all’imboccatura del foro (*figura 4.9*). Tali piastre svolgono una funzione di distribuzione delle forze di contatto del nastro, altrimenti concentrate nella muratura intorno al foro stesso, e di assorbimento delle tensioni di trazione prodotte nella muratura intorno al foro da due avvolgimenti contigui. Il sistema è infine completato da angolari, ancora in acciaio inox, per gli avvolgimenti dei nastri in corrispondenza delle aperture o delle zone terminali delle pareti (angoli, incroci a L e a T).

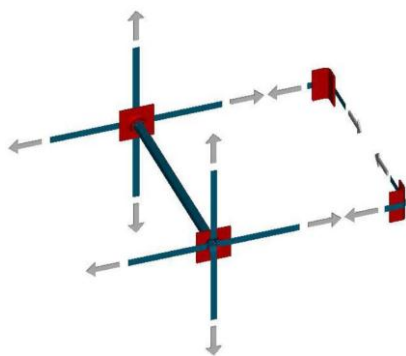


Figura 4.8 - Disposizione base [16].

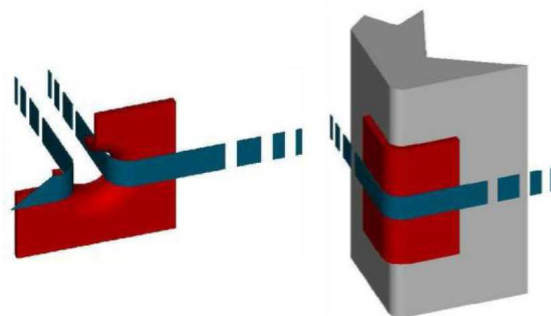


Figura 4.9 - Elementi base del sistema CAM : a) piatto di connessione a imbuto; b) terminale angolare, [16].

Il sistema di nastri di acciaio inox può essere posto in opera secondo maglie quadrate, rettangolari o triangolari, anche irregolari, con la massima flessibilità, così da realizzare un'imbracatura continua di tutta la parete, sia in orizzontale che in verticale. Di seguito (figura 4.10) è riportata una tipica applicazione su una parete a doppio paramento con disposizione dei fori a *quinconce*, così da minimizzare il numero di fori e realizzare una maglia ortogonale; viene inoltre mostrato il collegamento che si può realizzare fra la muratura ed il cordolo sovrastante.

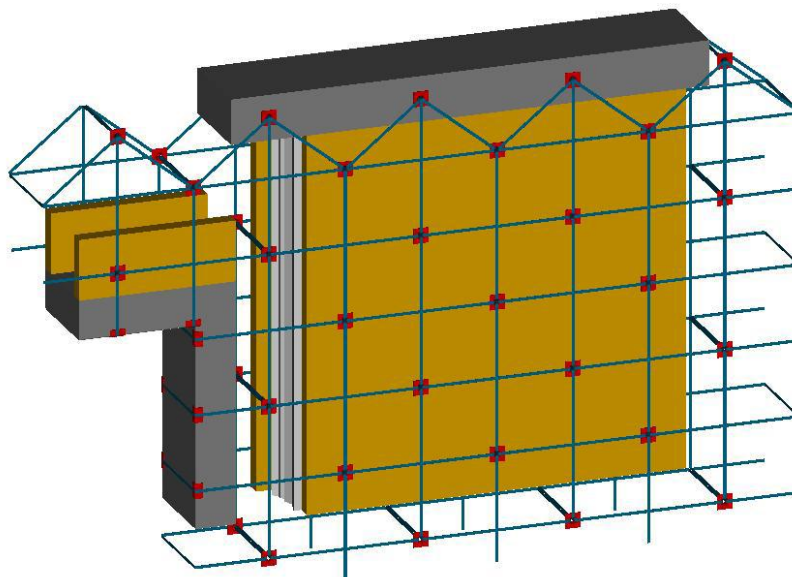


Figura 4.10 - Tipica disposizione del sistema CAM per una parete con apertura e cordolo sovrastante [16].

La messa in opera dei nastri di acciaio può essere, eventualmente, completata con l'iniezione della muratura attraverso i fori praticati per il passaggio dei nastri stessi, iniezione che, grazie all'inossidabilità dell'acciaio, può essere effettuata anche con miscele leganti non cementizie. Si ottiene in tal modo un rafforzamento della muratura nella zona circostante il foro, che migliora la funzione di presidio rispetto allo sfaldamento dei paramenti nelle zone limitrofe più lontane dalla zona di applicazione della precompressione.

Le caratteristiche principali del sistema CAM sono le seguenti:

- I nastri di acciaio inox svolgono un ruolo attivo, imprimendo alla muratura un benefico stato di precompressione, sia nel piano della parete, orizzontalmente e verticalmente, sia in direzione trasversale, collegando efficacemente i paramenti dell'apparecchio murario; questo stato di precompressione ritarda la formazione di lesioni e fessure e rende le armature immediatamente attive e capaci di impedire o limitare significativamente la formazione di grandi lesioni e di sconessioni;
- La resistenza delle armature viene sfruttata integralmente, non essendo il loro coinvolgimento legato all'aderenza tra la muratura e l'intonaco cementizio ma, al contrario, ad un collegamento meccanico controllabile;
- La tecnologia è poco invasiva, la rimozione dei nastri richiede solo l'asportazione dell'intonaco;
- L'acciaio inox garantisce l'affidabilità nel tempo del sistema,;
- L'efficacia delle legature trasversali, garantita dai collegamenti meccanici e dalla pretensione dei nastri di acciaio, permette di ridurre il loro numero e conseguentemente il numero di perforazioni da effettuare sulla muratura, riducendo l'invasività dell'intervento;
- I collegamenti tra avvolgimenti adiacenti è assicurato meccanicamente in maniera controllabile ed affidabile;
- I collegamenti in verticale tra le pareti di piani successivi sono facili da realizzare (anche senza la demolizione del solaio, è sufficiente praticare fori di diametro di circa 30mm in adiacenza alla parete) e sicuri nel risultato; si realizza così un sensibile miglioramento delle caratteristiche di resistenza a flessione sia nel piano dei maschi murari che nel piano ortogonale;
- Il piccolo spessore dei nastri inox permette l'adozione di intonaci tradizionali, negli spessori usuali, così da non alterare i pesi strutturali;
- Il sistema di cucitura risolve automaticamente anche il problema delle connessioni, spesso carenti, tra pareti ortogonali;
- La conservazione degli intonaci tradizionali elimina le problematiche create dall'uso degli intonaci cementizi, indispensabili nelle applicazioni delle reti elettrosaldate;
- L'utilizzazione dell'acciaio inox garantisce una buona duttilità d'insieme, chiamando in causa le riserve di sicurezza nelle condizioni limite di lavoro della struttura.

La preparazione delle superfici, per rimozione dell'intonaco o per realizzazione delle tracce deve essere finalizzata a consentire un percorso lineare, il più aderente possibile alla muratura, evitando che si verifichino contatti, specialmente se puntuali od eccessivamente localizzati. Importante è il corretto allettamento degli elementi imbutiti e degli angolari di spigolo. Da tale operazione infatti dipende l'efficace ripartizione della risultante di compressione ortogonale alla parete, sulla muratura a questi adiacente. Varianti al sistema standard relative ad interventi specifici consentono di risolvere problemi locali di:

- realizzazione di catene binate su pareti non rettilinee;
- connessione delle travi di solaio e di copertura alle murature;

- cerchiature metalliche di pilastri.

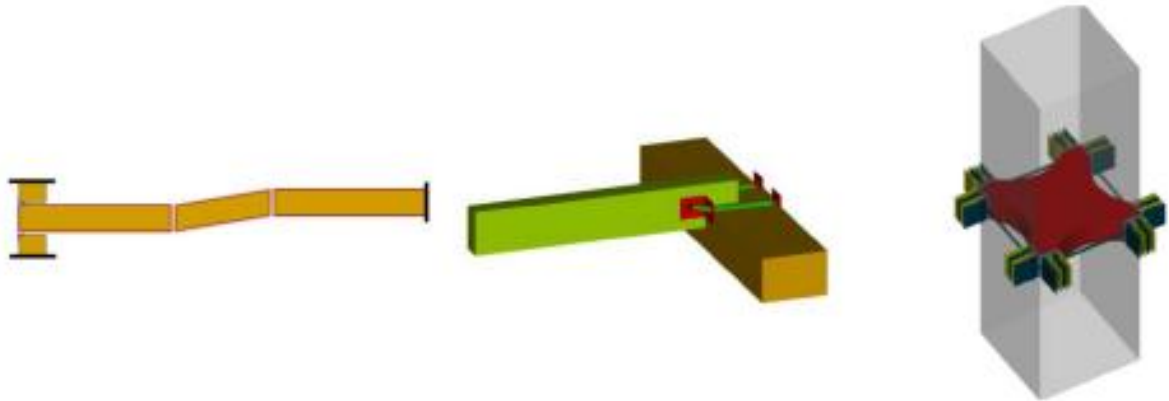


Figura 4.11 - Schemi di problematiche locali risolvibili con il sistema CAM [16].

Di seguito nella figura 4.12 è riportato un esempio illustrativo del sistema CAM.

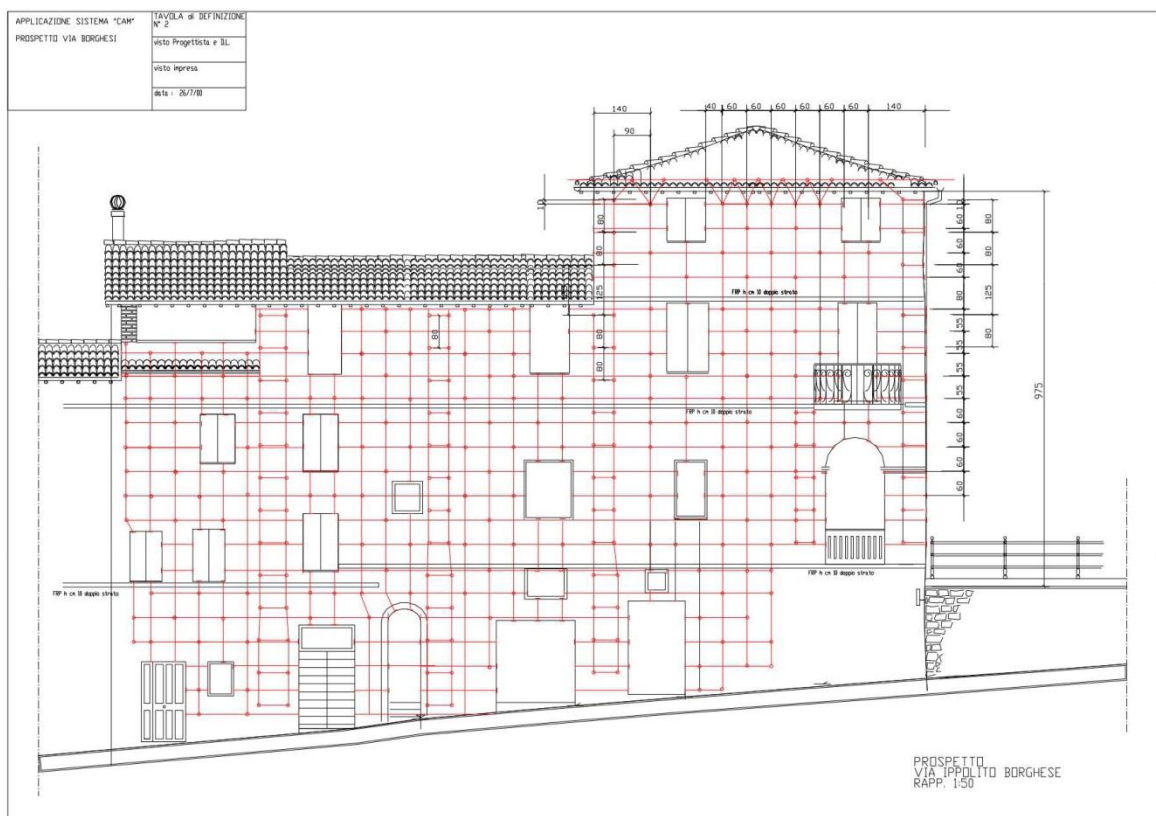


Figura 4.12 - Esempio applicazione sistema CAM ad una intera facciata [16].

4.6 - PROCEDURA DI VERIFICA

In questo paragrafo verrà trattata la procedura di verifica degli elementi in muratura rinforzati tramite sistema CAM. La procedura di verifica riportata è un estrapolato delle “*LINEE GUIDA - CUCITURE ATTIVE PER LA MURATURA, PROCEDURA GENERALE PER LA PROGETTAZIONE, MODELLAZIONE, CALCOLO E VERIFICA DI EDIFICI IN MURATURA RINFORZATI CON IL SISTEMA DI CUCITURA ATTIVA CAM*” messe a disposizione da *Edil CAM Sistemi S.R.L.*

Le verifiche riportate sono compatibili con le prescrizioni indicate nella *NTC 2008*, e *CNR DT 200/2004*: “*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*”.

4.6.1 - Resistenza Nastri CAM

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox con le seguenti caratteristiche:

- spessore $0,9 - 1,0$ mm e larghezza 19 mm
- resistenze a snervamento $f_{yk} = 240$ N/mm² e a rottura $f_{tk} = 540$ N/mm²
- allungamento a rottura almeno pari al 20%.

Per la resistenza del nastro, la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ è assunta pari al minore fra $N_{pl,Rd}$ resistenza plastica della sezione lorda A e la resistenza $N_{u,Rd}$ a rottura della sezione netta A_{net} in corrispondenza della giunzione per la quale è garantita una resistenza minima pari al 70% della resistenza del nastro stesso.

$$f_{yd} = \min \left\{ \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \frac{0,7 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\}$$

dove $\gamma_{M0} = 1,05$ e $\gamma_{M2} = 1,25$

Si considera quindi una tensione di calcolo pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 228 \text{ N/mm}^2$$

4.6.2 - Schiacciamento (Istruzioni CNR DT200/2004)

I nastri degli avvolgimenti orizzontali e verticali realizzano un diatono metallico artificiale la cui efficacia è aumentata dal tensionamento dei nastri ad un valore prossimo a quello di snervamento e dalla presenza di una piastra imbutita di contrasto.

Le normative vigenti esprimono la presenza di un collegamento trasversale dei paramenti con l'applicazione di un coefficiente moltiplicativo riportato in *tabella C8A.2.1* applicato ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0).

Il coefficiente moltiplicativo della norma potrebbe avere delle variazioni legate al numero di diatoni trasversali presenti.

La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura in funzione della geometria e della tipologia del sistema a base del CAM. Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre i nastri in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento. La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{Rmc,d} \geq N_{Sd}$$

essendo N_{Sd} il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza della muratura confinata.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rmc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rmc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md}$$

Dove:

$\gamma_{Rd} = 1,1$ è il coefficiente parziale della muratura confinata;

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

f_{mcd} è la resistenza a compressione della muratura confinata;

A_m è l'area della sezione trasversale della muratura confinata.

La resistenza dell'elemento confinato soggetto ad un valore f_1 della pressione di confinamento può calcolarsi con la seguente:

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff}$$

Dove

$f_{1,eff}$ è la pressione efficace di confinamento (funzione della forma del confinamento)

k' coefficiente adimensionale di incremento di resistenza

$$k' = \frac{g_m}{1000} \text{ con } g_m \text{ densità di massa della muratura in } Kg/m^3$$

La pressione efficace di confinamento è data dalla:

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot k_V \cdot f_1$$

Dove:

$k_{eff} = k_H k_V$ è il coefficiente di efficienza del confinamento

k_H è il coefficiente di efficienza orizzontale

k_V è il coefficiente di efficienza verticale

La pressione di confinamento f_1 , di un pannello murario di larghezza b e spessore d confinato con nastri CAM con passo orizzontale p_{fh} è dato da:

$$f_1 = \frac{1}{2} \rho_s \cdot f_{yd}, \quad \rho_s = \frac{4 \cdot t_{ft} \cdot b_f}{\max(p_{fh}, d) \cdot p_{fv}}$$

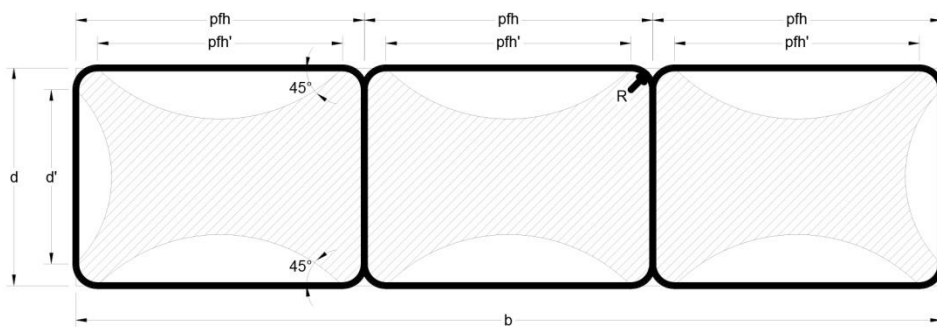


Figura 4.13 - Pressione di confinamento, parametri di calcolo [18].

Il coefficiente di efficienza orizzontale (figura 4.14) è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m :

$$k_H = 1 - \frac{p_{fh}'^2 + d'^2}{3 \cdot A_m} = 1 - \frac{(p_{fh} - 2R)^2 + (d - 2R)^2}{3 \cdot p_{fh} \cdot d}$$

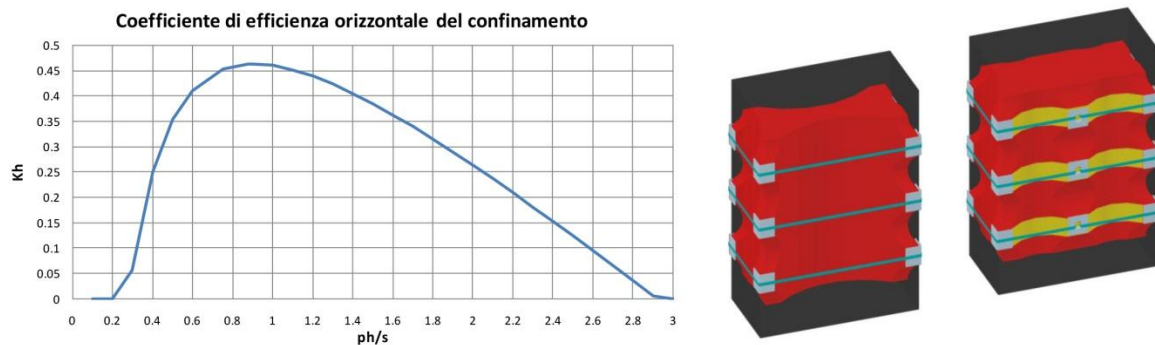


Figura 4.14 - Coefficiente di efficienza orizzontale del confinamento [18].

Dall'andamento del grafico (figura 4.14) del coefficiente di efficienza si evince come si abbia un massimo quando il rapporto $p_h/s=1$ che corrisponde ad una geometria confinata quadrata,

geometria dunque di massima “efficienza” del confinamento. Questa condizione è facilmente realizzabile per spessori di muratura importanti (maggiori 60-70cm) mentre lo è molto meno per spessori ridotti (30-40cm), visto il numero elevato di forature necessarie.

Da notare inoltre come il coefficiente diminuisca velocemente anche per un passo minore dello spessore (diversamente da quanto si possa attendere) poiché la geometria confinata tende sempre più verso un rettangolo allungato (geometria meno “efficiente”).

Il coefficiente di efficienza verticale vale:

$$k_V = \left(1 - \frac{p'_{fv}}{2 \cdot \min\{p_{fh}, d\}}\right)^2 = \left(1 - \frac{p_{fv} - b_f}{2 \cdot \min\{p_{fh}, d\}}\right)^2$$

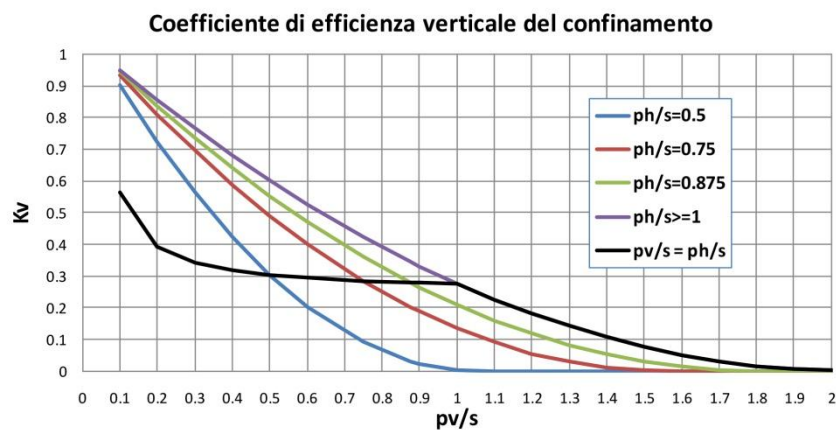


Figura 4.15 - Coefficiente di efficienza verticale del confinamento [18].

Il grafico del coefficiente di efficienza verticale (figura 4.15) dipende ovviamente dal passo verticale (tanto minore è il passo verticale tanto maggiore è l’efficienza) che dai valori del passo orizzontale dei nastri poiché questi definiscono la geometria in pianta confinata. Sono state dunque diagrammate diverse curve di K_v relative a diversi passi p_h . In particolare si nota come K_v aumenti all’aumentare di p_h fino a raggiungere il massimo non appena p_h risulti maggiore dello spessore.

Il confinamento effettuato con il CAM aumenta la capacità resistente a compressione centrata dell’elemento murario e ne aumenta anche la deformazione ultima migliorandone la duttilità a compressione.

Il miglioramento in termini di duttilità è espresso mediante l’incremento della deformazione ultima attraverso la seguente espressione:

$$\varepsilon_{mur} = 0,0035 + 0,015 \cdot \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{md}}}$$

4.6.3 - Pressoflessione nel Piano (NTC 2008)

La verifica a pressoflessione della muratura, analogamente al calcestruzzo, può essere eseguita sia con analisi lineare che non lineare. Nel caso di verifica non lineare è fondamentale la scelta del diagramma tensione-deformazione. Le tensioni nella muratura e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il diagramma tensione-deformazione della muratura è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{md} ed alla deformazione ultima ϵ_{mu} .

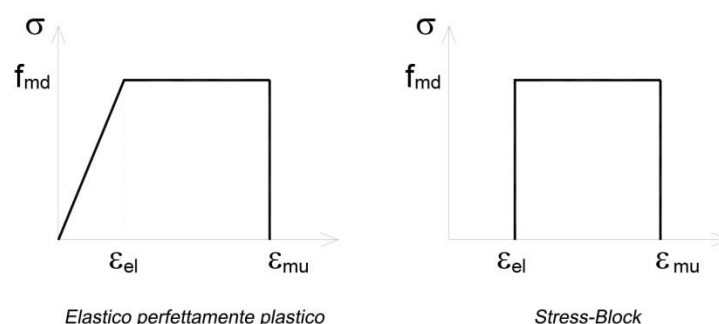


Figura 4.16 - Diagrammi di calcolo tensione-deformazione della muratura.

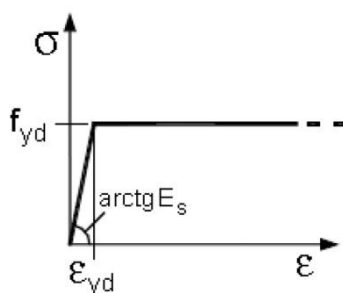


Figura 4.17 - Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio dei nastri inox.

4.6.3.1 - Comportamento rigido-plastico (Stress-Block – NTC 2008)

La resistenza a pressoflessione di una muratura armata, a cui il sistema CAM è assimilato, viene valutata secondo quanto previsto dalle nuove NTC2008 al § 7.8.3.2.1 e cioè assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_{mcd}$. Le deformazioni massime considerate sono pari a ϵ_{mc} della muratura compressa confinata (maggiori rispetto alla $\epsilon_{mu}=0,0035$ della muratura originaria) e $\epsilon_s=0,04$ per l'acciaio teso.

Nel caso in cui il passo verticale dei nastri sia inferiore alla profondità dell'asse neutro nella zona compressa, la resistenza ultima della muratura può essere incrementata per la presenza del

confinamento realizzato dalle legature orizzontali, purché nella fascia verticale di interesse non siano a quinconce ma richiuse su ogni singolo incrocio (figura 4.18).

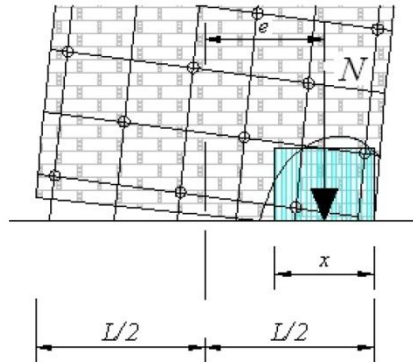


Figura 4.18 - Schema di calcolo della resistenza a Pressoflessione [18].

Nella determinazione della resistenza a pressoflessione influiscono quindi

$A_{s, vert}$ pari a due volte l'area di un nastro per il numero di avvolgimenti verticali

S_{vert} interasse degli avvolgimenti verticali

Con la seguente formulazione del momento resistente:

$$M_{Rd} = (0,85 \cdot f_{mcd}) \cdot 0,8x \cdot t \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,4x\right) + f_{yd} \cdot \frac{A_s}{S_{vert}} \cdot (L - x) \cdot \frac{x}{2}$$

Dove:

f_{mcd} resistenza di calcolo a compressione della muratura confinata;

f_{yd} tensione di calcolo del nastro.

$$x = \frac{\sigma_0 \cdot L \cdot t + A_s / S_{vert} \cdot f_{yd} \cdot L}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_{mcd}) \cdot t + A_s / S_{vert} \cdot f_{yd}}$$

la valutazione del momento resistente ultimo in questo caso è determinata con l'ipotesi di diagramma a blocchi e pertanto risente dell'approssimazione sulla effettiva tensione di snervamento delle maglie eventualmente più prossime all'asse neutro.

4.6.3.2 - Comportamento elastico-perfettamente plastico (consentito dal NTC 2008)

Nel caso di muratura rinforzata, analogamente al calcestruzzo, utilizzando il modello triangolo-rettangolo per la muratura e per l'acciaio nascono diverse regioni in cui il comportamento è diversificato dal fatto che l'acciaio o la muratura siano o meno plasticizzati.

Il sistema CAM fornisce attraverso il posizionamento dei nastri verticali sulle due facce della parete una armatura aggiuntiva. Tale armatura per la concezione stessa del sistema è pretensionata ad una tensione molto prossima a quella di snervamento ($f_{pret}=200 \text{ Mpa}$, $f_{yd,nastri}=208 \text{ Mpa}$). Tale pretensionamento modifica lo stato iniziale di tensione verticale del pannello.

In seguito si utilizzerà un modello matematico di calcolo della resistenza a pressoflessione nel piano comprendente le seguenti ipotesi di base:

- Il pannello murario si trova in uno stato tensionale verticale iniziale non nullo prima dell'intervento con il CAM, causato dai carichi permanenti agenti sulla parete;

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{Lt} \quad \text{tensione iniziale verticale della muratura}$$

$$\varepsilon_{m0} = \frac{N_0}{E_m Lt} \quad \text{deformazione verticale iniziale della muratura}$$

- Posizionati i nastri, sia orizzontali che verticali, vengono poi pretensionati alla tensione di pretensionamento che per semplicità "confonderemo" con quella di snervamento dei nastri inox. Tale pretensionamento fornirà, per i nastri orizzontali, un aumento della duttilità a compressione della muratura ed un eventuale aumento di resistenza a compressione. Il pretensionamento dei nastri verticali aggiungerà una tensione verticale di "precompressione" alla parete ed una corrispondente deformazione verticale della stessa. I nastri partiranno da uno stato tensionale e deformativo non nullo.

$$\sigma_{m0} = \frac{1}{t} \left(\frac{N_0}{L} + \frac{A_s}{S_{vert}} f_{yd} \right) \quad \text{tensione media sulla muratura a seguito del pretensionamento dei nastri verticali}$$

$$\varepsilon_{m0} = \frac{1}{E_m t} \left(\frac{N_0}{L} + \frac{A_s}{S_{vert}} f_{yd} \right) \quad \text{deformazione media sulla muratura a seguito del pretensionamento dei nastri verticali}$$

$$\varepsilon_{f0} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{deformazione iniziale nastri a seguito del pretensionamento}$$

Nel caso in esame visto il basso tenore di armatura e l'elevato rapporto tra i moduli elastici tra la muratura e l'acciaio il caso in cui la muratura non sia plasticizzata non verrà preso in considerazione. Pertanto si distingueranno solo due regioni:

- 1) *Regione 1*, asse neutro interno alla sezione;
- 2) *Regione 2*, asse neutro esterno alla sezione.

1. **REGIONE 1**

Data la precompressione iniziale dei nastri ed il carico verticale iniziale agente sul pannello la configurazione iniziale degli elementi (parete e nastri CAM) non è nulla.

A partire da tale configurazione iniziale e portando allo SLU la sezione per pressoflessione si ottengono i diagrammi di figura 4.19 sotto riportati.

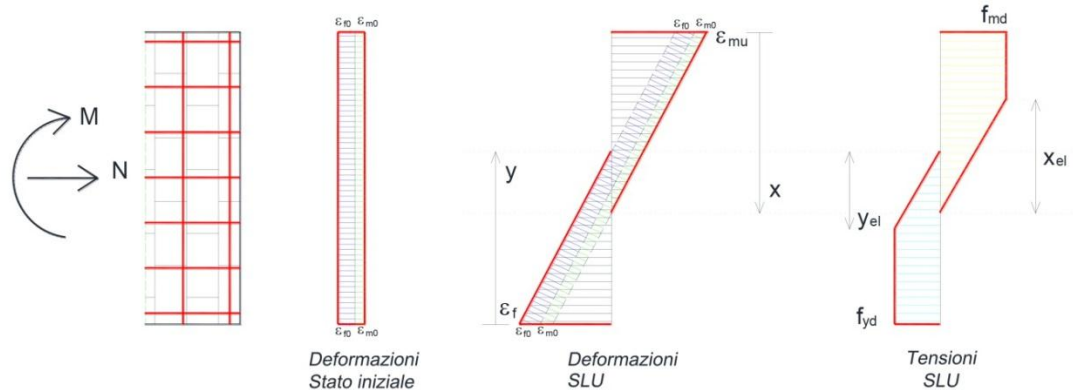


Figura 4.19 - Diagrammi tensioni-deformazioni SLU, regione 1 [18].

La posizione dell’asse neutro può essere ricavata per equilibrio alla traslazione tramite il procedimento seguente:

Si ipotizza che lo sforzo normale iniziale N_0 possa essere differente da quello finale N in funzione della ripartizione su una struttura completa tra i maschi murari a seguito di una sollecitazione sismica.

Ponendo le seguenti:

x posizione dell’asse neutro (lato muratura) rispetto al lembo compresso

$y = H - x \left(1 - \frac{\epsilon_{m0} + \epsilon_{f0}}{\epsilon_{mu}} \right)$ posizione dell’asse neutro (lato acciaio) rispetto al lembo teso

$x_{el} = \frac{f_{md}}{E_m \cdot \epsilon_{mu}} \cdot x$ porzione di muratura compressa in regime elastico

$y_{el} = \frac{f_{yd}}{E_f \cdot \epsilon_f} \cdot y$ porzione di zona tesa con nastri in regime elastico

L’equazione di equilibrio alla traslazione è la seguente:

$$N = f_{md} \cdot t \cdot \left(x - \frac{x_{el}}{2} \right) - \frac{A_s}{s_{vert}} f_{yd} \cdot \left(y - \frac{y_{el}}{2} \right)$$

Da questa equazione è possibile ricavare per via numerica la posizione dell’asse neutro x .

Pertanto per il momento ultimo si ottiene:

$$M_{Rd} = \frac{f_{md} \cdot t}{2} \cdot (x - x_{el}) \cdot (H - x + x_{el}) + \frac{f_{md} \cdot t}{2} \cdot x_{el} \cdot \left(\frac{H}{2} - x + \frac{2}{3} x_{el} \right) + \frac{f_{yd}}{2} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} (y - y_{el}) \cdot (H - y + y_{el}) + f_{yd} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot \frac{y_{el}}{2} \cdot \left(\frac{H}{2} - y + \frac{2}{3} y_{el} \right)$$

2. REGIONE 2

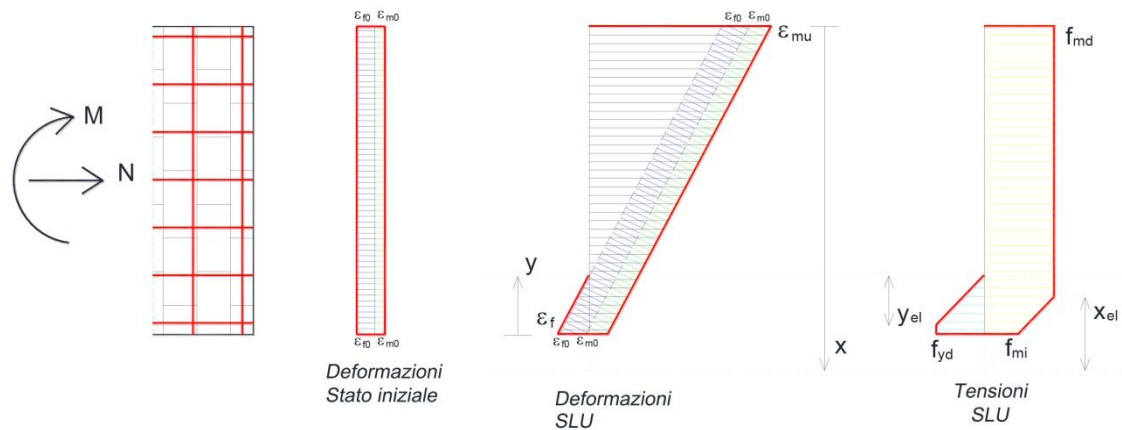


Figura 4.20 - Diagrammi tensioni-deformazioni SLU, regione 2 [18].

Ricordando le notazioni precedenti si ha:

$$f_{mi} = f_{md} \left(1 - \frac{H - x + x_{el}}{x_{el}} \right)$$

L'equazione di equilibrio alla traslazione è la seguente:

$$N = f_{md} \cdot t \cdot (x - x_{el}) + \left(\frac{f_{md} + f_{mi}}{2} \right) \cdot t \cdot (H - x + x_{el}) - f_{yd} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot (y - y_{el}) - f_{yi} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot \frac{y_{el}}{2}$$

Dove si è posto:

$$f_{yi} = \min(\epsilon_f \cdot E_f, f_{yd}) \quad \text{tensione al lembo inferiore teso dell'acciaio dei nastri}$$

$$x_{el} = \begin{cases} \text{se } x - x_{el} \leq H & x_{el} = \frac{f_{md}}{E_m \cdot \epsilon_{mu}} \cdot x \\ \text{se } x - x_{el} > H & x_{el} = x - H \end{cases}$$

Dall'equazione di equilibrio a traslazione è possibile ricavare per via numerica la posizione dell'asse neutro x .

Pertanto per il momento ultimo si ottiene:

$$M_{Rd} = \frac{(f_{md} - f_{mi}) \cdot t}{2} \cdot (x - x_{el}) \cdot (H - x + x_{el}) - \frac{(f_{md} - f_{mi}) \cdot t}{2} \cdot x_{el} \cdot (H - x + x_{el}) \left(\frac{2}{3}(x - x_{el}) - \frac{H}{6} \right) + \frac{f_{yd}}{2} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} (y - y_{el}) \cdot (H - y + y_{el}) + f_{yi} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot \frac{y_{el}}{2} \cdot \left(\frac{H}{2} - y + \frac{2}{3}y_{el} \right)$$

4.6.4 - Pressoflessione fuori piano - flessione verticale (NTC 2008)

Relativamente alle verifiche fuori piano è possibile ricavare il valore di resistenza allo SLU della sezione pressoinflessa in muratura. Il calcolo delle sollecitazioni agenti fuori dal piano, come previsto dalla normativa, costituiscono verifiche locali e devono essere eseguite a parte senza coinvolgere il comportamento globale dell'intera struttura. Per tale motivo non è necessario effettuare un calcolo non lineare (pushover) delle sollecitazioni ma è sufficiente un calcolo lineare per equilibrio.

Le verifiche di sicurezza vengono pertanto eseguite confrontando direttamente il momento resistente con quello agente.

Il calcolo del momento resistente, che di seguito si espone, può essere effettuato mediante una opportuna scelta del diagramma tensione-deformazione.

Le tensioni nella muratura e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

4.6.4.1 - Comportamento rigido-plastico (Stress-Block – NTC 2008)

La formulazione del momento resistente è la seguente:

$$M_{Rd} = (0,85 \cdot f_{mc}) \cdot 0,8x \cdot L \cdot \left(\frac{2}{2} - 0,4x \right) + f_{yd} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot L \cdot \frac{t}{2}$$

Dove:

f_{mc} resistenza di calcolo a compressione della muratura confinata;

f_{yd} tensione di calcolo del nastro.

$$x = \frac{\sigma_0 \cdot t + A_s / s_{vert} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_m)}$$

4.6.4.2 - Comportamento elastico-perfettamente plastico (consentito dal NTC 2008)

Nel caso di muratura rinforzata, analogamente al calcestruzzo, utilizzando il modello triangolo-rettangolo per la muratura e per l'acciaio, nascono diverse regioni in cui il comportamento è diversificato dal fatto che l'acciaio o la muratura siano o meno plasticizzati. Nel caso in esame visto il basso tenore di armatura e l'elevato rapporto tra i moduli elastici tra la muratura e l'acciaio, nel caso in cui la muratura non sia plasticizzata non verrà preso in considerazione. Pertanto si distingueranno solo due regioni.

- 1) *Regione 1*, muratura plasticizzata e acciaio elastico;
- 2) *Regione 2*, muratura ed acciaio plasticizzati.

1. REGIONE 1

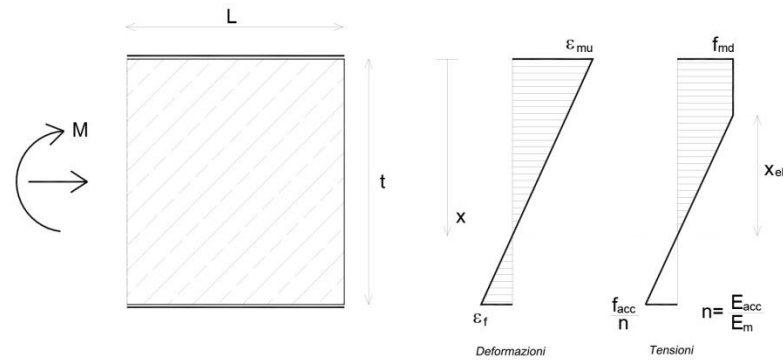


Figura 4.21 - Diagrammi tensioni-deformazioni SLU, regione 1 [18].

La posizione dell'asse neutro può essere ricavata per equilibrio alla traslazione tramite la seguente:

$$N = C - T$$

Dove:

$$N = \sigma_0 \cdot L \cdot t$$

Dove in σ_0 è compresa sia la tensione dovuta ai carichi verticali sia all'effetto di pretensionamento verticale dei nastri. In pratica si ha:

$$\sigma_0 = \frac{N}{Lt} + \frac{\frac{2 \cdot A_s}{s_{vert}} \cdot \sigma_{pv} \cdot L}{L \cdot t}$$

T e C sono rispettivamente l'integrale delle componenti a trazione e compressione date dall'acciaio e dalla muratura. In particolare si ha:

$$T = \frac{\epsilon_{mu}}{x} \cdot L \cdot (t - x) \cdot E_f \cdot \frac{A_s}{s_{vert}}$$

Ponendo:

$$x_{el} = \frac{x \cdot f_{md}}{\epsilon_{mu} \cdot E_m} \quad \text{posizione della fibra da cui parte la plasticità nella muratura}$$

Si ha:

$$C = f_{md} \cdot L \cdot x \cdot \left(1 - \frac{f_{md}}{2 \cdot \epsilon_{mu} \cdot E_m}\right)$$

Dalle quali si ottiene:

$$\sigma_0 \cdot L \cdot t = f_{md} \cdot L \cdot \left(x - \frac{x_{el}}{2}\right) - \frac{\epsilon_{mu}}{x} \cdot L \cdot (t - x) \cdot E_f \cdot \frac{A_s}{s_{vert}}$$

Da questa equazione risolvendo la funzione su x di secondo grado si ricava la posizione dell'asse neutro. Pertanto per il momento ultimo si ottiene:

$$M_{Rd} = \frac{f_{md} \cdot L}{2} \cdot \left(x^2 - \frac{x_{el}^2}{3} \right) + \frac{\varepsilon_{mu}}{x} \cdot L \cdot (t - x)^2 \cdot E_f \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} + \sigma_0 \cdot L \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2} - x \right)$$

E' bene notare come il momento ultimo può essere calcolato in *Regione 1* solo se la tensione dell'acciaio rimane inferiore a quella massima di calcolo, scontata del pretensionamento effettuato in fase di posa, ovvero vale la disuguaglianza:

$$f_y = \frac{\varepsilon_{mu}}{x} \cdot (L - x) \cdot E_f \leq (f_{yd} - f_p)$$

Dove:

f_p = tensione di pretensionamento dei nastri

2. REGIONE 2

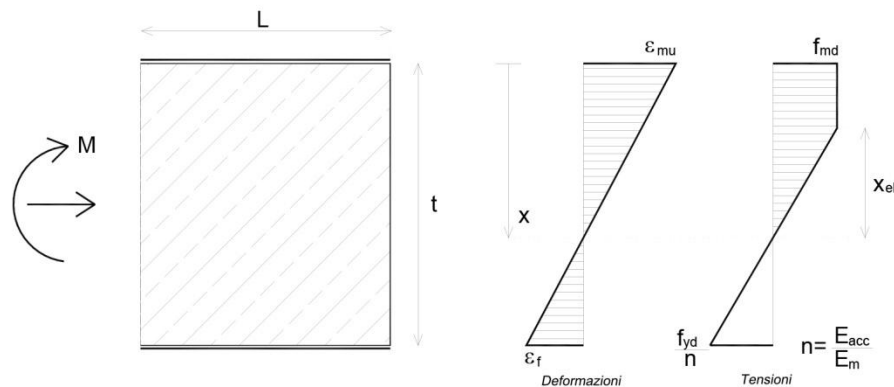


Figura 4.22 - Diagrammi tensioni-deformazioni SLU, regione 2 [18].

La posizione dell'asse neutro può essere ricavata per equilibrio alla traslazione tramite la seguente:

$$N = C - T$$

Dove:

$$N = \sigma_0 \cdot L \cdot t$$

T e C sono rispettivamente l'integrale delle componenti a trazione e compressione date dall'acciaio e dalla muratura. In particolare si ha:

$$T = f_{yd} \cdot \frac{A_s}{s_{vert}} \cdot L$$

$$C = f_{md} \cdot L \cdot x \cdot \left(1 - \frac{f_{mu}}{2 \cdot \varepsilon_{mu} \cdot E_m}\right)$$

Dalle quali si ottiene per l'asse neutro la seguente espressione:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot \frac{A_s}{S_{vert}} + \sigma_0 \cdot t}{f_{md} \cdot \left(1 - \frac{f_{mu}}{2 \cdot E_m \cdot \varepsilon_{mu}}\right)}$$

Per il momento ultimo si ottiene dunque:

$$M_{Rd} = \frac{f_{md} \cdot L}{2} \cdot \left(x^2 - \frac{x_{el}^2}{3}\right) + f_{yd} \cdot L \cdot \frac{A_s}{S_{vert}} (t - x) + \sigma_0 \cdot L \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2} - x\right)$$

Dove si è posto:

$$x_{el} = \frac{x \cdot f_{md}}{\varepsilon_{mu} \cdot E_m} \quad \text{posizione della fibra da cui parte la plasticità nella muratura}$$

4.6.5 - Note sull'efficacia dell'intervento di rinforzo a Pressoflessione

Per rendere efficace il ruolo delle armature verticali anche al piano di spiccato dell'intervento (solitamente piano terra), occorre che siano opportunamente prolungate in profondità nella zona sottoterra, eventualmente, ancorando lo stesso nastro ripiegato a coppia all'interno del foro di ancoraggio successivamente riempito di legante. In tale modo all'atto della chiusura della legatura di ancoraggio in prima approssimazione si ha la contestuale verifica della sua capacità portante.

La profondità ed il diametro di inghisaggio devono essere dimensionati per trasferire la forza di snervamento delle relative legature.

In prima approssimazione la profondità di ancoraggio deve essere tale da coinvolgere una massa di muratura equivalente alla forza indotta dalla legatura secondo la formulazione seguente:

$$L_{foro} = \frac{f_{yd} \cdot A_{nv}}{p_v \cdot \gamma_M \cdot \frac{t}{2}}$$

Qualora tale intervento non possa essere effettuato, l'incremento a trazione delle legature, nelle verifiche locali a pressoflessione, non potrà essere considerato.

4.6.6 - Incremento della resistenza a Pressoflessione per effetto del Pretensionamento

Con il sistema CAM e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza a pressoflessione, anche l'incremento di tensione σ_V dovuto ad una possibile pretensione σ_{pv} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse s_v .

Si ha quindi che:

$$\sigma_V = \frac{\frac{A_s}{s_{vert}} \cdot \sigma_{pv} \cdot L}{L \cdot t}$$

Con una formula finale della tensione verticale media che vale quindi:

$$\sigma_0 = \frac{N}{Lt} + \frac{\frac{A_s}{s_{vert}} \cdot \sigma_{pv} \cdot L}{L \cdot t}$$

σ_0 rappresenta la tensione media a compressione del pannello murario ottenuta come somma dello sforzo normale agente più il contributo dovuto all'azione di compattazione delle legature verticali.

σ_{pv} = tensione di tesatura dei nastri

4.6.7 - Resistenza a Taglio

La rottura per taglio presenta notevoli difficoltà interpretative legate alla dispersione dei valori della resistenza sperimentale del pannello (effetto tipico delle rotture fragili) e alla difficoltà di prevedere la distribuzione delle tensioni locali all'atto della rottura. Per questi motivi, la valutazione della resistenza a taglio si basa essenzialmente su metodologie semplificate. Tipicamente, gli approcci maggiormente utilizzati sono basati sul criterio del massimo sforzo di trazione e sul criterio di *Mohr-Coulomb*. Il primo criterio di resistenza a taglio considera la rottura per fessurazione diagonale, mentre il secondo la rottura per scorrimento.

La resistenza da considerare nelle verifiche sarà la minore tra le due.

4.6.7.1 - Taglio per Scorrimento (Mohr-Coulomb)

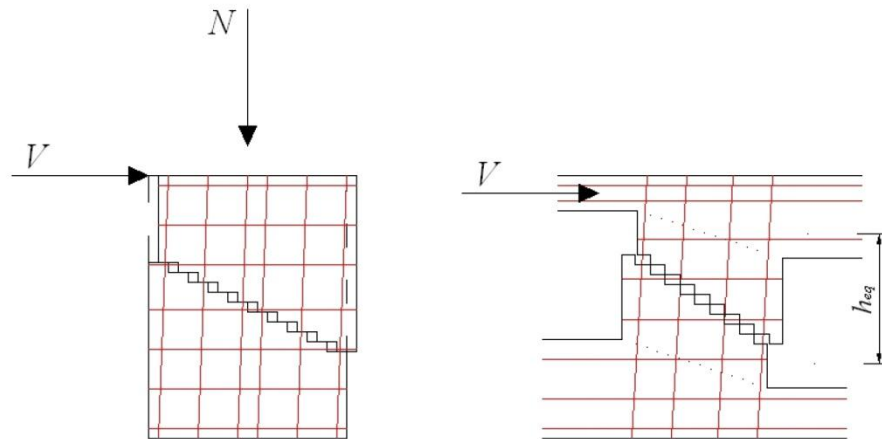


Figura 4.23 - Meccanismo di rottura per taglio-scorrimento [18].

Le NTC 2008 esprimono la resistenza a taglio-scorrimento di una muratura non rinforzata come:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

Con:

l' lunghezza della parte compressa della parete ricavata dal calcolo a pressoflessione;

t spessore della parete;

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$ così come stabilito nella normativa, calcolando la tensione normale media sulla sola zona compressa della sezione: $\sigma_n = P_d / (l' t)$;

Le NTC 2008 per la muratura armata degli edifici nuovi ed il DT 200 per le murature rinforzate con i compositi esprimono la resistenza a taglio di una muratura armata, a cui si può assimilare il sistema CAM, con un contributo aggiuntivo dell'armatura alla resistenza espressa mediante formazione di un traliccio resistente garantito dalle armature nelle due direzioni. La resistenza a taglio della muratura nei maschi murari si esprime come:

$$V_t = d \cdot t \cdot f_{vd} + \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,orizz} \cdot f_{yd}}{s_{orizz}}$$

d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa verticale;

$$\sigma_n = P_d / (d \cdot t)$$

$A_{s,orizz}$ è pari a due volte l'area di un nastro per il numero di avvolgimenti orizzontali;

s_{orizz} è l'interasse degli avvolgimenti orizzontali;

Nella formulazione presentata si differenziano due contributi:

$$V_{t,m} = d \cdot t \cdot f_{vd} \quad \text{che rappresenta il contributo relativo alla resistenza della muratura}$$

$$V_{t,s} = \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,orizz} \cdot f_{yd}}{s_{oriz}} \quad \text{che rappresenta il contributo delle armature}$$

Con il sistema CAM e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza a taglio per scorrimento anche l'incremento di tensione verticale σ_V dovuti ad una possibile pretensione σ_{pv} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse s_{vert} .

E' da sottolineare che tale incremento può essere considerato solo nel contributo della resistenza della muratura.

Si ha quindi che:

$$\sigma_V = \frac{\sigma_{pv} \cdot A_{s,vert}}{t \cdot s_{vert}} \quad \sigma_V \text{ è parallela all'asse dell'elemento (verticale) e si somma a } \sigma_n \text{ dovuta ad } N;$$

Con una formula finale del taglio per scorrimento che vale:

$$V_t = d \cdot t \cdot [f_{vd} + 0,4(\sigma_n + \sigma_V)] + \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,orizz} \cdot f_{yd}}{s_{oriz}}$$

4.6.7.2 - Taglio per Fessurazione Diagonale (Turnsek-Cacovic)

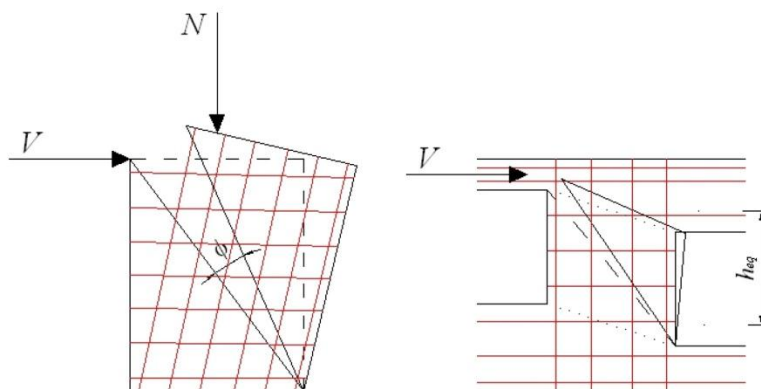


Figura 4.24 - Meccanismo di rottura per taglio-fessurazione [18].

Occorre osservare che una rottura a scaletta a 45° comporta che nei pannelli alti non tutti i nastri orizzontali vengono interessati dalla lesione e quindi, non tutti sono efficaci per contrastare gli scorrimenti. Per tale motivo nella formulazione che segue viene ridotta l'influenza dei nastri orizzontali mediante il fattore b .

Le NTC 2008 esprimono la resistenza a taglio-fessurazione di una muratura non rinforzata come:

$$V_t = lt \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med}}{1,5\tau_{0d}}\right)}$$

dove

il coefficiente b assume il seguente valore:

$$b = \begin{cases} 1.5 & \frac{H_{eq}}{L} \geq 1.5 \\ 1.0 & \frac{H_{eq}}{L} \leq 1.0 \\ \frac{H_{eq}}{L} & 1.0 \leq \frac{H_{eq}}{L} \leq 1.5 \end{cases}$$

L è la lunghezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

$\sigma_0 = N/(Lt)$ è la tensione media per compressione nella muratura

Con il sistema CAM e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza taglio-fessurazione anche l'incremento di tensione verticale σ_V e di tensione orizzontale σ_H dovuti alla pretensione σ_{pv} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse s_v e alla pretensione σ_{po} delle armature orizzontali $A_{s,orizz}$ poste ad interasse s_o .

E' da sottolineare che tale incremento può essere considerato solo nel contributo della resistenza della muratura.

Per i maschi murari si ha che:

$$\sigma_V = \frac{\sigma_{pv} \cdot A_{s,vert}}{t \cdot s_{vert}} \quad \sigma_V \text{ è parallela all'asse dell'elemento (verticale) e si somma a } \sigma_0 \text{ dovuta ad } N$$

$$\sigma_H = \frac{\sigma_{po} \cdot A_{s,orizz}}{t \cdot s_{orizz}} \quad \sigma_H \text{ è ortogonale all'asse dell'elemento}$$

Con una formula finale del taglio resistente per i maschi pari a:

$$V_{t,maschi} = lt \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_V}{1,5\tau_{0d}}\right)} + \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,orizz} \cdot f_{yd}}{s_{orizz}}$$

Per le fascie o travi di accoppiamento in muratura (secondo la dizione del NTC 2008) si ha che:

$$\sigma_V = \frac{\sigma_{pv} \cdot A_{s,vert}}{t \cdot s_{vert}} \quad \sigma_V \text{ è ortogonale all'asse dell'elemento (verticale)}$$

$$\sigma_H = \frac{\sigma_{po} \cdot A_{s,orizz}}{t \cdot s_{orizz}} \quad \sigma_H \text{ è parallela all'asse dell'elemento}$$

Con una formula finale del taglio resistente per le fasce pari a:

$$V_{t,fasce} = lt \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_H}{1,5\tau_{0d}}\right)} + \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,vert} \cdot f_{yd}}{s_{vert}}$$

Capitolo 5

Diagnostica, caratterizzazione del paramento murario

“Nel seguente capitolo verranno trattate le principali tecniche diagnostiche, spaziando dalle tecniche non distruttive a quelle distruttive.

Verrà analizzata la tecnica diagnostica tramite Georadar, che sfrutta le onde elettromagnetiche per indagare, potendo raggiungere livelli elevati di dettaglio all'interno della muratura, raggiungibili solo tramite tecniche leggermente distruttive. Tale tecnica è stata utilizzata durante il lavoro di Tirocinio per indagare sulla stratigrafia della muratura”

5.1 - GENERALITÀ

Il progetto di un intervento di consolidamento dipende da molteplici parametri, relativi a tutte le fasi di studio, ossia a partire dalla conoscenza dei materiali fino all'esecuzione della tecnica in sito.

La fase finale si riferisce alla valutazione dell'effettiva riuscita di un intervento di consolidamento e si avvale del supporto offerto dalla sperimentazione, finalizzata alla determinazione dei valori delle caratteristiche meccaniche delle murature prima e dopo l'intervento.

La scarsa qualità delle murature su cui ci si trova ad operare, insieme alla necessità di conservazione del bene, non consente di prelevare campioni indisturbati dalla struttura originaria per determinare le caratteristiche volute in laboratorio; per di più, le condizioni al contorno in cui la muratura si trova in sito sono difficilmente riproducibili in sede diversa.

La tendenza è di prediligere, ovviamente, procedure con bassissimo se non nullo, grado di distruttività del supporto originario. L'importante è verificare l'attendibilità di tali procedure, mettendole a confronto, ove possibile, con metodologie di prova a carattere distruttivo, che forniscono risultati meno approssimati.

Il problema si pone, quindi, in due aspetti: da una parte c'è la stima dell'efficacia dell'intervento su una struttura che, per gli scopi stessi del consolidamento, dovrà essere riutilizzata; dall'altra c'è la valutazione dell'affidabilità delle prove non o debolmente distruttive.

Esistono numerose tecniche e procedure di prove in situ per le murature, tese alla valutazione delle caratteristiche meccaniche (compressione e taglio) della stessa.

Si riportano di seguito le più diffuse, distinguendole rispetto al grado di invasività sulla muratura.

5.2 - PROVE NON DISTRUTTIVE

Le Prove non Distruttive sono il complesso di esami, prove e rilievi condotti impiegando metodi che non alterano il materiale e non richiedono la distruzione o l'asportazione di campioni dalla struttura in esame.

I metodi più comunemente utilizzati si basano sugli ultrasuoni, le radiazioni X, le vibrazioni, l'induzione elettromagnetica, i liquidi penetranti, oltre a metodi quali la termografia, l'endoscopia, l'estensimetria, la livellometria, l'emissione acustica, l'olografia e l'interferometria ottica, la tomografia e l'olografia acustica.

I risultati delle indagini condotte applicando questi metodi sono alla base per la valutazione della qualità di un prodotto, per l'esame dell'integrità strutturale di un componente e per la diagnosi e ricerca delle cause di dissesti. Metodi quindi, molto simili a quelli impiegati in medicina quando con raggi X, ultrasuoni ed altre tecniche d'esame si costruisce il "quadro clinico" per la valutazione dello stato di salute o patologico di un paziente. Nel caso dell'edilizia invece, le analisi sono condotte su materiali quali i metalli, i compositi, i ceramici, i ponti, i viadotti, le dighe, le fondamenta, i suoli ed infine sulle opere d'arte.

Questo campo di applicazioni risulta straordinariamente esteso e di estrema importanza per la qualità dei prodotti, per la sicurezza e l'affidabilità degli impianti delle strutture e per la tutela dei beni strumentali e culturali.

Di seguito sono riportate le principali prove non distruttive che è possibile effettuare su un manufatto.

5.2.1 - Test Sonici

Con le prove soniche è possibile misurare la velocità di trasmissione delle onde elastiche all'interno della parete da un generatore di impulsi (generalmente un martello strumentato) al ricevitore. La velocità di trasmissione aumenta con la densità del mezzo, adeguando corrispondentemente ampiezza e frequenza.

Registrazioni di incrementi di velocità per effetto, ad esempio, di un'iniezione denotano maggiore compattezza e forniscono, quindi, un'indicazione della buona riuscita dell'intervento.

A seconda delle posizioni relative tra punto d'impulso e di ricezione si possono effettuare prove per:

- *trasmissione diretta*: sonda e punto d'impulso sono posizionate in modo simmetrico sulle facce opposte della parete; risulta il tipo di trasmissione più sensibile, ma richiede l'accessibilità alla faccia interna e la conoscenza esatta dello spessore;

- *trasmissione semi diretta*: si posizionano i due punti nelle facce opposte ma non in corrispondenza simmetrica, oppure in facce ortogonali del paramento; data l'incertezza della lunghezza della linea di trasmissione risulta meno sensibile del metodo precedente;
- *trasmissione indiretta*: il punto d'impulso viene scelto sulla stessa faccia dove si trova la sonda ricevente; risulta il metodo meno sensibile perché risente soprattutto della composizione dello strato superficiale, che può essere diversa dagli strati profondi.

Generalmente, una seduta di prova consiste nella misura delle velocità in una maglia di rette fra di loro perpendicolari, in modo da ottenere una mappa dettagliata delle velocità.

In un mezzo omogeneo e isotropo si verificano, per un impulso, tre tipi di onde:

- *onde longitudinali*: si generano per compressione e successiva dilatazione nella direzione di trasmissione dell'onda, sono generalmente le uniche registrate nei test;
- *onde trasversali*: hanno direzione ortogonale alle precedenti e velocità di propagazione inferiore;
- *onde superficiali*: sono onde a grande ampiezza con velocità di poco superiore alle onde longitudinali. Hanno ampiezza e frequenza molto influenzabili dallo stato di fessurazione e vengono facilmente riflesse dalle pareti dei vuoti. Esiste una tecnica specifica per la loro misura detta carotaggio sonico.

Mediante le prove soniche può essere calcolato il modulo elastico sonico E_d che in genere, per il bassissimo sforzo generato nel test, sovrastima del 10% circa il normale modulo elastico misurato su provini o carotaggi. Nota la densità ρ del materiale e fissato il modulo di Poisson ν si può ricavare dalla relazione:

$$E_d = V^2 \rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) (1 - \nu)$$

I test sonici possono essere molto utili per definire il diverso stato della muratura; si sono potuti individuare, per esempio, tre diversi livelli delimitati dai campi di variazione della velocità per murature in mattoni, qui riportate in assenza di analoghi risultati sulle murature in pietra:

- $V < 1000$ m/s: individua murature fortemente danneggiate con presenza di grossi vuoti interni;
- 1000 m/s $< V < 2000$ m/s: rappresenta la maggioranza delle murature in mattoni esistenti; valori di V inferiori ai 1500 m/s possono indicare presenza di vuoti e difetti, irregolarità nei corsi o nelle giunzioni.
- $V > 2000$ m/s: indica murature accuratamente costruite e conservate con elevata resistenza a compressione, stimabile fra i 5 e 15 MPa.

Le prove soniche vengono effettuate con vibrazioni elastiche di frequenze variabili tra i 16 e i 20000 Hz. Il rilievo delle velocità trasmesse lungo diversi percorsi possibili all'interno della porzione muraria individuata, consente poi, impiegando determinati algoritmi per l'elaborazione, di effettuare una mappatura delle velocità (tomografia sonica).

Accanto a queste, le prove ultrasoniche utilizzano, invece, una banda di frequenza che varia da 20 kHz a 1000 MHz. Tali onde non riescono a essere trasmesse da mezzi gassosi, per cui sono sfruttate per l'individuazione di microfessure che riescono a riflettere il fronte d'onda;

contrariamente, il segnale ultrasonico risulta altamente attenuato per via della sua lunghezza d'onda troppo piccola in confronto alle dimensioni dei componenti della muratura. I risultati delle prove soniche si rivelano, pertanto, più facilmente leggibili e, per questo, sono generalmente più utilizzate.

Altre grandezze misurabili oltre alla velocità di propagazione sono: il contenuto di energia e la sua distribuzione nel dominio delle frequenze, i fenomeni di smorzamento, etc.

5.2.2 - La tecnica del Georadar

La metodologia G.P.R. (*Ground Penetrating Radar*) permette di investigare sulla struttura e sulla composizione del sottosuolo attraverso l'analisi delle riflessioni di onde elettromagnetiche ad alta frequenza trasmesse nel terreno.

5.2.2.1 - Principio di funzionamento

Il sistema G.P.R. trasmette nel terreno o nella muratura impulsi elettromagnetici di una determinata frequenza tramite un *trasduttore* (antenna). L'impulso si propaga verticalmente nel terreno con una certa velocità; quando incontra una interfaccia (superficie di contatto tra due materiali diversi) parte dell'impulso viene riflessa verso la superficie. L'antenna riceve in superficie gli impulsi riflessi.

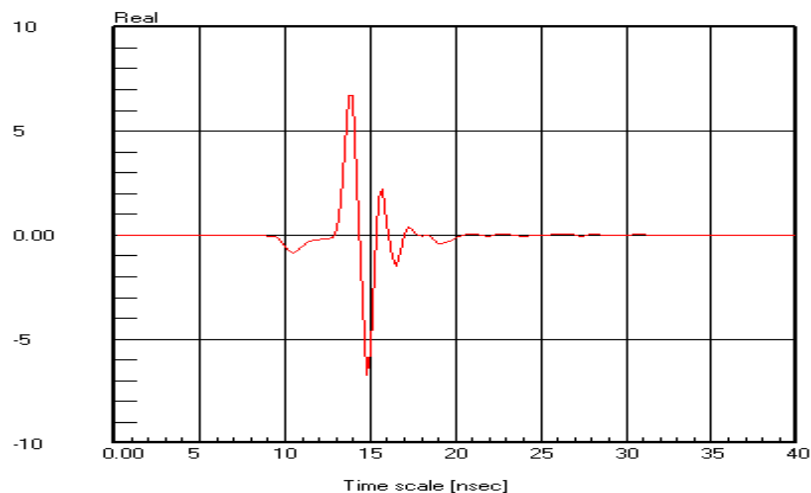


Figura 5.1 - Grafico dell'andamento delle riflessioni di un impulso radar.

In *figura 5.1* è rappresentato l'andamento del segnale ricevuto, opportunamente filtrato ed amplificato. Il primo impulso distinguibile è determinato dalla superficie del suolo su cui poggia l'antenna; gli impulsi successivi sono legati alle anisotropie esistenti nel sottosuolo o nella muratura. L'impulso di maggiore ampiezza del grafico in figura è il riflesso provocato da una forte anisotropia presente in profondità. In base al tempo di arrivo degli impulsi riflessi ed al valore

stimato di alcune proprietà fisiche del substrato, il sistema elabora una stima delle profondità delle interfacce rilevate.

Le proprietà fisiche dei materiali che governano la propagazione delle onde elettromagnetiche sono la *costante dielettrica* e l'*attenuazione*.

La *costante dielettrica relativa* (ϵ_r) è un parametro adimensionale che esprime il rapporto tra la velocità degli impulsi elettromagnetici nel vuoto e nel materiale in oggetto :

$$\epsilon_r = \frac{c^2}{v^2}$$

dove c è la velocità della luce nel vuoto (3×10^8 m/s) e v_r è la velocità delle onde elettromagnetiche nel materiale considerato. La conoscenza della costante dielettrica relativa (o della velocità di propagazione v_r) è essenziale ai fini interpretativi, in quanto permette di calcolare la profondità (h) di una superficie riflettente. Infatti :

$$h = \frac{ct_r}{2\sqrt{\epsilon_r}}$$

dove t_r è il tempo trascorso tra l'emissione e la ricezione dell'impulso.

L'*attenuazione* esprime invece la diminuzione dell'intensità del segnale per unità di lunghezza percorsa all'interno del materiale. Essa può essere considerata una funzione complessa della *conducibilità elettrica*, un'altra caratteristica fisica dei materiali, ed è espressa in dB/m. In generale è possibile affermare che la profondità di indagine massima ottenibile in un determinato materiale dipende dal suo valore di attenuazione. Valori elevati si hanno per i materiali caratterizzati da elevati valori di conducibilità elettrica, quali limi, argille, materiali cristallini solubili, metalli e acque saline; valori bassi sono invece caratteristici di rocce cristalline, ghiaie, sabbie e acque demineralizzate.

Materiale	Attenuazione (in dB/m)		Costante dielettrica	
	Secco	Bagnato	Secco	Bagnato
Asfalto	2-15	2-20	2-4	6-12
Argilla	10-20	20-100	2-10	4-40
Granito	0,5-3	2-5	5	7
Calcere	0,5-10	10-25	7	8
Sabbia	0,01-1	0,03-0,3	4-6	10-30
Cemento/mattoni	2-12	10-25	4-10	10-20
Terreno sabbioso	0,1-2	1-5	4-6	15-30
Terreno argilloso	0,3-3	5-30	4-6	10-15

Tabella 5.1 - Valori di costante dielettrica relativa e attenuazione mostrati dai materiali più comuni.

La *tabella 5.1* riporta i valori della costante dielettrica relativa e dell'attenuazione (in *dB/m*) per alcuni dei materiali più comuni. Si può rilevare come la presenza di acqua sia responsabile dell'aumento dei valori di entrambi i parametri, sebbene con intensità diversa nei vari materiali.

I materiali caratterizzati da elevati valori di attenuazione limitano in modo determinante la profondità di indagine; nelle argille plastiche, ad esempio, essa è ridotta a pochi centimetri e nei metalli è praticamente nulla. Per contro, i materiali ad elevato valore di attenuazione sono ottimi bersagli, in quanto riflettono buona parte della radiazione incidente. Risoluzione e profondità di indagine dipendono anche dalla frequenza delle onde elettromagnetiche utilizzate. In linea di massima, al crescere della frequenza si hanno frequenze normalmente utilizzate sono comprese tra *100 MHz* e *2 GHz*.

5.2.2.2 - Le sezioni GPR

Una sezione *GPR* si effettua ripetendo il ciclo di trasmissione e ricezione innumerevoli volte spostando progressivamente l'antenna lungo una direzione prefissata; il programma di elaborazione provvede ad accostare opportunamente le tracce dei segnali ricevuti. Il risultato è quello esemplificato in *figura 5.2*.

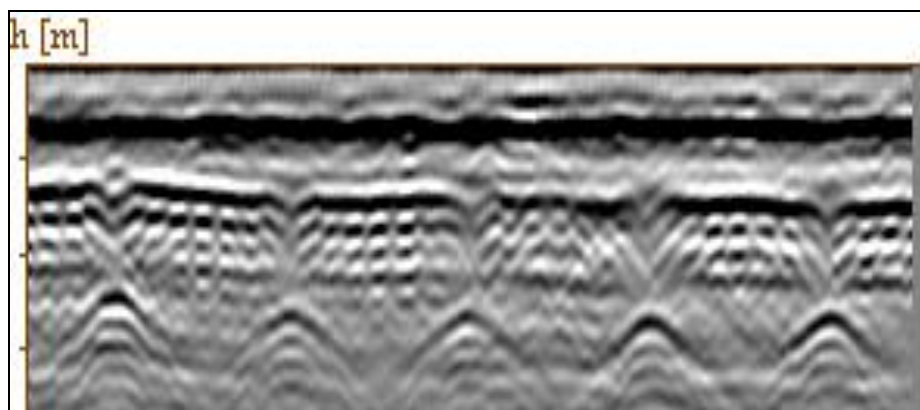


Figura 5.2 - Esempio di profilo (o sezione) effettuato con sistema GPR. Si osservano le anomalie determinate dalla presenza di tondini in acciaio.

I segnali appaiono in varie tonalità di grigio (o di colore), in funzione della loro intensità. Per effettuare un profilo esistono due differenti tecniche operative : la metodologia in dominio di tempo e quella in dominio di spazio. Esse differiscono tra loro per le modalità con cui viene effettuata la ripetizione del ciclo trasmissione/ricezione dell'impulso radar.

Nei profili in dominio di tempo gli impulsi radar vengono emessi ad intervalli di tempo costanti (*da 1 a 100 ms*). L'operatore deve in questo caso muovere l'antenna sulla superficie da investigare, lungo una determinata direzione, mantenendo una velocità costante. Soltanto così sarà possibile, in fase di interpretazione, associare la posizione di un riflettore, individuato sulla sezione GPR alla reale posizione sul terreno.

Nelle sezioni GPR in dominio di spazio, l'intervallo tra gli impulsi è regolato in funzione della posizione. I georadar in grado di operare in dominio di spazio si avvalgono di un *trasduttore di posizione*, mediante il quale il sistema tiene conto dello spazio percorso dall'antenna. L'emissione degli impulsi radar viene effettuata ogni qualvolta il sistema rileva che l'antenna (spinta dall'operatore) ha percorso una determinata lunghezza. In questo modo l'operatore può spostare l'antenna più o meno velocemente, fermarsi e ripartire senza che ciò si ripercuota sull'accuratezza della sezione. Le sezioni GPR in dominio di spazio offrono, ovviamente, una precisione assai più elevata nella localizzazione dei riflettori in senso longitudinale.

5.2.2.3 - Interpretazione delle sezioni GPR

Una sezione GPR esprime l'intensità degli impulsi riflessi dal substrato in funzione del tempo di arrivo e della posizione sulla superficie. Come si è detto, la sezione è di fatto il risultato della giustapposizione di molteplici cicli di trasmissione e ricezione degli impulsi radar; le diverse tonalità di grigio (o di colore) sono funzione dell'intensità della radiazione riflessa. L'interpretazione delle forme risultanti dalle diverse colorazioni delle sezioni GPR è una operazione piuttosto complessa, che deve tenere conto sia delle diverse velocità di propagazione dei materiali attraversati, sia della geometria del lobo di emissione delle onde elettromagnetiche inviate nel terreno. Le antenne utilizzate da molti GPR sono direzionali, ovvero emettono secondo una direzione preferenziale. La geometria del lobo di emissione è assimilabile ad un tronco di cono, più o meno serrato, che si apre verso il basso. Di conseguenza, le radiazioni possono intercettare bersagli che non sono posti esattamente lungo la verticale; i loro riflessi giungeranno con maggiore ritardo (a fronte di un tragitto più lungo) e appariranno più profondi. Un esempio tipico di tale effetto è la forma ad iperbole mostrata in corrispondenza di piccoli riflettori (ad esempio tubi tagliati trasversalmente, armature metalliche, ciottoli..., *figura 5.3*), i cui rami ascendenti e discendenti sono i riflessi registrati prima e dopo il passaggio dell'antenna sulla verticale del bersaglio. I corpi estesi lateralmente (oggetti di grandi dimensioni, stratificazioni, fratture...) risentono in maniera minore dell'effetto del cono di trasmissione e mostrano nei profili una forma più prossima a quella reale.

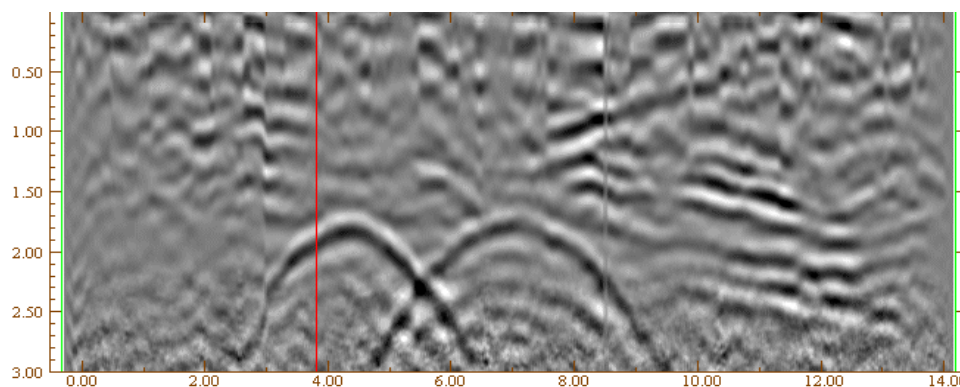


Figura 5.3 - Esempio di sezione GPR. Al centro dell'immagine sono ben visibili due anomalie ad iperbole.

È dunque possibile, con una certa esperienza, fornire una interpretazione sufficientemente precisa delle anomalie radar individuate dalla sola osservazione delle sezioni. L'interpretazione di anomalie di forma complessa o la determinazione esatta delle profondità degli obiettivi richiedono un approccio diverso. In questi casi è utile ricorrere alla migrazione delle sezioni, un metodo di analisi normalmente utilizzato nella sismica a riflessione che, tenendo conto della velocità di propagazione delle onde nei diversi materiali incontrati e della geometria del lobo di emissione dell'antenna, permette di ricondurre le riflessioni alla loro effettiva posizione sulla sezione.

5.2.3 - Pacometro

È uno strumento transistorizzato a riluttanza magnetica finalizzato alla rilevazione di barre in acciaio all'interno di elementi di calcestruzzo o nel corpo della muratura.



Figura 5.4 - Pacometro (www.arch.unibo.it).

Originariamente messo a punto per strutture di cemento armato con barre di diametro fra i 10 mm e i 40 mm entro spessori di copriferro non superiori ai 10 cm, lo strumento può essere impiegato per l'individuazione di elementi metallici nel corpo della muratura (ad esempio; catene poste sopra l'estradosso di volte murarie, barre d'ancoraggio di spesse lastre lapidee). Quando le linee di flusso magnetico dello strumento si trovano ad avvolgere un elemento metallico, di minore riluttanza, si producono correnti elettriche indotte di maggiore intensità facilmente rilevabili con strumenti elettrici.

5.2.4 - Prove sclerometriche

Attraverso la misura del rimbalzo di una massa metallica spinta contro la superficie di un elemento di calcestruzzo, lo strumento, sulla base di una taratura di laboratorio, ne fornisce la resistenza caratteristica a compressione come media di almeno 10 letture eseguite nell'intorno di una ristretta zona di calcestruzzo non interessata da sottostanti barre di armatura.

Con un'opportuna taratura lo strumento può fornire, sia pure con maggiori margini d'incertezza, la resistenza di materiali lapidei diversi.

5.2.4 - Indagini termografiche

Sono effettuate mediante telecamera sensibile all'infrarosso che riprende la superficie della parete muraria in esame opportunamente sollecitata termicamente mediante insolazione naturale o tramite dispositivi artificiali. Si procede a videoregistrazione o ripresa fotografica con montaggio di una mappa termografica in cui l'andamento delle bande di colore corrisponde alle linee isoterme. Le finalità sono mirate all'analisi di omogeneità del paramento murario, alla ricerca di cavità nel corpo murario (intese come mancanza di materiale, di distacco dei rivestimenti, di fessurazioni al di sotto di questi), mappatura del livello di umidità, ricerca di zone di condensazione climatica e di dispersione termica, lettura critica del tessuto architettonico sotto intonaci o rivestimenti vari.

5.2.5 - Prove di carico statiche,

si effettuano su parti estese di struttura o su singoli elementi strutturali. Consistono nell'applicazione di carichi, verticali od orizzontali, e nella misura degli spostamenti prodotti. I carichi, realizzabili con materassi ad acqua o con materiale minuto di zavorra, oppure mediante uno o più pistoni oleodinamici operanti a contrasto, sono applicati per cicli successivi di ampiezza crescente in modo tale da evidenziare il carico limite, oltre la fase lineare; gli spostamenti sono misurati mediante comparatori millesimali di tipo meccanico o elettrico.

5.2.6 - Prove di carico dinamiche,

Su parti estese di struttura o sull'intera costruzione, per la determinazione delle frequenze proprie mediante eccitazione con vibrodina e determinazione di spostamenti ed accelerazioni mediante sismometri o accelerometri, di sensibilità adeguata alle frequenze proprie della struttura in studio.

5.3 - PROVE DEBOLMENTE DISTRUTTIVE

5.3.1 - Prove con i martinetti piatti

Vengono effettuate per la determinazione dello stato locale di tensione nel paramento murario della struttura in esame, del modulo elastico, della resistenza a compressione.

Le prove con i martinetti piatti possono essere effettuate in due modalità differenti:

- *con martinetto singolo*, per la determinazione dello stato di sollecitazione: si realizza un taglio orizzontale di adeguate dimensioni in direzione normale alla muratura provocando il rilascio delle tensioni. Si inserisce uno speciale martinetto piatto, realizzato con sottili lamiere in acciaio saldate, collegato ad un'apparecchiatura oleodinamica e si aumenta gradualmente la pressione nel martinetto fino ad annullare la deformazione misurata in seguito al taglio (*figura 5.5*). In queste condizioni la pressione raggiunta eguaglia la sollecitazione preesistente al taglio in direzione normale al piano del martinetto, a meno di una costante sperimentale che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio, e della rigidità propria del martinetto.

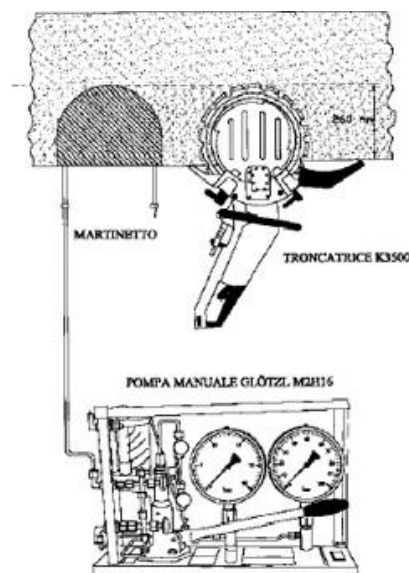


Figura 5.5 - Schema funzionale del martinetto [21].

- *con martinetti doppi*, per la determinazione della tensione di rottura e delle caratteristiche di deformabilità: si eseguono due tagli orizzontali nella parete entro cui vengono introdotti due martinetti piatti, che permettono di applicare alla porzione di muratura interposta uno stato di sollecitazione monoassiale. Si possono quindi misurare, con estensimetri meccanici rimovibili dislocati in modo opportuno, sia le deformazioni assiali che trasversali e, incrementando la pressione fin oltre il limite elastico in prossimità della rottura, la tensione di rottura della muratura.

Le operazioni da effettuare per una corretta esecuzione della prova sono:

- posizionamento di terne di basi estensimetriche poste a cavaliere della zona in cui devono essere inseriti i martinetti piatti e letture di zero con estensimetri meccanici o elettrici;
- taglio orizzontale, a parziale spessore, del muro in corrispondenza di un ricorso di malta e lettura agli estensimetri;
- inserimento del martinetto nel taglio, collegamento alla pompa e messa in pressione del fluido fino a tornare con gli estensimetri alle letture zero.

Nel grafico della *figura 5.6* sono riportati i diagrammi tensione-deformazioni tipici di una prova con martinetto piatto (a destra le deformazioni verticali, a sinistra le orizzontali); nelle immagini della figura sono riprodotti un martinetto, la camera di pressione, la sega impiegati per prove con martinetti semplici e doppi. Le dimensioni del martinetto sono: 26 cm di profondità e 35 di larghezza.

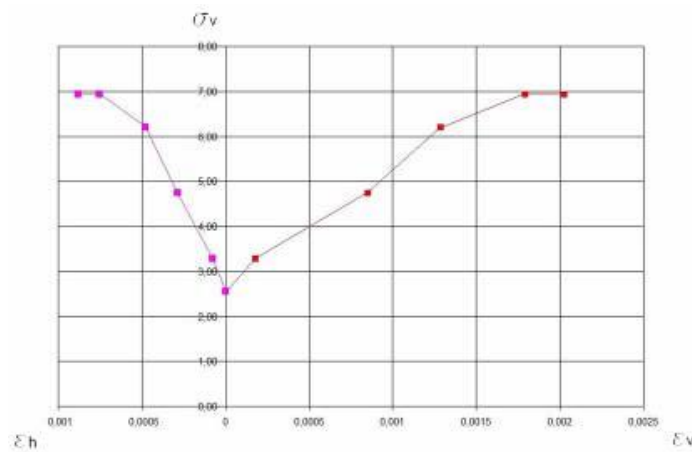


Figura 5.6 - Diagrammi tensione-deformazioni di una prova con martinetto piatto [10].

Nella *figura 5.7* sono riportati, il diagramma di carico-scarico ottenuto con una prova con martinetti piatti.

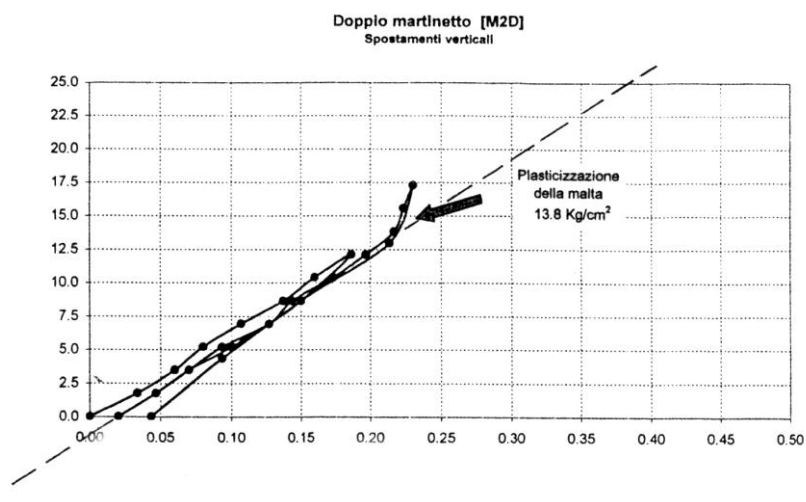


Figura 5.7 - Diagramma di carico-scarico [1].

5.3.2 - Carotaggi e microcarotaggi

I carotaggi nel corpo murario vengono effettuati prelevando campioni cilindrici del diametro di *10 cm* o di *20 cm* mediante carotatrice a corona diamantata. I campioni prelevati sono utilizzati sia per l'esame costitutivo del corpo murario sia, in caso d'integrità del campione estratto, per l'esecuzione di prove di compressione assiale.

I microcarotaggi nel corpo murario hanno un diametro variabile tra i *18 e i 50 mm*. I campioni utilizzati per l'esame costitutivo del corpo murario (stratigrafia, consistenza, stato di conservazione) e per la determinazione dell'estensione plano-altimetrica di parti murarie non ispezionabili direttamente, quali ad esempio elementi di fondazione. In generale i campioni prelevati non sono utilizzabili per prove di resistenza in quanto non coerenti per lunghezze significative. La scelta del numero e della posizione dei carotaggi va fatta in rapporto ad una maggiore o minore uniformità costitutiva, per evitare ingannevoli estrapolazioni da isolate analisi.

5.3.3 - Indagini endoscopiche

Le prove endoscopiche vengono effettuate nel corpo della muratura entro lesioni o discontinuità esistenti o entro fori di diametro ridotto (massimo *20 mm*) praticati con trapani a rotazione a basso numero di giri in modo da ridurre vibrazioni ed alterazioni prodotte dalla perforazione. All'interno del foro o della discontinuità si inserisce un endoscopio, costituito da un'asta con fibra ottica munita di guida luce per l'illuminazione della parte in studio; all'endoscopio può essere collegata una telecamera o una macchina fotografica reflex per la documentazione dell'indagine. I risultati consistono, come nel caso precedente, nell'esame costitutivo del corpo murario, effettuato stavolta nella parte rimasta in sede. In casi particolari il foro può essere effettuato con microcarotaggio, in modo da poter disporre dell'osservazione sia del materiale in sede sia di quello portato alla luce.

5.3.4 - Penetrometro Windsor

È usato per la valutazione della resistenza di elementi laterizi, mediante infissione di una sonda in lega speciale con l'impiego di pistola di Windsor per murature.

Il metodo di penetrazione con sonda Windsor consiste nella valutazione della resistenza del mattone in situ mediante la misurazione della profondità di penetrazione raggiunta da una speciale sonda. La profondità di penetrazione è inversamente proporzionale alla resistenza della muratura.

La strumentazione comprende una pistola con carica esplosiva opportunamente dosata che consente la penetrazione della sonda (*figura 5.8*).



Figura 5.8 - Penetrometro di Windsor (www.geoconsultlab.com).

5.3.5 - Prova di sfilamento

Eseguita su una barra di acciaio, inserita nel corpo murario per la determinata lunghezza e sigillata con il legante previsto, sporgente dalla parte in studio ed operando a contrasto con la parete stessa. Obiettivo della prova è la determinazione dell'aderenza fra barra, legante e muratura e quindi l'efficacia di interventi di collegamento e legatura oppure di ancoraggio mediante inserimento di barre metalliche a scomparsa nella muratura.

5.4 - PROVE DISTRUTTIVE

Adottate sia per la compressione che per il taglio, vengono realizzate in situ isolando il campione con dei tagli verticali per eliminare il confinamento laterale ed applicando il carico attraverso una struttura di contrasto.

Per l'esecuzione delle prove distruttive a taglio secondo tale procedura, possono efficacemente utilizzarsi gli stipiti delle aperture come superficie sulle quali applicare l'attrezzatura di contrasto.

Un'altra configurazione per la resistenza a taglio è quello di prova a compressione diagonale, che viene riprodotta in situ isolando un pannello su tre lati e imprimendo l'azione lungo le direzioni diagonali.

5.4.1 - Prove di compressione assiale

Sono volte a determinare la resistenza caratteristica a compressione f_k della muratura soggetta a carico ortogonale alla giacitura principale degli elementi laterizi o lapidei del campione. Le prove possono essere effettuate su campioni lunghi, prismi o cilindri, oppure su campioni estesi, muretti o parapetti; queste ultime simulano il macroelemento delle costruzioni reali e, a parità di

costruzione, forniscono valori di resistenza leggermente inferiori rispetto alle corrispondenti prove per elementi lunghi.

Per le prove s'impiegano le usuali attrezzature di carico in uso presso i laboratori di prova dei materiali da costruzione; con l'impiego di estensimetri, in numero e posizione opportuni, si possono determinare le curve complete tensione-deformazione assiale-dilatazione trasversale. L'applicazione del carico può essere del tipo monotono (forza assiale progressivamente crescente) oppure del tipo ciclico (forza assiale crescente per cicli successivi di carico e scarico, sempre rispettando la condizione di applicazione quasi-statica in modo da non introdurre sensibili effetti di accelerazione).

5.4.2 - Prova di compressione diagonale

Eseguite su pannelli murari disposti in modo tale che i ricorsi di malta della giacitura principale risultino di 45° rispetto alla direzione del carico applicato; i pannelli di spessore t , possono essere circolari o quadrati: rispettivamente di diametro D e di lato B .

Le prove forniscono, nell'ordine, i valori della tensione di rottura a trazione e della tensione tangenziale di rottura per mezzo delle espressioni:

$$\sigma_{kt} = 2 \cdot N_u / (3,14 \cdot D \cdot t) \quad \tau_t = N_u / (1,41 \cdot B \cdot t)$$

In cui N_u è il valore del carico di rottura.

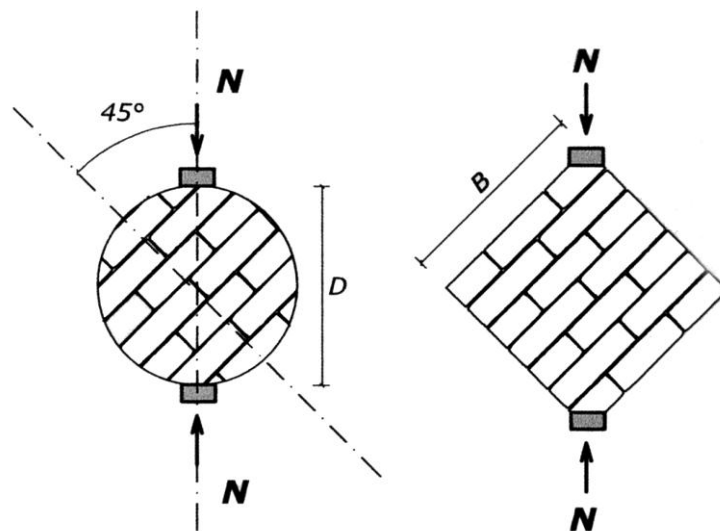


Figura 5.9 - Prova di compressione diagonale [1].

5.4.3 - Compressione e taglio

Eseguite su pannelli rettangolari soggetti a carico verticale costante e forza orizzontale variabile; le due basi del pannello sono vincolate in modo da consentire traslazioni orizzontali fra le due basi stesse, quindi in assenza di rotazioni relative. Lo stato di sollecitazione che ne deriva è molto vicino alla situazione effettiva delle costruzioni soggette a sisma.

Le prove possono essere condotte con forza orizzontale progressivamente crescente fino alla rottura del pannello (prova di tipo monotona) oppure con forza crescente per cicli successivi di carico e scarico, senza o con inversione (prova di tipo ciclico o di tipo alternato, rispettivamente).

Il diagramma sperimentale ha il carico P come parametro e come variabili, la forza V e lo spostamento relativo fra le due basi δ . La condizione ciclica o alternata delle prove evidenzia l'innescò delle fessurazioni, la progressiva riduzione di rigidità del pannello, l'accumulo del danno e le modalità di collasso; queste ultime si manifestano per rottura diagonale da trazione oppure per scorrimento lungo un ricorso orizzontale oppure ancora per esaurimento della resistenza a compressione agli spigoli più sollecitati, contrapposti alla base ed alla sommità.

Le modalità di rottura per taglio sono rappresentate, nell'ordine, dalla resistenza tangenziale da trazione, τ_t , oppure dalla resistenza tangenziale τ_c . mediante queste prove si può determinare la duttilità di comportamento del pannello espressa come rapporto fra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite elastico, quest'ultimo convenzionalmente definito.

Come detto, il carico P assume il ruolo di parametro di carico, che differenzia i casi di murature fortemente e debolmente caricate. Nelle situazioni di murature soggette a livelli di carico usuale, si rileva un aumento anche considerevole della resistenza alle azioni orizzontali, progressivamente crescente con l'aumento del carico verticale.

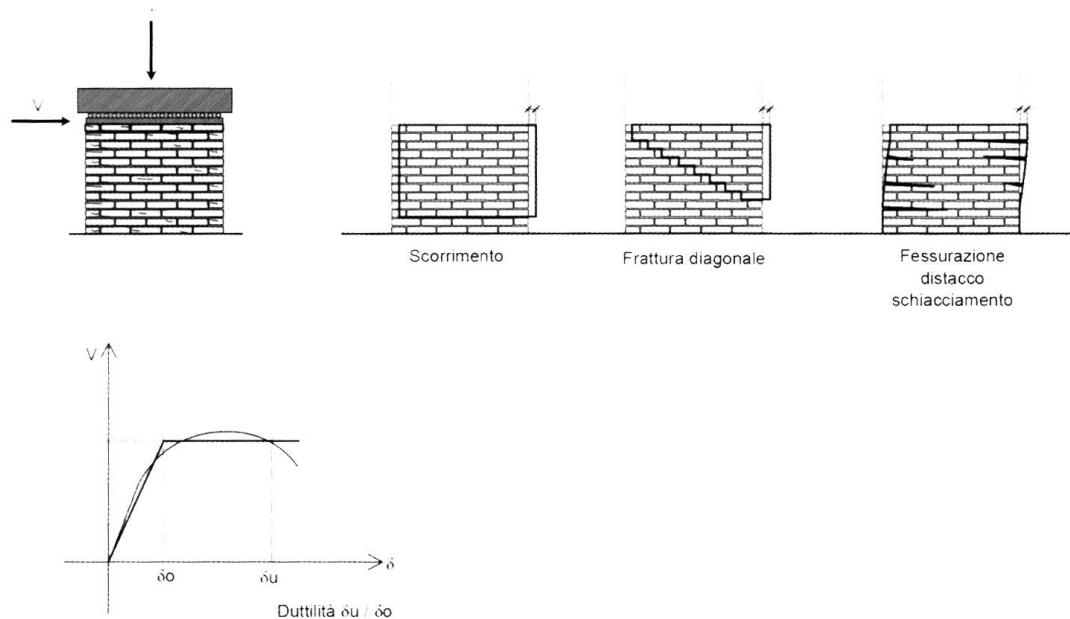


Figura 5.10 - Prove di resistenza a taglio [1].

Negli schemi della *figura 5.10* sono rappresentate le modalità di carico del pannello, i meccanismi di collasso (riferiti, per immediatezza visiva, a condizioni monotone di carico), il diagramma caratteristico di comportamento e la sua schematizzazione a bilatera. I risultati delle prove e alle modalità di collasso dipendono anche dal parametro geometrico costituito dal rapporto dimensionale altezza/base del pannello.

Si osserva che, per un evidente confronto dei risultati ottenuti in sedi ed in condizioni diverse, vanno normalizzati i parametri di carico, che influenzano i risultati: primi fra tutti, il numero di cicli e le modalità di applicazione della forza orizzontale.

5.4.4 - Prove di aderenza

Le prove di aderenza sono condotte tra file sovrapposte di elementi laterizi o lapidei ed i giunti di malta interposti, condotte su provini di piccole dimensioni costituiti come in *figura 5.11*, o più raramente, sugli interi giunti di prismi o muretti.

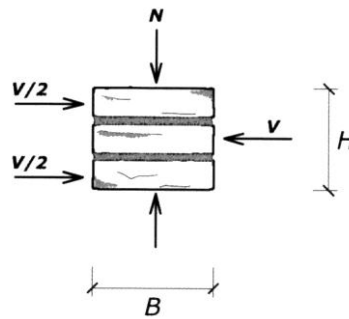


Figura 5.11 - Prove di aderenza fra concetti, con giunti di malta interposti [1].

Stante il valore, generalmente modesto del rapporto H/B la prova coinvolge la sola resistenza allo scorrimento; la forza verticale N assume il ruolo di parametro di carico.

Raramente il fenomeno con un meccanismo di attrito-coesione perfetto, la resistenza allo scorrimento è caratterizzata da due parametri, indipendenti dal carico applicato:

- coesione;
- coefficiente d'attrito.

Essi definiscono un legame lineare fra la tensione media di compressione:

$$\sigma_0 = N/(B \cdot t)$$

E la tensione tangenziale:

$$\tau_c = V/(2 \cdot B \cdot t)$$

Tali parametri sono da determinare mediante un numero di prove sufficientemente elevato, tale da consentire l'interpretazione e la rappresentazione dei risultati mediante un procedimento numerico di regressione.

Capitolo 6

Metodi di analisi

“Nel seguente capitolo verranno trattate le metodologie di analisi per gli edifici in muratura: analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari. Soffermendosi su quelle statiche e dinamiche lineari, ed accennando a quelle di tipo dinamiche non lineare.

Si indagherà in profondità sull’analisi Pushover (statica non lineare), molto utilizzata sugli edifici in muratura, grazie al suo alto grado di attendibilità e sull’analisi modale, considerata come analisi di riferimento per l’individuazione delle sollecitazioni all’interno delle strutture.”

6.1 - GENERALITÀ

Il sisma è un fenomeno dinamico che imprime alle fondazioni spostamenti variabili nel tempo ed induce nelle masse strutturali forze d'inerzia proporzionali alle masse stesse ed alle relative accelerazioni.

I metodi di analisi più adatti al fenomeno sono necessariamente metodi dinamici.

Le vibrazioni della struttura in generale nascono da una complessa sovrapposizione di modi di vibrare traslazionali con modi di vibrare torsionali intorno ad un asse verticale.

Tuttavia, per edifici con caratteristiche di simmetria e compattezza in pianta ma soprattutto regolari in altezza, si può ritenere che i modi di vibrazione torsionali non si presentino o siano comunque trascurabili.

In tal caso, considerando i soli due primi modi di vibrazione che presentano ciascuno spostamenti di piano crescenti linearmente con l'altezza in una delle due direzioni principali e trascurando gli altri modi che inducono nella struttura effetti non significativi, è possibile analizzare la struttura stessa con metodi statici, cioè con forze applicate non dipendenti dal tempo che producono effetti che simulano il comportamento della struttura sotto sisma con sufficiente approssimazione.

Il modello della struttura è poi elastico lineare ovvero con comportamento non lineare.

In definitiva gli strumenti di analisi, tra cui si deve poi scegliere il più adatto al problema in esame, sono:

1. *analisi statica lineare;*

2. *analisi statica non lineare;*
3. *analisi dinamica modale;*
4. *analisi dinamica non lineare.*

È opportuno precisare che i metodi richiamati sono relativi ad una analisi globale della struttura. Ma il comportamento globale si innesca solo se le pareti investite ortogonalmente dal sisma sono in buone condizioni di stabilità e quindi in grado di trasmettere l'azione sismica ai diaframmi orizzontali di piano che la distribuiscono alle pareti disposte con la dimensione maggiore nella direzione di tale azione.

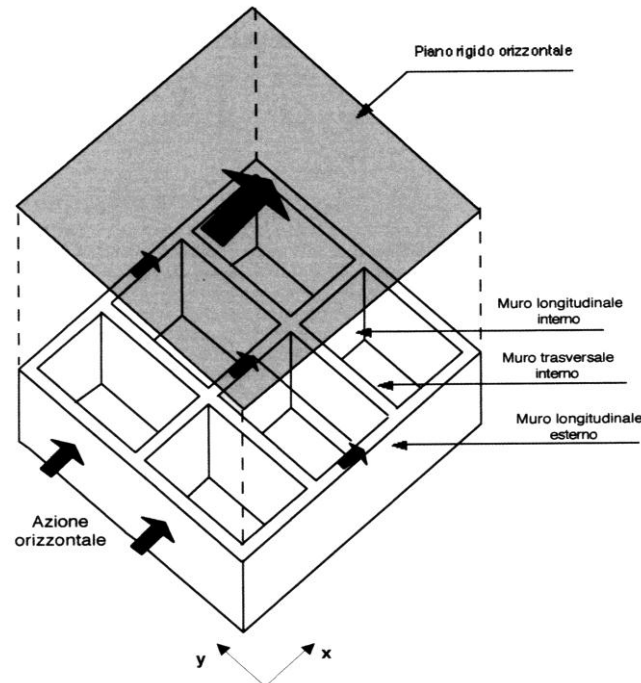


Figura 6.1 - Distribuzione delle azioni orizzontali tramite piano rigido.

All'analisi globale occorre quindi premettere una serie di verifiche locali relative alle pareti investite ortogonalmente dal sisma, ovvero con i modelli dell'analisi cinematica lineare per le costruzioni esistenti.

Per gli edifici classificati come semplici, non è obbligatoria alcuna analisi sismica o verifica, resta solo l'obbligo della verifica semplificata prescritta dalla normativa e la verifica a ciascun piano.

6.2 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura da analizzare terrà conto della effettiva distribuzione delle masse e delle rigidità, considerando quando necessario, il contributo degli elementi non strutturali.

Il modello sarà poi composto da elementi strutturali piani a telaio o a parete collegati ai piani, da diaframmi orizzontali rigidi.

Nell'ipotesi di diaframmi sufficientemente rigidi, tenendo conto delle bucatore in essi presenti, i gradi di libertà dell'edificio sono tre per piano, due traslazioni secondo gli assi di riferimento orizzontali ed una rotazione intorno all'asse verticale passante per il baricentro delle rigidezze. Naturalmente masse e rigidezze vanno concentrate nei rispettivi baricentri, piano per piano.

Per gli edifici classificati come regolari in pianta, è possibile considerare nell'analisi due modelli piani indipendenti, ciascuno secondo una delle direzioni principali.

Oltre l'eccentricità effettiva, ad ogni piano deve essere considerata una eccentricità accidentale e_{ai} introdotta con lo spostamento del centro di massa, in ogni direzione considerata, di una quantità pari a $\pm 5\%$ della massima dimensione del piano in direzione ortogonale all'azione sismica.

Queste prescrizioni sono valide qualunque sia la tipologia del materiale costituente la struttura. Nel caso di strutture in muratura, si può tener conto degli effetti della fessurazione considerando, per gli elementi strutturali, una rigidezza flessionale e a taglio ridotta.

6.3 - ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza a condizione che il primo periodo di vibrazione della struttura T_1 , nella direzione in esame, non superi $2.5 T_C$. Per edifici che non superano i *40 m di altezza*, in assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \text{ (sec.)}$$

dove H è l'altezza dell'edificio in metri dal piano di fondazione e $C_1=0,050$ per edifici con struttura in muratura.

Per gli edifici con struttura in muratura, nella progettazione, devono inoltre essere osservate le prescrizioni specifiche riportate di seguito:

- L'analisi statica lineare è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, ma occorre porre $\lambda=1$ (λ coefficiente che entra nella valutazione del taglio alla base dell'edificio).
- La valutazione delle rigidezze degli elementi murari deve tener conto anche del contributo tagliante, oltre che di quello flessionale.
- Preferibilmente sono da utilizzare le rigidezze fessurate che, in assenza di più precise valutazioni, si possono considerare pari alla metà delle rigidezze non fessurate.
- I solai vengono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano, a condizione che le bucatore non riducano in modo significativo tale rigidezza, se sono realizzati in c.a. o anche in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di spessore $\geq 40 \text{ mm}$ ovvero in struttura mista con soletta in c.a. di spessore $\geq 50 \text{ mm}$ collegata con opportuni connettori a taglio agli elementi strutturali principali in acciaio o legno.

- Per altre soluzioni costruttive l'ipotesi di infinita rigidità dovrà essere valutata e giustificata dal progettista.
- Nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi, il modello della struttura comprenderà i soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati da diaframmi rigidi orizzontali ai piani.
- Se si considerano nel modello anche gli elementi di accoppiamento tra pareti diverse, quali travi o cordoli in c.a. e travi in muratura (se efficacemente ammortate alle pareti), le verifiche di sicurezza devono necessariamente riguardare anche tali elementi strutturali. Travi di accoppiamento in muratura ordinaria possono essere inserite nel modello solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione ed efficacemente ammortato alle estremità. Gli elementi di accoppiamento in c.a. si considerano efficaci se di altezza almeno pari a quella del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento, il modello stesso si configura come un modello a telaio, con elementi infinitamente rigidi corrispondenti alle parti di muratura intersezione tra elementi orizzontali e verticali.
- In ogni caso, nell'ipotesi di solai rigidi, si potrà modificare la distribuzione del taglio nei pannelli di uno stesso piano così come determinata con una analisi lineare ma sempre nel rispetto dell'equilibrio globale di piano. Tale modifica deve quindi lasciare inalterati il modulo e la posizione della forza globale di piano. La ridistribuzione del taglio deve inoltre rispettare la condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello non risulti superiore a:

$$\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{piano}\}$$

con V taglio nel pannello e V_{piano} taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello. Quindi nel caso che ci si trovi in difficoltà nella verifica di alcune pareti, si può tenere implicitamente conto della fase inelastica, decrementando il taglio su queste ed incrementando tale caratteristica in altre pareti in grado di sopportare tale incremento ma comunque nel rispetto dell'equilibrio complessivo e nei limiti precisati. In *figura 6.2* è riportato un esempio.

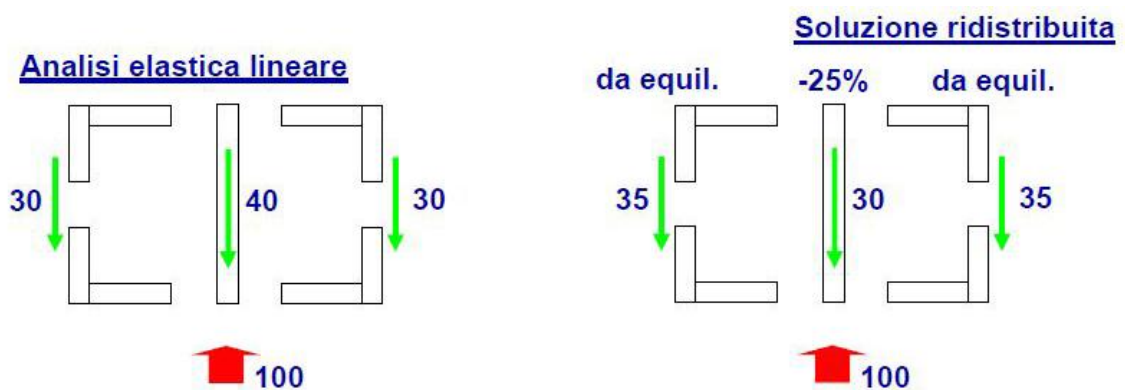


Figura 6.2 - Ridistribuzione dei tagli, lungo pareti parallele [21].

- Nel caso di solai deformabili, la redistribuzione può essere effettuata solo tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In

tal caso i limiti per la redistribuzione si calcolano come nel caso precedente, a condizione di considerare V_{piano} come somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

6.3.1 - Forze ai piani

L'analisi statica prevede l'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti.

La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{(z_i W_i)}{\sum (z_j W_j)}$$

Dove:

F_h è il taglio alla base, pari a: $F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$;

F_i è la forza da applicare al piano i ;

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente;

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi. Tale coefficiente riduttivo tiene conto che, in un edificio con tali caratteristiche e con possibilità traslazionali in tutte le direzioni, in generale le masse partecipanti al modo fondamentale di vibrazione sono l'85% della massa totale;

g è l'accelerazione di gravità.

Gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati applicando ad ogni piano la forza sismica F_i con eccentricità e_{oi} . Per edifici aventi massa e rigidezza distribuite, con buona approssimazione, simmetricamente in pianta e inscrittabili in un rettangolo con rapporto tra i lati inferiore a 4 gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le forze derivanti dalla distribuzione in ciascun elemento resistente con il fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente all'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Valutate le forze di piano, esse vanno concentrate nel relativo baricentro delle masse.

6.3.2 - Analisi della struttura

Come detto, la struttura può essere considerata nella sua globalità spaziale ovvero suddivisa in due sub-strutture piane, la prima costituita dai k_1 setti con la dimensione maggiore disposta secondo x , la seconda costituita dai k_2 setti con la dimensione maggiore in direzione y .

La ripartizione delle azioni sismiche è funzione della rigidezza dei pannelli e della loro disposizione in pianta.

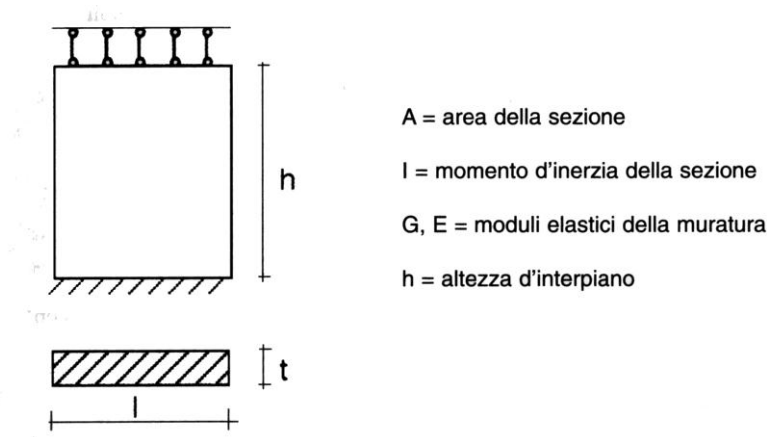


Figura 6.3 - Pannello murario per analisi statica lineare.

La rigidezza del singolo pannello, tenendo conto anche del contributo del taglio e con le notazioni di figura 6.8, si presenta nella forma (6.1):

$$K = \frac{GA}{1,2EI} \frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$

Tale formulazione per la rigidezza del pannello è valida nell'ipotesi che gli orizzontamenti siano in grado di impedire le rotazioni di estremità del pannello e si può ricavare, con opportuni passaggi, quale inverso della deformabilità del pannello:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{1,2h}{GA}}$$

Con $I = tl^3/12$

Nell'ipotesi che le strutture orizzontali di piano non siano in grado quanto meno di limitare le rotazioni flessionali all'estremità delle pareti, le pareti stesse hanno un comportamento a mensola incastrata alla base e la rigidezza assume l'aspetto (6.2):

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1,2h}{GA}}$$

Questa ultima ipotesi rappresenta uno schema limite certamente molto gravoso per la struttura. Il baricentro delle masse al generico piano i si determina considerando i pesi w_i gravanti su ciascuna parete, concentrati nei rispettivi baricentri. In copertura è buona norma considerare il peso della metà superiore delle pareti sottostanti.

Indicando con $k=k_1+k_2$ il numero complessivo di pareti e con x_i e y_i le coordinate del baricentro della generica parete, le coordinate x_G e y_G del baricentro delle masse risultano quindi:

$$x_G = \frac{\sum_1^k w_i x_i}{\sum_1^k w_i} ; \quad y_G = \frac{\sum_1^k w_i y_i}{\sum_1^k w_i}$$

Le coordinate del baricentro delle rigidezze x_R ed y_R allo stesso piano si ricavano con le formule:

$$x_R = \frac{\sum_{k_1+1}^k K_{jy} x_j}{\sum_{k_1+1}^k K_{jy}} ; \quad y_R = \frac{\sum_1^k K_{jx} y_j}{\sum_1^k K_{jx}}$$

Al generico piano i l'eccentricità tra baricentro delle rigidezze e baricentro delle masse è quindi:

$$e'_x = x_G - x_R ; \quad e'_y = y_G - y_R$$

A tali eccentricità si deve sommare l'eccentricità accidentale definita precedentemente, ottenendo:

$$e_x = e'_x \pm e_{aix} ; \quad e_y = e'_y \pm e_{aiy}$$

(il segno di e_{aix} ed e_{aiy} deve essere tale da rendere massime le relative eccentricità e_x ed e_y).

Per effetto dell'eccentricità del baricentro delle rigidezze rispetto a quello delle masse, si generano i momenti torcenti:

- sisma agente in direzione x , $m_{xi} = F_i e_y$;

- sisma agente in direzione y , $m_{yi} = F_i e_x$.

La forza di piano viene assorbita poi dalle k_1 pareti (sisma secondo x) ovvero dalle k_2 pareti (sisma secondo y), in funzione delle rispettive rigidezze.

Infatti, considerando la F_i agente in direzione x , lo spostamento δ_{xi} del piano i è fornito dal rapporto tra la forza e la rigidezza complessiva del piano $\sum_1^{k_1} K_{jx}$; per la presenza del piano rigido tutte le k_1 pareti presentano lo stesso spostamento δ_{xi} , che è esprimibile anche come rapporto tra la forza in direzione x nella generica parete j e la relativa rigidezza K_{jx} .

In definitiva risulta:

$$\delta_{xi} = \frac{F_i}{\sum_1^{k_1} K_{jx}} = \frac{F_{1x}}{K_{1x}} = \frac{F_{2x}}{K_{2x}} \dots = \frac{F_{jx}}{K_{jx}} \dots = \frac{F_{k_1x}}{K_{k_1x}}$$

E quindi:

$$F_{jx} = F_i \frac{K_{jx}}{\sum_1^{k_1} K_{jx}}$$

Analogo ragionamento può essere fatto se la forza agisce in direzione y ; in questo caso le pareti interessate sono quelle da $k_1 + 1$ a k .

Per il momento torcente m_{xi} (sisma in direzione x), collaborano tutte le pareti; si introduce quindi il momento d'inerzia polare del piano i :

$$I_p = \sum_1^{k_1} k_{jk} d_{jx}^2 + \sum_{k_1+1}^k K_{jy} d_{jx}^2$$

Con d_j distanza della generica parete dal baricentro delle rigidezze.

La rotazione torsionale del piano i intorno ad un asse verticale passante per il baricentro delle rigidezze vale:

$$\phi_i = \frac{m_{xi}}{I_{pi}}$$

Tale rotazione provoca in tutte le pareti uno spostamento lungo l'asse maggiore della parete che, per la generica parete j vale $\phi_i d_j$. Tale spostamento induce quindi in ciascuna parete una forza proporzionale alla rispettiva rigidezze:

- Pareti in direzione x $F_{jx} = \frac{m_{xi}}{I_{pi}} K_{jx} d_{jy} = F_i e_y \frac{K_{jx} d_{jy}}{I_{pi}}$
- Pareti in direzione y $F_{jy} = \frac{m_{xi}}{I_{pi}} K_{jy} d_{jx} = -F_i e_y \frac{K_{jy} d_{jx}}{I_{pi}}$

Analogo è il comportamento delle pareti in presenza di un momento m_{yi} .

In definitiva si può ora definire la forza al piano i alla generica parete j , che tiene conto sia dello spostamento che della rotazione di piano.

Con riferimento al sisma agente in direzione x , per la generica parete j (con dimensione maggiore disposta secondo x) sommando gli effetti, risulta:

$$F_{jx} = F_i \frac{K_{jx}}{\sum_1^{k_1} K_{jx}} + F_i e_y \frac{K_{jx} d_{jy}}{I_{pi}} = F_i \cdot R_x$$

Con riferimento al sisma agente in direzione y , per la parete generica j (con dimensione maggiore disposta secondo y) con analogo ragionamento, si ottiene:

$$F_{jy} = F_i \frac{K_{jy}}{\sum_1^{k_1} K_{jy}} + F_i e_x \frac{K_{jy} d_{jx}}{I_{pi}} = F_i \cdot R_y$$

I coefficienti R_x ed R_y sono i coefficienti di ripartizione della forza sismica in direzione x ed y rispettivamente ed assumono la forma:

$$R_x = \frac{K_{jx}}{\sum_1^{k_1} K_{jx}} + e_y \frac{K_{jx} d_{jy}}{I_{pi}}$$

$$R_y = \frac{K_{jy}}{\sum_{k_1+1}^k K_{jy}} + e_x \frac{K_{jy} d_{jx}}{I_{pi}}$$

6.4 - ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica non lineare o analisi *Pushover* è una metodologia che consente di indagare sul comportamento di una struttura sotto sisma oltre il limite elastico e sino allo stato limite ultimo.

Il metodo è statico equivalente, ma tuttavia questo tipo di analisi tiene conto dei più importanti aspetti dinamici.

I risultati forniti dall'analisi statica non lineare, confrontati con quelli ottenuti con analisi dinamiche non lineari, hanno dimostrato che in generale l'analisi statica non lineare è uno strumento sufficientemente affidabile purché siano rispettate alcune regole.

Il metodo è applicabile nella progettazione di edifici definiti regolari in pianta ed in altezza, il cui comportamento dinamico sia regolato in modo essenziale dai primi due modi di vibrazione (in direzione x ed y rispettivamente).

Per gli edifici *non regolari* ovvero per gli edifici alti, il metodo è ancora applicabile, a condizione che si considerino l'evoluzione delle rigidezze e delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo progressivo delle deformazioni anelastiche (metodi evolutivi).

In definitiva si può ritenere che l'analisi pushover è uno strumento efficace di progettazione per gli edifici regolari, specie quando tra i progettisti si sia consolidata una cultura del non-lineare.

In particolare il metodo è utile per valutare le capacità di edifici esistenti nei riguardi del sisma, sia per le possibilità di indagare sul comportamento non lineare, sia in considerazione anche delle difficoltà che possono sorgere per tale tipo di edifici in una analisi dinamica lineare.

Al contrario per gli edifici non regolari il metodo, per quanto prima specificato, è ancora applicabile in una normale progettazione, ma rimane valido in casi particolari e da affidare a specialisti del settore.

Per la modellazione della struttura verranno adoperati gli stessi criteri adottati in una analisi statica lineare ovvero modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

Per gli edifici in muratura con un massimo di due piani è consentita una analisi separata per ciascun interpiano.

Per gli edifici in muratura con un numero di piani superiore a 2 occorre considerare, nel modello, anche gli effetti dovuti alla variazione delle forze verticali causata dall'azione sismica e garantire gli equilibri locali e globali.

6.4.1 - Analisi pushover

Per introdurre con semplicità e chiarezza i concetti alla base di una tale analisi, ci si riferisce ad una semplice parete con tre piani, costituita da due maschi murari collegati a ciascun piano da elementi monodimensionali assialmente indeformabili, che hanno la funzione di eguagliare gli spostamenti di piano dei due maschi.

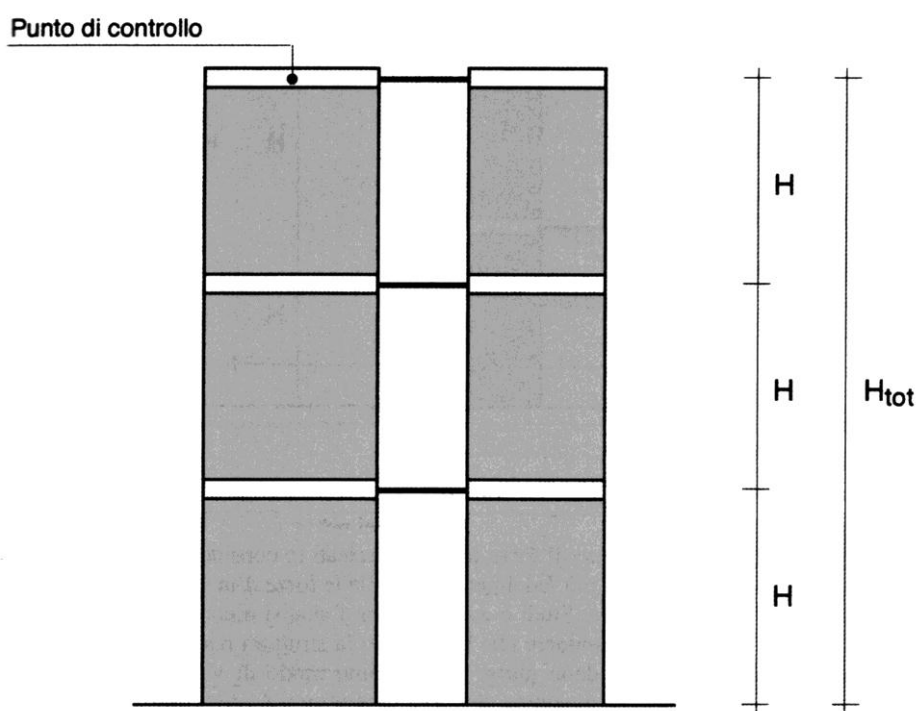


Figura 6.4 - Pareti semplici accoppiate da elementi monodimensionali.

La prima fase dell'analisi consiste nell'applicare alla struttura i carichi verticali e almeno due sistemi di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Nel caso di costruzioni in muratura, il punto di controllo è posto a livello della copertura.

I sistemi di forze orizzontali da applicare alla struttura in corrispondenza del baricentro di ciascun piano sono quindi almeno due:

- *sistema 1* costituito da una distribuzione di forze proporzionali alle masse (ovvero ai pesi) di piano;
- *sistema 2* costituito da una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

In *figura 6.5* si riporta la deformata normalizzata rispetto al punto di controllo relativa al primo modo di vibrazione.

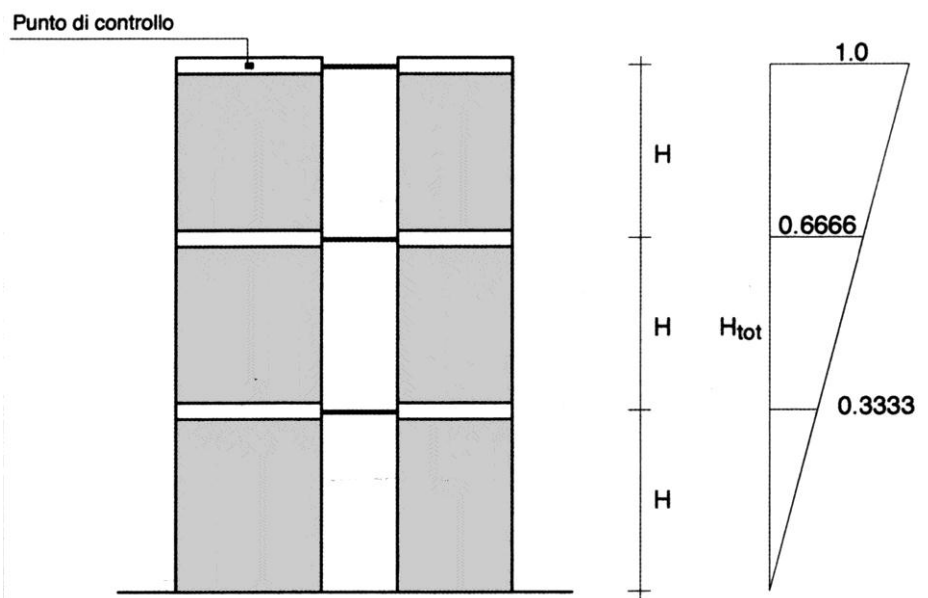


Figura 6.5 - Distribuzione di forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare (sistema 2).

Sono richiesti almeno i due sistemi di forze innanzi precisati in considerazione del fatto che l'obiettivo è quello di simulare il più fedelmente possibile le forze d'inerzia che si manifestano sulla struttura durante il sisma. Studi e confronti con l'analisi dinamica non lineare hanno portato a concludere che fin quando la struttura resta in campo elastico, forze proporzionali al prodotto delle masse per il primo modo di vibrazione (*sistema 2*) approssimano meglio la risposta dinamica della stessa struttura. Al contrario per forti deformazioni la risposta dinamica è approssimata con maggiore fedeltà da forze proporzionali alle masse.

Come primo risultato dell'analisi si ottiene, per ciascun sistema di forze, un diagramma che presenta sulle ascisse lo spostamento del punto di controllo d_c e sulle ordinate il taglio alla base F_b .

In *figura 6.6* è rappresentato l'andamento qualitativo di due generiche curve pushover sistemi 1 e 2 di forze.

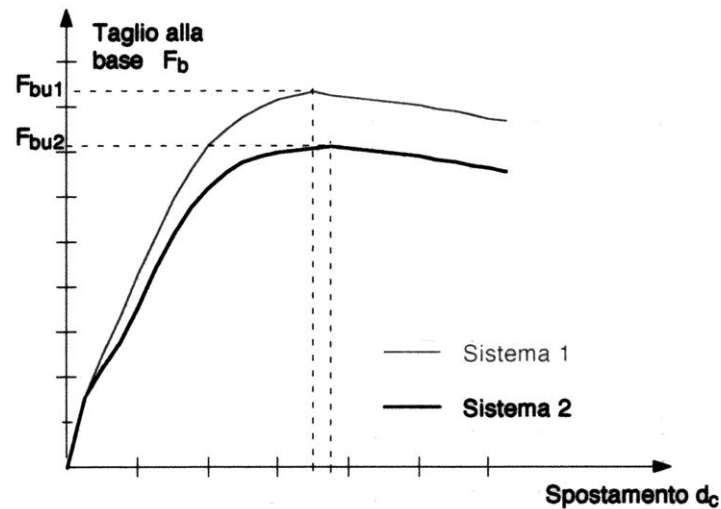


Figure 6.6 - Curve di capacità per sistema 1 e 2.

Il comportamento non lineare della struttura, evidenziato con le curve in *figura 6.6*, è condizionato dal comportamento non lineare dei singoli maschi. Per poter eseguire una analisi pushover è quindi necessario definire il comportamento di ciascun maschio, ovvero un diagramma taglio-spostamento, per ciascuno dei possibili meccanismi di rottura che possono innescarsi; nello specifico:

1. rottura per *pressoflessione nel piano*;
2. rottura per *taglio con fessurazione diagonale*;
3. rottura per *taglio-scorrimento*.

Per l'analisi statica non lineare le proprietà degli elementi possono essere basate, salvo diversa indicazione, sui valori medi delle proprietà dei materiali.

Il legame tra i detti parametri è non lineare, ed è possibile sostituire alla curva una bilatera che caratterizza un comportamento elastico-perfettamente plastico.

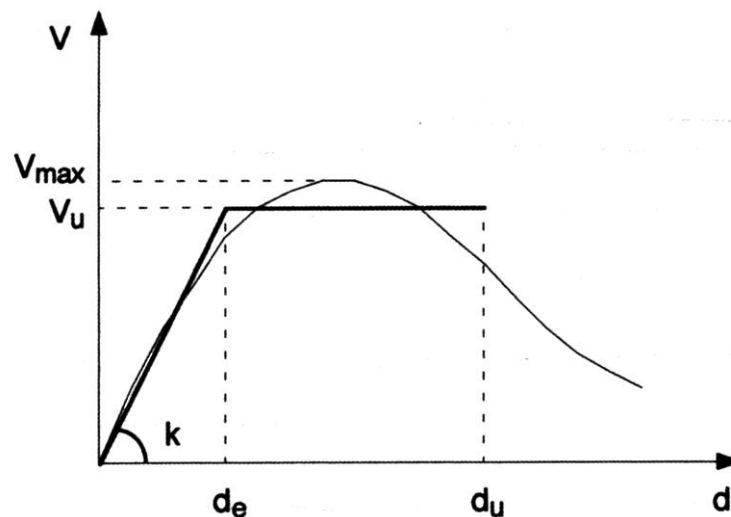


Figura 6.7 - Curva bilatera con comportamento elastico-perfettamente plastico derivante dalla curva di pushover.

La bilatera, relativa ad uno dei possibili meccanismi di rottura, è definita dal taglio ultimo V_u , dalla rigidezza del maschio k e dallo spostamento ultimo d_u .

Le curve di *figura 6.6* prendono il nome di *curve di capacità* e sono costruite con un procedimento step by step che ad ogni passo somma alle sollecitazioni e gli spostamenti del passo precedente. Ad ogni passo vengono quindi eseguite le verifiche di sicurezza nei maschi murari. Se nel passo considerato, uno o più elementi si portano dal campo elastico al campo plastico, la matrice di rigidezza deve essere aggiornata annullando la rigidezza a taglio per tali elementi (gli elementi in fase plastica vengono schematizzati come bielle in grado, nei passi successivi, di assorbire solo sforzo normale).

Quando si raggiunge una condizione di collasso in almeno un maschio murario, dovuta ad:

- spostamento orizzontale oltre il limite d_u
- insorgere nel maschio di sollecitazioni di trazione che annullano la possibilità di reazione del maschio stesso;

occorre revisionare il modello, escludendo del tutto il maschio o i maschi collassati, ricominciando dall'origine (corrispondente all'azione dei soli carichi verticali) e procedendo con la costruzione di una diversa curva di capacità.

La costruzione delle curve di capacità che considerano la progressiva perdita di resistenza della struttura, si esaurisce quando la struttura diventa labile. La curva di capacità finale della struttura si ottiene raccordando superiormente le varie curve con segmenti verticali ed è rappresentativa della progressiva perdita di resistenza della struttura dovuta al progressivo collasso dei maschi murari. La capacità di spostamento dell'edificio riferita agli stati limite di danno e ultimo viene poi determinata sulla curva forza-spostamento innanzi descritta, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori $d_r = 0.003 h$ per edifici con struttura portante in muratura ordinaria e $d_r = 0.004 h$ per edifici con struttura portante in muratura armata (d_r è lo spostamento d'interpiano, h è l'altezza del piano);
- stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

La seconda fase del procedimento consiste nell'identificare, per ciascun sistema di forze, una struttura ad un grado di libertà *1GL* equivalente da un punto di vista dinamico alla struttura a molti gradi di libertà *MGL*. Tale struttura avrà a sua volta un comportamento non lineare che viene approssimato ad un comportamento bilineare.

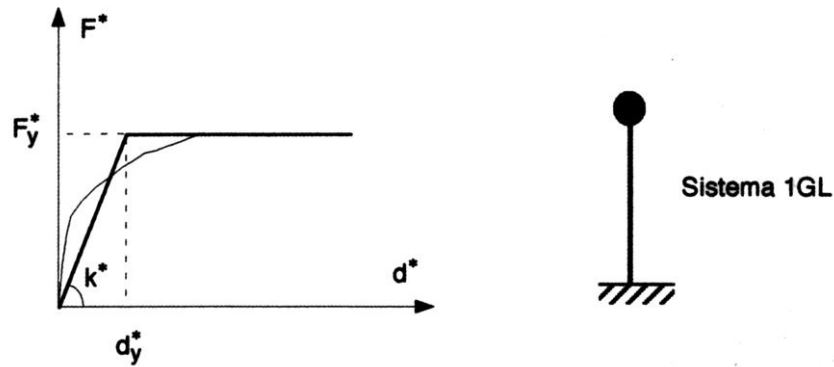


Figura 6.8 - Sistema ad 1GL.

Le relazioni che legano, in campo elastico, forza F^* e spostamento d^* del sistema 1GL alle analoghe grandezze del sistema MGL possono esprimersi come segue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad ; \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Con:

$$\Gamma \text{ coefficiente di partecipazione modale: } \Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Φ vettore rappresentativo del primo modo di vibrare della struttura relativo alla direzione presa in esame per l'azione sismica, normalizzato all'unità per la componente relativa al punto di controllo.

Il punto rappresentativo dello snervamento presenta coordinate (in assenza di valutazione più accurate):

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad ; \quad d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

Con:

F_{bu} resistenza ultima dell'edificio;

K^* rigidità secante a snervamento del sistema equivalente, valutata in modo da ottenere l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva non lineare di figura 6.8 e l'area sottesa dal sistema bilineare equivalente.

Detta E_m^* l'area sottesa dalla curva non lineare, eguagliando tale area all'area sottesa dalla bilatera di figura 6.9 espressa in funzione dell'incognito spostamento a snervamento d_y^* risulta:

$$E_m^* = \frac{1}{2} d_y^* F_y^* + F_y^* (d_m^* - d_y^*)$$

E quindi:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

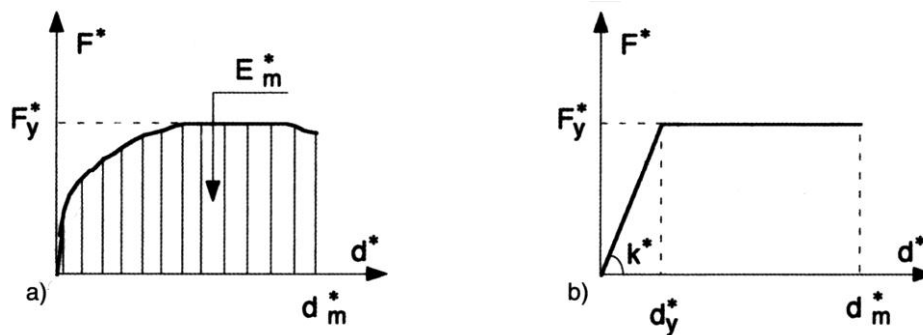


Figura 6.9 - Uguaglianza con sistema bilatera.

La rigidezza secante a snervamento è quindi definita dall'espressione:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

Il periodo elastico T^* del sistema $1GL$ è quindi definibile:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Con $m^* = \sum m_i \phi_i$

La terza fase prevede come primo obiettivo la valutazione della risposta massima in termini di spostamento del sistema equivalente $1GL$, utilizzando lo spettro di risposta elastico.

Nell'ipotesi che $T^* \geq T_c$ la risposta massima in termini di spostamento del sistema anelastico si assume eguale a quella di un sistema elastico con periodo T^* :

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

con S_{De} spettro di risposta elastico dello spostamento.

Se al contrario risulta $T^* < T_c$ la risposta massima in termini di spostamento risulta maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e si valuta come segue:

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

Con $q^* = \frac{S_{De}(T^*)m^*}{F_y^*}$, rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento del sistema equivalente.

Per $q^* = 1$ si assume comunque $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Come prima cosa nella quarta ed ultima fase si calcola lo spostamento massimo del punto di controllo nel sistema *MGL* con la relazione:

$$d_{max} = \Gamma d_{max}^*$$

Mentre la configurazione deformata dell'edificio sotto l'azione sismica di progetto è fornita dalla forma modale ϕ moltiplicata dal fattore di scala Γd_{max}^* .

Si deve quindi controllare che, durante l'analisi non lineare, sia stato raggiunto uno spostamento d_c almeno pari a d_{max} .

Per gli edifici in muratura quindi, la verifica strutturale consiste, per lo stato limite considerato, in una verifica globale in spostamento mentre non sono previste le verifiche nei singoli elementi.

6.5 - ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi dinamica modale riferita allo spettro di risposta di progetto ed applicata ad un modello tridimensionale della struttura è, per la normativa, il metodo normale da utilizzare per la ricerca delle sollecitazioni di progetto. Il termine modale indica che il complesso modo di vibrare di una struttura ad n gradi di libertà viene scomposto isolando gli n modi di vibrare, relativamente semplici, che lo compongono.

Per la modellazione della struttura, per la eventuale redistribuzione degli effetti taglianti sulle pareti e per gli effetti torsionali accidentali, restano valide le considerazioni fatte nel caso di analisi statica lineare.

6.5.1 - Modello ad n gradi di libertà

Si consideri un sistema strutturale costituito da n piani e due pilastri di rigidezza complessiva k_i al piano i ed n traversi considerati infinitamente rigidi ai piani e sede di masse m_i . I pilastri si considerano assialmente indeformabili.

Le equazioni relative alle vibrazioni libere per tale sistema non smorzato a 3 gradi di libertà, in quanto sono possibili solo traslazioni orizzontali ai piani, si presentano nella forma:

$$m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 - k_2 (x_2 - x_1) = 0$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + k_2 (x_2 - x_1) - k_3 (x_3 - x_2) = 0$$

$$m_3 \ddot{x}_3 + k_3 (x_3 - x_2) = 0$$

Tale sistema di equazioni differenziali si trasforma, in notazione matriciale, nella forma:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\}$$

Con $[M]$ e $[K]$ matrici delle masse e delle rigidezze che nel caso in esame assumono la forma:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}; \quad K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Una soluzione del sistema può essere del tipo:

$$\{x\} = \{\psi\} \sin(\omega t + \vartheta)$$

Sostituendo quest'ultima nella precedente risulta:

$$-\omega^2 [M]\{\psi\} \sin \omega t + [K]\{\psi\} \sin \omega t = \{0\}$$

Che si pone nella forma (6.3):

$$([K] - \omega^2 [M])\{\psi\} = \{0\}$$

Quest'ultima di tipo lineare ammette soluzioni diversa dalla banale se si annulla il determinante dei coefficienti (6.4):

$$\text{Det}([K] - \omega^2 [M]) = 0$$

Quest'ultima rappresenta una equazione di terzo grado nell'incognita ω^2 ; le sue radici ω_1^2 , ω_2^2 , ω_3^2 , reali e positive, prendono il nome di *autovalori*. Ad ogni autovalore ω_i^2 , corrisponde un *autovettore* $\{\psi^{(i)}\}$ definito a meno di un fattore arbitrario.

Questo semplice modello può essere esteso ad una qualunque struttura ad n gradi di libertà di cui siano q_1, q_2, \dots, q_n le coordinate generalizzate tali che, nella condizione di equilibrio iniziale, siano tutte nulle:

$$q_1 = q_2 = \dots = q_n = 0$$

Il sistema matriciale assume la forma:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{0\}$$

Le soluzioni diverse dalla banale, si hanno se il determinante si annulla e resta immutata rispetto alla precedente ma in questo caso rappresenta una equazione di ordine n nell'incognita ω^2 ; le sue radici $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$, reali e positive sono ancora gli autovalori ed a ogni autovalore, ω_i^2 , corrisponde un *autovettore* $\{\psi^{(i)}\}$.

Si raggruppino ora gli autovettori in una matrice di ordine n , in cui gli autovettori sono disposti per colonna:

$$[X] = \begin{bmatrix} \psi_1^{(1)} & \psi_1^{(2)} & \dots & \psi_1^{(n)} \\ \psi_2^{(1)} & \psi_2^{(2)} & \dots & \psi_2^{(n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \psi_n^{(1)} & \psi_n^{(2)} & \dots & \psi_n^{(n)} \end{bmatrix}$$

Si considera ora il caso che sulla struttura agisca un sistema di forze generalizzate $\{Q\}$; il sistema di equazioni assume la forma(6.5):

$$[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = \{Q\}$$

Si introduca un nuovo sistema di coordinate generalizzate p_i , dette *coordinate principali*, legate alle q_i dalla relazione(6.6):

$$\{q\} = [X]\{p\}$$

Premoltiplicando ciascun termine del sistema di equazioni per la trasposta $[X]^T$ di $[X]$ e con le posizioni:

$$[L] = [X]^T[M][X]$$

$$[N] = [X]^T[K][X]$$

Il sistema prende la forma:

$$[L]\{\ddot{p}\} + [N]\{p\} = [X]^T\{Q\}$$

La matrice $[L]$ è diagonale come lo è la matrice $[M]$; se quindi si indicano con $l_{11}, l_{22}, l_{33}, \dots, l_{nn}$ i suoi elementi, la sua inversa $[L]^{-1}$ sarà composta dai termini $1/l_{11}, 1/l_{22}, 1/l_{33}, \dots, 1/l_{nn}$; è noto inoltre che: $[L]^{-1}[L]=[I]$, con $[I]$ matrice unitaria di ordine n .

Premoltiplicando quest'ultima per $[L]^{-1}$, si ricava:

$$\{\ddot{p}\} + [L]^{-1}[N]\{p\} = [L]^{-1}[X]^T\{Q\}$$

Nei problemi di analisi sismica il vettore delle forze $\{Q\}$ è costituito dalle forze d'inerzia $-m_i\ddot{x}_F$ dovute all'accelerazione del terreno \ddot{x}_F .

La precedente equazione diventa quindi:

$$\{\ddot{p}\} + [L]^{-1}[N]\{p\} = -[L]^{-1}[X]^T[M]\ddot{x}_F$$

Se si esegue il prodotto $[L]^{-1}[N]$ si ottiene una matrice diagonale i cui termini sono coincidenti con i termini ω_i^2 .

Introducendo ora un vettore $\{g\}$ così definito(6.3):

$$\{g\} = [L]^{-1}[X]^T[M]$$

Avendo (6.8):

$$\ddot{p}_1 + \omega_1^2 p_1 = -g_1 \ddot{x}_F$$

$$\ddot{p}_2 + \omega_2^2 p_2 = -g_2 \ddot{x}_F$$

.....

$$\ddot{p}_n + \omega_n^2 p_n = -g_n \ddot{x}_F$$

Con la procedura illustrata si raggiunge il risultato di passare dal sistema di equazioni (6.5) al sistema di equazioni (6.8) disaccoppiate nel senso che la generica equazione posta alla riga i contiene la sola incognita p_i .

I coefficienti g_i che compaiono nella (6.8), vengono definiti coefficienti di partecipazione dei modi principali di vibrazione.

I coefficienti g_i possono poi essere espressi in funzione dei relativi autovettori, tenendo presente la (3) in cui compare la matrice $[L]^{-1}$.

Ma il generico elemento l_{ii} di $[L]$, che è una matrice diagonale, si valuta con l'espressione:

$$l_{ii} = \{\psi^{(i)}\}^T [M] \{\psi^{(i)}\}$$

Considerando ancora la (6.7), in definitiva il generico coefficiente di partecipazione si valuta con la formula:

$$g_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \psi_j^{(i)}}{\sum_{j=1}^n m_j \psi_j^{(i)2}}$$

Risolte le equazioni (6.8) le p_i rappresentano ciascuna gli effetti, come coordinate principali, dell'aliquota di terremoto $g_i \ddot{x}_F$.

Se alla generica accelerazione \ddot{x}_F si sostituisce per ciascun modo i l'accelerazione sismica massima e costante $a_i = S_d(T_i)$, ricavabile dallo spettro di progetto, per p_i si può assumere come valore massimo il termine:

$$p_i = g_i \frac{a_i}{\omega_i^2}$$

Corrispondente ad un integrale particolare della equazione i delle (6.8).

Per ciascun modo di vibrare i , tenendo presente la (6.6), le coordinate $\{q^{(i)}\}$ si valutano con l'espressione (6.9):

$$\begin{aligned} q_1^{(i)} &= p_i \psi_1^{(i)} \\ q_2^{(i)} &= p_i \psi_2^{(i)} \\ &\dots\dots\dots \\ q_n^{(i)} &= p_i \psi_n^{(i)} \end{aligned}$$

Riprendendo il precedente modello, l'analisi sismica modale relativa al modello stesso richiede i seguenti dati:

- geometria della struttura;
- masse ai piani e dimensione dei pilastri per valutarne la rigidezza;

- spettro delle accelerazioni di progetto S_d .

La soluzione dell'equazione (6.4) ci fornisce gli autovalori ω_i^2 e i corrispondenti periodi T_i . Noti gli autovalori, si ricavano con la (6.3) i corrispondenti autovettori $\psi^{(i)}$.

In *figura 6.10* si presentano i tre modi di vibrare del modello, avendo posto $m_1=m_2=m_3$.

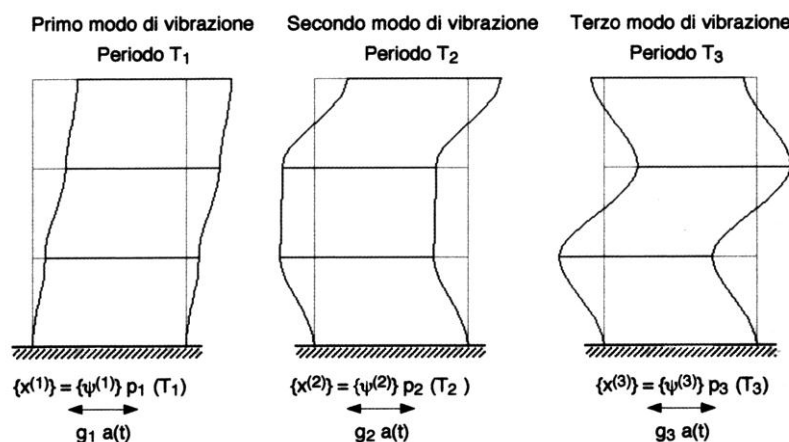


Figura 6.10 - Primi 3 modi di vibrare della struttura.

Ritornando al caso generale di una struttura ad n gradi di libertà, occorre osservare che nella progettazione non è possibile considerare tutti gli n modi di vibrazione, tenuto conto che n può assumere un valore elevato e che solo i primi modi di vibrazione forniscono un contributo significativo all'assorbimento dell'azione sismica.

La normativa suggerisce di limitarsi ai modi con massa partecipante superiore al 5% ovvero considerare un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

In generale per una struttura spaziale di un edificio, considerare i primi 9 modi di vibrazione, dovrebbe essere sufficiente per rientrare nei limiti indicati. La valutazione della massa partecipante al generico modo viene fornita dal programma di calcolo.

Definito quindi il numero di modi di vibrazione a cui limitarsi e lo spettro delle accelerazioni di progetto S_d , le (6.9) risolvono il problema della determinazione dei vettori $q^{(i)}$ per ciascuno dei modi prescelti.

Occorre ancora precisare che i valori massimi delle risposte modali, in termini di spostamenti o accelerazioni, non sono sommabili per ottenere la risposta massima globale in quanto in generale tali risposte modali risultano sfasate nel tempo.

La normativa suggerisce, detto E il valore totale della risposta sismica che si sta considerando ed E_i il contributo del modo i , di combinare i contributi dei vari modi con la formula:

$$E = \sqrt{\left(\sum E_i^2\right)}$$

Tale formula è applicabile se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce da tutti gli altri di almeno il 10%.

In caso contrario viene fornita una formula più complessa su cui non ci si sofferma.

Noti i vettori $q^{(i)}$ per i modi prescelti, è possibile ricavare tutti i parametri necessari per le verifiche, per i quali valgono le stesse regole di combinazione.

In particolare le forze d'inerzia relative al generico modo i si ottengono moltiplicando la matrice delle masse per il vettore delle accelerazioni massime relative a tale modo:

$$\{F^{(i)}\} = [M]\{\psi^{(i)}\}[g_i S_d(T_i)]$$

In generale il calcolo degli autovalori e degli autovettori viene perseguito con metodi iterativi.

Si consideri poi che i dati d'ingresso per l'analisi sismica modale non sono più complessi rispetto a quelli necessari per una analisi statica, che non sempre è consentita, che i tempi di calcolo per l'analisi modale non sono onerosi ed infine che l'analisi modale certamente approssima meglio il fenomeno fisico rispetto a quanto è possibile ottenere da una analisi statica, se applicabile. È quindi auspicabile il diffondersi, tra i progettisti, di una cultura dinamica che consenta l'utilizzo dell'analisi sismica modale anche quando non sia esplicitamente prescritta dalla normativa.

Volendo ora tener conto dello smorzamento, le equazioni (6.5) assumono la forma:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{Q\}$$

Con $[C]$ matrice di smorzamento viscoso.

Tali equazioni, tenendo conto dello smorzamento, si possono quindi porre nella forma:

$$\begin{aligned} \ddot{p}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{p}_1 + \omega_1^2 p_1 &= -g_1 \ddot{x}_F \\ \ddot{p}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{p}_2 + \omega_2^2 p_2 &= -g_2 \ddot{x}_F \\ &\dots\dots\dots \\ \ddot{p}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{p}_n + \omega_n^2 p_n &= -g_n \ddot{x}_F \end{aligned}$$

In pratica i coefficienti di smorzamento relativi ai vari modi si possono assumere eguali i pari al valore ξ .

Sostituendo all'accelerazione \ddot{x}_F l'accelerazione sismica massima $a_i = S_d(T_i)$, la generica equazione j assume la forma:

$$\ddot{p}_j + 2\xi\omega_j\dot{p}_j + \omega_j^2 p_j = -g_j a_i$$

Risolte le n equazioni disaccoppiate, la procedura è la stessa vista nel caso in cui non si tenga conto dello smorzamento.

In definitiva, ai dati d'ingresso elencati precedentemente, occorre aggiungere solo il valore del coefficiente di smorzamento ξ . Al contrario, nel caso di analisi dinamica non lineare, è essenziale la definizione della matrice $[C]$,

6.6 - ANALISI DINAMICA NON LINEARE

La normativa considera, come metodo da utilizzare per l'analisi dinamica non lineare, il metodo noto come *Time History* ovvero storia della risposta che consiste in una analisi dinamica nel dominio del tempo che fornisce la risposta in termini di spostamenti e sforzi di una struttura soggetta ad una accelerazione variabile nel tempo quale è quella sismica.

Questo metodo è applicabile sia ad un modello a comportamento lineare della struttura che ad uno a comportamento inelastico.

L'accelerazione variabile nel tempo è fornita da un accelerogramma, che rappresenta, la registrazione delle accelerazioni nel tempo riferite ad un terremoto realmente accaduto. È possibile utilizzare anche accelerogrammi simulati. Il procedimento consiste in una prima fase in cui si esegue una analisi modale che consente di disaccoppiare le equazioni dinamiche di equilibrio:

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = -[M]\{a_g(t)\}$$

Con $[C]$ matrice degli smorzamenti.

Si considera che la risposta strutturale possa essere descritta con ottima approssimazione da un numero relativamente limitato di modi di vibrazione.

La seconda fase prevede l'integrazione diretta delle equazioni disaccoppiate; come metodo d'integrazione si sceglie un metodo "*incondizionatamente stabile*".

Suddiviso quindi il tempo di durata del terremoto in intervalli Δt sufficientemente piccoli, l'integrazione delle equazioni disaccoppiate è ripetuta per ogni intervallo Δt .

È richiesto un modello tridimensionale della struttura.

Sono prescritti, per la rappresentazione dell'azione sismica, gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura. Il numero di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3.

Altre caratteristiche degli accelerogrammi da utilizzare sono contenute nella *NTC 2008*.

Il modello non lineare può essere ad esempio un modello con degradazione della rigidità della struttura nel tempo.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Il fattore d'importanza γ_1 dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

In particolare per gli edifici in muratura si prescrive quanto segue.

facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

Si può quindi concludere che il risultato di una elaborazione “Time History” è una registrazione completa della risposta strutturale nel tempo di durata del terremoto.

Tuttavia il metodo innanzi sommariamente esposto non fornisce uno strumento agile e di facile utilizzo nella normale progettazione e viene quindi impiegato solo in casi particolari che richiedono l'intervento di progettisti specializzati.

6.7 - AZIONE SISMICA ORTOGONALE AL PIANO DELLE PARETI

Per gli edifici in muratura, la normativa prescrive che le verifiche delle pareti soggette ad azioni fuori del piano possono essere svolte separatamente dalle altre analisi, con le forze equivalenti, per gli elementi non strutturali. Viene precisato che l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere simulata considerando una forza orizzontale distribuita pari a $S_a\gamma_1/q_a$ volte il peso della parete e forze orizzontali concentrate, pari a $S_a\gamma_1/q_a$ volte il peso dovuto agli orizzontamenti che poggiano sulla parete, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

Quindi in definitiva la forza risultante F_a , valutata nel baricentro della parete, è fornita dalla relazione:

$$F_a = W_a S_a \gamma_1 / q_a$$

Con:

W_a peso della parete;

γ_1 fattore d'importanza;

q_a fattore di struttura che si può assumere pari a 3;

S_a coefficiente sismico che si calcola con la formula:

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g S}{g}$$

Con:

$a_g S$ è l'accelerazione di progetto al suolo;

Z è l'altezza del baricentro della parete rispetto alla fondazione;

H è l'altezza della struttura;

g è l'accelerazione di gravità;

T_a è il primo periodo di vibrazione della parete nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato;

T_1 il primo periodo di vibrazione della struttura, nella direzione considerata.

La parete può essere modellata in uno dei seguenti modi:

- A. come *trave ad asse verticale, incernierata agli estremi* e soggetta al proprio sforzo normale; tale modellazione si considera valida se la parete non è vincolata sui bordi verticali;

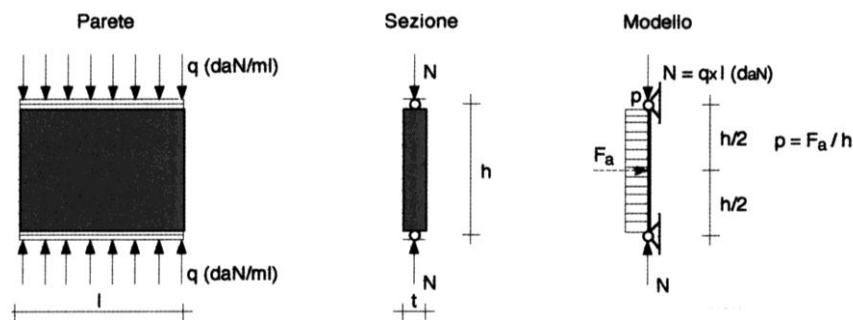


Figura 6.11 - Modello a trave con asse verticale incernierata agli estremi [1].

- B. come *piastra incernierata sui quattro bordi*, se la parete possiede vincoli efficaci sui bordi verticali;

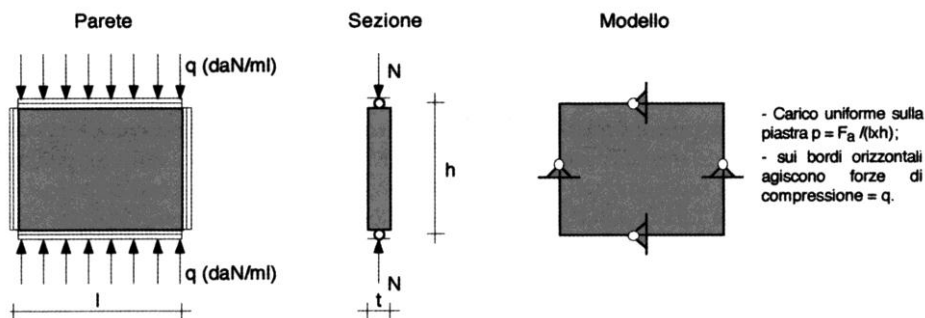
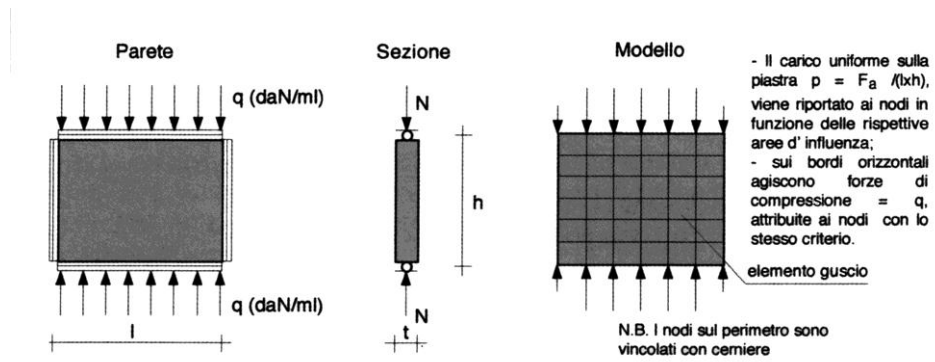


Figura 6.12 - Modello a piastra incernierata sui quattro bordi [1].

- C. come costituita da elementi finiti tipo guscio; in tal caso la modellazione consente di considerare anche pareti con aperture.



6.13 - Modello ad elementi finiti di tipo guscio [1].

Capitolo 7

Modelli per edifici in muratura

“Nel seguente capitolo, verranno analizzati gli aspetti e le caratteristiche principali dei metodi di analisi delle strutture in muratura.

Inizialmente, ci si concentrerà su quella che è la base di riferimento di tutti i metodi di analisi che successivamente si sono sviluppati, cioè il metodo POR.

Successivamente si andranno ad analizzare nel dettaglio i cosiddetti modelli a macroelementi, partendo dal metodo PEFV (Parete ad Elementi Finiti a geometria Variabile), incentrato su un approccio agli elementi finiti all'interno dei macroelementi stessi, continuando con i metodi SAM (Simplified Analysis Method) e 3MURI, che si avvalgono di una modellazione a telaio equivalente. In fine si parlerà della modellazione ad elementi finiti FEM.”

7.1 - MODELLI BASATI SULL'ANALISI DEL SINGOLO PIANO

In una parete in muratura, nell'ipotesi che le fasce di piano siano più rigide e resistenti dei maschi sottostanti, i maschi murari tendono ad assumere un comportamento *shear-type* piano per piano; nel caso opposto di fasce più deboli, invece, i maschi tendono a comportarsi come una serie di mensole estese sull'intera altezza della parete, con modesto vincolo flessionale da parte delle fasce.

È evidente quindi che la resistenza delle pareti alle forze orizzontali, a parità di dimensioni, carichi verticali e caratteristiche dei maschi, è assai più elevata nel primo tipo di comportamento che nel secondo. Di conseguenza, in numerosi metodi di calcolo, primo fra cui il POR, l'edificio è modellato come un insieme di pareti collegate fra loro da un solaio infinitamente rigido e con fasce di piano infinitamente rigide e resistenti che delimitano i maschi murari. Questi metodi di calcolo sono quelli basati sul concetto di meccanismo di piano, che partono dal presupposto che per una parete in muratura il meccanismo di collasso più probabile sia quello di rottura per taglio dei maschi di un certo piano, detto piano critico (figura). Pertanto, si esegue un'analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni piano individuando quello più debole. Questa ipotesi, pur escludendo a priori altri meccanismi di rottura globali, può essere giudicata attendibile per una certa classe di edifici e ha comunque il grande pregio di rendere minimo l'onere computazionale del metodo.

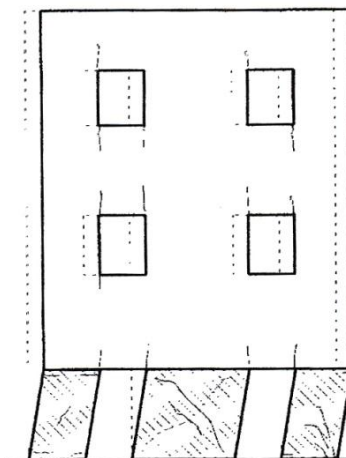


Figura 7.1 - Esempio di meccanismo di piano debole: maschi del primo piano che collassano per taglio [6].

L'ipotesi di solaio infinitamente rigido e fasce di piano infinitamente rigide e resistenti permette il disaccoppiamento dei piani, per cui è possibile fare l'analisi piano per piano assegnando le forze sismiche (intese come statiche) alle pareti in base alla loro rigidezza e alla posizione del centro di massa.

7.1.1 - Metodo POR

Il metodo POR, già dalla fine degli anni '70, è stato considerato dalle normative italiane come possibile approccio allo studio delle costruzioni in muratura. Ideato ed elaborato dal ricercatore sloveno Tomazevic nel 1978, la sua implementazione risulta di facile applicabilità anche in campo pratico, il che gli ha conferito la popolarità di cui tuttora gode tra i progettisti del settore.

Questo metodo, dalla data della sua ideazione è stato oggetto di continue migliorie, sia da parte dell'autore stesso che di altri ricercatori. Le modifiche effettuate riguardano principalmente il meccanismo di collasso considerato per i maschi murari: il limite di considerare solo la rottura per taglio con fessurazione diagonale è stato superato introducendo ulteriori ed opportuni criteri di rottura.

Uno dei modi, per poter tenere in conto della possibilità di rottura per pressoflessione è, ad esempio, quello di ridurre la tensione tangenziale di riferimento.

Tuttavia, non è stato possibile superare il limite di considerare i maschi murari come unica sede possibile per deformazioni e rotture, in quanto è causato proprio dal concetto di meccanismo di piano che sta alla base del metodo: eseguendo un'analisi taglio-spostamento piano per piano, non viene considerato il ruolo delle fasce, trascurando le sollecitazioni che vi si creano e questo è causa di notevoli difetti.

Nel POR, una parete sottoposta ad un'azione orizzontale è vista composta da maschi reagenti in parallelo (figura); questi sono ipotizzati come travi con vincolo incastro-incastro scorrevole, con rigidità di tipo trave deformabile a flessione e a taglio.

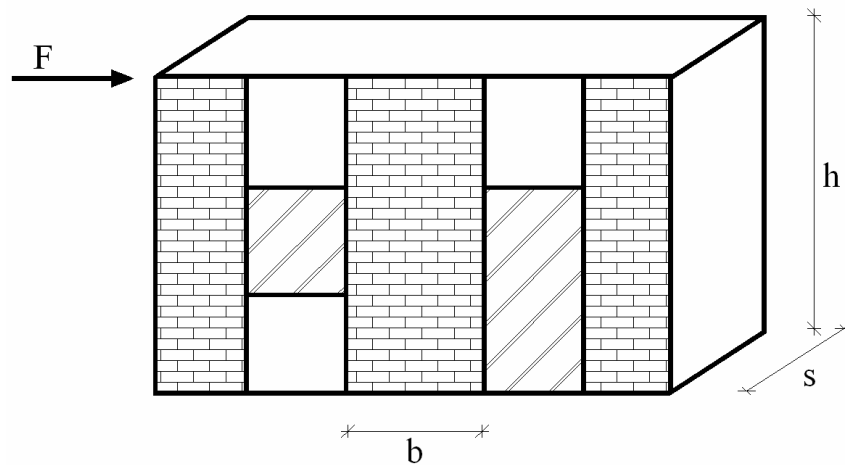


Figura 7.2 - Parete sottoposta ad azione orizzontale [6].

Il metodo POR ha un campo di applicazione limitato, al di fuori del quale risulta poco sicuro; infatti si ottiene, specialmente per edifici con tre o più piani, una sovrastima della resistenza, essenzialmente per il fatto che non si tiene conto della snellezza che determina meccanismi di collasso differenti dalla rottura per taglio diagonale.

Questo metodo, d'altronde, è stato e tutt'ora è, sottoposto a notevoli critiche per le assunzioni troppo semplicistiche sia rispetto al modello sia rispetto al criterio di resistenza.

Il metodo POR non tiene sufficientemente conto dei fenomeni complessi che avvengono in un pannello murario inserito in un edificio. Altre critiche riguardano l'ipotesi di infinita resistenza delle fasce di piano che potrebbe condurre ad una sovrastima della resistenza ultima dell'intera struttura.

Anche l'ipotesi di infinita rigidità del solaio va considerata con attenzione; non è infrequente trovare, negli edifici antichi, murature di notevole spessore che possano sviluppare una rigidità superiore a quella del solaio, rendendo quindi poco plausibili una delle assunzioni fondamentali della procedura.

Una ulteriore critica che si deve fare, riguarda l'ipotesi che la rottura nei maschi murari avvenga solo per taglio, trascurando il fatto che questa possa avvenire anche per pressoflessione.

La procedura di calcolo del metodo POR, tuttavia, nonostante le critiche possiede una sua validità storica (essendo il primo metodo di calcolo semplice che tiene conto della fase post-elastica) e pratica. Alcune sue assunzioni, come la plasticità delle murature e il metodo per tenerne conto sono sicuramente interessanti, valide e possono dare informazioni riguardo ai meccanismi locali o zone deboli della struttura.

7.2 - MODELLI A MACROELEMENTI

Quando l'ipotesi che le fasce di piano siano molto più rigide e resistenti dei maschi, non risulta giustificata; un'alternativa all'analisi separata piano per piano è rappresentata dai modelli a macroelementi, nei quali le pareti vengono modellate mediante *Elementi Finiti bidimensionali* o assimilate a *telai equivalenti* in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano tra loro i nodi (porzioni di muratura in cui non si riscontra generalmente danneggiamento), generalmente considerati rigidi. Questi macroelementi sintetizzano danneggiamenti, rottura, scorrimenti e rotazioni in zone precostituite sulla base di assunzioni meccaniche ed implementazione di legami non lineari più o meno sofisticati.

Nei riguardi delle azioni orizzontali, la modellazione a telaio equivalente trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, ipotesi largamente accettata data la notevole flessibilità dei maschi murari in questo piano e la natura locale del meccanismo di collasso. Generalmente questi modelli consentono analisi non lineari incrementali a collasso di singole pareti ed anche di interi edifici tridimensionali con orizzontamenti rigidi.

7.2.1 - Metodo PEFV

Il modello di tipo bidimensionale qui di seguito proposto (D'Asdia e Viskovic, 1994) utilizza tecniche che modificano la geometria degli elementi, al fine di eliminare le zone in trazione.

Il seguente approccio, basato sull'uso di elementi finiti di forma variabile (all'interno dei macroelementi stessi), essendo finalizzato specificamente all'analisi delle pareti multipiano, consente notevoli riduzioni di sforzo di calcolo e di tempo necessario alla preparazione dei dati e all'interpretazione dei risultati, mentre conserva il vantaggio, tipico dei metodi di calcolo agli elementi finiti, di non introdurre alcuna ipotesi circa le rigidità relative e le resistenze degli elementi costituenti la parete: pannelli verticali (maschi) e pannelli orizzontali (di fascia).

Sulla base di tale modello è stato realizzato un programma di calcolo automatico denominato *PEFV (Parete ad Elementi Finiti a geometria Variabile)*. La procedura di quest'ultimo è non lineare e segue, all'incrementarsi del carico, l'evoluzione della forma della parete resistente della muratura.

La discretizzazione dei pannelli murari avviene attraverso un numero limitato da 8 a 18 di semplici elementi finiti, triangolari e a deformazione costante come mostrato in *figura 7.3* per un pannello, in *figura 7.4* per un elemento di nodo fra i pannelli verticali e di fascia e in *figura 7.5* per una intera parete.

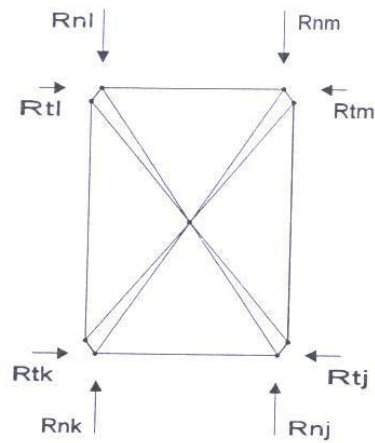


Figura 7.3 - Discretizzazione di un pannello murario (maschio o fascia), (D'Asdia e Viskovic, 1994).

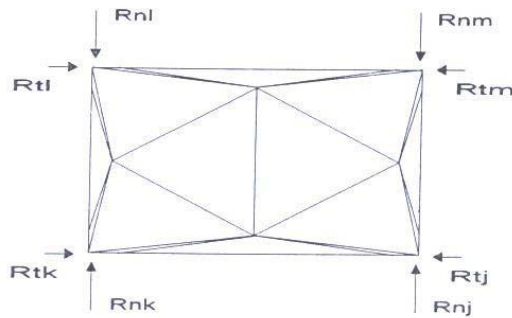


Figura 7.4 - Discretizzazione di un elemento di nodo fra i pannelli verticali e di fascia (D'Asdia e Viskovic, 1994).

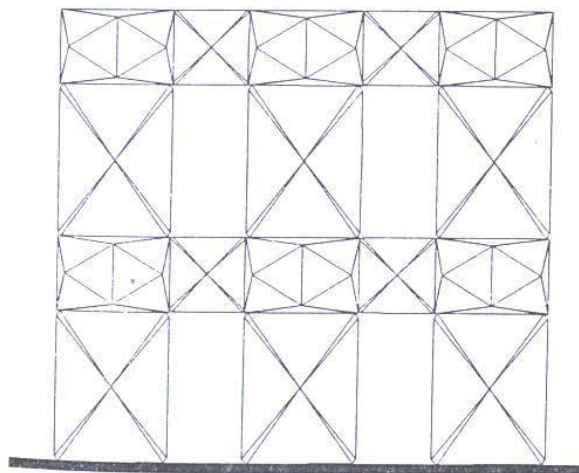


Figura 7.5 - Discretizzazione di una parete (D'Asdia e Viskovic, 1994).

Tali elementi finiti sono disposti in modo tale da poter modificare ad ogni passo la forma della parte reagente dei pannelli, escludendo le zone ove la trazione, nella direzione dell'asse del pannello, ha superato il valore limite prefissato.

Infatti, al termine di ogni passo di carico, vengono determinate le reazioni nodali in corrispondenza delle sezioni di estremità di ciascun pannello, con le quali si calcola l'equivalente stato di sollecitazione in termini di sforzo normale, taglio e momento flettente delle stesse sezioni, nonché la risultante dei carichi agenti sul pannello. Quindi sulla base della posizione di quest'ultima, nell'attraversare le sezioni trasversali viene aggiornata la geometria della parte resistente del pannello spostando opportunamente alcuni dei nodi del suo contorno: in particolare, mentre vengono lasciati al loro posto i quattro nodi prossimi alla diagonale compressa, gli altri quattro vengono traslati ciascuno lungo il proprio lato fino al limite della zona ancora assialmente compressa (ovvero sull'asse neutro delle sezioni di estremità) se la resistenza a trazione è supposta nulla (figura 7.6), oppure al limite di una zona assialmente tesa ma con valori rientranti nella resistenza ipotizzata ammissibile a trazione (figura 7.7). Si ottiene in tal modo la mesh di elementi finiti da utilizzare nel passo successivo, figura 7.8.

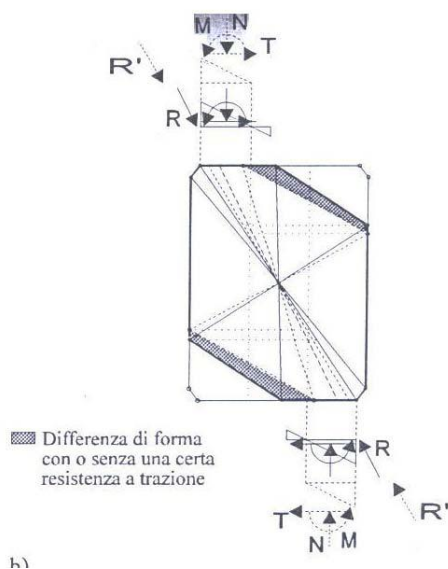


Figura 7.6 - Evoluzione della forma del pannello (D'Asdia e Viskovic, 1994).

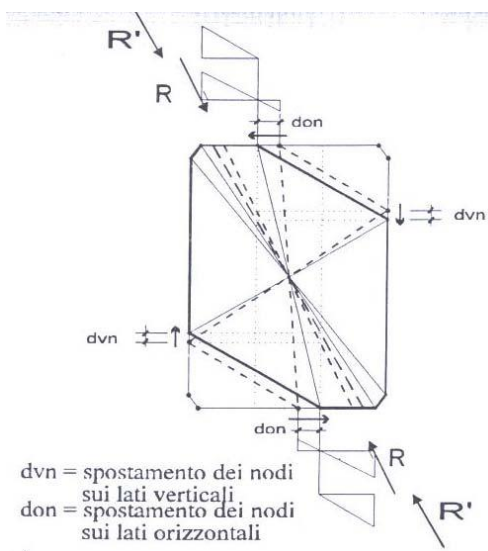


Figura 7.7 - Evoluzione della forma del pannello (D'Asdia e Viskovic, 1994).

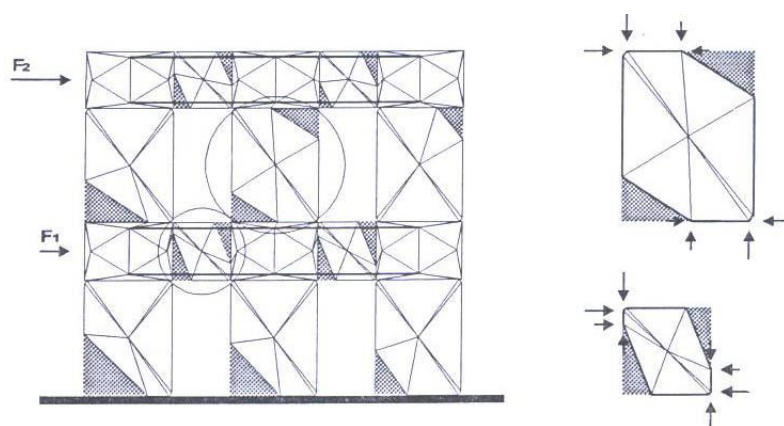


Figura 7.8 - Configurazione tipica della parete sotto carico (D'Asdia e Viskovic, 1994).

Si noti in particolare che l'operazione descritta, pur comportando variazioni dello stato tensionale e delle forze nodali, non modifica la risultante all'interfaccia tra pannelli verticali o orizzontali e gli elementi di nodo; pertanto non ne modifica le condizioni di equilibrio.

Si può notare che la struttura così modellata, all'incrementarsi delle forze orizzontali, vede ridursi la propria rigidità flessionale e di taglio mentre oppone ai carichi una crescente rigidità assiale, all'interno dei singoli pannelli, manifestando meccanismi resistenti prevalentemente a compressione.

L'uso invece dello stesso tipo di modellazione sia per i maschi murari che per le fasce di piano, consente di tener conto anche della deformabilità e del comportamento non lineare di queste ultime, con valutazione automatica di tutti i tipi di comportamento della parete.

In figura 7.9 sono rappresentate la geometria in prossimità del collasso e i diagrammi di carico di una parete ed è possibile notare la formazione di bielle orizzontali nelle fasce di piano che determinano un comportamento a mensola indipendenti degli allineamenti verticali.

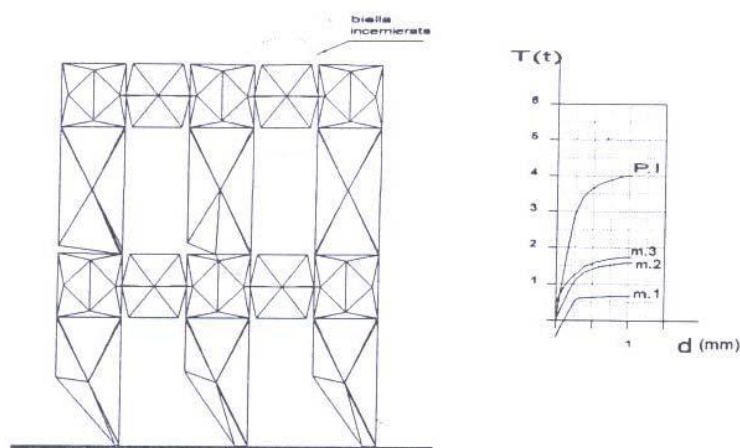


Figura 7.9 - Geometria al collasso e diagrammi di carico di una parete (D'Asdia e Viskovic, 1994).

Nella figura 7.10, infine, è presentato il caso di fasce assunte infinitamente rigide e resistenti.

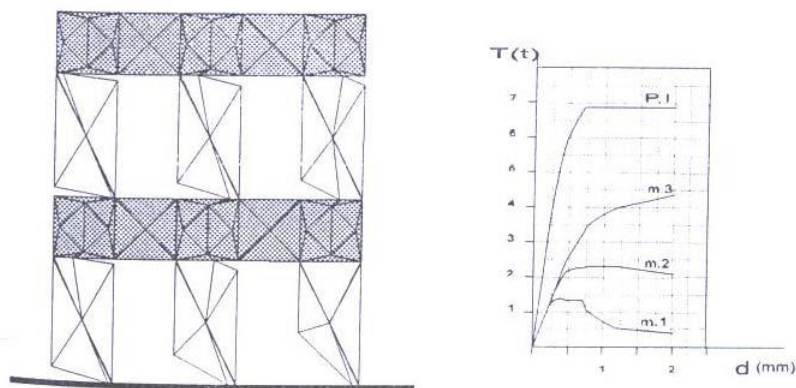


Figura 7.10 - Geometria al collasso e diagrammi di carico della parete con fasce infinitamente rigide e resistenti.

Dalle figure 7.9 e 7.10 si può notare un notevole incremento delle forze orizzontali ultime al crescere della resistenza delle fasce e quindi al passaggio dei maschi dal comportamento a mensole indipendenti a quello più vicino ad un telaio shear-type.

7.2.2 - Metodo a telaio equivalente (metodo SAM)

Il metodo è stato sviluppato in un primo momento per pareti multipiano caricate nel proprio piano, e successivamente è stato esteso a problemi tridimensionali. Il metodo utilizza diverse ipotesi formulate in un metodo proposto da Magenes e Calvi nel 1996. Tale metodo era stato pensato per l'analisi di pareti piane e proponeva un algoritmo implementabile anche in un foglio elettronico. Tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale approccio all'analisi di strutture di una certa dimensione e complessità hanno portato alla ricerca di una implementazione diversa, più efficiente dal punto di vista computazionale. Le idee che stavano alla base del modello sono state quindi riformulate ed implementate in un programma di calcolo strutturale non lineare (Magenes e Della Fontana, 1998).

Per meglio capire il modello si può far riferimento al problema di una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata. Se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio, elementi fascia, elementi nodo (figura 7.11). Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

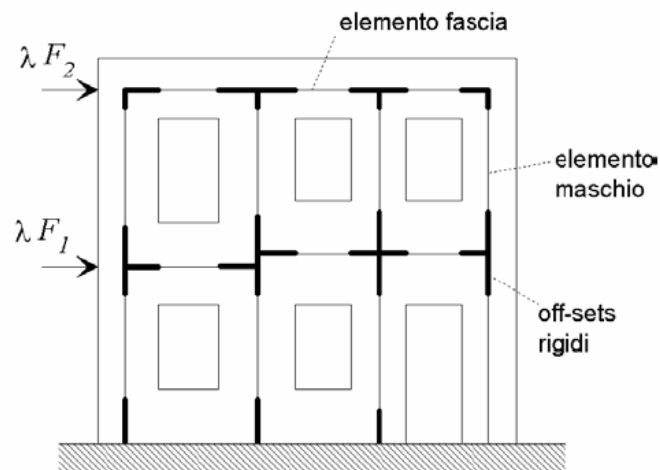


Figura 7.11 - Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano.

7.2.2.1 - L'elemento maschio murario

Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (figura 7.12).

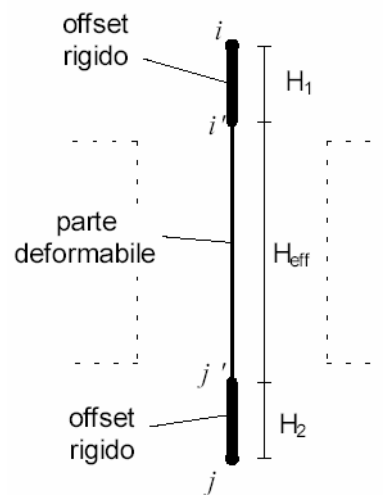


Figura 7.12 - L'elemento maschio murario (Dolce 1989).

L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989), per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo. L'altezza efficace è esprimibile, con riferimento alla figura 7.13, dalla seguente formula:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{\bar{H} - h'}{h'}$$

dove \bar{H} è l'altezza di interpiano e D la larghezza del maschio murario.

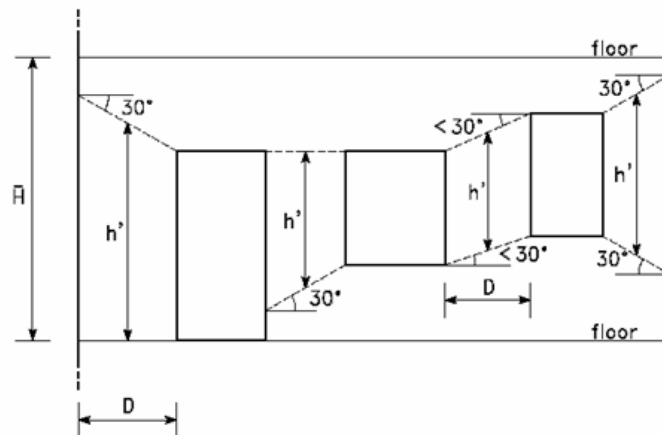


Figura 7.13 - Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).

Fuori dal piano, ove l'elemento in genere presenta una deformabilità maggiore, si è ritenuto opportuno porre:

$$H_{eff} = \bar{H}$$

Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione.

Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione taglio e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E , il modulo G , e la geometria della sezione.

I meccanismi di rottura previsti sono i seguenti:

- **Rottura per pressoflessione o ribaltamento.** Avviene quando il momento flettente M in una delle sezioni estreme della parte deformabile del maschio $i' - j'$ raggiunge il valore ultimo, corrispondente allo schiacciamento della zona compressa della sezione in cui si è posto. Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).
- **Rottura per taglio con fessurazione diagonale.** Avviene quando il taglio V nel maschio raggiunge il valore ultimo V_u . Nella seguente implementazione del metodo si utilizzano i criteri di rottura proposti da Magenes e Calvi (1997) per la muratura di mattoni. Il taglio ultimo è inteso quindi come il minore fra due valori associati rispettivamente alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta e alla fessurazione diagonale per rottura dei conci. Si è posto $V_u = 0,9V_{max}$. Nel caso di muratura di altra natura V_u può essere valutato con altri criteri di resistenza (ad esempio il criterio di Turnšek e Sheppard, 1980).

Nel caso di rottura per taglio, si suppone che nell'elemento abbiano luogo deformazioni taglienti plastiche come illustrato in figura 7.14.

Come si può notare, il modello di comportamento elasto-plastico con limite in deformazione praticamente coincide con le ipotesi adottate nei metodi di tipo POR.

In questi metodi il modello bilineare adottato tende a riprodurre in modo approssimato l'involuppo che si ottiene da prove sperimentali cicliche (*figura 7.15*), e lo spostamento ultimo viene associato al raggiungimento di un opportuno degrado della resistenza. Tale limite è comunemente espresso in termini di duttilità ultima.

- Rottura per taglio-scorrimento. Si assume che la rottura del maschio per scorrimento avvenga lungo un letto di malta in corrispondenza di una delle sezioni estreme i' o j' della parte deformabile.

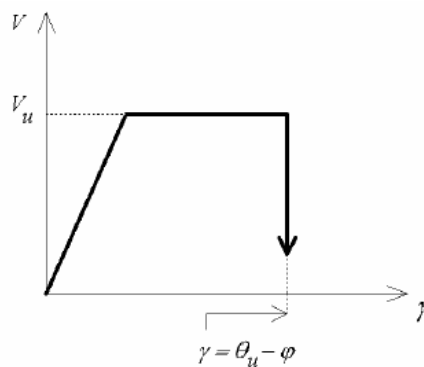


Figura 7.14 - Comportamento anelastico dell'elemento maschio nel caso di rottura per taglio.

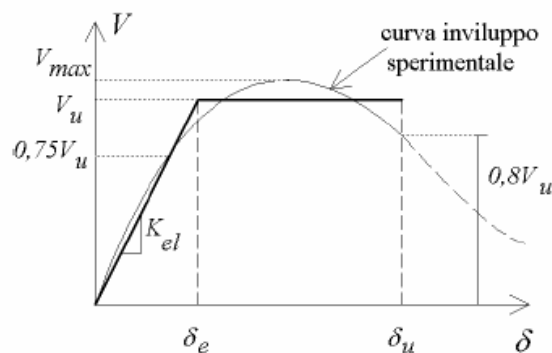


Figura 7.15 - Interpolazione dell'involuppo sperimentale taglio-spostamento di un pannello murario mediante una bilatera.

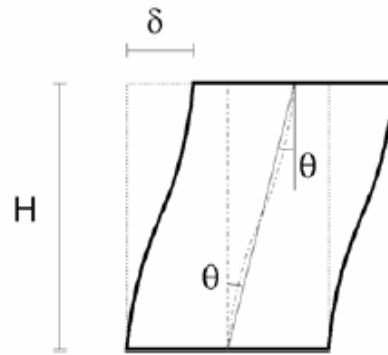


Figura 7.16 - In una prova a taglio su pannello murario in cui si mantiene il parallelismo delle basi si ha che: $\theta_i = \theta_j = \theta = \delta / H$.

I criteri di rottura sono formulati in modo tale per cui all'annullarsi della compressione verticale si annulla sia la resistenza a flessione che la resistenza allo scorrimento. In aggiunta a ciò, si suppone anche che la rigidità assiale del maschio si annulli in caso di deformazione di trazione, per cui l'azione assiale può assumere solo valori positivi (se di compressione) o nulli. Il maschio con azione assiale nulla risulterà quindi completamente scarico da ogni tipo di sollecitazione.

7.2.2.2 - L'elemento fascia muraria

L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, ma con alcune differenze.

Vengono mantenuti gli offset rigidi, individuando quindi una lunghezza efficace dell'elemento. Nel caso di aperture allineate verticalmente (figura 7.17-a) le analisi comparative finora svolte indicano che si ottengono buoni risultati assegnando una lunghezza efficace pari alla luce libera delle aperture. Per aperture non allineate verticalmente, si può pensare, in fase preliminare, di assumere una lunghezza efficace come indicato in figura 7.17-b.

Per l'elemento fascia si distinguono due possibili meccanismi di rottura: per pressoflessione e per taglio.

- Rottura per pressoflessione. Il momento limite è espresso come nell'elemento maschio. Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).
- Rottura per taglio. La resistenza a taglio della fascia viene espressa con criteri simili a quelli utilizzati per l'elemento maschio, tenendo conto però della diversa giacitura dei letti di malta rispetto alla linea d'asse dell'elemento e considerando che la compressione normale ai letti di malta al di sotto delle aperture è praticamente nulla. Nell'implementazione corrente la resistenza a taglio è definita da $V_u = D \cdot t \cdot c$ ovvero dal prodotto della coesione per l'area della sezione della fascia, in cui si è indicata con D l'altezza della fascia e t lo spessore. Al fine di tener conto della possibilità di un comportamento maggiormente fragile delle fasce, la deformazione anelastica associata

alla rottura per taglio prevede una deformazione plastica a taglio costante a cui segue un degrado di resistenza ad un valore αV_u , una volta superato un valore limite di deformazione angolare γ_1 (figura 7.18). A tale degrado segue poi l'annullamento del taglio resistente per deformazioni angolari superiori al limite γ_2 .

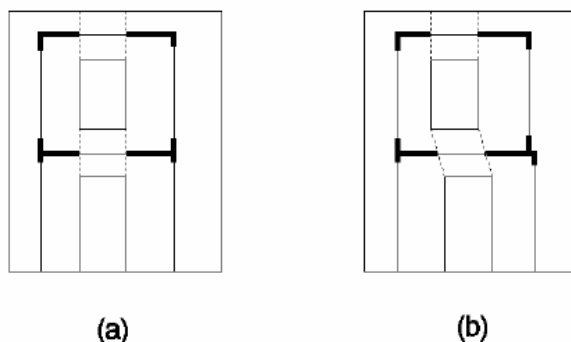


Figura 7.17 - Definizione della lunghezza efficace delle fasce.

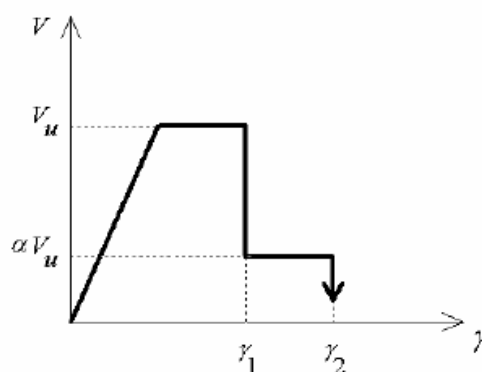


Figura 7.18 - Comportamento elasto-plasticofragile di un elemento fascia.

7.2.3 - Metodo 3MURI

Tra i modelli a macroelementi più recentemente ideati per affrontare un'analisi globale dell'edificio in muratura, è da citare la proposta di Gambarotta e Lagomarsino, che rappresenta la modellazione costitutiva alla base del codice di calcolo 3MURI (Galasco et al., 2002). Questa modellazione utilizza spostamenti e rotazioni nodali come grandezze cinematiche ed azioni risultanti (sforzo assiale, taglio e momento flettente) come grandezze statiche. Questo sembrerebbe associare il modello alla classe dei modelli monodimensionali; tuttavia, vengono introdotti gradi di libertà all'interno dell'elemento e vengono fatte particolari considerazioni su possibili cinematici di ribaltamento e di scorrimento come nella modellazione bidimensionale. Il grande vantaggio di questo metodo consiste nella possibilità di riprodurre efficacemente le caratteristiche più importanti della non linearità del comportamento dei pannelli murari.

Per quanto riguarda l'onere computazionale, non si presenta eccessivo, in quanto si tratta comunque di una macromodellazione; tuttavia, il metodo presenta una complessità maggiore rispetto ad altre modellazioni a macroelementi.

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio che coinvolgano un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie. Con riferimento ad un pannello di larghezza d e spessore t , il macroelemento è costituito di tre parti (figura 7.19): la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità 1 e 3 di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti e la deformabilità tangenziale è invece 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 di interfaccia 1 e 2.

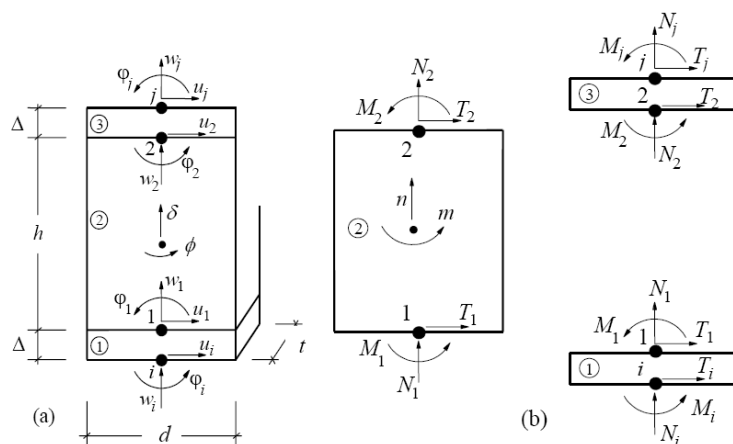


Figura 7.19 - Modello cinematico del macroelemento [11].

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture 1, 2 e 3.

Avendo indicato con w gli spostamenti assiali con quelli trasversali e con le rotazioni, si può affermare che:

- $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ poiché i corpi 1 e 3 hanno rigidezza tagliente infinita, in quanto lo spessore è tendente a zero;
- $w_1 = w_2 = \delta$ poiché il corpo centrale 2 possiede infinita rigidezza assiale e quindi in direzione verticale può solamente traslare rigidamente;
- $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$ poiché il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido, dove δ e φ rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione.

Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j$) e le due componenti del macroelemento (δ e φ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico nelle interfacce 1 e 3, mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale 2 (si assume $T_i=T_j$), attraverso un legame tra le componenti cinematiche u_i, u_j, φ lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico (il grado di danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ_p).

Il danneggiamento per fessurazione diagonale è rappresentato mediante la componente anelastica di spostamento γ_p che si attiva quando viene superata una condizione limite per attrito alla Coulomb.

Il legame Gambarotta-Lagomarsino consente di descrivere, attraverso le due variabili α e γ_p , l'evoluzione ciclica del degrado di rigidezza e del deterioramento della resistenza associato al progressivo danneggiamento a taglio (Gambarotta et al., 1996; Galasco, 2001).

La grandezza α , infatti, sarà nulla se il pannello non ha subito danneggiamento, crescerà al crescere di quest'ultimo fino a raggiungere $\alpha=1$ in corrispondenza della massima resistenza offerta e crescerà ulteriormente oltre il valore unitario nel ramo di softening.

Oltre alla non linearità dovuta alla pressoflessione, il modello di macroelemento contempla il danneggiamento per compressione (Penna, 2002).

Coerentemente con l'Ordinanza 3431 gli autori hanno stabilito di definire deformazioni massime (drift) accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e di presso flessione (figura 7.20).

Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali.

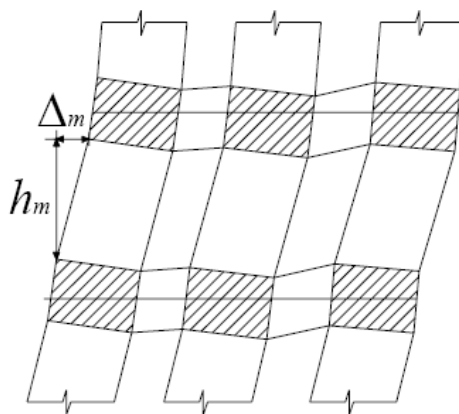


Figura 7.20 - Calcolo del drift [11].

Nel caso di analisi su edifici esistenti in muratura, questi parametri assumono i valori qui di seguito riportati:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 & \text{Taglio} \\ 0,006 & \text{Pressoflessione} \end{cases}$$

7.2.3.1 - Elemento trave non lineare in muratura

Il codice di calcolo strutturale 3MURI consente anche di utilizzare un elemento trave non lineare a sei gradi di libertà con resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare.

La trave è un elemento alternativo al macroelemento per simulare il comportamento dei pannelli murari (maschi e fasce) nell'ambito dell'approccio della modellazione delle pareti a telaio equivalente (figura 7.21).

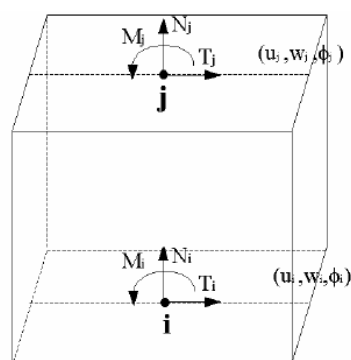


Figura 7.21 - Variabili cinematiche e convenzione dei segni per le caratteristiche di sollecitazione dell'elemento trave non lineare in muratura [11].

I limiti elastici in termini di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, poiché vige l'ipotesi di assenza di incrudimento. I meccanismi di rottura sono quello di presso flessione, taglio con fessurazione diagonale e taglio-scorrimento e corrispondono rispettivamente a quanto previsto dall'Ordinanza 3431.

Si sottolinea che, a differenza del macroelemento descritto precedentemente, l'elemento trave non lineare non dispone di alcun grado di libertà interno che consenta di separare il contributo al drift associato ai meccanismi di taglio e presso flessione. Pertanto il drift è fornito da:

$$\delta = \frac{(u_i - u_j)}{h} + \frac{(\varphi_i + \varphi_j)}{2}$$

La semplicità della formulazione di tale elemento garantisce un processo di convergenza snello ed efficace in termini di oneri computazionali ai fini di analisi statiche non lineari monotone (pushover). Tuttavia l'elemento trave non consente di cogliere in dettaglio alcuni aspetti del reale comportamento dei pannelli murari.

7.2.3.2 - Modellazione della parete

Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche) e che vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z , rot_y) e due gradi di libertà aggiuntivi interni.

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano.

Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x , z) nel piano della parete e dalla quota z corrispondente a quelle degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z , rot_y (nodi bidimensionali).

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano (figura 7.22).

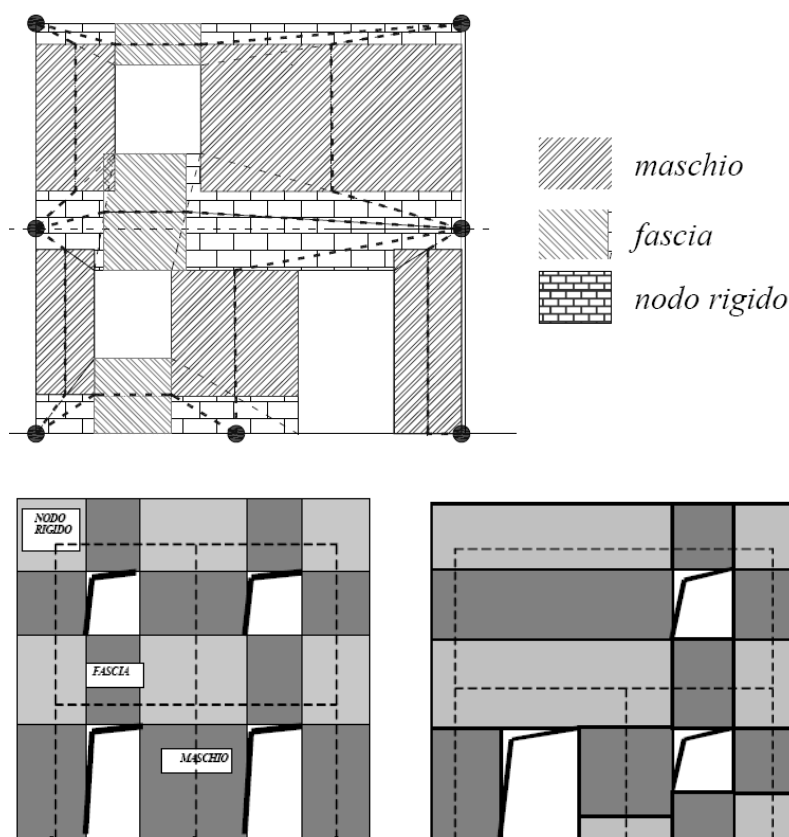


Figura 7.22 - Schematizzazioni a telaio equivalente [11].

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi

potrebbero non coincidere con il nodo; nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra nodo del modello e quello dell'elemento deformabile.

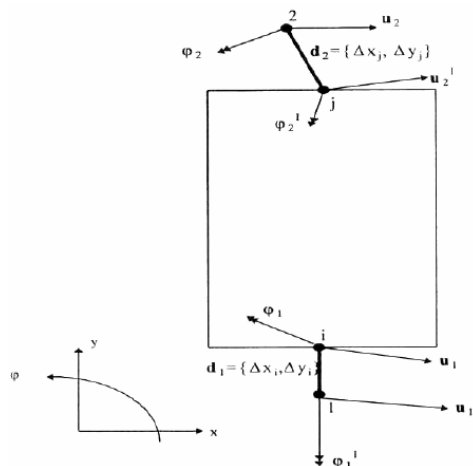


Figura 7.23 - Estremi rigidi del macroelemento ed eventuale loro eccentricità [11].

La modellazione strutturale richiede inoltre la possibilità di inserire travi a sezione costante, individuate nel piano dalla posizione di due nodi di estremità.

Noti la lunghezza, l'area, il momento d'inerzia e il modulo elastico è possibile ricostruire la matrice di rigidezza e si applicano le consuete formulazioni di legame elastico.

Oltre alla presenza di vere e proprie travi, il modello prevede la presenza di dispositivi a catena: queste strutture metalliche sono provviste di rigidezza flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro peculiarità comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello: la rigidezza complessiva del sistema deve diminuire qualora una catena divenisse compressa e deve aumentare nel caso contrario.

7.3 - MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI FEM

La modellazione numerica di strutture in muratura presenta difficoltà legate a due problematiche: da un lato le caratteristiche tipologiche degli edifici in muratura non possono essere colte con schemi statici semplificati, e dall'altro le proprietà meccaniche del materiale causano un comportamento ampiamente non-lineare, non prevedibile interamente. L'impossibilità di caratterizzare completamente il materiale, dovuta alla scarsità di dati affidabili e alla limitata possibilità di rilievo delle caratteristiche del materiale nelle strutture esistenti, rende incerta la calibrazione di modelli numerici.

Le strutture in muratura sono costituite da blocchi di pietra che possono essere connessi da giunti di malta. Questa intrinseca complessità costringe ad assumere un materiale omogeneizzato ed effettuare le analisi attraverso il metodo degli elementi finiti (FEM), nello studio globale dell'edificio. Quando invece si studia un singolo elemento, si può riprodurre nel modello l'effettiva distribuzione di blocchi e giunti. In questo caso, ci sono due approcci possibili: il metodo degli

elementi finiti con elementi discontinui, o di “interfaccia”, (FEMDE), e il metodo degli elementi discreti (DEM).

Il modello agli elementi finiti è molto importante, al fine di una buona modellazione, le caratteristiche costruttive della muratura e il legame costitutivo appropriato.

La presenza di giunti di malta verticali ed orizzontali causa l’anisotropia della muratura. Sono possibili due approcci per tenerne conto: la “micromodellazione”, o modello “a due materiali”, e la “macromodellazione” o approccio con “materiale equivalente”.

Nel modello a due materiali, la discretizzazione segue l’effettiva geometria del sistema, adottando modelli costitutivi differenti per i blocchi lapidei e per i giunti di malta. Particolare attenzione deve essere posta nella modellazione dei giunti, dato che gli scorrimenti a livello dei giunti spesso determinano l’attivazione e la propagazione delle fessure.

Lo svantaggio di tale approccio consiste nel numero estremamente elevato di elementi da generare quando la struttura è di dimensioni importanti e complicata. Per questo non è indicato l’utilizzo dei micromodelli per l’analisi di grossi elementi strutturali, meno che mai per interi edifici, considerando anche che può risultare difficile, se non impossibile, individuare l’effettiva distribuzione dei blocchi e dei giunti, a meno di indagini invasive e costose.

Il macromodello, invece, assume che la struttura sia un continuo omogeneo da discretizzare tramite elementi finiti che non corrispondono agli elementi reali della struttura muraria, ma obbediscono a criteri propri del metodo. Ad ogni elemento si chiederà di rappresentare un comportamento “medio” di un insieme congruo di blocchi e giunti.

Anche se questa assunzione altera la natura fisica del problema, i modelli con materiali equivalenti si sono mostrati in grado di cogliere aspetti della risposta globale senza il numero di parametri e l’onere computazionale di cui necessitano i micromodelli.

L’approccio agli elementi finiti non lineari è basato sulla descrizione di elementi finiti piani o solidi, ai quali vengono associati legami costitutivi con diverso comportamento a trazione e a compressione.

In particolare le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione limitata o nulla. Essendo infatti un materiale con comportamento fratturante, particolare attenzione va prestata al tipo di legame costitutivo e di modello meccanico utilizzati.

I differenti approcci di modellazione per la simulazione del comportamento della muratura mediante elementi finiti non lineari, che possono essere suddivisi in due classi orientate a due diverse scale di modellazione:

- *modelli continui* (macro-models), in cui viene utilizzato un unico elemento finito per rappresentare il comportamento della muratura pensata come solido omogeneo;
- *modelli discontinui* (micro-models), in cui vengono discretizzati in maniera distinta gli elementi della muratura (blocchi o elementi lapidei) e i giunti di malta.

I primi si avvalgono di tecniche di omogeneizzazione allo scopo di poter definire un continuo equivalente alla tessitura muraria. In pratica, pur essendo la muratura composta di malta e mattoni, che sono elementi dotati di differenti caratteristiche dei materiali, vengono individuati dei moduli ricorrenti e stabilite delle caratteristiche equivalenti al singolo modulo che può pertanto essere modellato come un continuo.

Nei modelli discontinui, invece, ogni componente (conci e letti di malta) viene modellato separatamente, e a ciascuno vengono attribuite le corrispondenti proprietà costitutive. La micro-modellazione presenta il vantaggio di risultare perfettamente coerente dal punto di vista teorico e formale, elegante dal punto di vista matematico, svincolata dalla necessità di introdurre a priori ipotesi sulla risposta, circostanza che la rende applicabile in modo del tutto generale e la colloca tra i metodi di modellazione più avanzata. Tuttavia essa richiede un onere computazionale estremamente elevato e in molti casi tale da renderla, allo stato attuale, inapplicabile per la simulazione della risposta dinamica di interi edifici.

Inoltre l'estrema sensibilità alla scelta di alcuni parametri caratteristici del materiale, primo tra tutti il valore della resistenza a trazione, porta in genere le modellazioni di dettaglio a stime dal basso dell'effettiva resistenza della struttura, a causa di problemi legati alla non convergenza della soluzione o all'instaurarsi meccanismi di collasso locali, irrilevanti da un punto di vista globale, che tuttavia determinano l'interruzione dell'analisi numerica. Occorre comunque riconoscere che esse sono attualmente ritenute le più avanzate modellazioni nell'ambito della ricerca scientifica e anche se oggi non risultano le più adeguate per la modellazione del comportamento sismico di interi edifici, rivestono, con riferimento alle modellazioni semplificate, un importante ruolo di confronto, verifica e taratura dei parametri.

Per le loro peculiari caratteristiche i modelli continui sono orientati alla modellazione di interi edifici, mentre quelli discontinui sono rivolti a modellazioni di dettaglio.

7.3.1 - Modelli continui

La muratura è un materiale composto da mattoni e malta. Se risulta individuabile una disposizione regolare dei mattoni, le tecniche di omogeneizzazione rappresentano un potente strumento per l'analisi strutturale. Le tecniche di omogeneizzazione seguono un approccio di tipo macroscopico, nel quale non si distingue più tra gli elementi che costituiscono la tessitura muraria e i giunti di malta. In questo caso viene introdotto un unico elemento finito, che ha il compito di simulare il comportamento globale del materiale "muratura". L'omogeneizzazione delle proprietà meccaniche ha riscosso negli ultimi decenni l'interesse di parecchi autori e ha portato alla definizione di molteplici procedure di omogeneizzazione, ormai disponibili in letteratura e che possono seguire diversi approcci.

Un metodo piuttosto generale e rigoroso, almeno in via teorica, consiste nell'utilizzo di un continuo generalizzato alla Cosserat. A causa della sua complessità, l'approccio alla Cosserat non è

mai stata applicato a casi di studio reali, infatti si è progressivamente diffuso l'uso di un materiale omogeneo equivalente per la muratura.

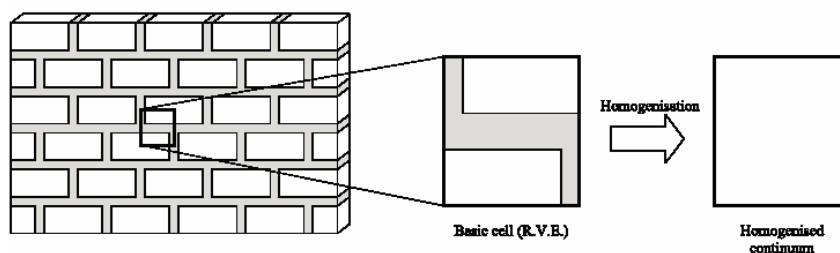


Figura 7.24 - Esempio di definizione della cella elementare (Zucchini e Lourenço, 2002)

La formalizzazione della tecnica dell'omogeneizzazione avvenne ad opera di Bakhvalov e Panasenko nel 1989.

Esistono due metodologie principali per la definizione di un modello continuo, entrambe basate sull'individuazione di una cella base (figura 7.24). Il primo è basato sulla taratura del modello continuo mediante modellazioni di dettaglio o sperimentazioni dirette condotte esclusivamente sulla cella elementare. La definizione delle caratteristiche equivalenti del modello continuo avviene quindi su tali dati. Tale approccio è sicuramente il più accurato tra i due, ma non consente di ottenere le proprietà da attribuire all'equivalente continuo in una forma chiusa. In accordo con questo tipo di approccio esistono diverse proposte; in particolare tale tecnica è stata introdotta da Anthoine che l'ha prima formalizzata (1995 e 1997) e successivamente applicata con Pegon (1997). Altri autori l'hanno fatta propria e quindi proposta con alcune variazioni (e.g. Urbanski, 1995).

Il secondo approccio consiste nella semplificazione della geometria della cella, allo scopo di individuare delle soluzioni per l'omogeneizzazione in forma chiusa. Tale approccio sebbene approssimato, è di più immediata interpretazione, e per tanto più diffuso. L'approccio consta di due fasi: nella prima una fila di mattoni viene omogeneizzata con i giunti di malta verticali tra loro interposti, mentre nella seconda fase le file di mattoni vengono omogeneizzate le une con le altre. Questa procedura presenta tuttavia il limite di non tenere conto dell'effettiva tessitura muraria.

Sono, quindi, stati introdotti ulteriori modelli che tengono conto di una valutazione più dettagliata dell'interazione tra le diverse componenti della cella base. Altri approcci si basano sull'osservazione che il collasso della muratura avviene con il danneggiamento (a taglio, o a fessurazione) dei giunti di malta.

Le tecniche di omogeneizzazione, prima applicate al caso piano, sono inoltre state estese al campo tridimensionale, includendo pertanto le azioni fuori piano.

Le tecniche di omogeneizzazione sono state inoltre estese al caso di murature non regolari, nelle quali cioè non è possibile individuare una cella base modulare.

7.3.2 - Modelli discontinui

I modelli discontinui consistono nella modellazione separata dei mattoni, dei giunti di malta e dell'interfaccia mattone-malta (e.g. Fouchal et al., 2009), adottando per ciascuna di tali componenti un'appropriata legge costitutiva. Questo approccio restituisce risultati molto accurati soprattutto a livello locale.

Esistono poi approcci leggermente più semplificati, secondo i quali le proprietà della malta e dell'interfaccia con i mattoni sono concentrate in un unico elemento. Tali approcci da un lato riducono l'accuratezza della soluzione, dall'altro garantiscono un onere computazionale inferiore.

I mattoni vengono in genere modellati mediante elementi rigidi o elastici, mentre gli elementi di interfaccia hanno il compito di simulare il distacco degli elementi contigui a seguito delle tensioni normali di trazione e lo scorrimento. La scelta della mesh e la conseguente disposizione degli elementi di interfaccia può seguire due possibili criteri.

Può essere proposta una mesh che riproduce fedelmente la tessitura muraria con gli elementi e i giunti di malta disposti secondo la reale distribuzione. Questo approccio è stato applicato frequentemente per una modellazione dettagliata di piccoli pareti murarie.

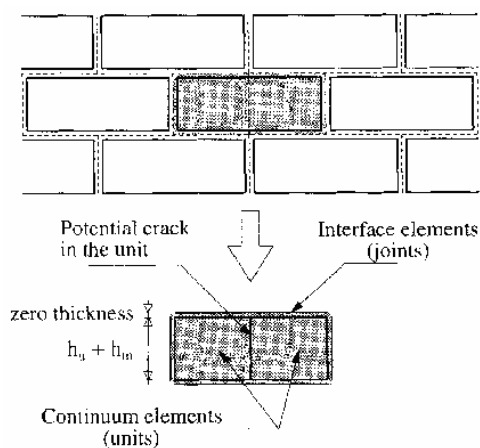


Figura 7.25 - Modelli agli elementi finiti con elementi di interfaccia: esempio di modello che riproduce la reale tessitura (Lourenço e Rots, 1997a)

Alcuni studi, inoltre, sono inerenti all'introduzione di specifiche interfacce con particolare riferimento al loro comportamento ciclico (e.g. Oliveira e Lourenço, 2004).

Una tipologia strutturale che ben si presta all'impiego dei modelli discontinui è quella della muratura a blocchi con giunti a secco, per la quale modelli di interfacce coesive riescono a cogliere con efficacia il suo comportamento non lineare.

Un altro procedimento consiste nel considerare una mesh che riproduce mediamente l'effettiva distribuzione dei giunti di malta che in alcuni casi può essere generata in modo casuale.

Un esempio di questo tipo è stato proposto da Beer (1985) e implementato in un software di calcolo denominato CASTEM 2000, all'interno del quale sono state sviluppate da Pegon (2001) delle procedure di generazione automatica della mesh.

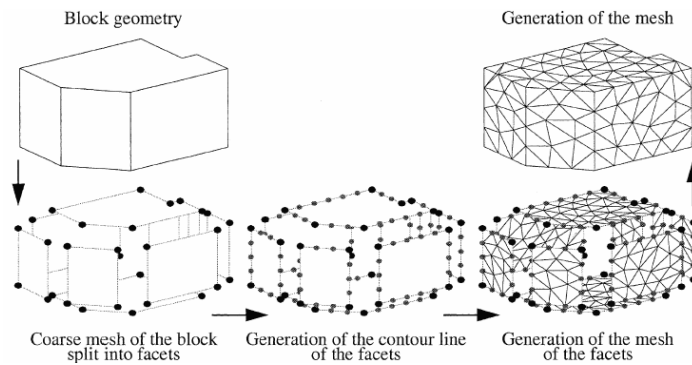


Figura 7.26 - Esempio di modello con generazione random automatica della mesh (Pegon et al., 2001).

Tutti questi modelli vengono tuttavia applicati in un ambito estremamente ristretto, poiché l'altissimo dettaglio con cui vengono modellati gli elementi in muratura comporta un restringimento del campo di impiego; pertanto le applicazioni sono in genere rivolte alla simulazione di prove di laboratorio condotte su piccoli pannelli murari.

Capitolo 8

Verifiche di sicurezza sugli edifici in muratura

“Per gli edifici classificati semplici non è necessaria alcuna verifica, se non quelle previste dalla normativa in assenza quindi di azione sismica.

Per tutte le altre tipologie di edifici sono necessarie verifiche che si differenziano a seconda del tipo di analisi che è stata effettuata (lineare o non lineare).

In questo capitolo sono illustrate le verifiche di sicurezza da effettuare su maschi murari o fasce di piano, inerenti la pressoflessione nel piano e fuori piano, verifica a taglio per scorrimento e trazione, allo stato limite ultimo e di danno.”

8.1 - VERIFICHE DI SICUREZZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

A valle di una analisi lineare le verifiche di sicurezza richieste prevedono, indicando con R_d ed E_d le resistenze e le sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo, che risulti:

$$E_d \leq R_d$$

per i possibili meccanismi di collasso:

- A. *pressoflessione nel piano* delle pareti;
- B. *taglio nel piano* delle pareti;
- C. *meccanismo per scorrimento*;
- D. *meccanismo per fessurazione diagonale*;
- E. *pressoflessione fuori del piano* delle pareti.

8.1.1 - Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale è positiva se risulta:

$$M_d \leq M_u$$

quindi si ipotizza implicitamente che si arrivi dalle condizioni di progetto a quelle di rottura con sforzo normale di progetto P_d inalterato.

Il momento ultimo si valuta considerando la muratura non reagente a trazione ed assumendo una distribuzione non lineare delle compressioni. In analogia a quanto si considera nel caso del

calcestruzzo armato, la distribuzione non lineare delle compressioni (diagramma parabola-rettangolo) può essere sostituita da una distribuzione uniforme delle compressioni agente su di una area ridotta rispetto all'area di muratura compressa.

La formula fornita dalla normativa, nel caso di una sezione rettangolare, è (8.1):

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

Con:

M_u momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l lunghezza complessiva della parete, comprensiva della zona tesa;

t spessore della parete;

$\sigma_0 = P_d / (l \cdot t)$ tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P_d forza assiale agente, positiva se di compressione. Se P_d è di trazione risulta $M_u=0$;

$f_d = f_k / \gamma_m$ resistenza a compressione di calcolo della muratura.

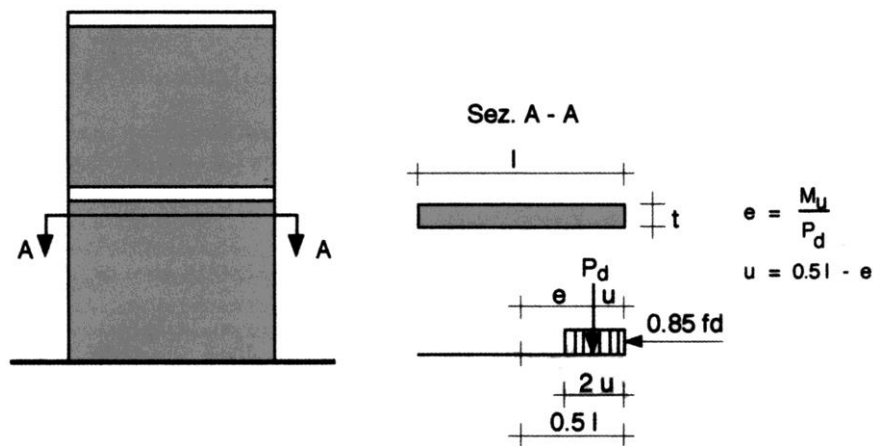


Figura 8.1 - Impostazione del problema per la verifica a pressoflessione nel piano [1].

Con riferimento alla figura 8.1, la precedente formula si giustifica con le seguenti considerazioni:

- la lunghezza della zona compressa è $3u$;
- il diagramma delle compressioni uniformi si estende per una lunghezza pari a:

$$\frac{2}{3} 3u = 2u = 2 \left(\frac{1}{2} - \frac{M_u}{P_d} \right)$$

- risulta $P_d = \sigma_0 l t = 2 \left(\frac{1}{2} - \frac{M_u}{\sigma_0 l t} \right) t 0,85 f_d$;

Dalla precedente eguaglianza è facile ricavare la formula precedente.

8.1.2 - Verifiche a taglio per scorrimento

La verifica a taglio per scorrimento corrisponde al meccanismo di rottura che si manifesta con scorrimento relativo tra le due parti in cui si può suddividere il pannello; tale fenomeno in genere si manifesta attraverso i giunti di malta.

La NTC 2008 prevede, per gli edifici di nuova costruzione, solo tale tipo di verifica a taglio e valuta il taglio ultimo per una sezione rettangolare con la formula (8.2):

$$V_t = l' t f_{vd}$$

Con:

l' lunghezza della parte compressa della parete;

t spessore della parete;

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_0$ così come stabilito nella normativa, calcolando la tensione normale media sulla sola zona compressa della sezione: $\sigma_n = P_d / (l't)$;

$$\gamma_m = 2$$

Il criterio di crisi deriva da quello di *Mohr-Coulomb*; il termine f_{vko} tiene conto della coesione tra malta e blocchi e $0,4$ è il valore assunto per il coefficiente di attrito.

In ogni caso f_{vk} non può superare il valore $1,4\bar{f}_{bk}$, con \bar{f}_{bk} resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né può essere maggiore di $1,5 \text{ Mpa}$.

Nella formula precedente si ritiene quindi che la sola zona compressa, sotto l'effetto della pressoflessione, sia in grado di resistere a taglio.

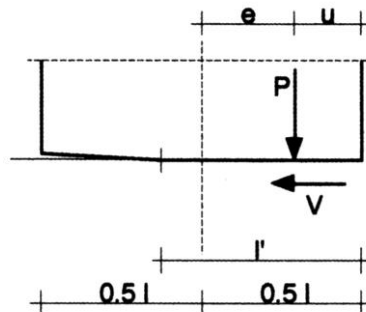


Figura 8.2 - Impostazione della verifica a taglio per scorrimento [1].

8.1.3 - Verifica a taglio per crisi da trazione

Questo tipo di verifica non è richiesto dalla *NTC 2008* per gli edifici di nuova costruzione.

Al contrario, per gli edifici esistenti, questo tipo di verifica sostituisce la verifica a taglio per scorrimento in quanto meglio rappresenta il reale comportamento di tale tipo di edifici.

Un pannello murario di altezza h e dimensioni in pianta $l \cdot t$, sollecitato sulla sezione superiore da una forza verticale eccentrica N e da uno sforzo di taglio V , vincolato con un incastro alla base e un insieme di doppi pendoli in sommità, presenta la distribuzione di tensioni tangenziali e normali di *figura 8.3*.

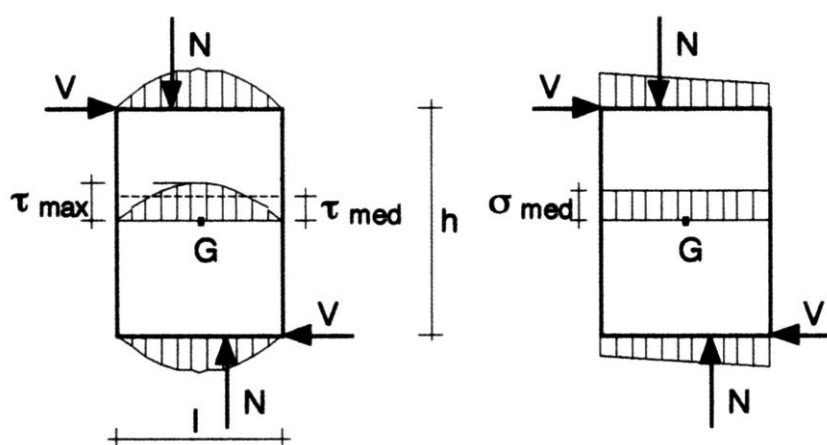


Figura 8.3 - Distribuzione delle tensioni in un elemento in muratura incastrato alla base e con incastro scorrevole in sommità [1].

I valori medi di tali tensioni sono:

$$\tau_{med} = \frac{V}{(l \cdot t)} \quad ; \quad \sigma_{med} = \frac{N}{(l \cdot t)}$$

La tensione τ_{max} si può esprimere in funzione della τ_{med} : $\tau_{max} = b \cdot \tau_{med}$.

con b coefficiente che assume il valore 1,5 per una distribuzione parabolica come in *figura 8.3*, mentre assume il valore $b = 1$ per una distribuzione uniforme. È stato dimostrato che si possono assumere per b i seguenti valori:

- pannelli tozzi con $h/l \leq 1$: $b = 1$;
- pannelli snelli con $h/l > 1.5$: $b = 1,5$;

mentre per valori intermedi si può assumere $b = h/l$.

Si adotta un criterio di crisi che pone un limite f_t alla tensione principale di trazione, oltre il quale, facendo crescere ancora V con N costante, cominciano a presentarsi le tipiche lesioni diagonali

che si sviluppano poi con gradualità dal centro verso due spigoli opposti del pannello stesso, figura 8.4.

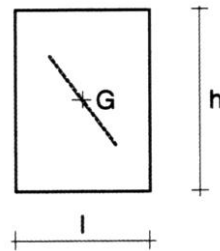


Figura 8.4 - Lesioni diagonali dovute al taglio per scorrimento che si sviluppano dal centro verso gli spigoli.

Si indichi con σ_{med} la tensione normale media in corrispondenza della sezione baricentrica e con τ_{med} la tensione tangenziale media nella stessa sezione:

$$\tau_{med} = \frac{V}{(l \cdot t)} \quad ; \quad \sigma_{med} = \frac{N}{(l \cdot t)}$$

Alle soglie della fessurazione, sia V_u lo sforzo di taglio, cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_{lim} = V_u / (l \cdot t)$ ed una tensione tangenziale massima pari a $b \cdot \tau_{lim}$.

Lo stato tensionale in corrispondenza del baricentro è rappresentato dal Cerchio di Mohr di figura 8.5.

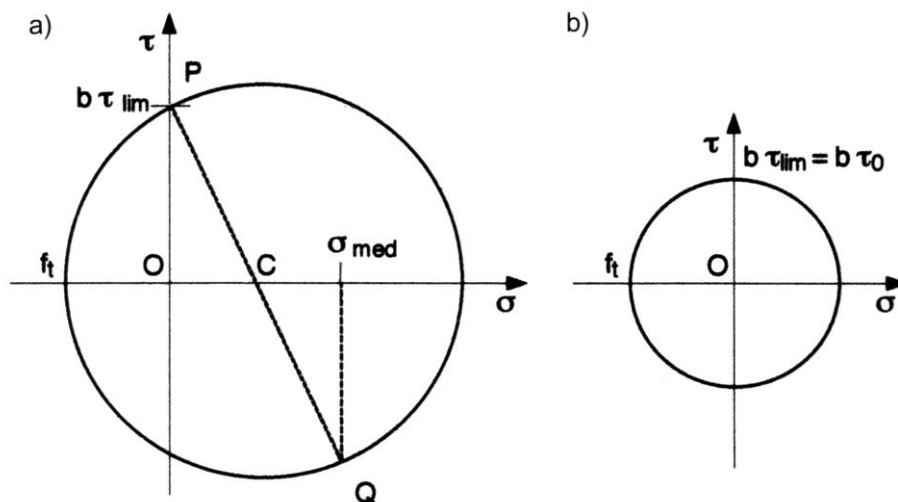


Figura 8.5 - Stato tensionale del baricentro rappresentato per mezzo del cerchio di Mohr.

Il raggio di tale cerchio si definisce con:

$$r = |f_t| + 0,5\sigma_{med}$$

Mentre risulta $C (0,5 \cdot \sigma_{med}, 0)$.

L'interasse del cerchi con l'asse τ consente di definire il valore del termine $b \cdot \tau_{lim}$.

Le tensioni f_t , σ_{med} e τ_{lim} sono legate dalla seguente relazione (8.3):

$$\left(f_t + \frac{\sigma_{med}}{2}\right)^2 = (b \cdot \tau_{lim})^2 + \left(\frac{\sigma_{med}}{2}\right)^2$$

Che risulta evidente osservando il triangolo *CPO*.

Sviluppando l'equazione precedente si ottiene:

$$f_t^2 + f_t \cdot \sigma_{med} = (b \cdot \tau_{lim})^2$$

$$f_t^2 \left(1 + \frac{\sigma_{med}}{f_t}\right) = (b \cdot \tau_{lim})^2$$

$$\tau_{lim} = \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med}}{f_t}\right)}$$

Il valore ultimo del taglio risulta quindi:

$$V_u = lt \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med}}{f_t}\right)}$$

Mentre il valore di calcolo è:

$$V_t = lt \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med}}{f_{td}}\right)}$$

con f_{td} resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale. Tale valore si ottiene, per gli edifici esistenti, dalla corrispondente resistenza f_t dividendone il valore medio per il rispettivo fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza ($\gamma_m = 2$).

Nel caso di sforzo normale nullo il Cerchio di Mohr risulta centrato rispetto all'origine degli assi e di raggio $r = f_t$.

Quindi (8.4):

$$f_t = b \cdot \tau_0$$

La tensione τ_0 assume quindi il significato di tensione tangenziale media nel centro di un pannello murario sollecitato da solo taglio, quando la tensione normale di trazione corrisponde al valore di rottura f_t . Allo stesso modo, in presenza di taglio e sforzo assiale, la τ_{lim} è la corrispondente tensione tangenziale media.

Dalla precedente si ricava anche:

$$\tau_0 = \frac{f_t}{b}$$

Tenendo presente la (8.1) la (8.3) si può porre nella forma:

$$(b \cdot \tau_0)^2 + \left(\frac{\sigma_{med}}{2}\right)^2 + b \cdot \tau_0 \cdot \sigma_{med} = (b \cdot \tau_{lim})^2 + \left(\frac{\sigma_{med}}{2}\right)^2$$

Da tale espressione, si ricava la tensione tangenziale media di collasso, in presenza di sforzo assiale, τ_{lim} :

$$\tau_{lim} = \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{b \cdot \tau_0}}$$

Per $b=1,5$ si ritrova la nota formula di *Turnsek-Cacovic* su cui si basa il metodo *POR* ed i metodi da esso derivati.

Una espressione alternativa al taglio di calcolo è la seguente:

$$V_t = lt \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med}}{1,5\tau_{0d}}\right)}$$

In cui si è posto, come da normativa, $f_{td}=1,5 \cdot \tau_{0d}$; τ_{0d} rappresenta il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura.

Nell'ipotesi che nel pannello siano presenti tiranti verticali e/o orizzontali (muratura consolidata), per cui sia necessario tener conto di tensioni orizzontali σ_x e verticali σ_z agenti al centro del pannello, la τ_{lim} si trasforma nella:

$$\tau_{lim} = \tau_0 \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{med} + \sigma_x + \sigma_z}{1,5 \cdot \tau_0} + \frac{(\sigma_{med} + \sigma_z) \cdot \sigma_x}{2,25\tau_0^2}\right)}$$

In cui si è posto $b=1,5$.

Se V_d è il taglio di progetto, la verifica consiste nel controllare che:

$$V_d \leq V_t$$

8.1.4 - Pressoflessione fuori del piano

Il valore del momento di collasso M_u per azioni ortogonali al piano della parete si calcola assumendo un diagramma rettangolare delle compressioni con un valore della sollecitazione pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Si consideri quindi una sezione trasversale di un muro e sia N_d lo sforzo normale applicato ed x la dimensione della zona compressa per effetto del momento di rottura M_u dovuto ad azioni ortogonali al piano della parete.

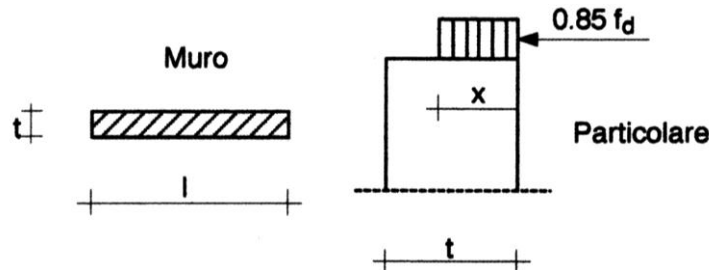


Figura 8.5 - Impostazione per la risoluzione del problema per pressoflessione fuori del piano [1].

Si suppone che si arrivi al collasso con valore $P_d = N_d$ costante.

Con le condizioni di equilibrio si ricava:

$$N_d = 0,85 f_d \cdot x \cdot l$$

$$M_u = 0,85 f_d \cdot x \cdot l \left(\frac{t}{2} - \frac{x}{2} \right)$$

Introducendo il parametro $\xi = \frac{x}{t}$ risulta:

$$N_d = 0,85 f_d \cdot \xi \cdot t \cdot l$$

$$M_u = 0,85 f_d \cdot \xi \cdot t^2 \cdot l \left(\frac{1}{2} - \frac{\xi}{2} \right)$$

Le espressioni precedenti possono essere adimensionalizzate con le posizioni:

$$n = \frac{N_d}{0,85 f_d t l}$$

$$m = \frac{6 M_u}{0,85 f_d t^2 l}$$

In definitiva si ottiene:

$$n = \xi$$

$$m = 3\xi(1 - \xi)$$

Nella verifica, n è noto e quindi è noto ξ ; dalla seconda si ricava m e successivamente il valore del momento ultimo M_u .

8.1.5 - Travi in muratura

Le travi in muratura si configurano come elementi strutturali ad asse orizzontale di sezione $h \cdot t$ e luce netta l , vincolate ai maschi murari attraverso elementi di nodo schematizzati come elementi infinitamente rigidi.

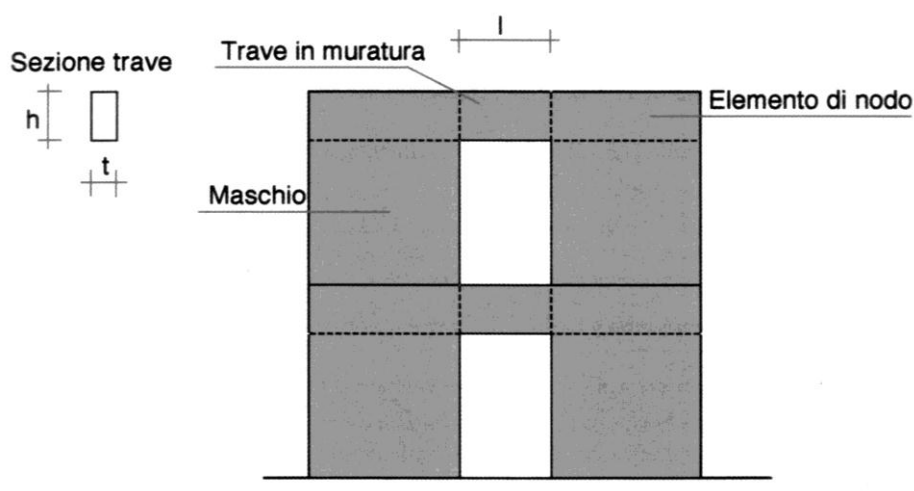


Figura 8.7 - Elementi costituenti una muratura con aperture. Sono evidenziati i maschi gli elementi di nodo e le travi in muratura [1].

Nell'ipotesi di azione assiale di progetto nota dopo l'analisi sismica, le verifiche non differiscono da quanto presentato per i maschi murari.

Al contrario, quando il modello di analisi non fornisce tra i suoi risultati l'azione assiale nelle travi in muratura, ad esempio nel caso di modello a telaio con solai infinitamente rigidi nel proprio piano, la verifica è possibile se in prossimità delle zone tese sono presenti elementi resistenti a trazione quali catene o cordoli.

In tal caso i valori delle resistenze, corrispondenti ai meccanismi di rottura per taglio o pressoflessione, devono essere assunti non superiori a quanto in seguito presentato.

8.1.5.1 - Resistenza a taglio V_t

La resistenza a taglio delle travi in muratura nell'ipotesi che collabori un cordolo di piano o un architrave resistente a flessione ben ammortato ai suoi estremi nella muratura, può essere valutata in forma approssimata con l'espressione:

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

h altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = \frac{f_{vko}}{\gamma_m}$ resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

8.1.5.2 - Momento resistente M_u e taglio ultimo V_p per pressoflessione

In presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione, in grado di trasmettere alla trave in muratura una tensione orizzontale media pari a:

$$\sigma_0 = \frac{H_p}{h \cdot t}$$

Il momento resistente M_u si valuta in analogia a quanto visto per i maschi murari.

Il momento resistente per una trave in muratura di sezione $h \cdot t$ si scrive:

$$M_u = h^2 t \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_{hd}} \right)$$

Con:

$f_{hd} = \frac{f_{hk}}{\gamma_m}$ valore della resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale ovvero nel piano della parete, in considerazione che la compressione agisce in tale direzione.

Dall'ultima si ricava la formula:

$$M_u = H_p \frac{h}{2} \left[1 - \frac{H_p}{(0,85 f_{hd} h t)} \right]$$

Con H_p valore minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento orizzontale teso ed il valore $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$

La resistenza a taglio per pressoflessione si può valutare con:

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

Con l luce netta della trave.

La resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria sarà valutata quindi come minimo tra i valori di V_t e V_p .

8.2 - VERIFICHE DI SICUREZZA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La verifica di sicurezza per lo SLD consiste nel controllo che, sotto l'azione di progetto relativa a tale stato limite, *gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.*

La verifica si deve considerare positiva se gli spostamenti d'interpiano d_r , per edifici in muratura ordinaria, rispettano la limitazione:

$$d_r \leq 0,003h$$

Con h altezza d'interpiano.

Gli spostamenti si ottengono moltiplicando gli spostamenti relativi all'azione di progetto per il coefficiente d'importanza.

Parte 2

Caso di studio:

Il Municipio di Palagiano

Capitolo 9

Indagini preliminari, caratterizzazione dell'organismo edilizio

9.1 - GENERALITÀ

L'oggetto di studio del seguente lavoro di tesi è l'adeguamento sismico del Municipio di Palagiano (Taranto), un edificio dell'inizio dell'800 realizzato in muratura che ha subito nella prima parte del '900 modifiche per ampliarne la superficie.

L'edificio è stato oggetto di studio in due tesi precedenti la suddetta, con lo scopo di analizzarne le criticità e migliorarne il comportamento sismico. Nei precedenti studi è stata individuata la possibilità di separare i due corpi di fabbrica realizzati in periodi differenti mediante un giunto sismico per migliorarne il comportamento sotto sisma, *figura 9.1*:

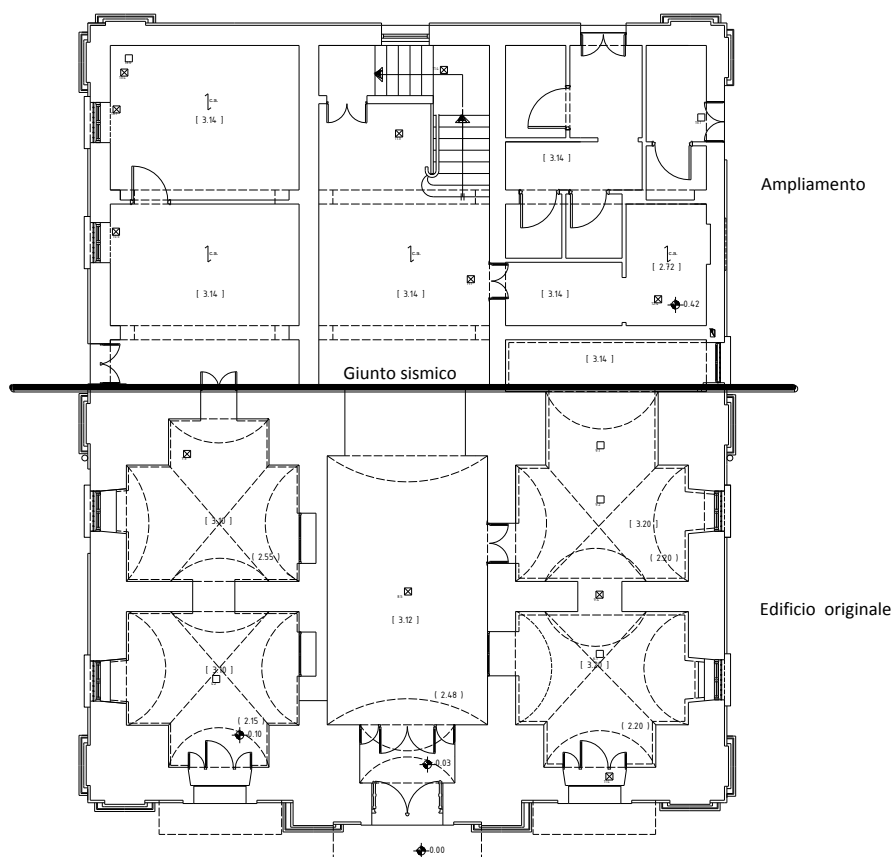


Figura 9.1 - Posizione del giunto sismico di separazione fra la parte originale dell'edificio e l'ampliamento dei primi del '900.

Nel seguente lavoro di tesi verrà analizzata la parte più antica dell'edificio, poiché le due parti risultano indipendenti grazie al giunto sismico.

Verranno analizzate le criticità strutturali che portano al collasso dell'edificio, e si studierà una tipologia d'intervento per garantirne la sicurezza alla stato limite ultimo e d'esercizio durante un possibile evento sismico, verificabile sul sito di edificazione.

Nelle analisi svolte si sono adoperate le caratteristiche meccaniche dei materiali e il fattore di confidenza utilizzati nei precedenti lavori di tesi così da confermare i risultati ottenuti negli studi già effettuati.

Nel lavoro di Tirocinio è stato effettuato uno studio per caratterizzare la stratigrafia della muratura appartenente a due pilastri al piano terra e al primo piano che sorreggono la torre, sede dell'orologio. Lo studio è stato effettuato mediante l'uso del georadar, di cui ne sarà discusso ampiamente nel seguito del capitolo.

9.2 - DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il municipio di Palagiano è collocato nel centro cittadino in via Vittorio Veneto con una superficie totale di 304 mq per piano. L'edificio si sviluppa su due piani fuori terra e un piano interrato prima sede della cisterna così come risulta da indagini svolte da altri due colleghi in un lavoro precedente al mio. L'altezza di interpiano risulta di 3,50 m per il piano terra e di 5,20 m circa al secondo piano. Sull'edificio si estende una torre, sede dell'orologio che ha una sezione di 5,40 m per 3,10 m e un'altezza dal piano terra di 20 m nel punto più alto. Nelle *tavole 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 e 11* sono riportate le piante, i prospetti e le sezioni dell'edificio.

Attualmente l'edificio risulta occupato in parte, al piano terra sono collocate la sede della polizia municipale, la sede della Proloco di Palagiano e l'entrata principale al municipio è stata destinata a deposito per la polizia municipale; *figura 9.2*. Il piano superiore attualmente non è occupato e di recente sono state effettuate opere di manutenzione, come ad esempio l'intonacatura delle murature e il rifacimento dei giunti dei conci che compongono le volte.



Figura 9.2 - Ingresso Principale Municipio

Da indagini storiche e diagnostiche effettuate risulta che l'edificio è composto da due blocchi realizzati in date diverse, infatti la parte anteriore è stata realizzata nel '800 circa mentre la parte posteriore, come ampliamento della prima, nel '900 utilizzando tecniche costruttive diverse; questo lo si può notare ad esempio, da una prima analisi delle piante, poiché le murature risultano non omogenee tra le due parti, presentando spessori diversi, anche come gli orizzontamenti risultano a volta per la parte più antica e in latero cemento nella parte più moderna.

La muratura risulta essere realizzata con blocchi omogenei in tufo calcareo ben squadrate di circa 20 x 40 cm. La muratura risulta essere a sacco con un doppio paramento su ogni lato per le zone di forte spessore, e semplice per le altre; questo è stato successivamente confermato dalle indagini effettuate. La malta utilizzata per i collegamenti è di tipo idraulica. Gli orizzontamenti della parte antica dell'edificio sono con volta a botte ribassata in blocchi di tufo, disposti secondo filari longitudinali per la zona centrale del piano terra *figura 9.3*, a crociera in blocchi di tufo disposti secondo filari paralleli alla generatrice per gli ambienti al piano terra destinati alla polizia municipale e alla Proloco, in latero cemento per la parte più moderna dell'edificio. Al primo piano gli orizzontamenti risultano essere con volta a stella in blocchi di tufo disposti secondo filari paralleli alla generatrice; *figura 9.4*.



Figura 9.3 - Volta a Botte ribassata piano terra.



Figura 9.4 - Volta a Stella primo piano.

Il collegamento verticale avviene tramite una scala a tre rampe collocata nella parte posteriore dell'edificio, realizzata nel '900 in latero cemento; *figura 9.5*.

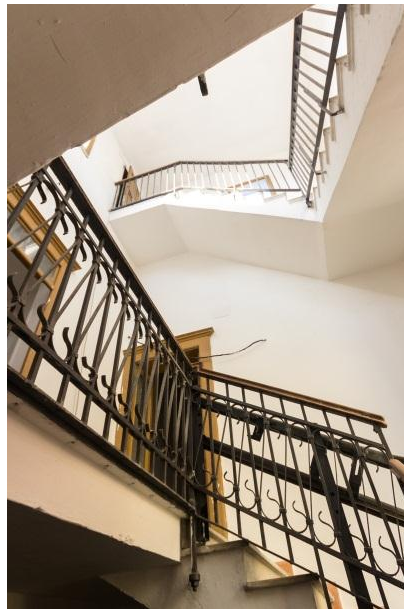


Figura 9.5 - Scala di collegamento

Alla torre dell'orologio si accede dal tetto e la muratura è realizzata con blocchi di tufo calcareo *figura 9.6*; all'interno è collocata una scala a chiocchie tramite la quale è possibile accedere alla parte superiore dove si trova l'orologio; *figura 9.7*.



Figura 9.6 - Torre dell'orologio



Figura 9.7 - Interno Torre con scala a chiocciola

Il solaio di piano è realizzato in legno a semplice orditura rinforzato con una soletta in cemento armato. La copertura della torre è realizzata tramite una volta a stella in blocchi di tufo disposti secondo filari paralleli alla generatrice, con solaio di copertura al di sopra del materiale di copertura della stessa; figura 9.8.



Figura 9.8 - Copertura con Volta a Stella della Torre



Figura 9.9 - Interno della Torre

9.3 - CAMPAGNA D'INDAGINI

Le indagini in situ hanno avuto come scopo quello di rilevare dei radar-grammi tramite georadar, utilizzando due frequenze 2 Ghz per poter caratterizzare la muratura in superficie con una risoluzione elevata 600 Mhz per poter indagare in profondità ma avendo una risoluzione minore. La prima ci ha permesso di indagare con una buona risoluzione per uno spessore di circa 50 cm, la

seconda ci ha permesso di poter vedere più in profondità ma con una risoluzione minore; da qui la difficoltà di poter distinguere le interferenze all'interno del corpo murario.

Le campagne d'indagine programmate sono state 3, una in data 22 ottobre 2012 con lo scopo di effettuare un rilievo fotografico e poter studiare lo stato di fatto dell'opera in modo da poter programmare in forma più accurata le seguenti campagne d'indagine. La seconda uscita ha avuto luogo in data 09 novembre 2012 con lo scopo di rilevare dei radar grammi per poter studiare la composizione interna dei pilastri del primo piano. La terza campagna d'indagini è stata effettuata in data 28 novembre 2012 con lo scopo di acquisire dei radar-grammi dei pilastri del secondo piano.

Successivamente tutti i dati acquisiti sono stati elaborati presso il laboratorio di Tecnologie Edilizie del Politecnico di Bari, in modo da poter interpretare i risultati e le immagini ricavate dai radar-grammi.

9.3.1 - Prima campagna d'indagine

La prima campagna d'indagini ha avuto come scopo quello di acquisire informazioni preliminari sullo stato dei fatti dell'edificio. Si è potuto identificare la destinazione d'uso dei vari ambienti ed effettuare un prima valutazione del quadro fessurativo dell'edificio.

Si è potuto constatare lo stato di degrado dell'edificio e nonostante siano stati fatti dei lavori di ristrutturazione il tutto è lasciato a se stesso.

Al piano terra l'edificio è diviso in 3 macro aree, l'area 1 è destinata agli uffici della polizia municipale, l'area 2 come deposito di quest'ultima e l'area 3 alla Proloco di Palagiano; *figura 9.10*.

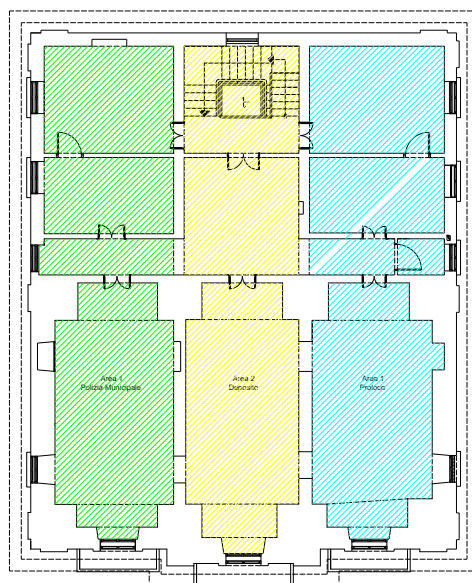


Figura 9.10 - Suddivisione macroaree

Il primo piano invece dovrebbe essere adibito ad uffici, ma al momento del sopralluogo il tutto era in stato d'abbandono, *figura 9.11*. Al primo piano si accede tramite l'aria 2 con una scala a tre rampe.



Figura 9.11 - Area adibita ad uffici, primo piano.

Un'analisi visiva del manufatto ha fatto emergere alcune fessure sui corpi murari così come si può notare dalle figure. È stata individuata una fessura sulla facciata principale che partendo dal piano di copertura termina al disotto del cornicione del primo piano; *figura 9.12*.



Figura 9.12 - Fessura lunga il prospetto principale

Sulla torre dell'orologio è stata individuata una fessura al disopra della porta d'ingresso alla torre; *figura 9.13*. La fessura è possibile osservarla anche dall'interno della torre come mostrano la *figura 9.14*.

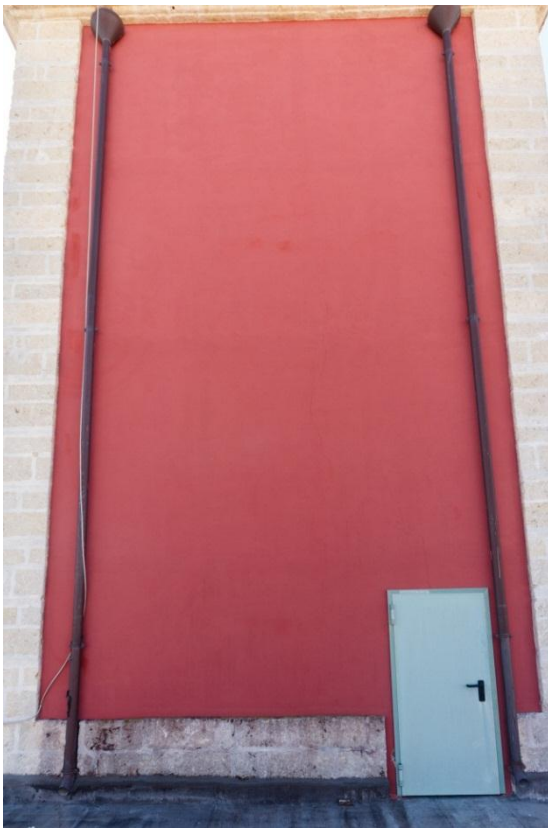


Figura 9.13 - Fessura al disopra della porta d'ingresso Figura 9.14 - Particolare della fessura dall'interno della torre.

Un'altra fessura è situata al disopra della finestra rivolta ad est, anche questa di alcuni metri come visibile in *figura 9.15*. La fessura è visibile anche dall'interno come mostrato in *figura 9.16*.

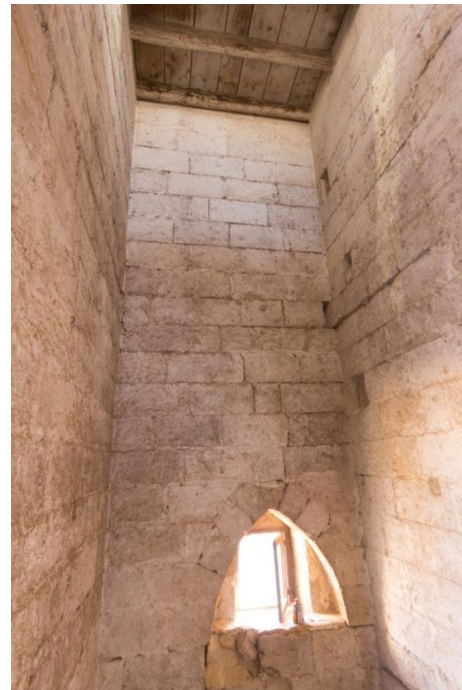
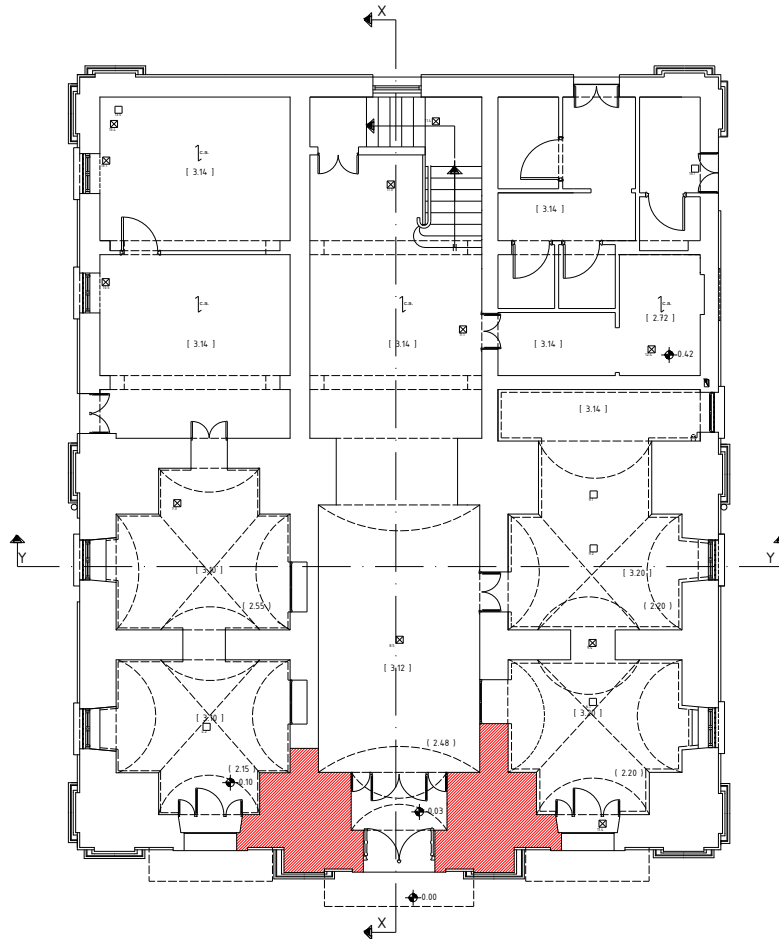


Figura 9.15 - Fessura lato est della torre.

Figura 9.16 - Vista della fessura dall'interno della torre.

9.3.2 - Seconda campagna d'indagine

La seconda campagna d'indagine ha avuto come scopo quello di investigare tramite il Georadar la composizione e la stratigrafia dei due pilastri in muratura del piano terra. I pilastri interessati sono quelli mostrati in *figura 9.17*.



9.17 - Pilastri interessati piano terra.

I rilevamenti sono stati effettuati utilizzando due antenne, una a 2 Ghz che restituisce immagini ad alta risoluzione ma che riesce a penetrare nella muratura per non più di 50-60 cm, ed una a 600 Mhz che ci fornisce immagini a bassa risoluzione ma riesce a penetrare per alcuni metri.

Il sistema di acquisizione dati è formato dall'antenna, che è tenuta in mano dall'operatore, da un zainetto all'interno del quale si trova l'unità di acquisizione dati e invio e un pc portatile con collegamento wireless che riceve via *WiFi* i dati provenienti dall'unità di elaborazione dati. Sul pc è possibile visualizzare in tempo reale il radar-gramma e salvare i dati.

Sui pilastri da rilevare sono state riportate delle griglie che hanno permesso di effettuare dei rilevamenti accurati. È stata riportata una griglia su ogni faccia del pilastro, in questo modo si sono ottenute 4 griglie per ogni pilastro. Ogni griglia è formata da tre piani orizzontali, collocati ad

1,00 m, 1,20 m e 1,40 m dal piano di calpestio. I piani orizzontali sono stati riportati sul muro tramite nastro adesivo come riportato in *figura 9.18*.



Figura 9.18 - Griglie sulle 4 facciate del pilastro.

Operando in questo modo abbiamo ottenuto 12 radar-grammi per pilastro.

Successivamente si è passati alla numerazione dei piani orizzontali per avere un lavoro più agevole in fase di postproduzione dei dati. Il pilastro di sinistra è stato nominato con la lettera A e quello di destra con la lettera B. Ogni griglia con un numero sequenziale da 1 a 4. Il software di acquisizione dati memorizza su ogni griglia i 3 radar-grammi acquisiti collocandoli alla quota giusta.

Una volta nominate le griglie si è passati a settare lo strumento. Abbiamo effettuato prima una acquisizione a 2 Ghz e successivamente a 600 Mhz. Nel software abbiamo settato i seguenti valori:

- Tempo di acquisizione: 32 ns;
- Numero di campioni lungo X: 1024;
- Velocità di propagazione delle onde: 13 cm/ns.

Il rilevamento si effettua strisciando l'antenna lungo il nastro adesivo, così facendo si ricava un radar-gramma che rappresenta una sezione lungo tale asse. Il numero di campioni sta ad indicare quante volte effettua un rilevamento puntuale lungo X.

La velocità di propagazione ci è utile per conoscere le profondità delle varie interferenze. Infatti conoscendo la velocità di propagazione e il tempo di andata e ritorno dell'impulso è possibile ricavare la distanza. Tale valore mi è stato gentilmente fornito da altri due colleghi che prima di me hanno effettuato altre prove tramite georadar sullo stesso edificio.

Successivamente si è passati alla calibrazione dello zero, utile per eliminare le interferenze di superficie ed avere un segnale più pulito. Questo può essere effettuato tramite un'apposita funzione presente sul software (start calibration), attivandola e strisciando l'antenna sulla superficie del muro, il software acquisisce l'informazione da sottrarre al segnale ricevuto per aver un segnale maggiormente più chiaro.

Prima di acquisire il radar-gramma è necessario andare a settare dei valori utili al software di elaborazione per collocare in un sistema di riferimento le strisciate effettuate. Quindi si setta la distanza trasversale fra una strisciata e l'altra e il verso di percorrenza, nonché lo zero del sistema rispetto allo zero dell'antenna.

Ultimata questa fase di preparazione si è proceduto ad acquisire 24 radar grammi per entrambi i pilastri.

Successivamente si è potuti passare ad acquisire con l'antenna da 600 Mhz, ripetendo lo stesso iter per la fase di preparazione.

In *figura 9.19 e 9.20* è riportato come si effettua una acquisizione tramite georadar, con l'antenna da 2 Ghz e con l'antenna da 600 Mhz.



Figura 9.19 - Acquisizione con antenna da 2 Ghz.



Figura 9.20 - Acquisizione con antenna da 600 Mhz.

Un esempio di radar-gramma a 2 Ghz acquisito in tempo reale è quello riportato in *figura 9.21*.

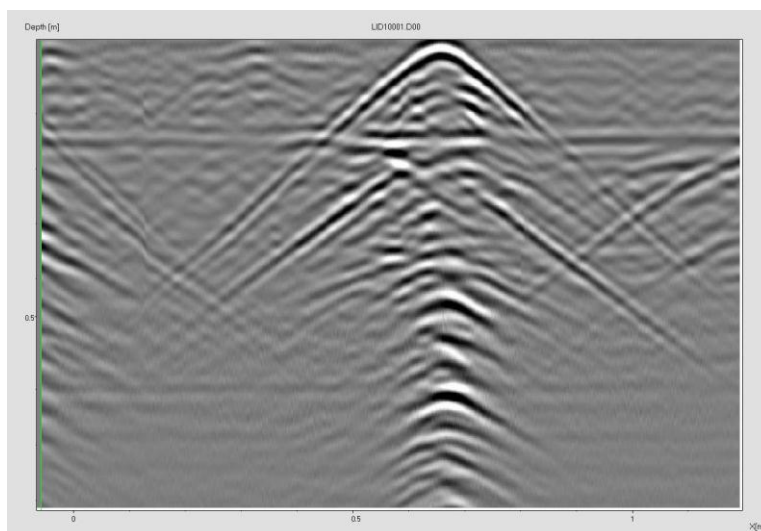


Figura 9.21 - Radar-gramma a 2 Ghz.

Un esempio di radar-gramma a 600 Mhz è quello riportato in *figura 9.22* dove è possibile vedere la maggior profondità in cui è possibile investigare, ma la scarsa qualità dell'immagine. La scansione di riferisce alla medesima parete precedente.

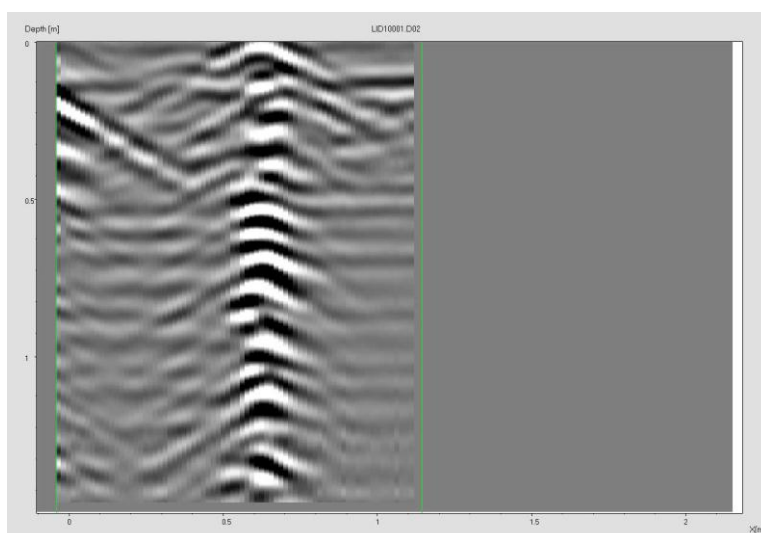


Figura 9.22 - Radar-gramma a 600 Mhz.

9.3.3 - Terza campagna d'indagine

La terza campagna d'indagine aveva come scopo quella di ricavare un profilo dei pilastri del primo piano. Nella *figura 9.23* sono riportati i pilastri interessati dall'indagine. Essi si trovano nella medesima posizione di quelli precedentemente analizzati ma al piano superiore.

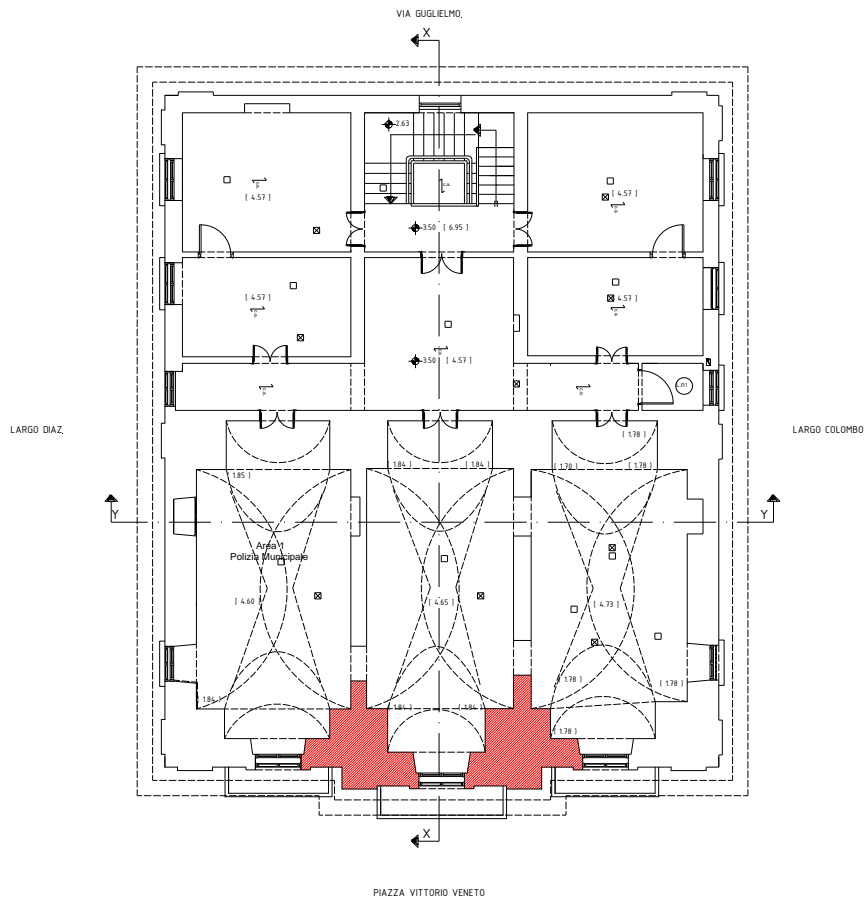


Figura 9.23 - Pilastri analizzati, primo piano.

In questo caso per accelerare il processo di acquisizione dei dati si è optato per portare il loco le griglie da posizionare sui muri, già realizzate, ed attaccarle sui muri da investigare. In questo modo si è accelerato il processo. Su carta velina sono state disegnate con un pennarello le 3 linee da seguire durante le strisciate ed il tutto è stato attaccato sul muro, in questo modo si è evitato di imbrattare l'intonaco che ricopriva il muro. Nella figura 9.24 è riportata una griglia.



Figura 9.24 - Griglie.

In questo caso sono state riportate 6 griglie per pilastro, ognuna con 3 piani di sezione. In totale si sono ottenute 12 griglie con 36 radar-grammi.

Anche in questo caso si è proceduto come nel primo, andando a settare il software e a tarare lo strumento prima di acquisire i dati.

Successivamente alla fase di acquisizione dei dati si è provveduto ad elaborare le informazioni acquisite presso il laboratorio di Tecnologie Edilizie del Politecnico di Bari.

9.3.4 - Elaborazione dei dati acquisiti

Successivamente all'acquisizione dei dati è necessario elaborare le informazioni affinché si possa ottenere il massimo dai radar-grammi.

Le immagini vengono elaborate tramite un apposito software, caricando i dati *RAW* provenienti dalla campagna d'indagine, questi vengono ripuliti da eventuali interferenze e si aumenta il guadagno.

Una volta caricata la campagna nel software i passi da eseguire sono:

- Eliminazione delle interferenze e del rumore;
- Eliminazione dell'eco superficiale, tramite i dati acquisiti in fase di taratura dello zero;
- Aumento del guadagno lineare;
- Aumento del guadagno non lineare
- Per ripulire il segnale da frequenze non gradite si applica un filtro *PASSA-BANDA*, facendo passare una frequenza fra i 300 e i 900 Mhz per le immagini a 600 Mhz e fra i 1000 e i 3000 Mhz per i 2 Ghz, si lascia passare una frequenza di $\pm 50\%$ della frequenza dell'antenna utilizzata.

Per velocizzare la fase di elaborazione è possibile elaborare una sola immagine e salvare un preset e applicarlo a tutte le immagini.

Successivamente le immagini vengono scalate per riportarle tutte alla stessa scala e poterle confrontare.

Una volta ottenute tutte le immagini elaborate, queste vengono studiate e confrontate con possibili immagini del paramento murario per riuscire a capire il significato delle parabole che caratterizzano i radar-grammi.

Nell'immagine *figura 9.25* è possibile osservare il risultato dell'elaborazione *B-Scan*. Si possono notare la giunzione fra due conci di tufo, indicata con la freccia rossa, le linee rosse indicano i vari strati di conci. Si può notare la regolarità di quest'ultimi che confermano la tesi.

Ogni parabola indica un punto di discontinuità materica, quindi le informazioni sono da rintracciare nei punti dove si trovano le parabole e di conseguenza risalire alla possibile configurazione della muratura.

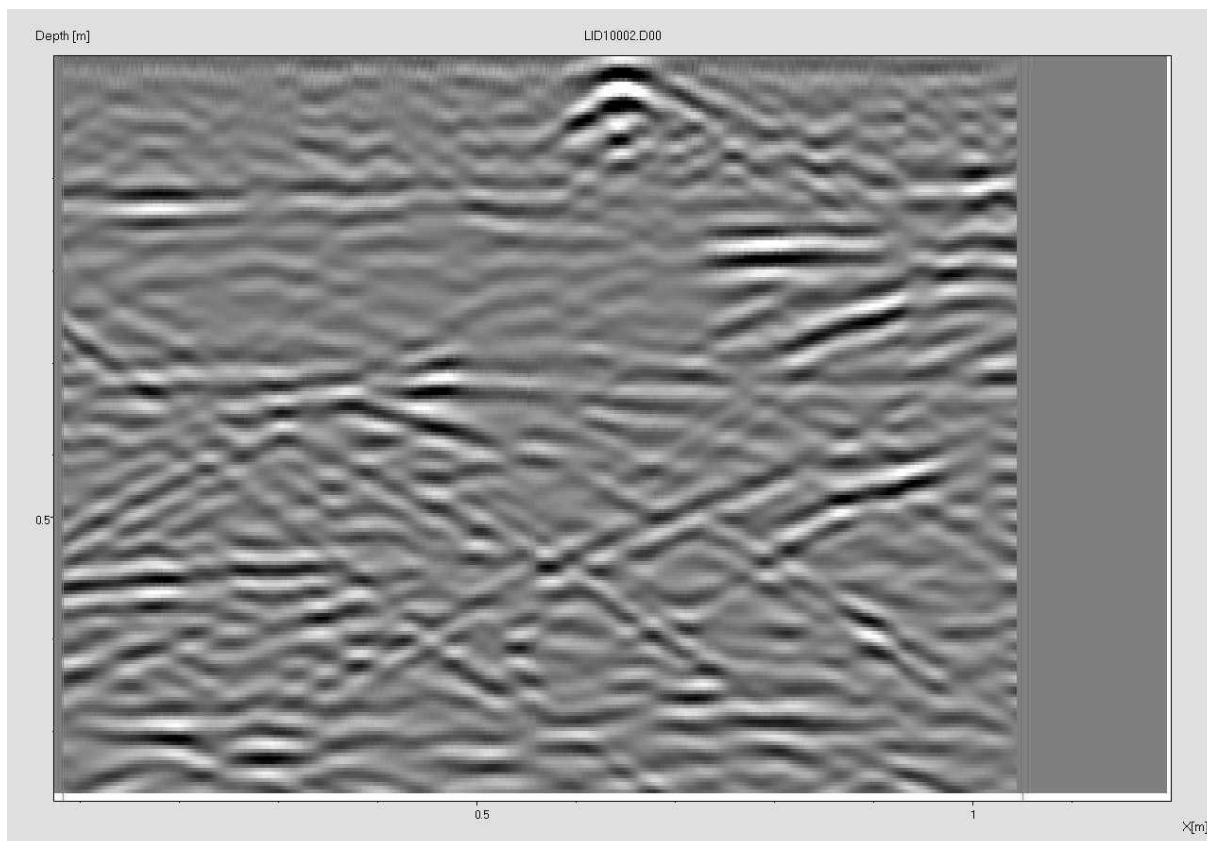


Figura 9.25 - B-Scan del pilastro al primo piano, lato esterno.

I radar-grammi sono stati sovrapposti tramite Autocad alla pianta dei pilastri, lavorando così è stato possibile nei punti di intersezione, giungere ad una soluzione che si avvicina il più possibile alla realtà.

9.3.5 - Conclusioni

Intersecando i risultati dei vari radar-grammi sia a 2 Ghz che a 600 Mhz, tramite confronto e analisi dei punti di discontinuità è stato possibile dare un'interpretazione della muratura, giungendo alla conclusione che il pilastro è costituito da due strati di conci in tufo calcareo ben squadri che fanno da fodera ad un nucleo di riempimento composto da materiali vari fra cui terra, detriti e conci non squadri.

In figura 9.26 e 9.27 è possibile osservare le conclusioni a cui si è giunti e la ricostruzione dei pilastri in muratura del piano terra e del primo piano. Lavorando in questo modo si è potuto giungere ad un facsimile di tomografia della muratura.

Di seguito sono riportati i risultati ricavati dai vari profili GPR.

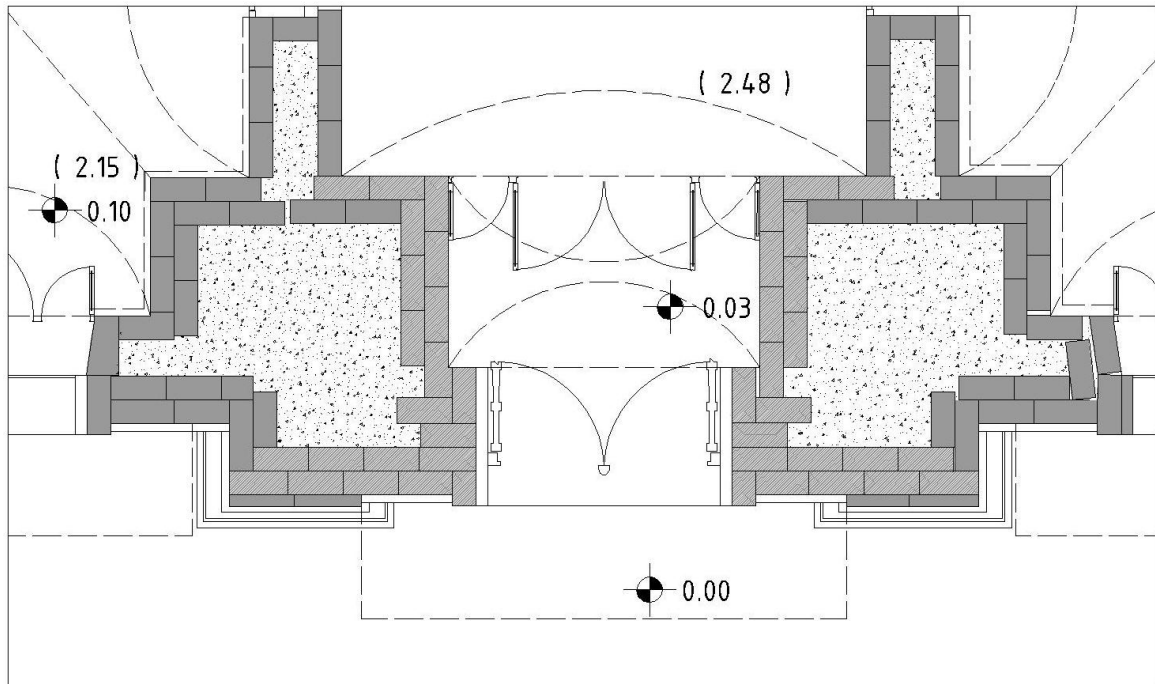


Figura 9.26 - Pilastroni piano terra.

In figura 9.26 è riportata la sezione dei pilastroni del piano terra, caratterizzati da una tipologia muraria a sacco con una tessitura a doppia testa.

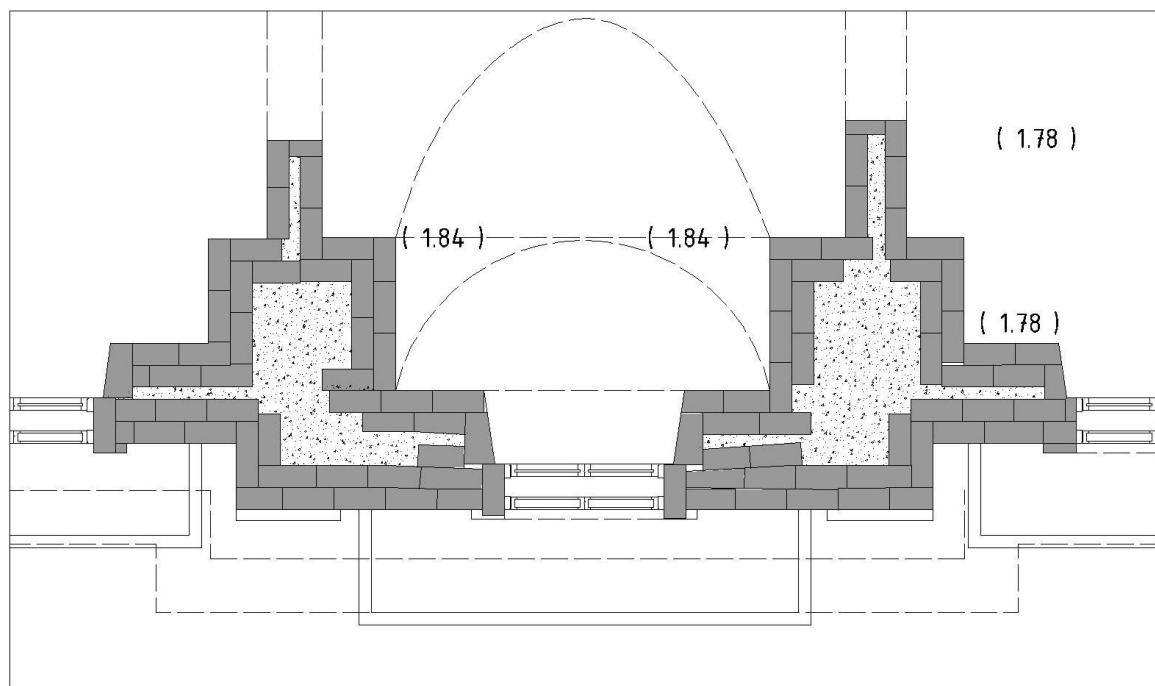


Figura 9.27 - Pilastroni piano primo.

Nella *figura 9.27* è riportata la sezione dei pilastri del primo piano ricavato dalle immagini GPR. Anche essi caratterizzati da una tipologia muraria a sacco con una tessitura a doppia testa.

Da queste conclusioni potrà continuare il lavoro di tesi, il quale risulta propedeutico alle indagini su quest'ultimi elementi strutturali, per caratterizzarne il comportamento sismico dell'intera struttura e progettare gli interventi per migliorarne il comportamento sotto sisma.

9.4 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Nel seguente lavoro di tesi non si sono effettuate tutti gli studi preliminari per una corretta determinazione del livello di conoscenza ma si sono utilizzate quelle acquisite nei precedenti lavori, poiché questo lavoro risulta essere il proseguimento di quelli precedenti. Con l'attività di tirocinio si sono ampliate le conoscenze sul manufatto indagando sulla composizione interna dei due pilastri di grosso spessore che sorreggono la torre.

La circolare *n. 617 del 2 febbraio 2009*, individua 3 livelli di conoscenza ai quali associa opportuni fattori di confidenza.

Nel caso in esame si è raggiunto il livello di conoscenza **LC2**, il quale 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 è **Fc=1,2**.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Per il quale i valori medi dei parametri meccanici sono definiti come:

- Resistenze: medie degli intervalli riportati in tabella C8.A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella medesima tabella.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

dove le verifiche in situ estese ed esaustive sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, a saggi nella muratura, che consentano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti, mentre le indagini in situ estese sono effettuate in maniera sviluppata e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente.

Le caratteristiche meccaniche della tipologia muraria di cui è costituito il complesso architettonico del Municipio di Palagiano sono riportati nella *tabella 9.1*, utilizzando i valori medi ricavati dalla *tabella C8A.2.1*, per la tipologia muraria “Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite)”:

<i>Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)</i>	
f_m (N/cm ²)	158,33
τ_0 (N/cm ²)	2,92
E (N/mm ²)	1080,00
G (N/mm ²)	360,00
w (KN/mm ³)	16,00

Tabella 9.1 - Caratteristiche meccaniche della muratura secondo la tabella C8A.2.1.

9.5 - DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

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. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_{e(T)}$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR , nel periodo di riferimento V_R .

La pericolosità sismica è riportata all’interno di una mappa di pericolosità sismica (MPS04), che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell’accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

Nel *D.M. del 14 gennaio 2008 (NTC 2008)* per la definizione delle azioni sismiche di progetto vengono utilizzati i valori di accelerazione al suolo definiti nelle *Tabelle 1 e 2 dell’allegato B*. Il territorio italiano è stato suddiviso in un reticolo di punti distati fra loro di $0,05^\circ$, e per i 10751 punti del reticolo sono definiti i valori di a_g , F_0 , T_C^* per i 9 periodi di ritorno (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475)

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, per lo spettro su suolo orizzontale.

I valori appena descritti sono stati ricavati da analisi di pericolosità effettuate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

I valori di F_0 e T_c^* sono ricavati confrontando gli spettri dell'INGV e dell'Eurocodice 8 e determinando F_0 e T_c^* in modo da minimizzare lo scarto fra le due forme spetrali.

Nella figura 9.28 è possibile visionare la mappa di pericolosità sismica del comune di Palagiano per un sisma con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. È possibile notare che il comune ricade all'interno del reticolo di suddivisione del territorio nazionale.

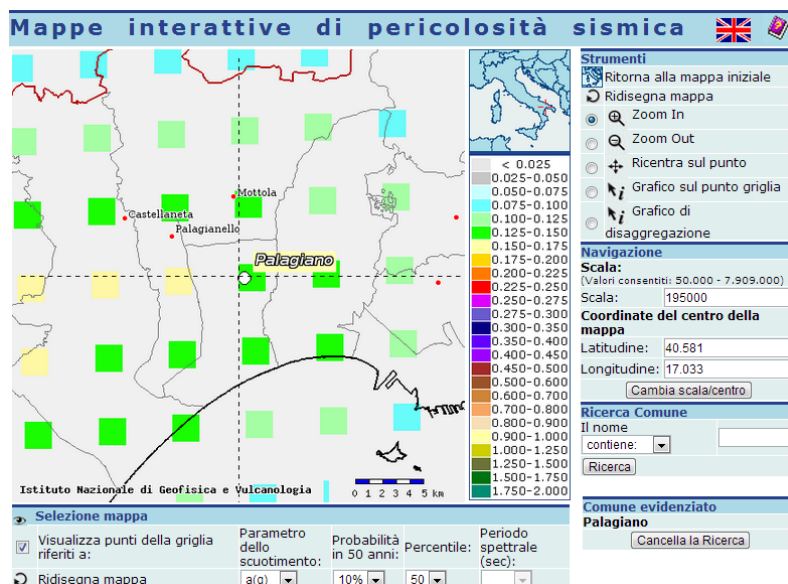


Figura 9.28 - Mappa di pericolosità sismica (Webgis, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

I parametri spetrali riguardanti il comune di Palagiano sono riportati nella tabella 9.2, estrapolati dall'allegato A delle NTC 2008:

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	60	0,049	2,449	0,301
SLD	101	0,066	2,529	0,292
SLV	949	0,194	2,478	0,293
SLC	1950	0,249	2,452	0,310

Tabella 9.2 - Caratteristiche spetrali del comune di Palagiano.

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tabella 2.4.1 delle NTC 2008. Nel caso di studio si utilizza una vita nominale di 50 anni.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso (*Tabella 2.4.II delle NTC 2008*) che dipende dal tipo di costruzione. Nel caso in esame, data l'importanza dell'opera, si è attribuita una classe d'uso IV, cioè "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità" con un coefficiente d'uso pari a 2, da cui risulta una vita riferimento di 100 anni:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Per la categoria di suolo (in assenza di indagini specifiche), è stata valutata utilizzando un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come da *tabella 3.2.II della NTC 2008*. Come categoria di suolo è stata assunta la categoria B, "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)", in funzione della geomorfologia in cui è sito l'edificio. Dalla *Tabella 3.2.V delle NTC 2008* è possibile dedurre i coefficienti di amplificazione stratigrafici S_s e C_c , in funzione del F_0 e T_c^* .

Le condizioni topografiche sono state assunte come T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", come riportato in *tabella 3.2.VI delle NTC 2008*, da cui è possibile assumere il coefficiente $S_T = 1$.

Capitolo 10

Modellazione ed analisi della struttura

10.1 - GENERALITÀ

Per lo studio e la progettazione degli interventi è stato necessario effettuare uno studio preliminare sulla struttura, tramite un'analisi statica non lineare *Pushover*, utilizzando il codice di calcolo *3Muri della S.T.A. Data s.r.l.*, tramite la quale si è potuto constatare l'alta vulnerabilità sismica dell'edificio, studiandone le criticità, per poi risalire ai tipi di interventi necessari al raggiungimento di un adeguato livello di sicurezza strutturale compatibilmente con il rispetto dei vincoli architettonici data la storicità dell'edificio.

Per la fase di progettazione degli interventi è stata necessaria un'analisi dinamica lineare, tramite la quale si è potuto risalire alle sollecitazioni degli elementi sul quale intervenire, per il dimensionamento dei rinforzi. In questa fase è stato necessario definire un modello ad elementi finiti sulla quale è stata condotta un'analisi modale con spettro di risposta ai diversi stati limite. Questa fase è stata realizzata utilizzando il software di calcolo strutturale *Sap2000 V15 della Berkeley University*.

Per la realizzazione dei modelli è stato necessario fare uno studio sulla struttura, per semplificarne il modello stesso e analizzarne i carichi.

10.2 - ANALISI DEI CARICHI

Nella fase di studio preliminare è stato necessario risalire ai carichi statici agenti sulla struttura. Questa fase è stata portata a termine effettuando un'analisi dei carichi per ogni elemento che la caratterizza.

Gli elementi che costituiscono la struttura sono:

- Muratura in tufo a corpo, formati da elementi squadrati e lavorati di accurata fattura;
- Volta a botte ribassata in tufo;
- Volta a Crociera realizzata in tufo;
- Volta a stella, in tufo;
- Solaio di interpiano in legno a semplice orditura, con tavolato disposto ortogonalmente rispetto alle travi portanti, rinforzato con soletta in calcestruzzo.

10.2.1 - Muratura

La muratura è realizzata con elementi lapidei naturali in tufo. Lo spessore delle murature che compongono l'edificio è variabile fra i 50 cm e i 2 m.

Nei modelli sono state inserite le caratteristiche meccaniche del materiale, tra cui il peso specifico e successivamente nella costruzione del modello è stato inserito lo spessore degli elementi murari; in automatico, il software ha ricavato il peso gravante sulla struttura.

Nella *tabella 10.1* sono riportati i dati delle caratteristiche meccaniche dell'elemento muratura:

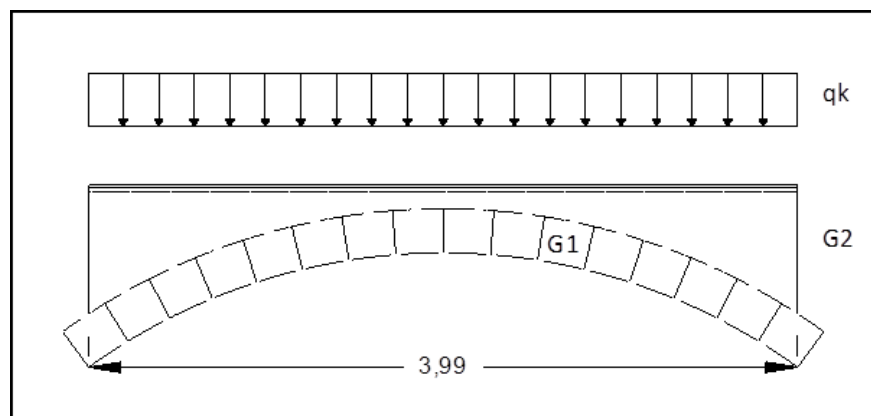
<i>Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)</i>	
f_m (N/cm ²)	158,33
τ_0 (N/cm ²)	2,92
E (N/mm ²)	1080,00
G (N/mm ²)	360,00
w (KN/mm ³)	16,00

Tabella 10.1 - caratteristiche meccaniche della muratura secondo la tabella C8A.2.1

10.2.2 - Volta a Botte ribassata

La volta a botte ribassata è realizzata mediante elementi lapidei naturali con le medesime caratteristiche meccaniche della muratura.

La volta ha uno spessore medio strutturale di 25 cm. Nella *tabella 10.2* è riportata l'analisi dei carichi gravanti sulla struttura dell'elemento volta a botte ribassata:



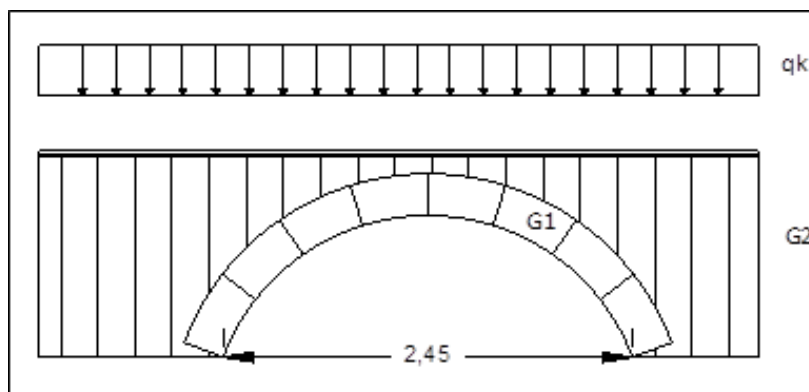
Geometria	
Luce	3,99 m
Freccia	0,65 m
Carichi Permanenti	
Peso Specifico Tufo (G_1)	16 KN/m ³
Speso Specifico Rinfianco (G_2)	16 KN/m ³
Carico distribuito Rinfianco (G_2)	9 KN/m ²
Carico distribuito Pavimento + Sottofondo (G_2)	2,17 KN/m ²
Carichi Variabili	
Uffici aperti al Pubblico Cat. B2 (q_k)	3 KN/m ²

Tabella 10.2 - Analisi dei carichi, volta a botte piano terra.

10.2.3 - Volte a Crociera

La volta a Crociera è realizzata mediante elementi lapidei naturali con le medesime caratteristiche meccaniche della muratura.

La volta ha uno spessore medio strutturale di 25 cm. Nella *tabella 10.3* è riportata l'analisi dei carichi gravanti sulla struttura dell'elemento volta a Crociera:



Geometria	
Luce	5,18 m
Freccia	0,85 m
Carichi Permanenti	
Peso Specifico Tufo (G_1)	16 KN/m ³

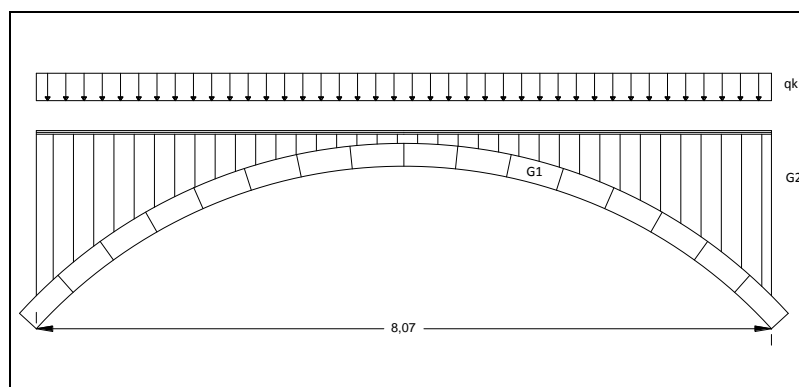
Speso Specifico Rinfianco (G_2)	16 KN/m^3
Carico distribuito Rinfianco (G_2)	6 KN/m^2
Carico distribuito Pavimento + Sottofondo (G_2)	2,17 KN/m^2
Carichi Variabili	
Uffici aperti al Pubblico Cat. B2 (q_k)	3 KN/m^2

Tabella 10.3 - Analisi dei carichi, volta a crociera piano terra.

10.2.4 - Volte a Stella Piano Primo

La volta a Stella è realizzata mediante elementi lapidei naturali con le medesime caratteristiche meccaniche della muratura.

La volta ha uno spessore medio strutturale di 25 cm. Nella *tabella 10.4* è riportata l'analisi dei carichi gravanti sulla struttura dell'elemento volta a Stella:



Geometria

Luce	8,07 m
Freccia	1,78 m

Carichi Permanenti

Peso Specifico Tufo (G_1)	16 KN/m^3
Speso Specifico Rinfianco (G_2)	16 KN/m^3
Carico distribuito Rinfianco (G_2)	8 KN/m^2
Carico distribuito Pavimento + Sottofondo (G_2)	8,5 KN/m^2

Carichi Variabili

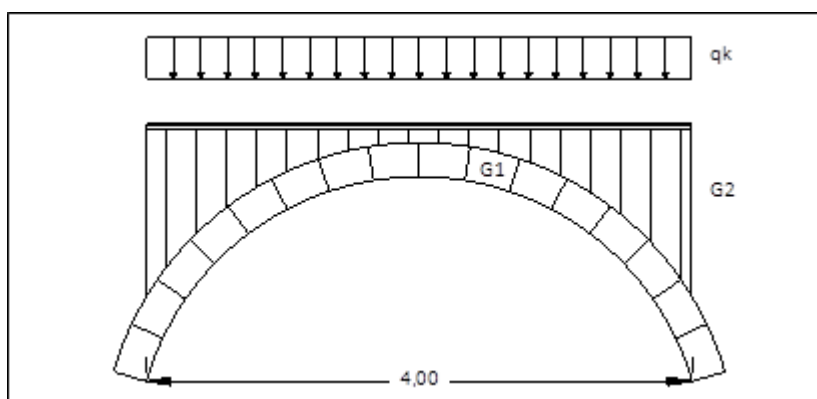
Coperture Praticabili Cat. H2 (q_k)	3 KN/m^2
---	--------------------------

Tabella 10.4 - Analisi dei carichi, volta a stella piano primo.

10.2.5 - Volte a Stella "Torre"

La volta a Stella è realizzata mediante elementi lapidei naturali con le medesime caratteristiche meccaniche della muratura.

La volta ha uno spessore medio strutturale di 25 cm. Nella *tabella 10.5* è riportata l'analisi dei carichi gravanti sulla struttura dell'elemento volta a Stella:



Geometria

Luce	4 m
Freccia	1,50 m

Carichi Permanenti

Peso Specifico Tufo (G_1)	16 KN/m ³
Speso Specifico Rinfiacco (G_2)	16 KN/m ³
Carico distribuito Rinfiacco (G_2)	9 KN/m ²
Carico distribuito Pavimento + Sottofondo (G_2)	6 KN/m ²

Carichi Variabili

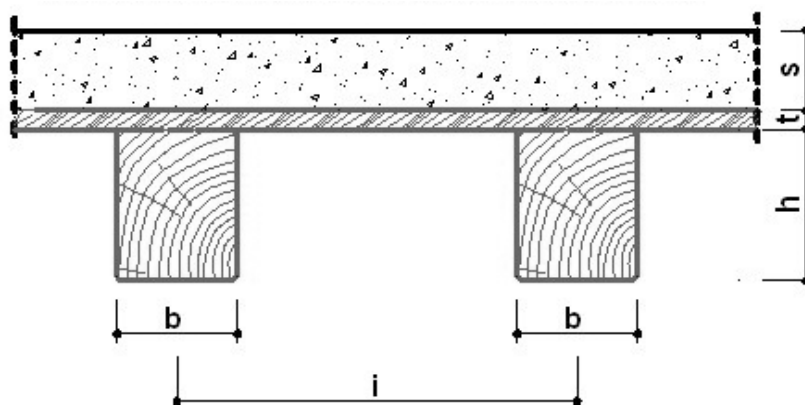
Coperture accessibili per la sola manutenzione Cat. H1 (q_k)	0,5 KN/m ²
---	-----------------------

Tabella 10.5 - Analisi dei carichi, volta a stella appartenente alla torre.

10.2.5 - Solaio in legno

Il solaio intermedio all'interno della torre è realizzato mediante travi principali in legno e traverse; presenta un irrigidimento in calcestruzzo dello spessore di 5 cm.

Nella *tabella 10.6* è riportata l'analisi dei carichi gravanti sulla struttura dell'elemento solaio in legno:



Geometria

l	50 cm
b	12 cm
h	15 cm
t	3 cm
s	5 cm

Carichi Permanenti

Carichi strutturali (G_1)	3 KN/m^2
Carichi non strutturali (G_2)	0 KN/m^2

Carichi Variabili

Coperture accessibili per la sola manutenzione Cat. H1 (q_k)	0,5 KN/m^2
---	---------------------

Tabella 10.6 - Analisi dei carichi, solaio in legno piano secondo (torre).

10.3 - ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica non lineare dell'edificio è stata eseguita tramite il software *3Muri della S.T.A. Data*, che genera un telaio equivalente, in automatico, in seguito all'inserimento della geometria dell'edificio.

L'analisi e l'interpretazione dei dati, grazie alla modellazione a telaio equivalente, è molto semplice, immediata e permette di analizzare le criticità dell'edificio mediante un'analisi non lineare (pushover).

10.3.1 - Costruzione del modello

All'interno del software sono stati inseriti tutti i dati comprendenti le caratteristiche meccaniche degli elementi e la geometria dell'edificio, come precedentemente esposto.

Nel riportare l'edificio all'interno del software sono state indicate le aperture, i balconi e sono stati inseriti i carichi G_2 e q_k , nei valori indicati nelle analisi dei carichi. I carichi G_1 sono ricavati immediatamente nel momento in cui viene definita la geometria dell'edificio.

Gli interpiani sono stati individuati alle seguenti quote:

Piano	Quota (m)
Piano Terra	0,00
Piano Primo	3,50
Piano di Copertura	8,65
Primo impalcato Torre	13,40
Copertura Torre	16,80

Tabella 10.7 - Altezze di piano.

Nella *figura 10.1* è riportato una vista 3D della geometria dell'edificio restituita dal software di calcolo.

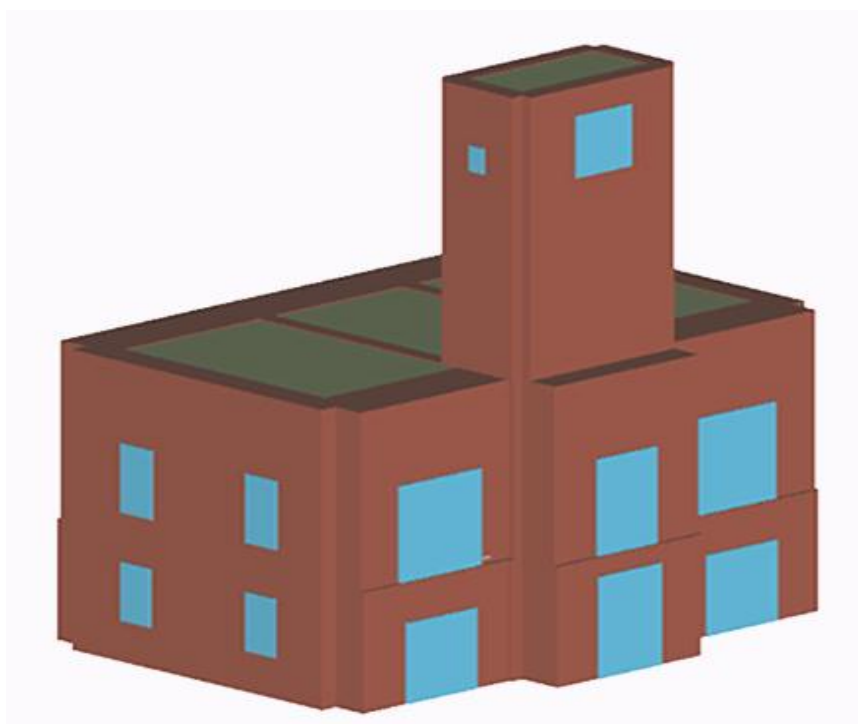


Figura 10.1 - Vista 3D del modello.

Nelle *figure 10.2 e 10.3* sono riportate le piante del piano terra e del primo piano, inserite all'interno del software con cui è stato definito il modello.

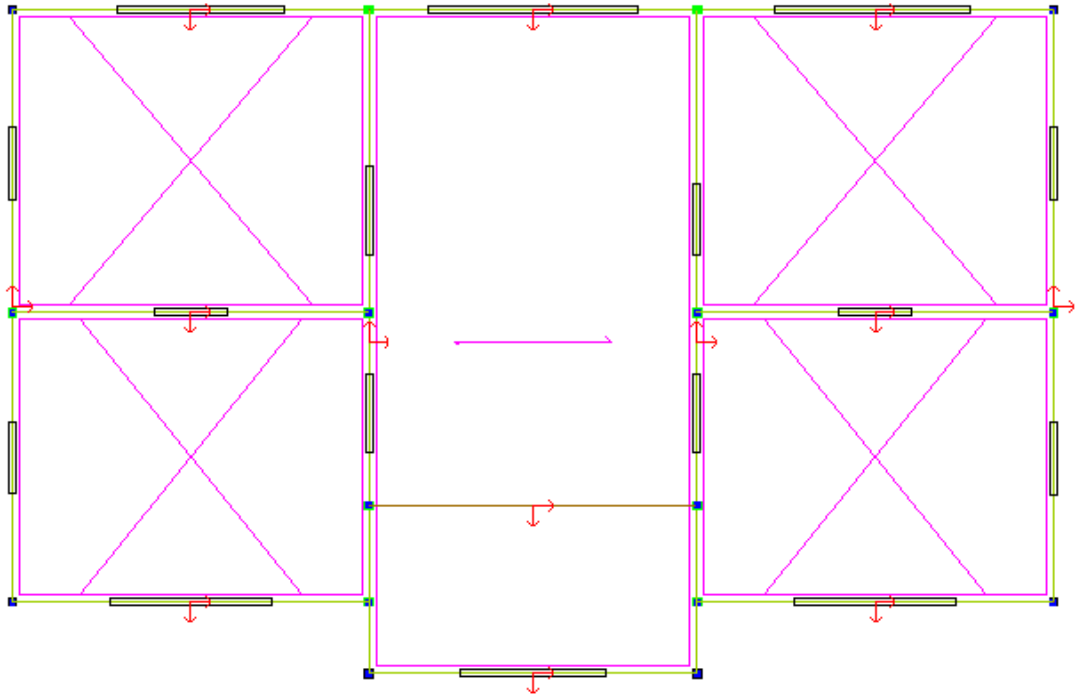


Figura 10.3 - Pianta piano terra.

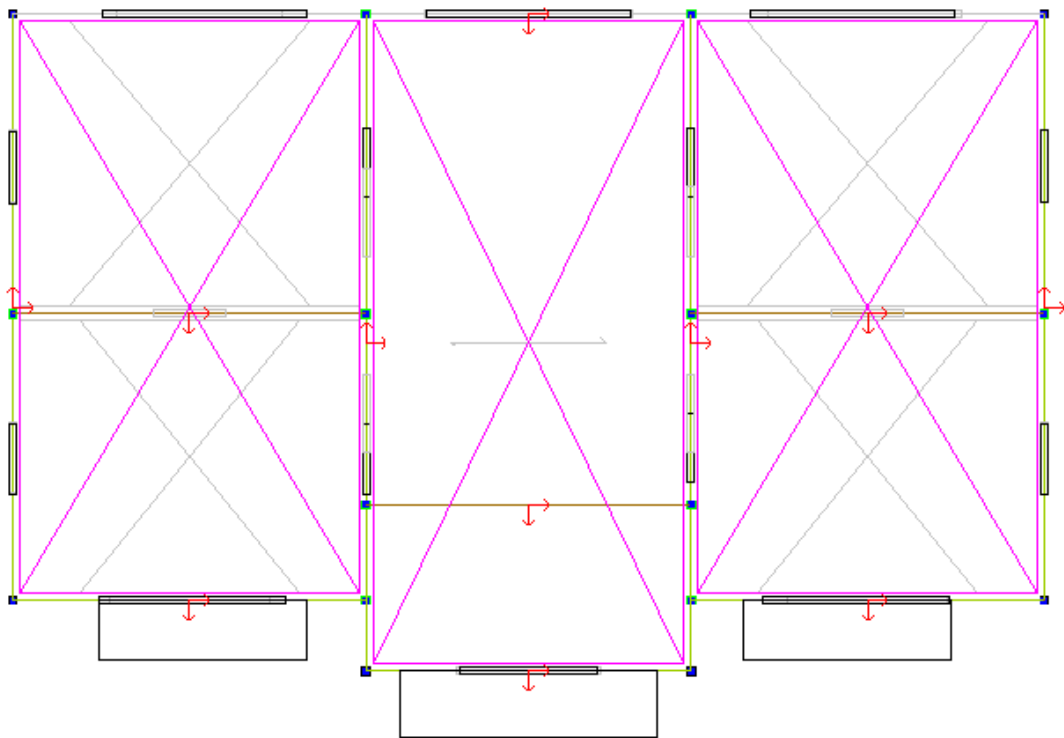


Figura 10.4 - Pianta Piano primo.

Successivamente, all’inserimento dei dati di input è possibile generare in automatico il telaio equivalente (*mesh*), mostrando in pianta la numerazione identificativa delle pareti e dei nodi (*figura 10.5*).

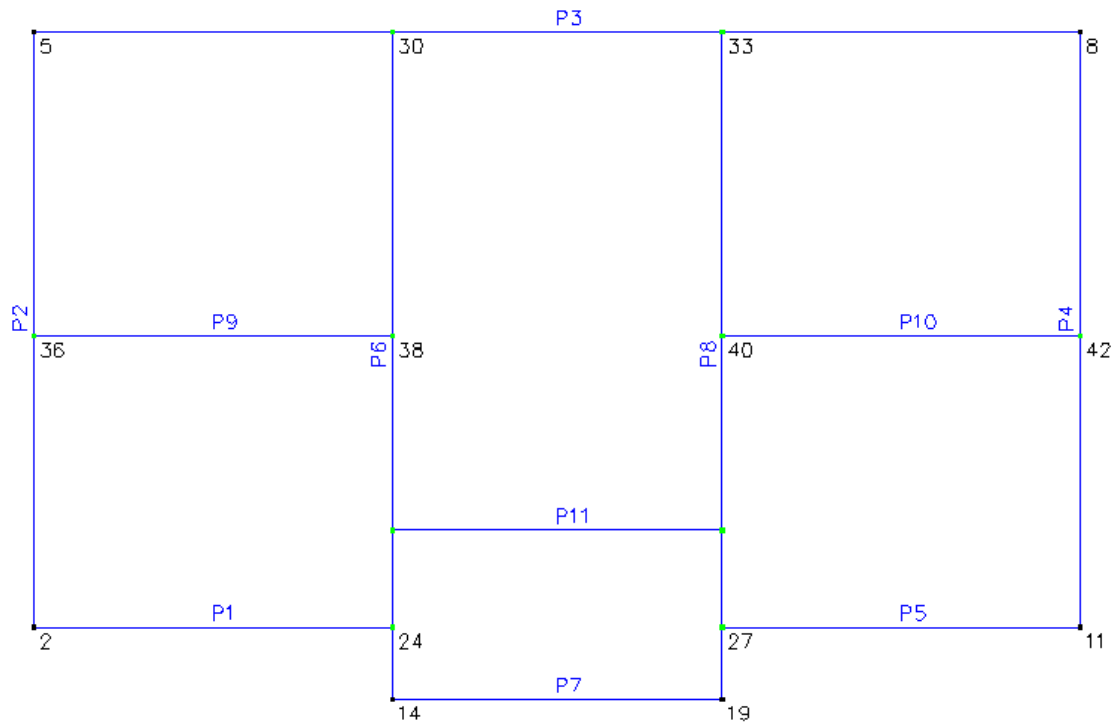


Figura 10.5 - Pianta delle pareti piano terra.

All’interno del telaio ricavato, verranno indicati in arancione i maschi, in verde le fasce e in celeste le zone rigide.

Le mesh generate possono essere editate, modificandone l’attribuzione e le dimensioni.

Nella *figura 10.6* è riportata una vista 3D delle mesh generate in automatico dal programma, nelle *figure 10.7, 10.8, 10.9, 10.10 e 10.11* sono presenti le mesh del telaio equivalenti per le pareti generate.

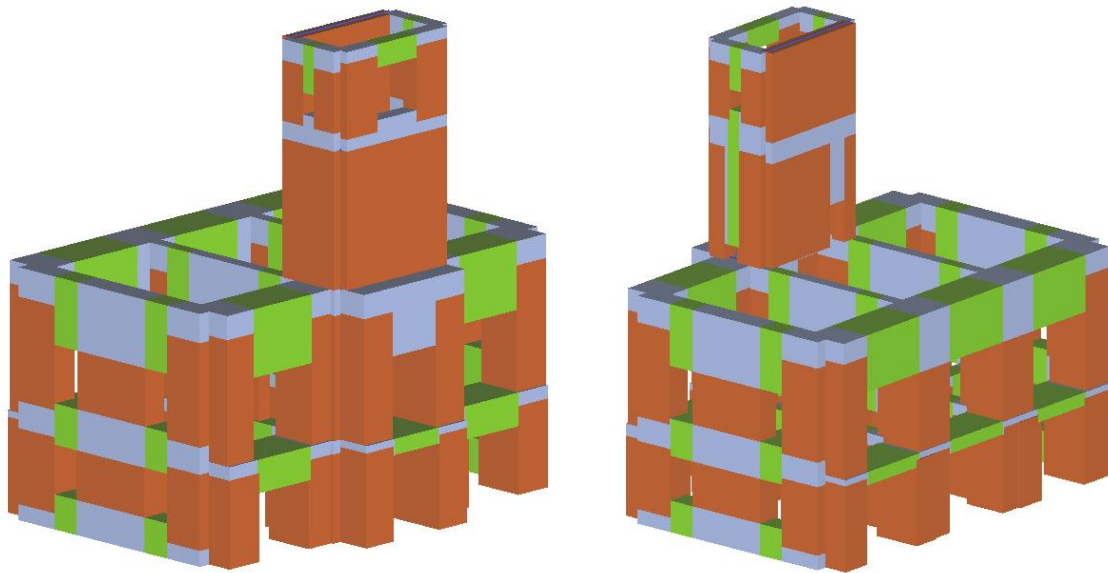


Figura 10.6 - Vista 3D delle mesh generate in automatico.

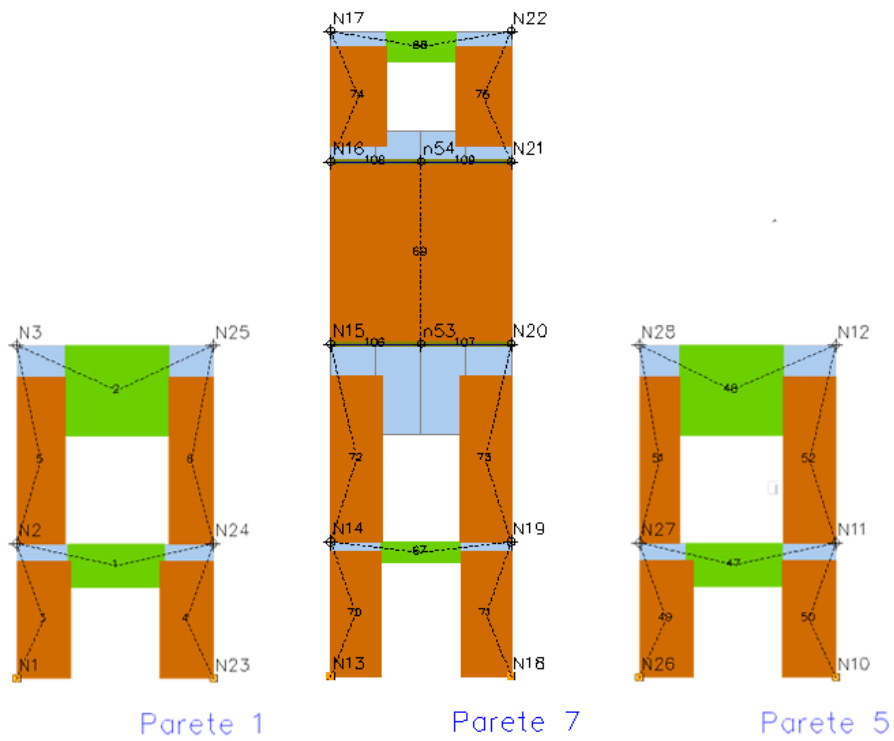


Figura 10.7 - Vista frontale mesh pareti 1, 7 e 5.

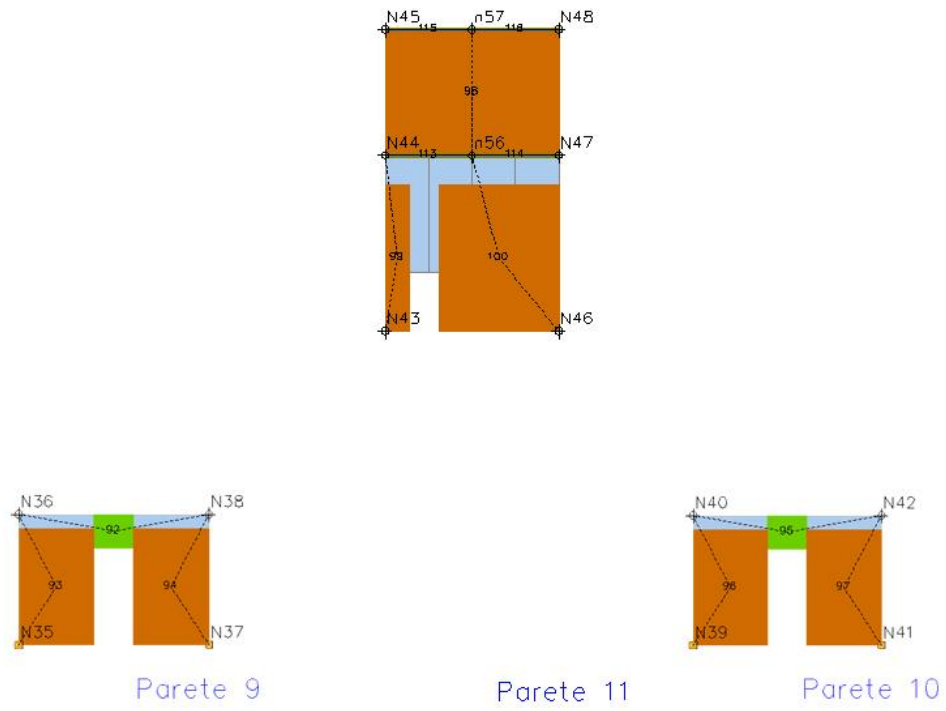


Figura 10.8 - Vista frontale mesh pareti 9, 10 e 11.

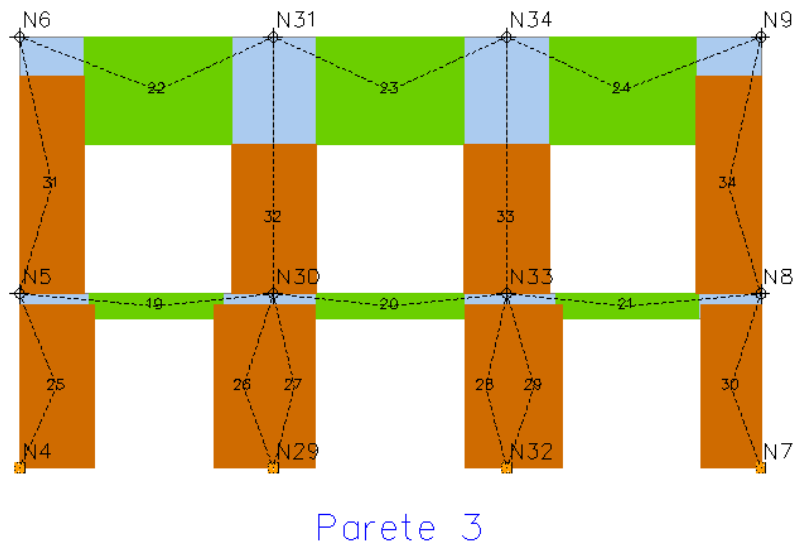


Figura 10.9 - Vista frontale mesh parete 3.

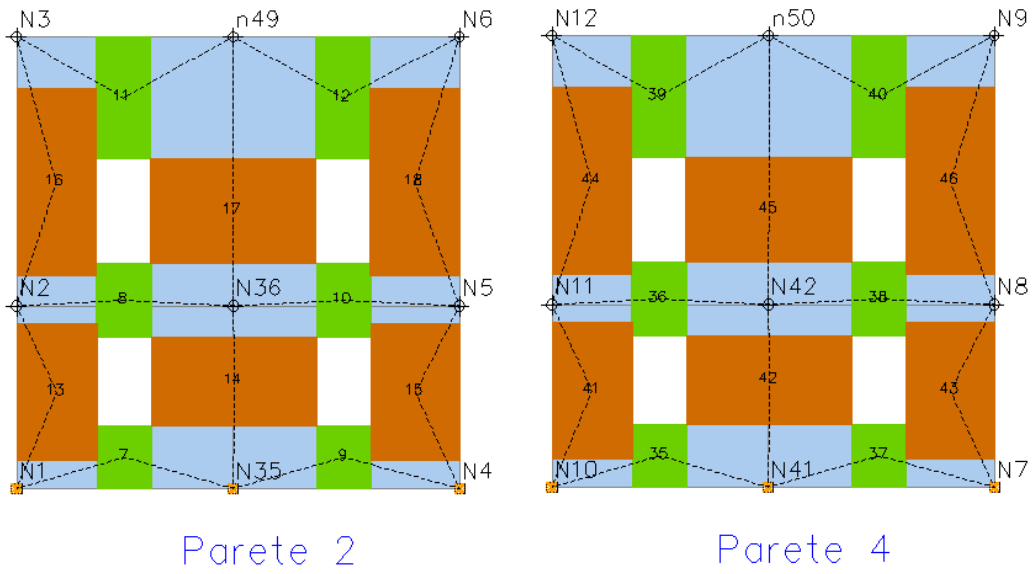


Figura 10.10 - Vista frontale mesh pareti 2 e 4.

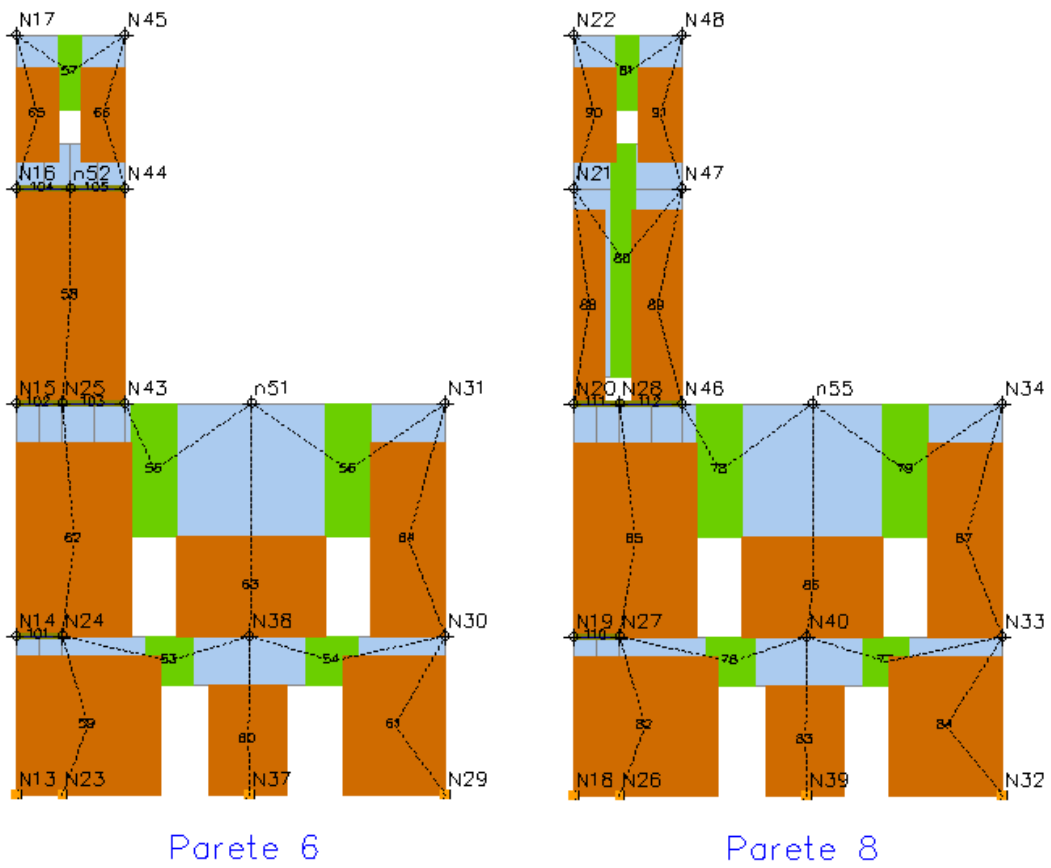


Figura 10.11 - Vista frontale mesh pareti 6 e 8

10.3.2 - Analisi Pushover

L'analisi pushover viene eseguita mediante un aumento monotono dello spostamento della struttura a causa di una distribuzione orizzontale di forze propedeutiche all'applicazione dei carichi verticali. Secondo la normativa *NTC 2008*, alla struttura devono essere applicati due sistemi di forze distribuite come già detto al 6.4.1:

- *sistema 1* costituito da una distribuzione di forze proporzionali alle masse (ovvero ai pesi) di piano;
- *sistema 2* costituito da una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

L'analisi prevede l'incremento dello spostamento di un determinato nodo baricentrico collocato all'ultimo piano e prossimo alla parete che subisce il maggior danno, per evitare di sottostimare la capacità della struttura. Il nodo prescelto è il 20, scelto in seguito a diverse analisi svolte precedentemente per identificare le pareti che subissero i maggiori danni, in seguito all'applicazione delle forze orizzontali lungo le due direzioni principali.

Il nodo di controllo 20 è collocato al secondo piano, sul pilastro di destra che sorregge la torre; esso subisce i danni maggiori.

L'analisi è stata eseguita in entrambe le direzioni X e Y, per un totale di 24 analisi come indicato nelle *NTC 2008*, considerando i due sistemi di forze orizzontali e le eccentricità del 5% nelle due direzioni. È stata impostata una tolleranza dell'1%, sottopassi 200 e uno spostamento di 5 cm.

Di seguito è riportato un prospetto riassuntivo (*tabella 10.8*) delle 24 analisi svolte, dal quale si possono notare le condizioni più gravose lungo X ed Y.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	3,69	3,77	2,437	1,29	2,64	0,95	2,64	1,023	2,04
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	4,07	3,37	2,898	1,42	2,08	1,04	2,08	0,829	1,46
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,96	3,76	2,282	1,39	3,76	1,02	3,76	0,950	2,71
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	4,32	3,22	2,721	1,51	3,22	1,11	3,22	0,745	2,13
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,38	3,65	1,305	0,48	0,15	0,35	0,02	2,298	0,30
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	1,85	2,38	1,351	0,65	0,12	0,47	0,02	1,288	0,19
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	1,14	2,81	1,319	0,40	1,84	0,29	1,76	2,275	4,63
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	1,30	2,93	1,727	0,46	0,91	0,33	0,91	1,737	1,99
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	47,4	3,71	3,94	2,422	1,30	2,81	0,95	2,81	1,060	2,16
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,4	3,58	3,56	2,538	1,25	2,44	0,92	2,44	0,993	1,94
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	47,4	4,13	3,45	2,918	1,44	2,20	1,06	2,20	0,837	1,52
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,4	4,00	3,22	2,969	1,40	2,00	1,03	2,00	0,806	1,42
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	47,4	4,03	3,98	2,217	1,41	3,98	1,03	3,98	0,987	2,82
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,4	3,80	3,57	2,438	1,33	3,57	0,97	3,57	0,940	2,68
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	47,4	4,32	3,50	2,905	1,51	2,67	1,11	2,67	0,810	1,76
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,4	4,29	3,26	2,738	1,50	3,26	1,10	3,26	0,761	2,17
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,5	1,38	2,49	1,457	0,48	0,14	0,35	0,02	1,800	0,29
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,5	1,39	2,81	1,300	0,49	0,15	0,36	0,02	2,025	0,30
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,5	1,85	2,16	1,470	0,65	0,10	0,47	0,02	1,170	0,15
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,5	1,82	2,46	1,457	0,64	0,13	0,47	0,02	1,355	0,19
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,5	1,11	3,16	1,451	0,39	1,25	0,29	1,25	2,068	3,22
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,5	1,16	2,78	1,327	0,40	2,17	0,30	2,09	2,262	5,36
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,5	1,31	2,68	1,791	0,46	0,73	0,34	0,73	1,676	1,60
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,5	1,30	2,30	1,649	0,46	1,28	0,33	1,02	1,765	2,80

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input checked="" type="checkbox"/> Non verificato	<input checked="" type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input checked="" type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	--	---	---

Piano-Soil

Tabella 10.8 - Prospetto sulle 24 analisi svolte.

Dalla *tabella 10.8* è possibile identificare l'analisi più gravosa lungo X, la numero 4 (distribuzione di forze proporzionale al 1° modo ed eccentricità 0, in direzione -X). Nella *figura 10.12* è possibile notare la deformata del piano di copertura e nella *figura 10.13* le tipologie di rotture dei maschi murari e delle fasce.

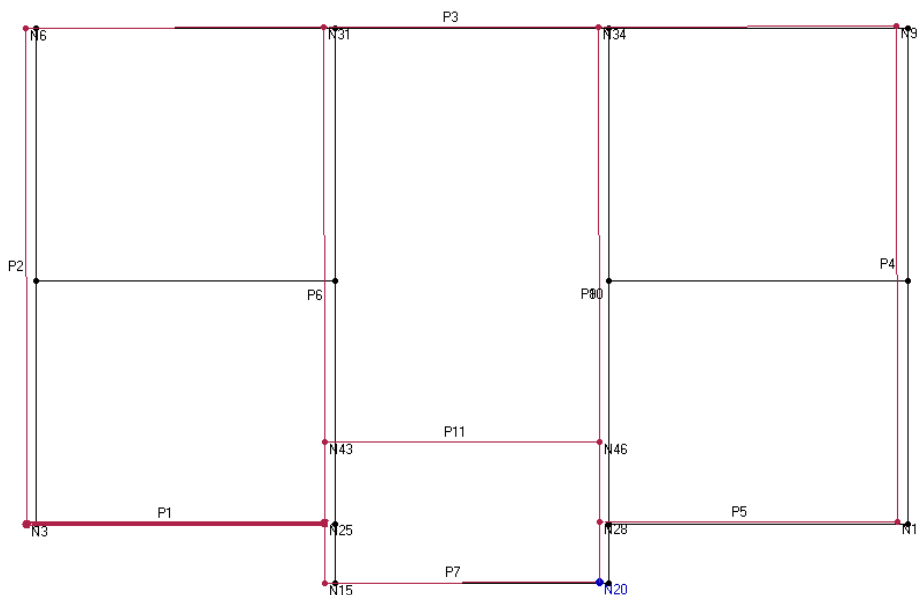


Figura 10.12 - Spostamento dell'ultimo piano, analisi 4.

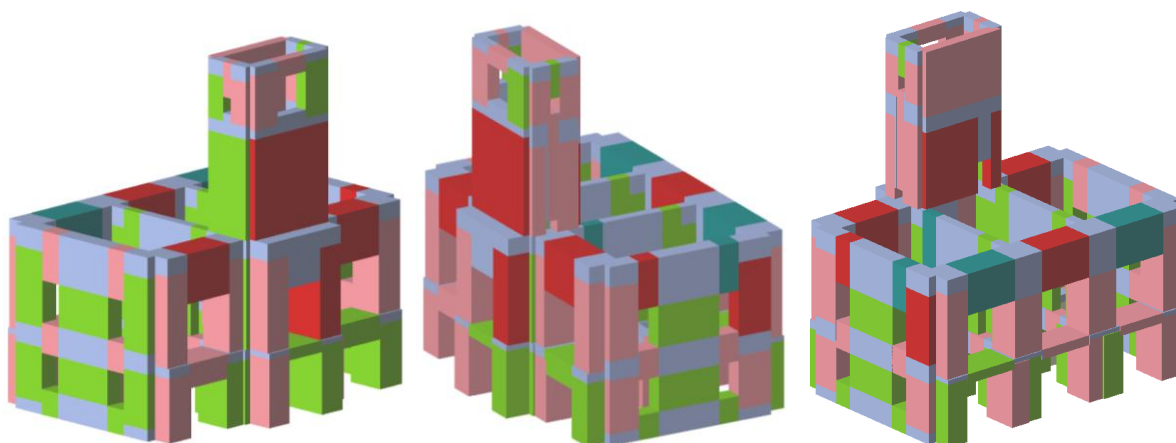


Figura 10.13 - Danneggiamento maschi e fasce murarie, ultimo passo.

■	Integro
■	Plastico per taglio
■	Rottura per taglio
■	Plastico presso flessione
■	Rottura presso flessione
■	Rottura per compressione
■	Rottura per trazione
■	Rottura in fase elastica

Nella seguente tabella è riportata la legenda in funzione del colore ed è riportata la rottura avvenuta nell'elemento in muratura.

Si può notare la rottura per pressoflessione del pilastro che sorregge la torre, alla sommità del quale è collocato il nodo di controllo.

Dall'analisi degli step di carico è stato possibile notare che le prime rotture avvengono per gli elementi in muratura che costituiscono la torre, la quale presenta molte più rotture rispetto alla sottostruttura, così come era prevedibile ipotizzare.

Nella curva di capacità in *figura 10.14*, si può notare l'andamento abbastanza regolare fino al raggiungimento della condizione ultima intesa come condizione in cui il taglio complessivo è sceso sotto l'80% del valore massimo raggiunto.

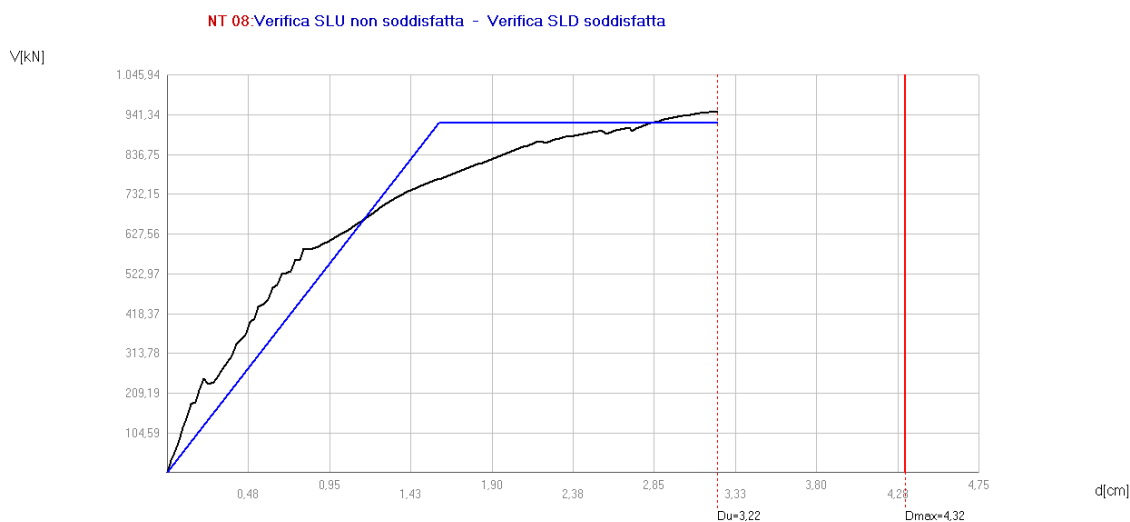


Figura 10.14 - Curva di capacità, analisi 4 lungo X.

I salti che si possono notare nella curva di capacità sono riconducibili al venir meno di alcuni pannelli, i quali subiscono la rottura durante la crescita monotona dello spostamento orizzontale.

Come si può notare la verifica allo stato limite ultimo non risulta verificata poiché lo spostamento richiesto D_{MAX} è maggiore dello spostamento offerto dalla struttura D_U , *figura 10.15*. Allo stato limite di danno SLD e di operatività SLO la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche	
NT 08 - Verifica SLV	
Dmax	4,32 [cm] > Du 3,22 [cm]
q *	2,72 <= 3
La verifica NON è soddisfatta	
NT 08 - Verifica SLD	
Dmax	1,51 [cm] <= Dd 3,22 [cm]
La verifica è soddisfatta	
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco	
NT 08 - Verifica SLO	
Dmax	1,11 [cm] <= Do 3,22 [cm]
La verifica è soddisfatta	

Figura 10.15 - Verifiche in termini di spostamenti globali

Nella *figura 10.16* è riportata l'analisi di vulnerabilità sismica effettuata dal software 3Muri, all'interno della quale è possibile identificare l'indice di vulnerabilità sismica, α_{PGA} , definito come rapporto tra l'accelerazione di capacità limite PGA_C e l'accelerazione di domanda spettrale PGA_D , pari a 0,745 per lo SLU, 2,131 per lo SLD e 2,906 per lo SLO.

Vulnerabilità Sismica					TR _C				TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	455	949	0,479	1,89	1,40	2,50	0,29	0,741	1,41	0,745
SLD	455	101	4,505	0,65	1,40	2,50	0,29	2,162	1,38	2,131
SLO	455	60	7,583	0,48	1,40	2,50	0,29	2,925	1,39	2,906

Figura 10.16 - Vulnerabilità sismica dell'edificio in direzione X.

Lungo la direzione Y, tutte le verifiche allo stato limite ultimo risultano soddisfatte contrariamente a quanto accade nella direzione X.

L'analisi più gravosa risulta essere la numero 19, con una distribuzione delle forze orizzontali proporzionale al 1° modo di vibrare ed eccentricità positiva.

Nella *figura 10.17* è riporta la deformata all'ultimo piano e nella *figura 10.18* i danni e le rotture all'ultimo passo.

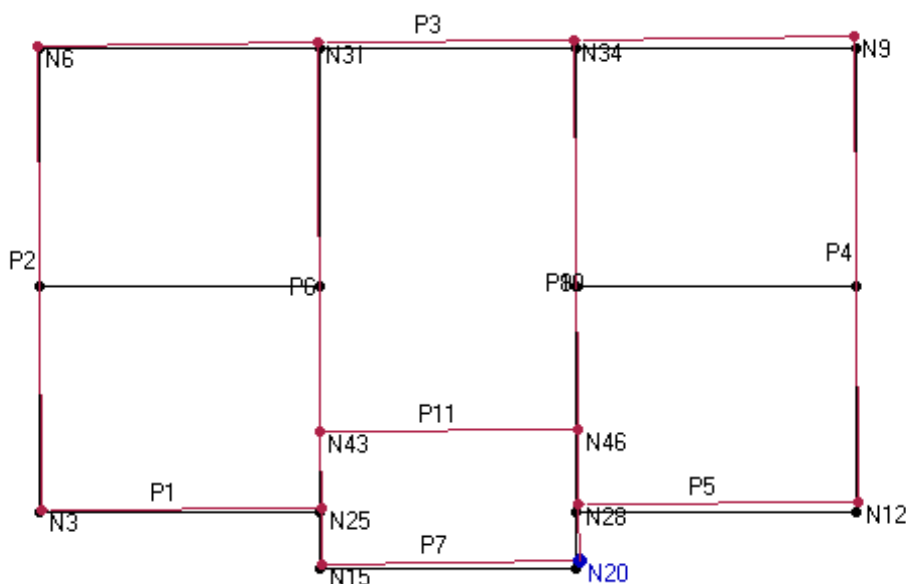


Figura 10.17 - Deformata ultimo piano, azioni orizzontali lungo Y.

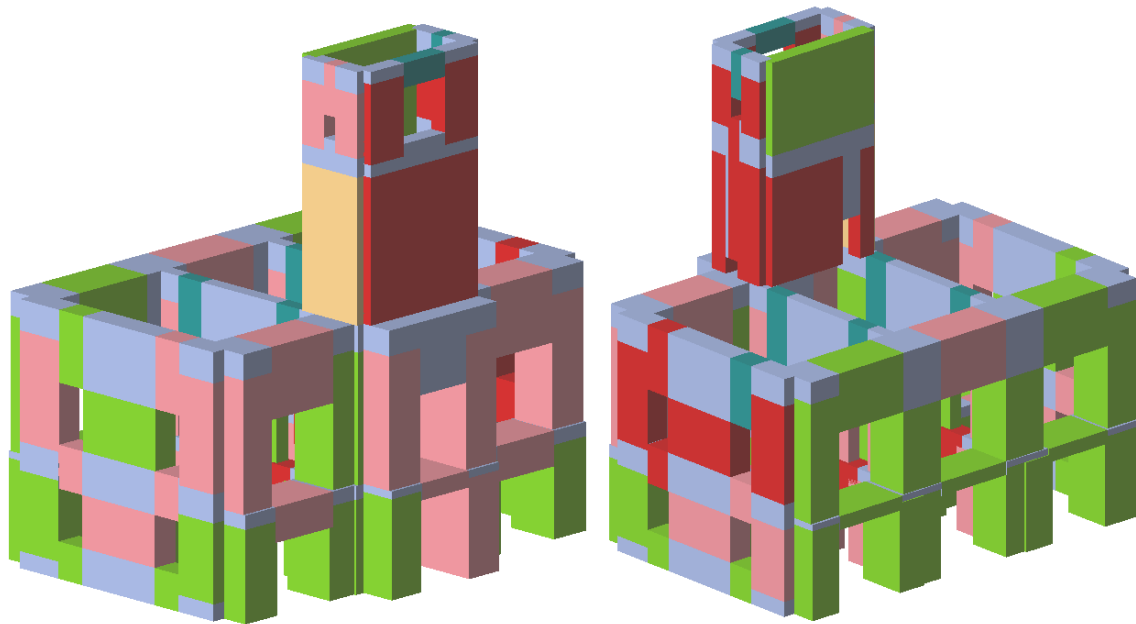


Figura 10.18 - Tipi di rotture negli elementi murari relative all'ultimo step di carico.

Dalla figura 10.18 si può notare come quasi tutti i danneggiamenti interessano la torre, contrariamente a quanto avveniva nel caso precedente (azioni orizzontali lungo x) in cui, successivamente al danneggiamento iniziale nella torre, le rotture si propagavano sulla restante sottostruttura. In questo caso i danni locali interessano prevalentemente la torre e ne determinano la sua minor resistenza lungo tale direzione; prevedibile data la minor lunghezza delle sue pareti esterne lungo la suddetta direzione. La torre è incapace di redistribuire le forze una volta raggiunta la soglia critica. Dalla curva di capacità di figura 10.19, è possibile notare il momento in cui la torre collassa a causa del raggiungimento della resistenza massima dei suoi elementi, nella parte evidenziata corrispondente ad una forza tagliante $V=360\text{ KN}$.

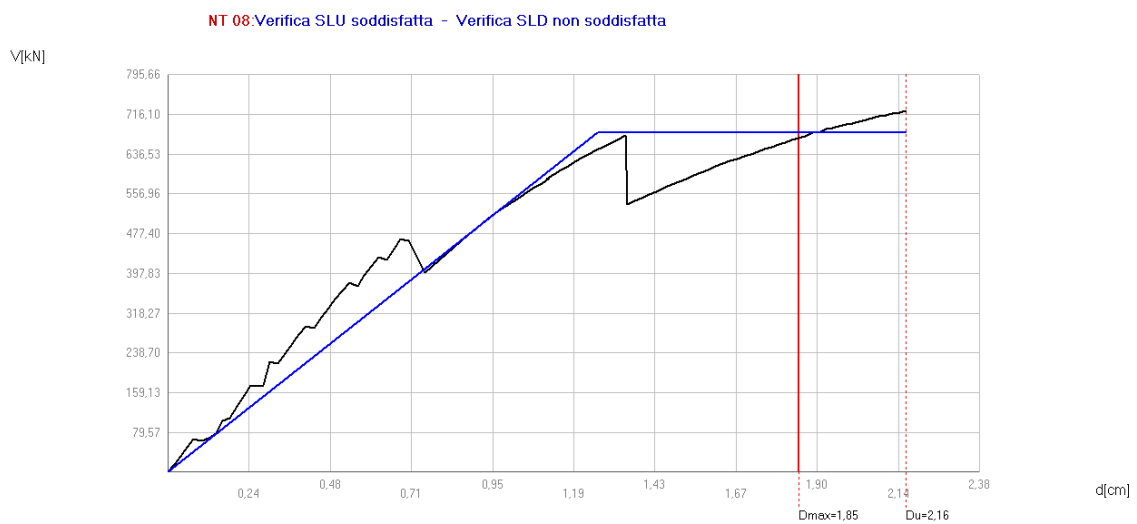


Figura 10.19 - Curva di capacità per l'analisi 19 lungo Y.

Dalla curva di capacità di *figura 10.19* è possibile notare come la domanda di spostamento massimo D_{MAX} è minore dello spostamento offerto dalla struttura D_U , risultando quindi soddisfatta allo stato limite ultimo. Allo stato limite di esercizio la verifica non risulta soddisfatta come si può notare dalla *figura 10.20*.



Figura 10.20 - Verifiche in termini di spostamenti globali

Nella *figura 10.21* sono riportati i valori relativi alla valutazione della vulnerabilità sismica con l'indice di vulnerabilità sismica, α_{PGA} , definito come rapporto tra l'accelerazione di capacità limite PGA_C e l'accelerazione di domanda spettrale PGA_D , pari a 1,170 per lo SLU, 0,152 per lo SLD e 0,039 per lo SLO.

-Vulnerabilità Sismica

	TR _C							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1473	949	1,552	1,89	2,20	2,46	0,30	1,165	2,21	1,170
SLD	< 30	101	< 0,297	0,65	0,00	0,00	0,00	0,000	0,10	0,152
SLO	< 30	60	< 0,500	0,48	0,00	0,00	0,00	0,000	0,02	0,039

Figura 10.21 - Vulnerabilità sismica dell'edificio in direzione Y.

10.3.3 - Risultati Analisi Pushover

Verranno analizzati i risultati delle analisi Pushover effettuate per le condizioni più gravose nelle due direzioni. Verranno definiti i modi di rottura dei diversi elementi in muratura per definire successivamente le strategie di intervento.

10.3.3.1 - Analisi in direzione X

In direzione X l'analisi più gravosa per la struttura risulta essere la 4, con forze orizzontali proporzionate al 1° modo di vibrare, con eccentricità nulla, in direzione -X.

Dall'analisi pushover risulta che al passo di carico 83 di 124 totali il maschio E100 presenta un meccanismo di rottura per pressoflessione appartenente alla parete P11. Quest'ultimo rappresenta l'elemento più fragile in direzione X, figura 10.22.

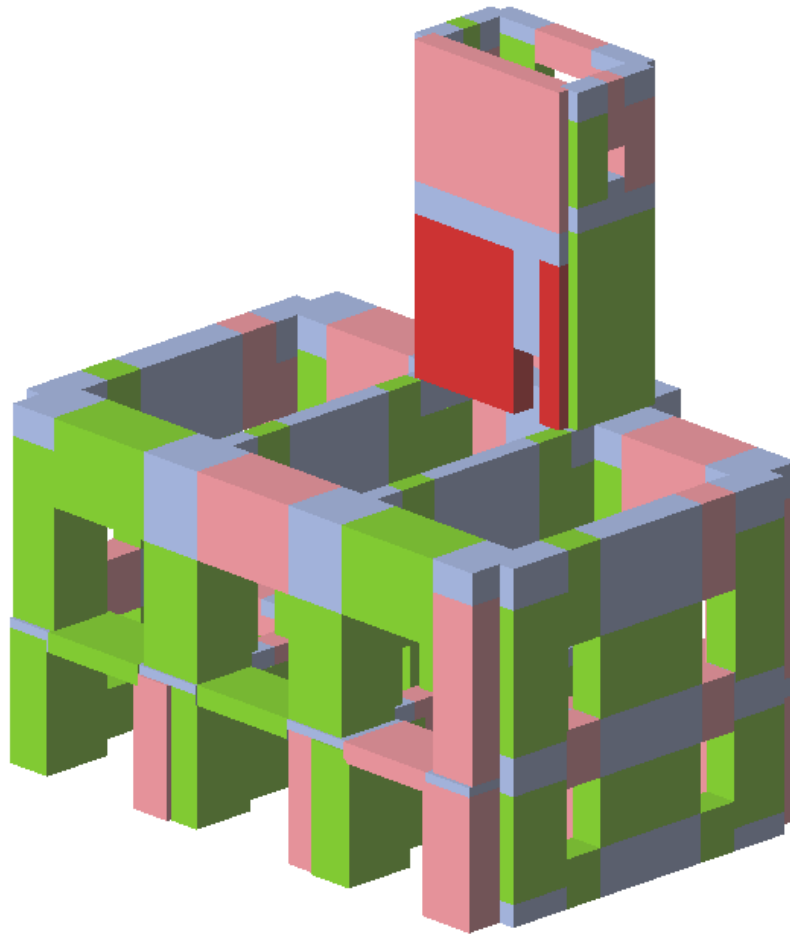


Figura 10.22 - Analisi 4, passo di carico 83 di 124, primo collasso.

Per individuare i punti di debolezza della struttura per sollecitazioni lungo la direzione X e poter individuare gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico, sono stati studiati e analizzate le rotture all'ultimo passo per le pareti P1, P3, P5, P7 e P11.

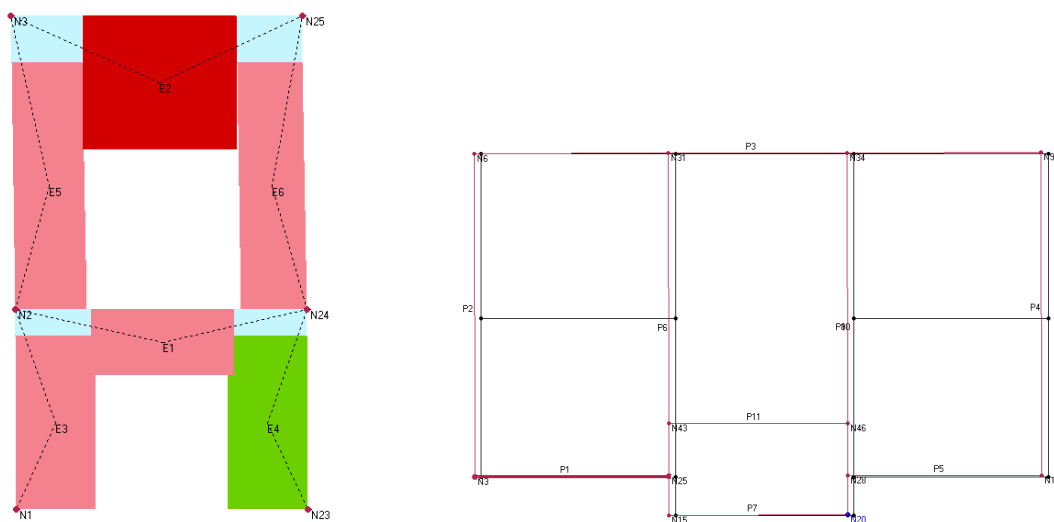


Figura 10.23 - Parete P1, analisi 4, passo di carico 124 di 124.

Nella figura 10.23 è riportato il passo 124 di 124 inerente la parete P1, per la quale la crisi è localizzata nella fascia E2, dove si manifesta una rottura per pressoflessione in campo plastico. La crisi avviene per una scarsa resistenza nel suo piano e lo scarso collegamento con i maschi adiacenti.

I possibili interventi da effettuare possono essere indirizzati a migliorarne il collegamento con i maschi e aumentarne la propria resistenza nel piano.

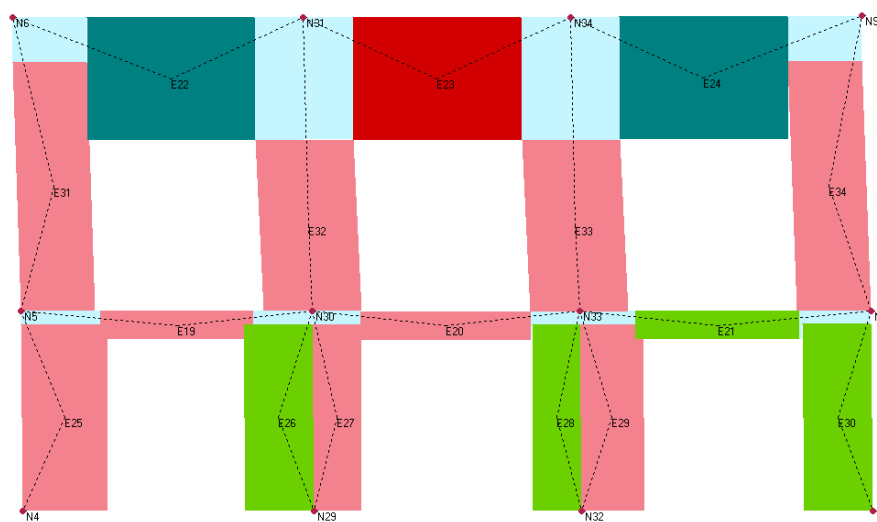


Figura 10.24 - Parete P3, analisi 4, passo di carico 124 di 124.

Nella figura 10.24 è riportato il passo 124 di 124 inerente la parete P3, per la quale le rotture si manifestano nelle fasce E22, E24 in fase elastica ed E23 per pressoflessione nel piano in campo plastico, collocate al primo piano.

Gli interventi saranno inerenti ad evitare la rottura in campo elastico e migliorarne il collegamento tra maschi e fasce per garantire un comportamento d’insieme.

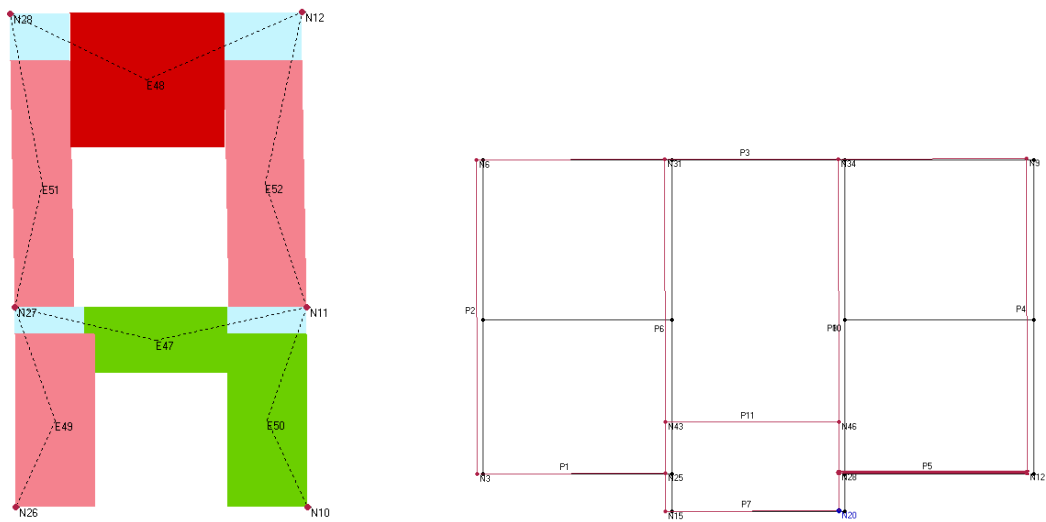


Figura 10.25 - Parete P5, analisi 4, passo di carico 124 di 124.

Nella figura 10.25 è riportato il passo 124 di 124 inerente la parete P5, per la quale la crisi è localizzata nella fascia E48, dove si manifesta una rottura per pressoflessione in campo plastico. La crisi avviene per una scarsa resistenza nel suo piano e lo scarso collegamento con i maschi adiacenti.

I possibili interventi da effettuare possono essere indirizzati a migliorarne il collegamento con i maschi e aumentarne la propria resistenza nel piano.

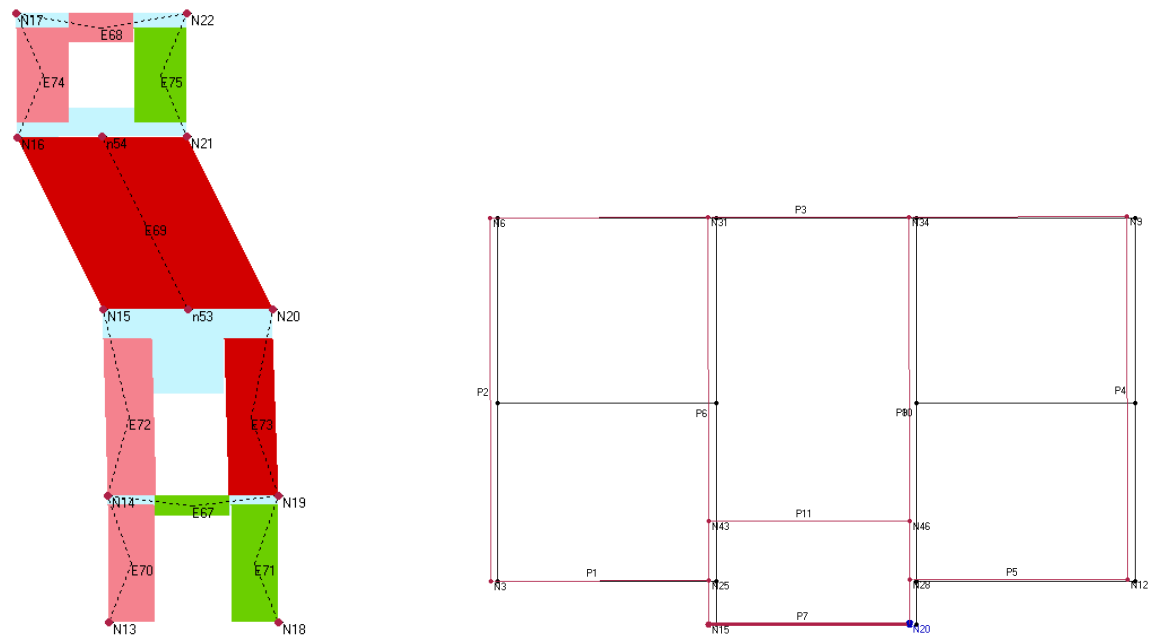


Figura 10.26 - Parete P7, analisi 4, passo di carico 124 di 124.

Nella *figura 10.26* è riportato il passo 124 di 124 inerente la parete P7, per la quale la crisi avviene contemporaneamente nel maschio E73 ed E69 per pressoflessione nel piano in campo plastico. La crisi avviene per una scarsa resistenza nel suo piano e lo scarso collegamento con la sottostruttura.

Gli interventi possono essere indirizzati al miglioramento della resistenza nel proprio piano dei maschi murari.

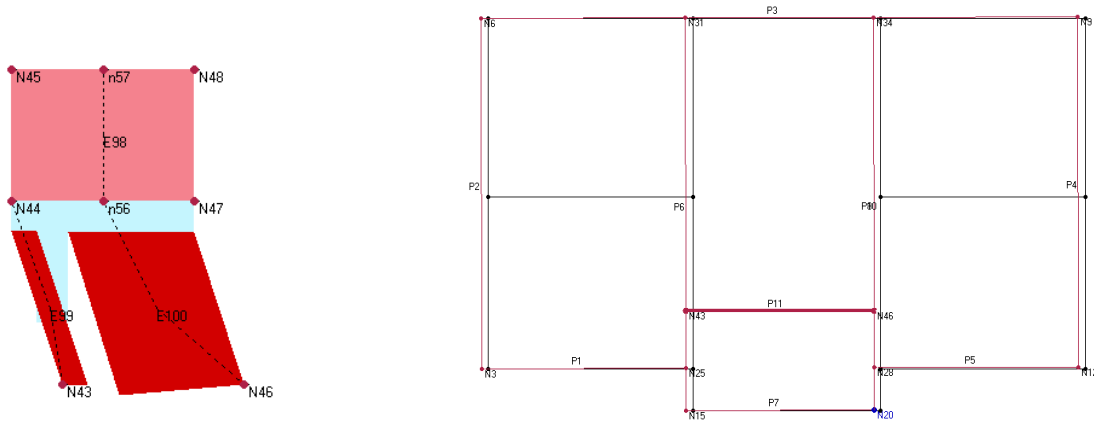


Figura 10.27 - Parete P11, analisi 4, passo di carico 124 di 124.

Nella *figura 10.27* è riportato il passo 124 di 124 inerente la parete P11, per la quale la crisi avviene nel maschio E100 per pressoflessione nel piano in campo plastico. Il maschio evidenzia una scarsa resistenza nel suo piano e rappresenta anche il primo elemento a rompersi ed una insufficiente connessione alla sottostruttura.

Gli interventi saranno mirati ad aumentarne la resistenza nel proprio piano e il collegamento con la sottostruttura.

10.3.3.2 - Analisi in direzione Y

In direzione Y l'analisi più gravosa per la struttura risulta essere la 19, con forze orizzontali proporzionate al 1° modo di vibrare, con eccentricità positiva, in direzione +Y.

Dall'analisi pushover risulta che al passo di carico 14 di 107 totali la fascia E78 appartenente alla parete P8, presenta un meccanismo di rottura fragile in campo elastico. Quest'ultimo rappresenta l'elemento più fragile in direzione Y, *figura 10.28*.

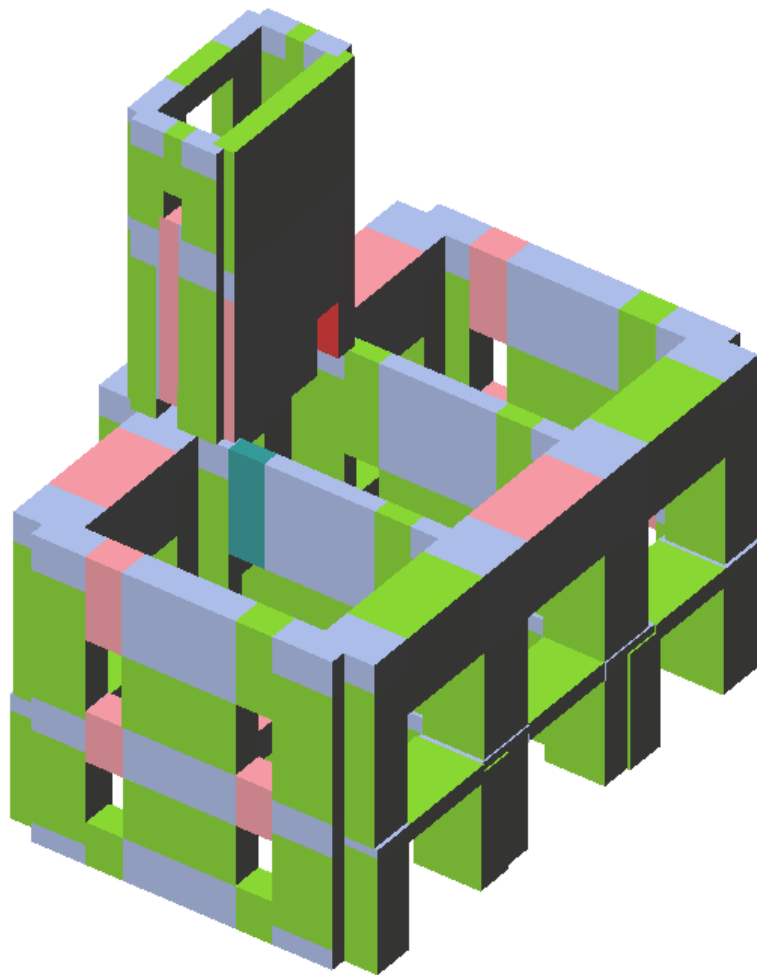


Figura 10.28 - Analisi 19, passo di carico 14 di 107, primo collasso.

Per individuare i punti di debolezza della struttura per sollecitazioni lungo la direzione X e poter individuare gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico, sono stati studiati e analizzate le rotture all'ultimo passo per le pareti P2, P4, P6, P8.

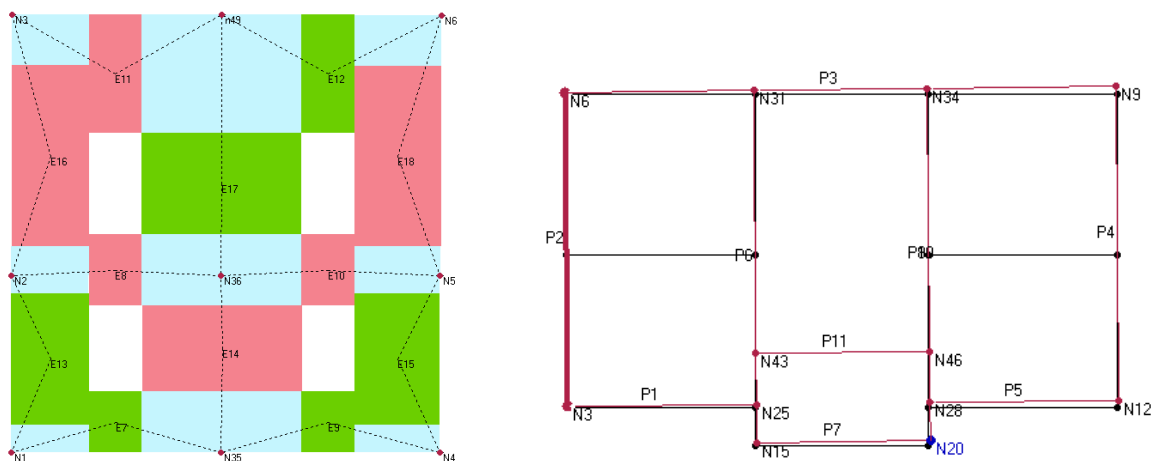


Figura 10.29 - Parete P2, analisi 19, passo di carico 107 di 107.

Per la parete P2 in esame (figura 10.29) è riportato il passo 107 di 107 per la quale non avviene alcuna rottura a causa dei piccoli spostamenti, poiché la forza orizzontale agisce con un eccentricità positiva e quindi contraria alla parete in esame.

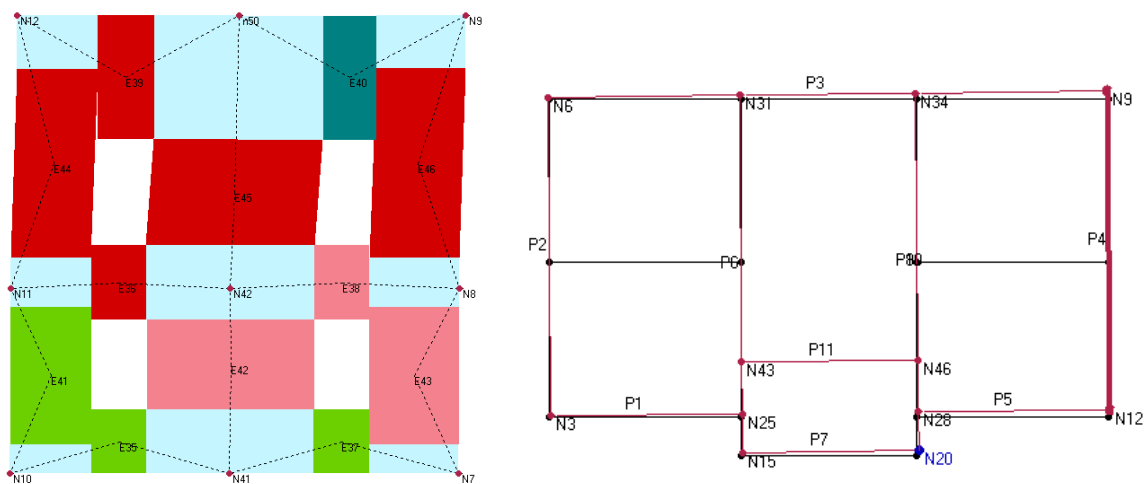


Figura 10.30 - Parete P4, analisi 19, passo di carico 107 di 107.

Nella figura 10.30 è riportato il passo 107 di 107 inerente la parete P4, per la quale la crisi avviene nel maschio E44, E45 ed E46 per pressoflessione nel piano in campo plastico per le fasce E36 ed E39 sempre per pressoflessione nel piano in campo plastico e per la fascia E40 in campo elastico. La crisi avviene per una scarsa resistenza nel proprio piano per gli elementi che si rompono per pressoflessione e per scarso collegamento fra maschi e fasce.

Gli interventi saranno risolti ad aumentare la resistenza nel piano e l'accoppiamento fra maschi e fasce per garantirne un comportamento solido.

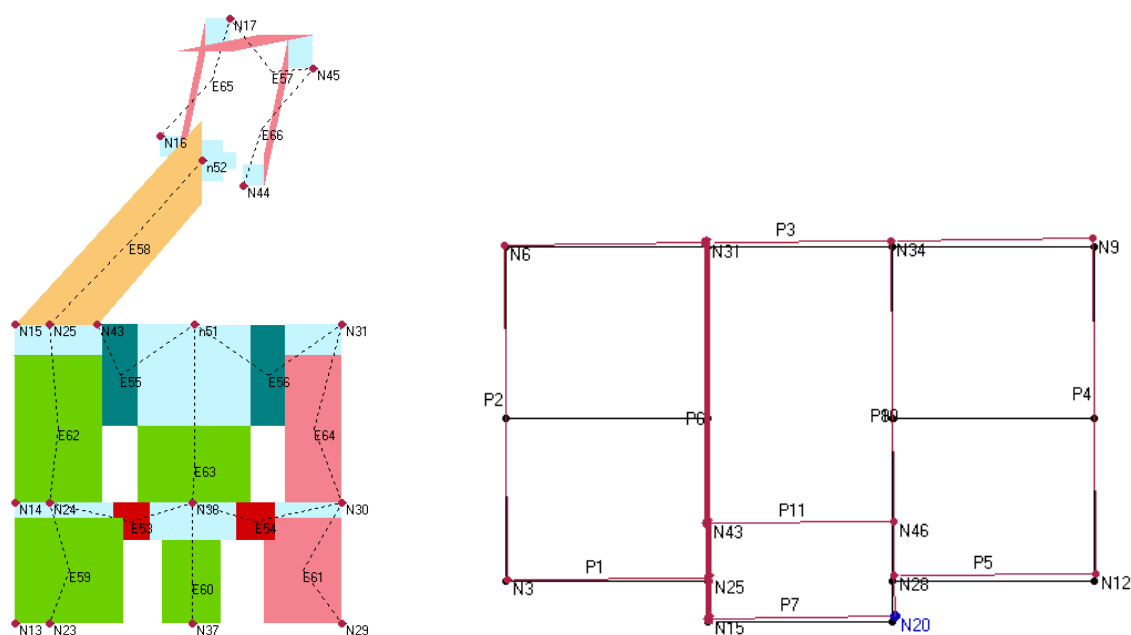


Figura 10.31 - Parete P6, analisi 19, passo di carico 107 di 107.

Nella *figura 10.31* è riportato il passo 107 di 107 inerente la parete P6, per la quale la crisi avviene nelle fasce E53 ed E54 per pressoflessione nel piano in campo plastico per le fasce E55 ed E56 in campo elastico e per il maschio E58 per taglio. Si riscontra la scarsa resistenza nel proprio piano della torre rispetto alla sottostruttura che risulta più rigida. Nella sottostruttura la rottura elastica delle fasce non permette di sfruttare la duttilità delle pareti.

Gli interventi possono essere risolti a migliorare i collegamenti fra fasce e maschi e la loro resistenza nel piano.

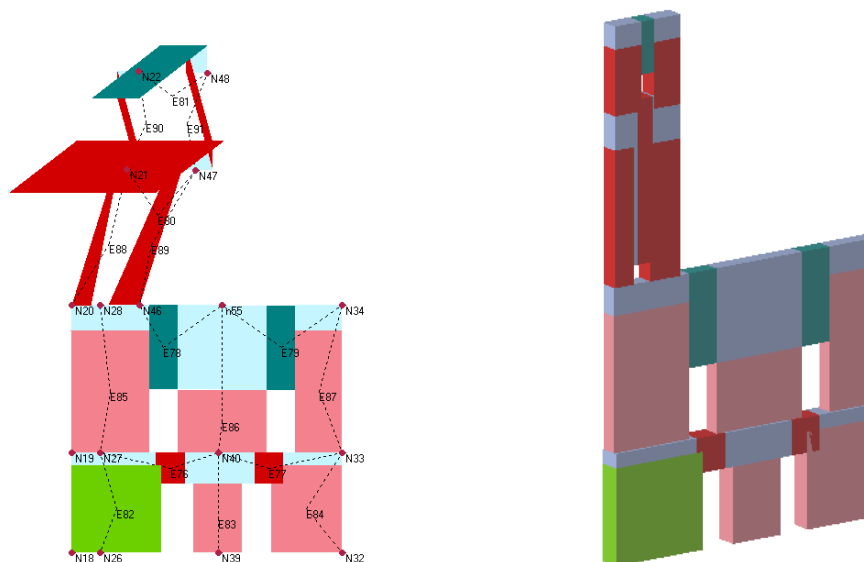


Figura 10.32 - Parete P8, analisi 19, passo di carico 107 di 107.

Nella *figura 10.32* è riportato il passo 107 di 107 inerente la parete P8, per la quale la crisi avviene nelle fasce E76, E77 ed E21 per pressoflessione in campo plastico nel piano, per le fasce E78, E79 ed E81 in campo elastico, per i maschi E88, E89, E90 ed E91 per pressoflessione nel piano in campo plastico. In questa parete come nella P6 si riscontra la scarsa resistenza nel proprio piano rispetto alla sottostruttura la quale risulta più rigida, infatti la torre presenta il collasso di tutti i suoi elementi. La rottura in fase elastiche delle fasce nelle sottostruttura, non permette di sfruttare la duttilità delle pareti.

Gli interventi possono essere mirati ad aumentare la resistenza delle fasce e la loro connessione oltre ad incrementare la resistenza dei maschi murari.

10.4 - ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare è stata eseguita mediante il software *Sap2000 V15 della Berkeley University*, per risalire alle sollecitazioni sugli elementi interessati dagli interventi di adeguamento sismico.

Per eseguire l'analisi è stato utilizzato un modello agli elementi finiti, con elementi di tipo Shell, bidimensionali con comportamento a piastra e lastra a cui è stato applicato lo spettro di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita.

10.4.1 - Costruzione del modello agli elementi finiti

Il modello è stato realizzato mediante modellazione tridimensionale, di elementi *Shell* bidimensionali con comportamento a piastra e lastra di tipo continuo, cioè considerando il materiale come se fosse omogeneo.

Per la creazione del modello in *Sap2000* si è partiti dalla realizzazione del modello tramite un software *CAD* mediante la realizzazione di facce 3D delle dimensioni dell'elemento finito (circa 25x25 cm), lungo l'asse mediano delle murature, con spessore nullo, come visibile in *figura 10.33*.

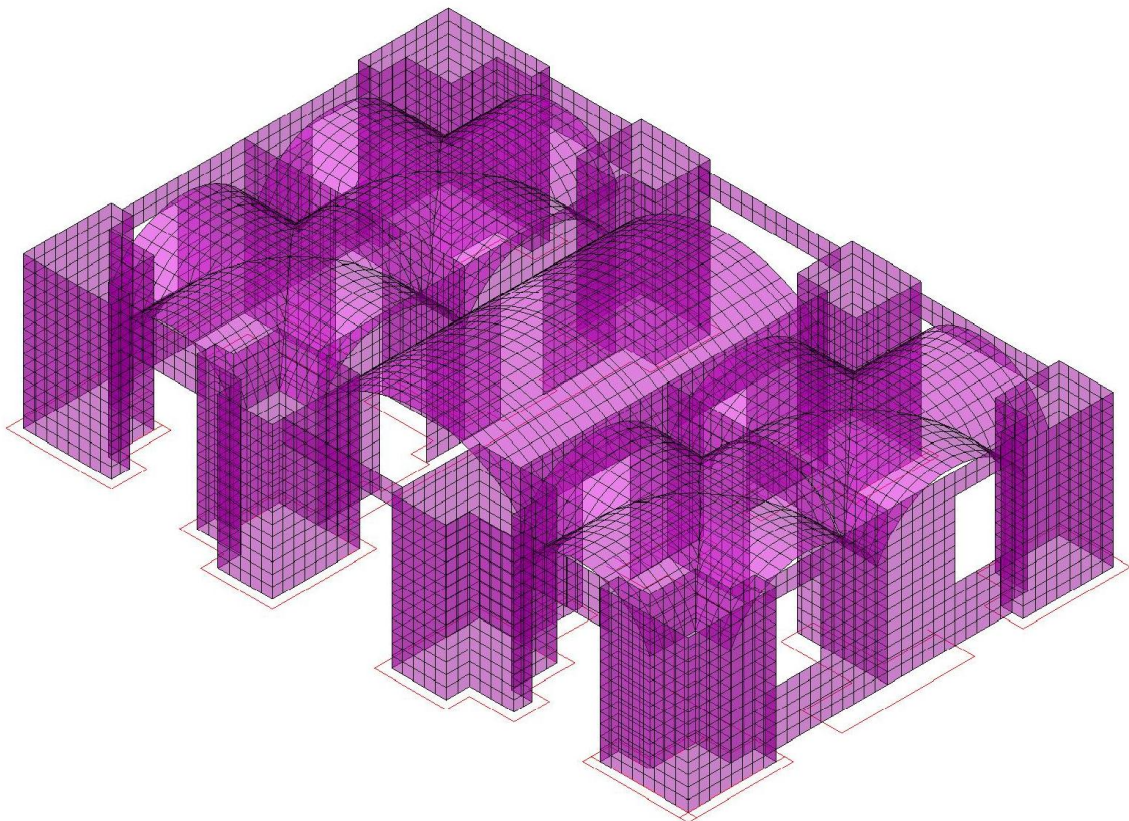


Figura 10.33 - Modello 3D realizzato in Autocad.

Nella *figura 10.33* è riportata una vista 3D del modello realizzato in *Autocad* mediante superfici. Sono state modellate le fasce e i maschi murari. Allo stesso modo sono state inserite le volte a botte a crociera e a stella e sono state applicate le aperture di finestre e porte.

I piani al di sopra del primo sono stati modellati allo stesso modo, impostando coerentemente il sistema di riferimento degli altri piani in modo da facilitarne l'importazione in *Sap2000*.

Infatti in fase di importazione del modello in *Sap2000* il sistema di riferimento utilizzato in *Autocad* sarà lo stesso che utilizzerà il software. Di conseguenza è importantissima la fase di assegnazione del sistema di riferimento.

Successivamente i modelli sono stati importati in *Sap2000* e in *figura 10.34* è possibile vedere il risultato di questa prima fase di modellazione.

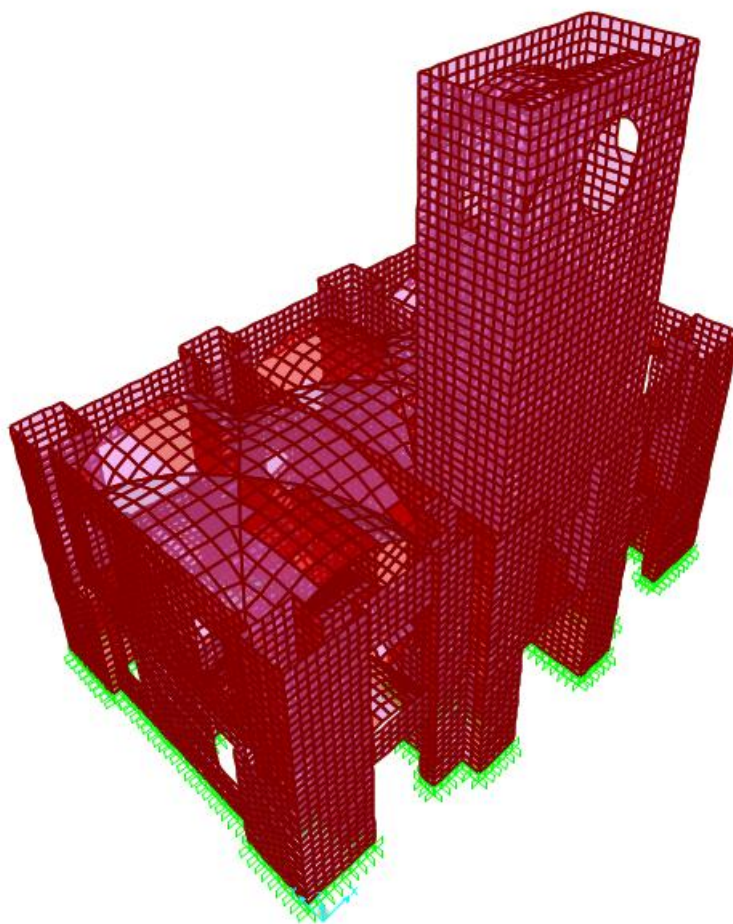


Figura 10.34 - Modello importato in Sap2000.

Come si può notare in *figura 10.34* le pareti non presentano ancora lo spessore reale e alla base sono stati applicati dei vincoli di incastro perfetto.

Il materiale applicato agli elementi è il medesimo utilizzato nell'analisi *Pushover* ed indicato al *paragrafo 10.2.1*.

Successivamente si è proceduto alla creazione degli elementi *Shell* coerentemente allo spessore reale delle pareti. Quindi sono state create 7 tipologie di *Shell* con comportamento sia a piastra che a lastra, dello spessore di *25 cm*, *40 cm*, *50 cm*, *60 cm*, *70 cm*, *75 cm* e *90 cm*, al quale è stato applicato il materiale creato con le medesime caratteristiche della muratura.

Sono state applicate a tutti gli elementi le rispettive sezioni ed il risultato di questa fase di modellazione è visibile nella *figura 10.35*.

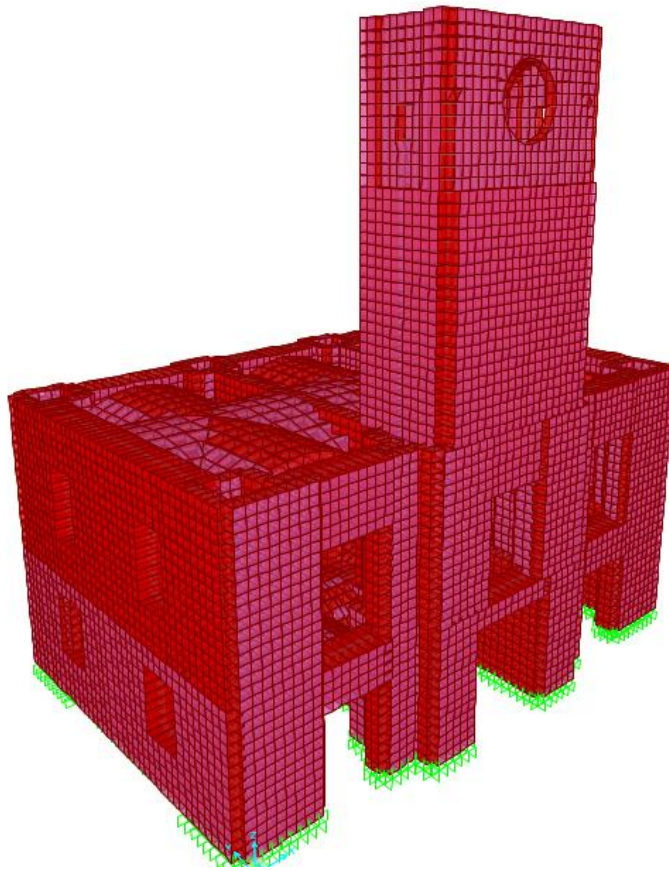


Figura 10.35 - Modello in Sap2000 con l'applicazione dello spessore reale delle pareti.

Per facilitare la lettura dei dati di *output* (sollecitazioni), la struttura è stata suddivisa in gruppi. Ogni gruppo è individuato dagli elementi interessati dall'adeguamento. Quindi le pareti della torre e i pilastri al primo piano sono stati suddivisi nei seguenti gruppi: *P1-1, P1-2, P1-3, P1-4, P1-5, P1-6, P1-7, P-8*, individuati al primo piano così come indicato in *figura 10.36*, *P2-NORD, P2-SUD, P2-EST, P2-OVEST*, appartenenti alle pareti della torre al secondo piano come riportato in *figura 10.37*, e *P3-NORD, P3-SUD, P3-EST, P3-OVEST*, appartenenti alle pareti della torre al terzo piano con indicato in *figura 10.38*.

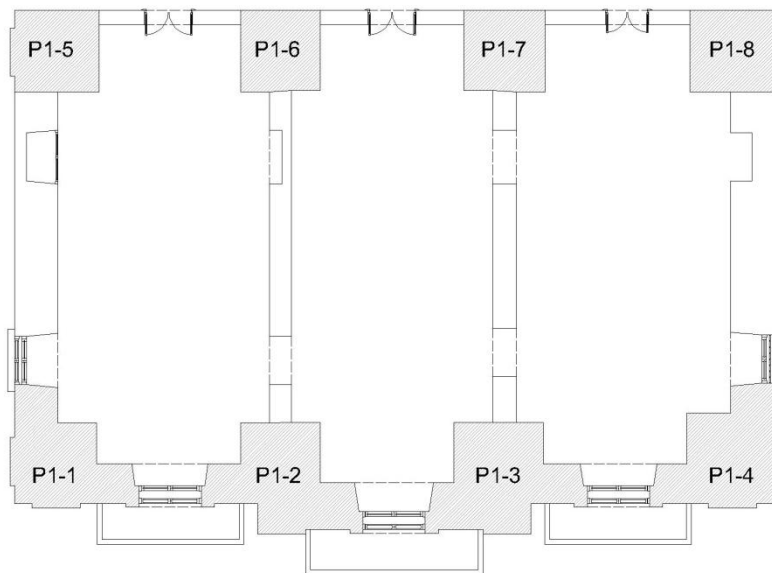


Figura 10.36 - Legenda gruppi piano primo.

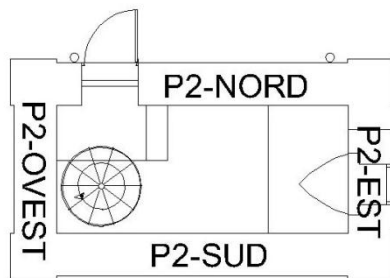


Figura 10.37 - Legenda Gruppi Piano Secondo.

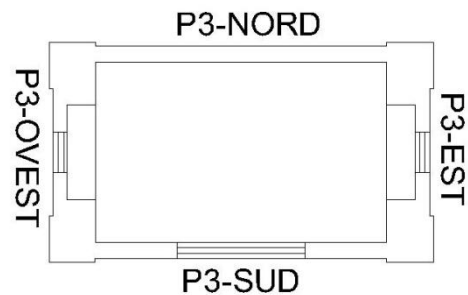


Figura 10.38 - Legenda Gruppi Piano Terzo.

Per poter applicare i carichi sulle volte è stato necessario creare gli "Schemi di Carico": *DEAD* che rappresenta i pesi propri degli elementi, calcolati automaticamente in funzione del peso specifico del materiale e delle sue dimensioni, *G1* carichi permanenti strutturali, *G2_rin* rappresenta i carichi permanenti non strutturali relativi al rinfiacco delle volte, *G2_sp* carichi permanenti non strutturali relativi alla soletta e al pavimento ed *Q1* rappresentativo dei carichi variabili. I relativi valori sono ricavati dalle analisi dei carichi riportate al *paragrafo 10.2*. Quindi sono stati applicati alle volte ed ai solai i carichi ricavati dalle analisi al *paragrafo 10.2* come KN/m^2 .

Successivamente sono state inseriti i dati sismici di *Palagiano* e le categorie di suolo come indicato nel *paragrafo 9.5*, in modo da poter ricavare gli spettri di progetto che saranno applicati alla struttura per l'analisi dinamica lineare.

Il fattore di struttura adottato per il calcolo dello spettro di progetto è stato calcolato tramite la formula:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Con:

K_R fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza. Nel nostro caso, è pari a 0,8 poiché l'edificio risulta non regolare in altezza.

q_0 valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 . Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive. Nel nostro caso il valore di $\alpha_u/\alpha_1=1,8$ trattandosi di "costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani" come riporta la NTC 2008 § 7.8.1.3.

Per α_u/α_1 è stato assunto un valore medio fra 1,0 e 1,8 pari a 1,4. La NTC 2008 § 7.8.1.3 calcola il fattore q_0 come $2 \alpha_u/\alpha_1$, trattandosi di costruzioni ordinarie in muratura. Quindi il valore di q_0 risulta essere 2,8.

$$q = q_0 \cdot K_R = 2,8 \cdot 0,8 = 2,24$$

In figura 10.39 si riportano gli spettri di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita.

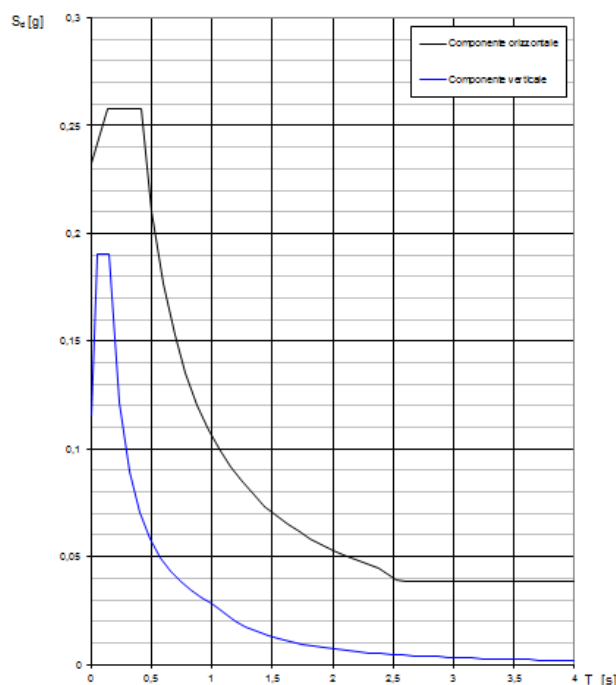


Figura 10.39 - Spettro di progetto per lo SLV.

Come passo successivo è stata definita l'analisi modale all'interno del software, con un massimo di 60 modi di vibrare, necessari per raggiungere l'85% di massa partecipante nelle due direzioni principali.

Dopo la definizione dell'analisi modale si sono definite le azioni sismiche partendo dal caso di carico modale ed applicando ad esso gli spettri per i vari Stati Limite. Quindi sono state definite le azioni sismiche nelle due direzioni principali X ed Y per lo SLV, SLD e SLO al fine del calcolo delle

sollecitazioni. I modi sono stati combinati fra loro mediante una *combinazione quadratica completa CQC* così come definito dalla normativa (NTC 2008 §7.3.3.1):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j .

Definite le azioni sismiche SLV_X , SLV_Y , SLD_X , SLD_Y , SLO_X e SLO_Y , si sono create le diverse combinazioni di carico come da norma per risalire alle sollecitazioni.

Si sono definite le combinazioni allo stato limite ultimo SLU (NTC 2008 §2.5.3):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 è il peso di tutti gli elementi non strutturali;

P è il valore della forza di precompressione;

Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile non dominante;

γ_{Gj} è il coefficiente parziale per l'azione permanente (tabella 2.6.1 - NTC);

γ_P è il coefficiente parziale per le azioni di precompressione;

γ_{Qi} è il coefficiente parziale per l'azione variabile (tabella 2.6.1 - NTC);

ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione per l'azione variabile (tabella 2.5.1 - NTC);

La combinazione di carico adottata per gli stati limite ultimi e di esercizio, connessa all'azione sismica E , (NTC 2008 §3.2.4):

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per quanto riguarda la combinazione di carico sismico, ai valori massimi ricavati in ogni direzione dalla risposta sismica sono sommati il 30% di quelle provenienti dall'applicazione dell'azione sismica nell'altra direzione (NTC 2008 §7.3.5). All'azione sismica così ricavata successivamente, vanno aggiunti i carichi verticali valutati nella combinazione sismica (NTC 2008 §3.2.4). Così facendo avremo le due combinazioni di carico rispettivamente per la direzione X e Y:

$$G_1 + G_2 + E_x + 30\%E_y + 30\%E_z + \psi_2 \cdot Q_k$$

$$G_1 + G_2 + E_y + 30\%E_x + 30\%E_z + \psi_2 \cdot Q_k$$

In funzione delle combinazioni di carico dettate dalla norma sono state inserite nel programma le varie combinazioni di carico.

Le sollecitazioni utilizzate per la progettazione degli interventi sulla struttura saranno quelle massime ricavate dalla prima o dalla seconda combinazione di carico. Naturalmente alle due combinazioni di carico sismiche va aggiunta la combinazione di carico generica allo SLU, prima definita.

Al fine dell'analisi modale è necessario definire le masse all'interno della struttura, queste vengono definite partendo dai carichi e dalle masse inseriti sulla struttura per il coefficiente di combinazione, il quale varia in funzione della tipologia di carico.

Da notare è l'assenza di diaframmi di piano in corrispondenza delle volte, poiché modellando le volte tramite elementi finiti è stato possibile considerare la reale rigidità e deformabilità di tali elementi. Questo comporta un onere computazionale maggiore, per la presenza di più gradi di libertà all'interno della struttura, raffinando il calcolo e conducendo il comportamento del modello ad uno più reale.

10.4.2 - Risultati Analisi Modale

Dopo la creazione del modello è stata lanciata l'analisi della struttura, con la quale sono stati calcolati gli spostamenti modali ed in funzione di essi il software è risalito alle azioni sismiche e alle sollecitazioni all'interno della struttura.

Nelle *figure 10.40, 10.41 e 10.42* sono riportati i principali modi di vibrare della struttura con i relativi periodi, frequenze e masse partecipanti.

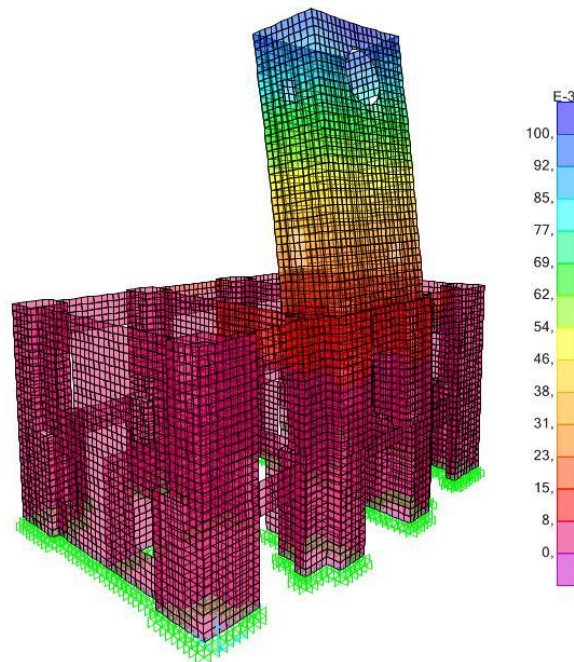


Figura 10.40 - 1° modo di vibrare, lungo Y.

Nella *figura 10.40* è riportato il 1° modo di vibrare di tipo traslatorio lungo la direzione Y, la sua massa partecipante in tale direzione è del 20% con un periodo di 0,57 s.

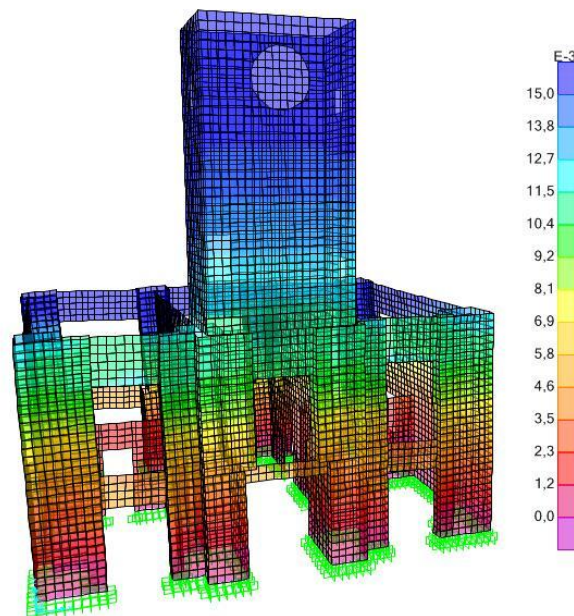


Figura 10.41 - 2° modo di vibrare, lungo X.

Nella *figura 10.41* è riportato il 2° modo di vibrare traslatorio lungo la direzione X, la sua massa partecipante in tale direzione è del 41% con un periodo di 0,52 s.

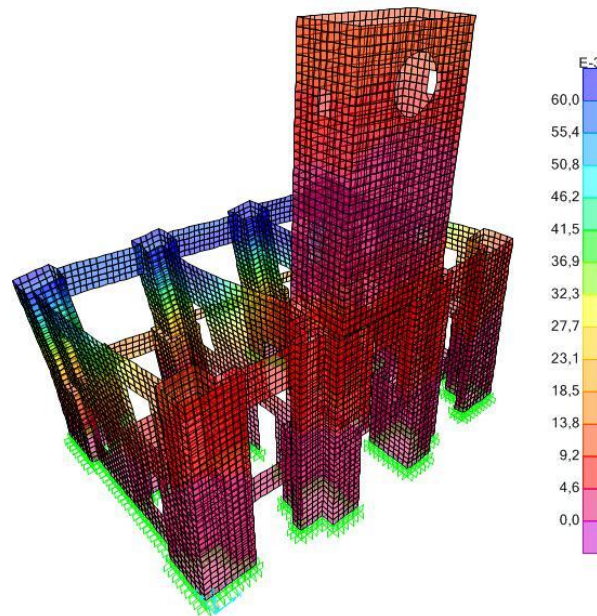


Figura 10.42 - 10° modo di vibrare, torsionale.

Nella figura 10.42 è riportato il 10° modo di vibrare di tipo torsionale, con un periodo di 0,26 s.

Prima di procedere all'illustrazione dei risultati in termini di tensioni è necessario introdurre alcune nozioni su come il software calcola le tensioni e le forze interne all'elemento.

Le tensioni dell'elemento Shell sono le forze per unità di superficie (KNm^2) che agiscono entro il volume dell'elemento per resistere all'applicazione del carico. Queste tensioni sono:

- Tensioni assiali nel piano: $S11$ e $S22$
- Tensione di taglio nel piano: $S12$
- Tensioni di taglio trasversali: $S13$ e $S23$
- Tensione assiale normale al piano: $S33$ (considerata sempre nulla)

Le tre tensioni nel piano sono assunte costanti o variabili linearmente entro lo spessore dell'elemento.

Le due tensioni di taglio trasversali sono considerate costanti lungo lo spessore. La vera distribuzione della tensione di taglio è parabolica, con valore nullo sulle superfici in alto e in basso e con valore massimo o minimo alla superficie mediana dell'elemento.

Le forze interne dell'elemento *Shell* (chiamate anche risultanti delle tensioni) sono le forze ed i momenti che risultano dall'integrazione delle tensioni sullo spessore dell'elemento. Queste forze interne sono:

- Forze membranali assiali: $F11$ e $F22$
- Forza membranale di taglio: $F12$
- Momenti flettenti a piastra: $M11$ e $M22$

- Momento di svergolamento a piastra: $M12$
- Forze di taglio trasversali a piastra: $V13$ e $V23$

E' molto importante notare che queste risultanti della tensione sono forze e momenti per unità di lunghezza nel piano. Sono presenti in ciascun punto sulla superficie mediana dell'elemento.

Le convenzioni dei segni per le tensioni e le forze interne sono illustrate in *figura 10.43*.

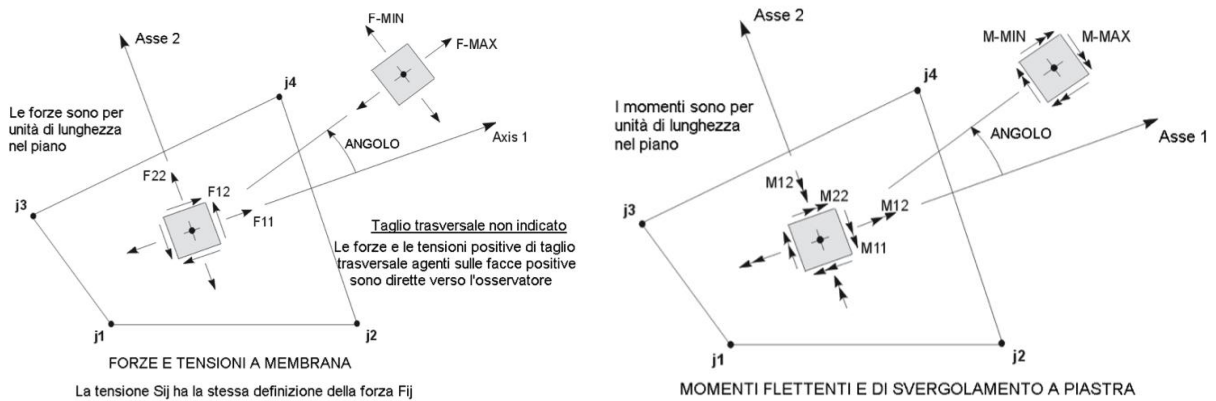


Figura 10.43 - Output delle forze interne e delle tensioni [22].

Le tensioni agenti su una superficie positiva sono orientate nella direzione positiva degli assi locali dell'elemento. Una superficie positiva è quella superficie la cui normale verso l'esterno (uscendo dall'elemento) si trova lungo la direzione positiva locale 1 o 2.

Le forze interne positive corrispondono ad uno stato di tensione positiva costante lungo lo spessore. I momenti interni positivi corrispondono ad uno stato di tensione che varia linearmente lungo lo spessore ed è positivo sul fondo. Le tensioni e le forze interne sono valutate ai punti standard di Gauss di integrazione 2 per 2 dell'elemento ed estrapolate ai nodi. Sebbene siano riportate ai nodi, le tensioni e le forze interne si trovano su tutto l'elemento. Le tensioni e le forze interne dell'elemento Shell vengono calcolate per tutti i casi di analisi: Carichi, Modi e Spettri di risposta.

Per l'analisi dei Carichi e Modale sono calcolati anche i valori principali e le direzioni principali associate. L'angolo dato è misurato in senso antiorario (visto dall'alto) dall'asse locale 1 alla direzione del valore principale massimo. È importante sottolineare che i risultati dell'analisi a spettro di risposta sono sempre positivi e che viene persa la corrispondenza fra valori differenti.

Di seguito verranno riportati alcune rappresentazioni mediante *isocurve* colorate che rappresentano le tensioni all'interno dell'elemento Shell; è riportata anche una scala graduata che in funzione del colore si può risalire alla tensione in un punto della struttura. Le tensioni negative si riferiscono a stati tensionali discordi con la convenzione adottata dal programma e i valori positivi concordi.

Nella *figura 10.44* sono riportate le tensioni $S22$ che nel nostro caso rappresentano le tensioni lungo l'asse Z riferito al sistema globale di riferimento, quindi relazionate ai carichi verticali per la

combinazione di carico allo *SLU*. Valori negativi rappresentano tensioni di compressione negli elementini, mentre valori positivi forze di trazione.

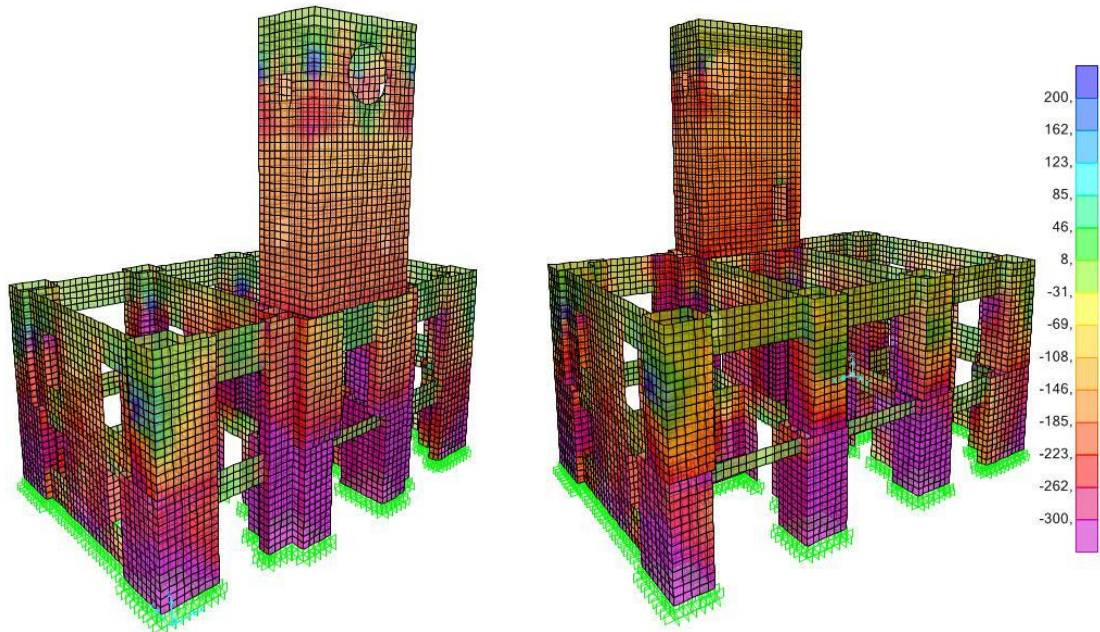


Figura 10.44 - Tensioni S22 combinazione di carico SLU.

Nella *figura 10.45* è possibile notare l'andamento delle tensioni *S11* all'interno degli elementi dirette lungo le direzioni *X* ed *Y* del nostro sistema di riferimento globale, a seconda che il nostro elemento si sviluppi lungo *X* o *Y*.

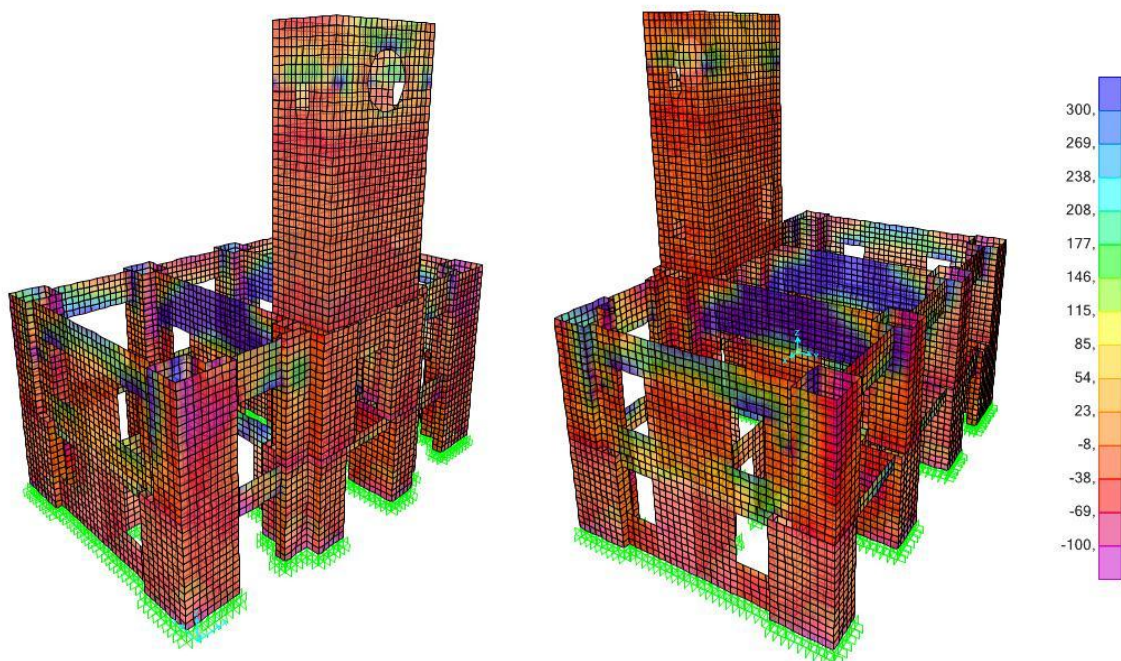


Figura 10.45 - Tensioni S11 combinazione di carico SLU.

Nel digramma delle tensioni di *figura 10.45*, si possono notare le elevate tensioni di trazione (in blu) causate dalle volte a stella al primo piano, maggiori lungo le pareti centrali, poiché convergono due volte aumentandone le tensioni e le spinte assorbite dai pilastri situati al primo piano. Al piano terra queste risultano minori poiché le spinte si contrastano ed equilibrano grazie al posizionamento delle volte a crociera, due negli ambienti laterali come visibile in *figura 10.33*.

Nella *figura 10.46* sono riportate le tensioni S_{12} di taglio nel piano degli elementi.

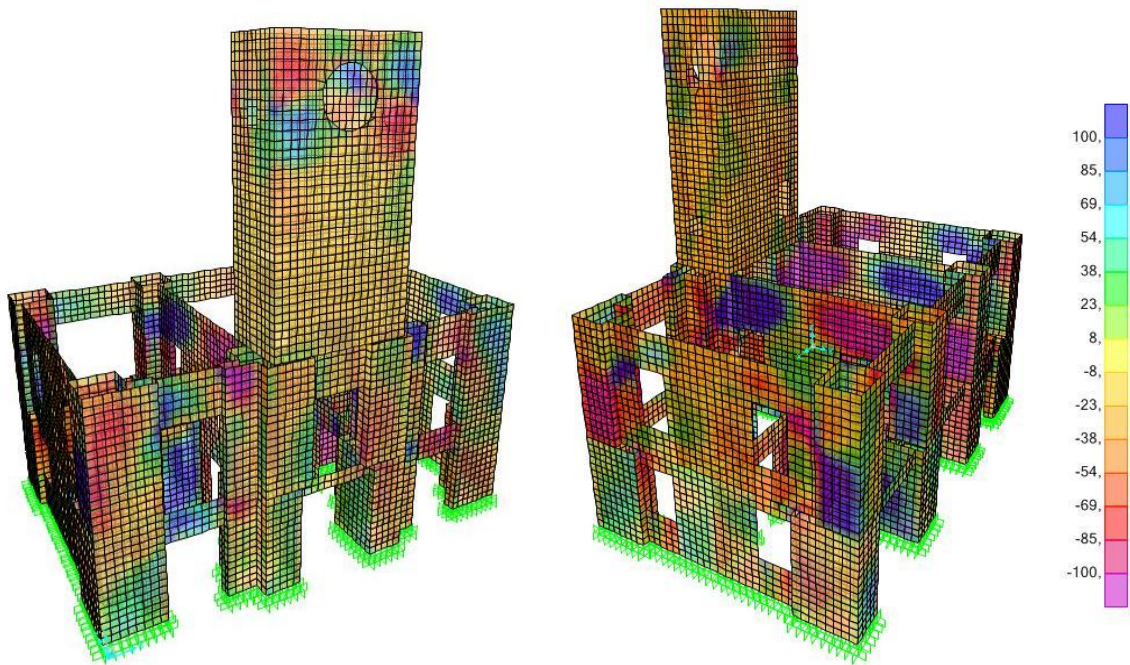


Figura 10.46 - Tensioni S_{12} combinazione di carico SLU.

Di seguito verrà analizzato lo stato tensionale dell'edificio soggetto ad un sisma lungo la direzione X , caricato tramite la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV .

Nelle *figure 10.47 e 10.48* sono riportate le tensioni S_{22} per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV , con inviluppo massimo e minimo.

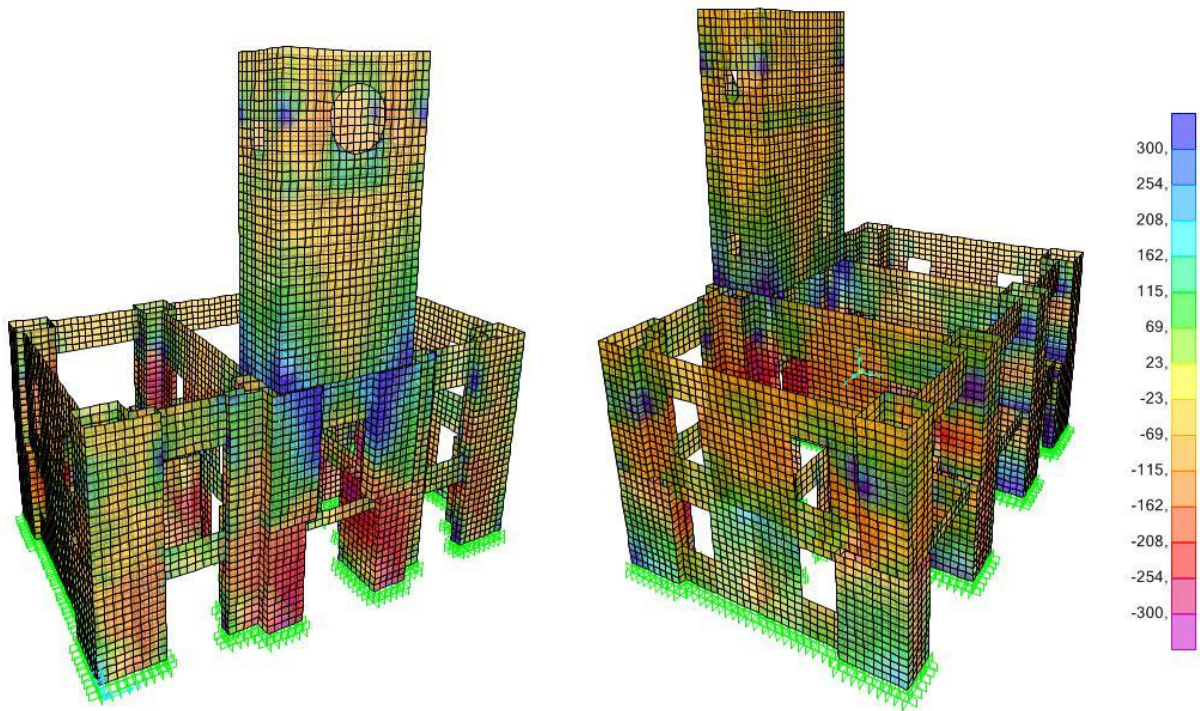


Figura 10.47 - Tensioni S22 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro massimo.

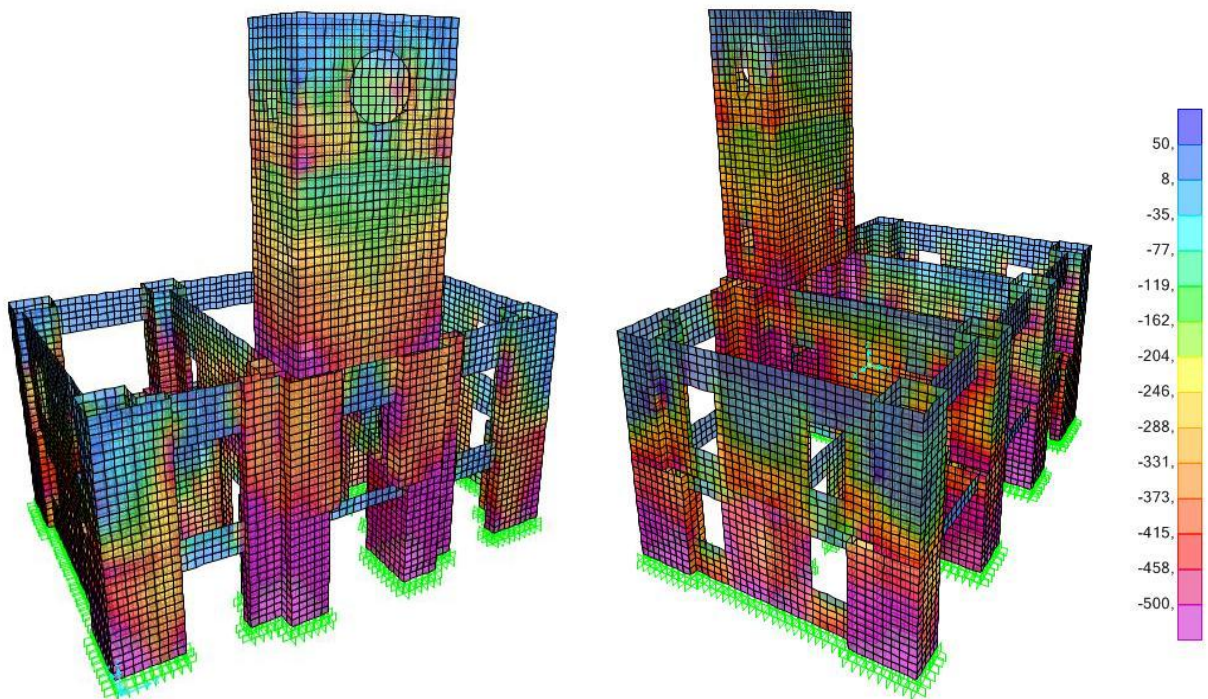


Figura 10.48 - Tensioni S22 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro minimo.

Nelle figure 10.49 e 10.50 sono riportate le tensioni S11 per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, con involucro massimo e minimo.

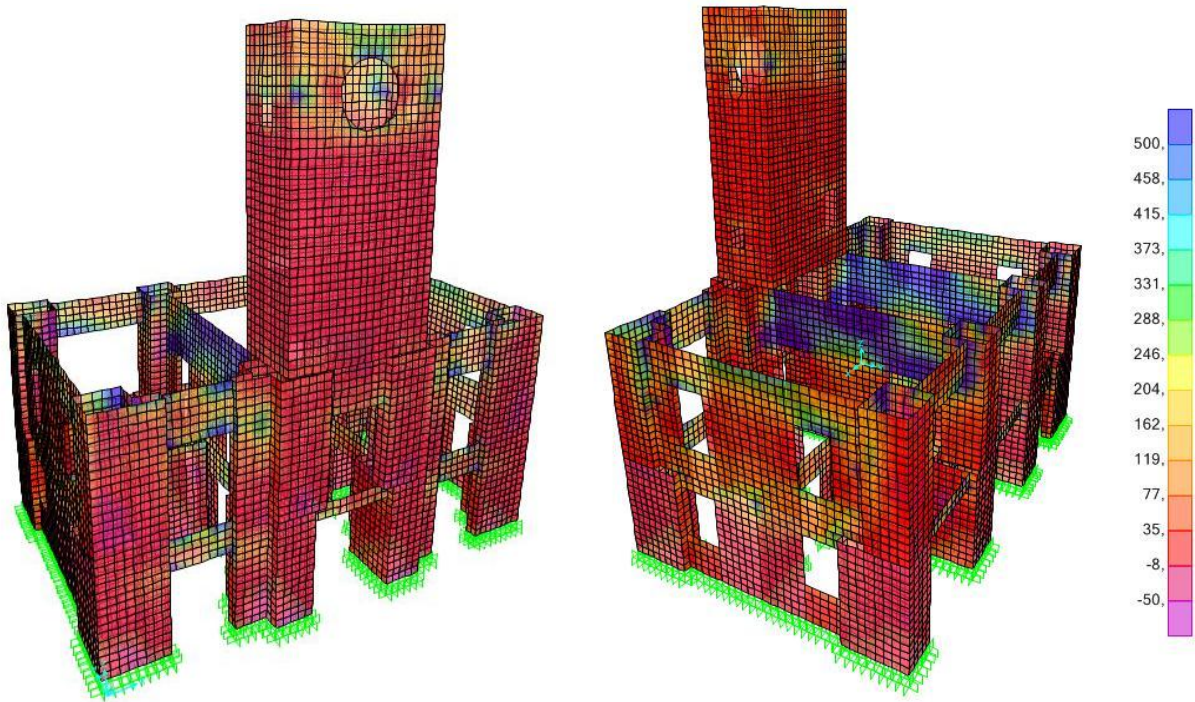


Figura 10.49 - Tensioni S11 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro massimo.

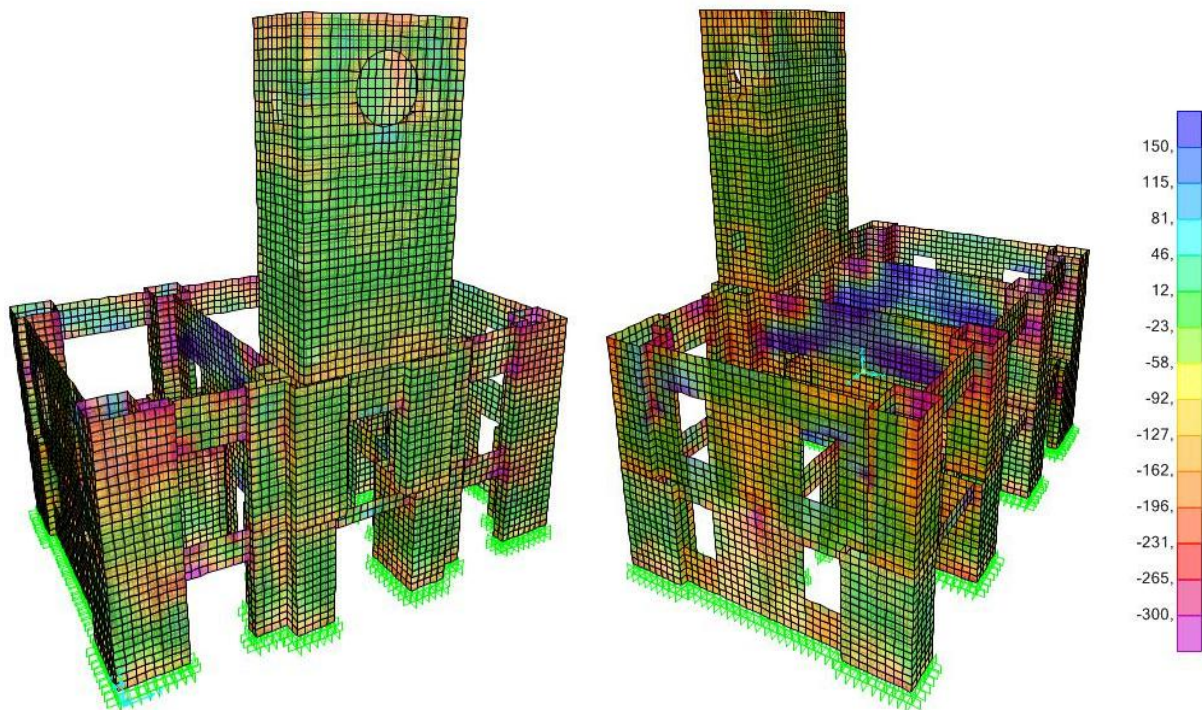


Figura 10.50 - Tensioni S11 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro minimo.

Nelle figure 10.51 e 10.52 sono riportate le tensioni S12 per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, con involucro massimo e minimo.

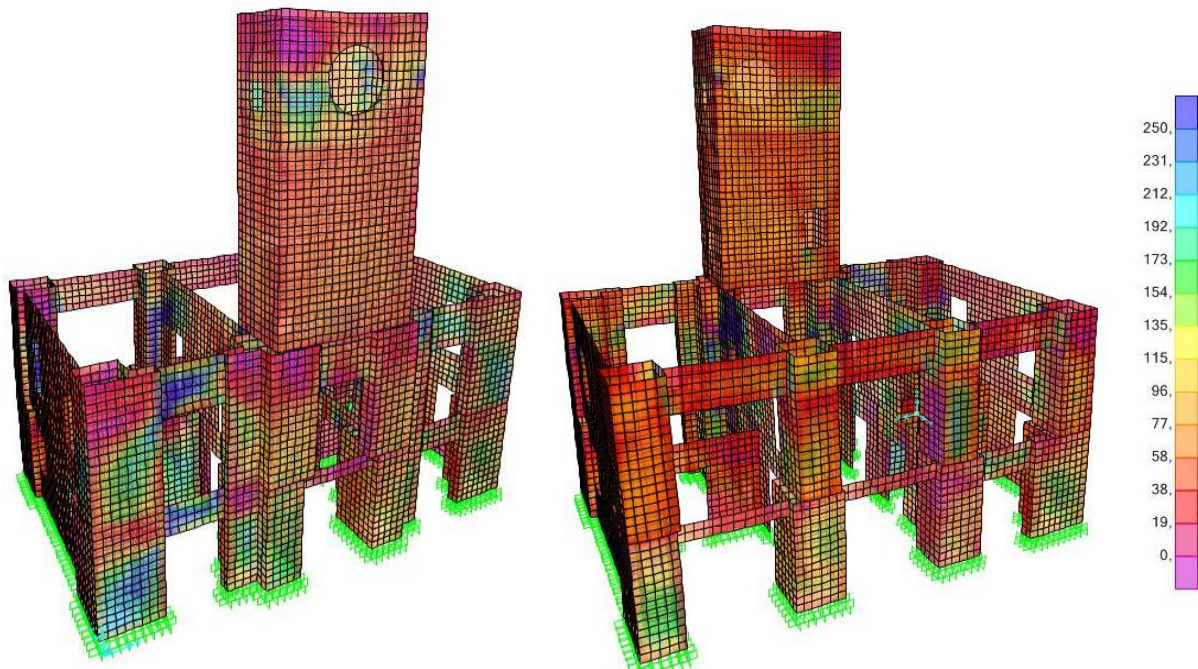


Figura 10.51 - Tensioni S12 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro massimo.

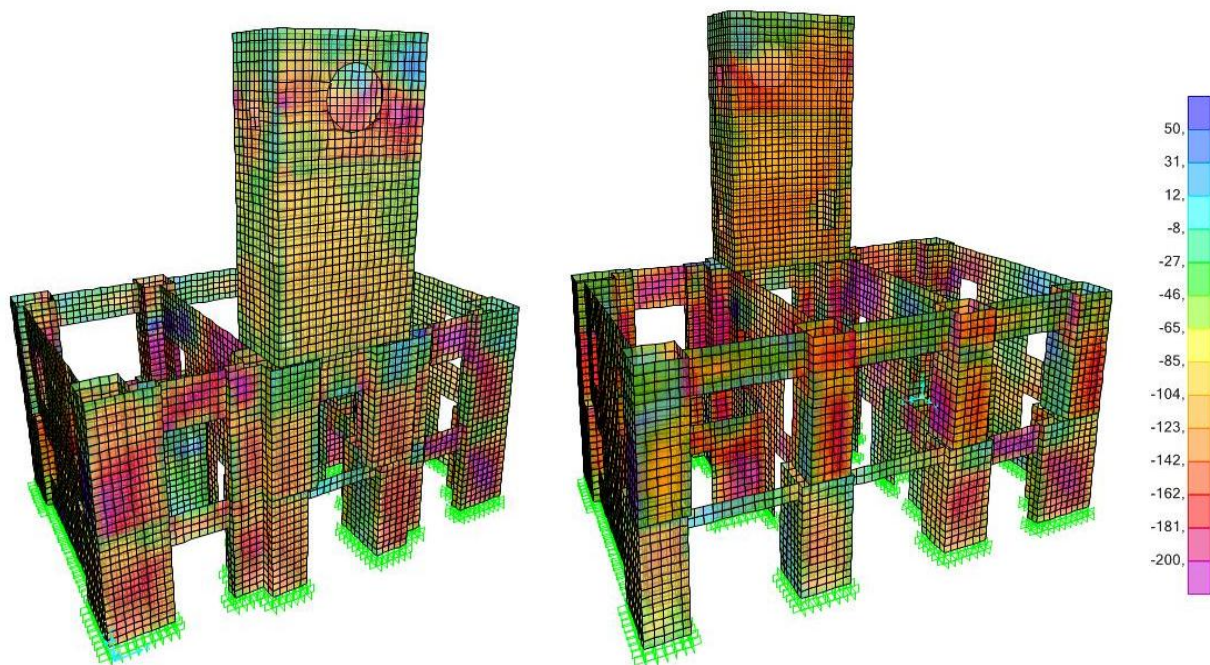


Figura 10.52 - Tensioni S12 combinazione di carico SLV con sisma lungo X, involucro minimo.

Come si può notare dai grafici delle tensioni per il sisma lungo X, le criticità sono concentrate nell'interfaccia tra la torre e la sottostruttura nella quale si generano elevate tensioni di trazioni. Anche l'azione spingente delle volte provoca elevati sforzi di trazione nelle murature.

Anche le tensioni S_{12} lungo i maschi e le fasce che si sviluppano lungo la direzione del sisma generano elevati sforzi che conducono a rottura il materiale, confermando i risultati delle analisi pushover condotte precedentemente, che individuavano come punti critici i maschi e fasce del primo piano. La torre, grazie al suo maggior sviluppo lungo la direzione X , permette un minore stato tensionale all'interno del materiale, permettendo una migliore distribuzione delle tensioni al suo interno.

Ora analizziamo i diversi stati tensionali per il sisma lungo la direzione Y , caricata tramite la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV .

Nelle *figure 10.53 e 10.54* sono riportate le tensioni S_{22} per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV , con involucro massimo e minimo.

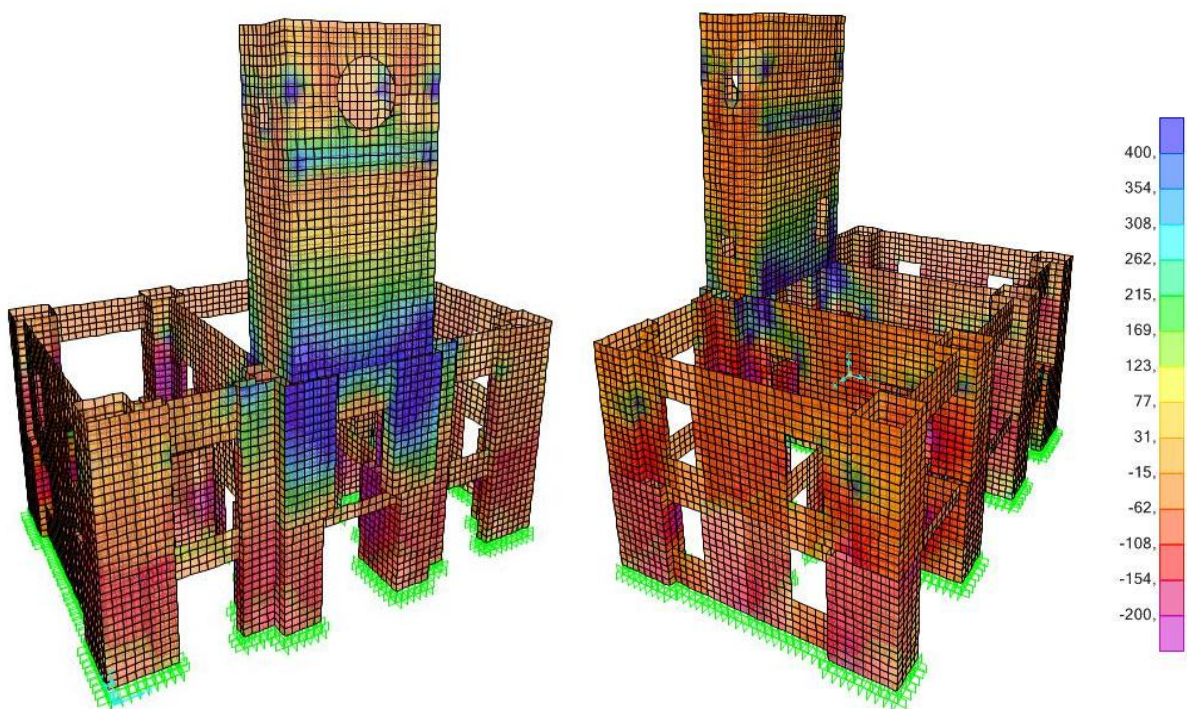


Figura 10.53 - Tensioni S_{22} combinazione di carico SLV con sisma lungo Y , involucro massimo.

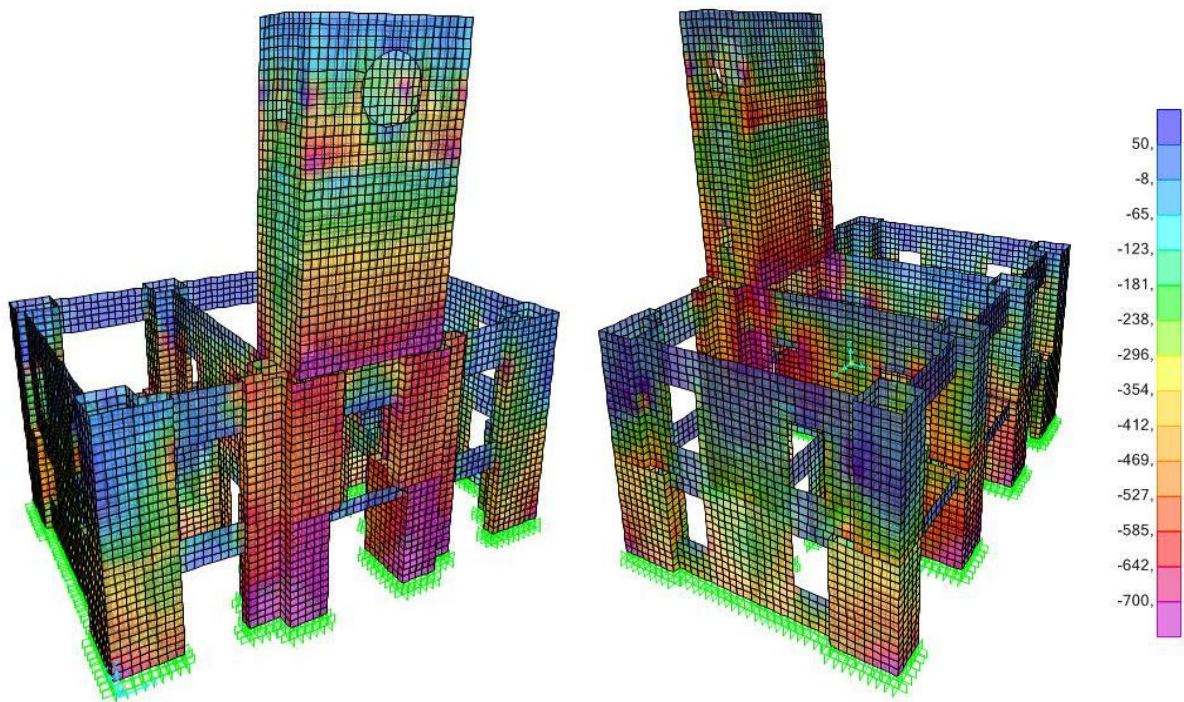


Figura 10.54 - Tensioni S22 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro minimo.

Nelle figure 10.55 e 10.56 sono riportate le tensioni S11 per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, con involucro massimo e minimo.

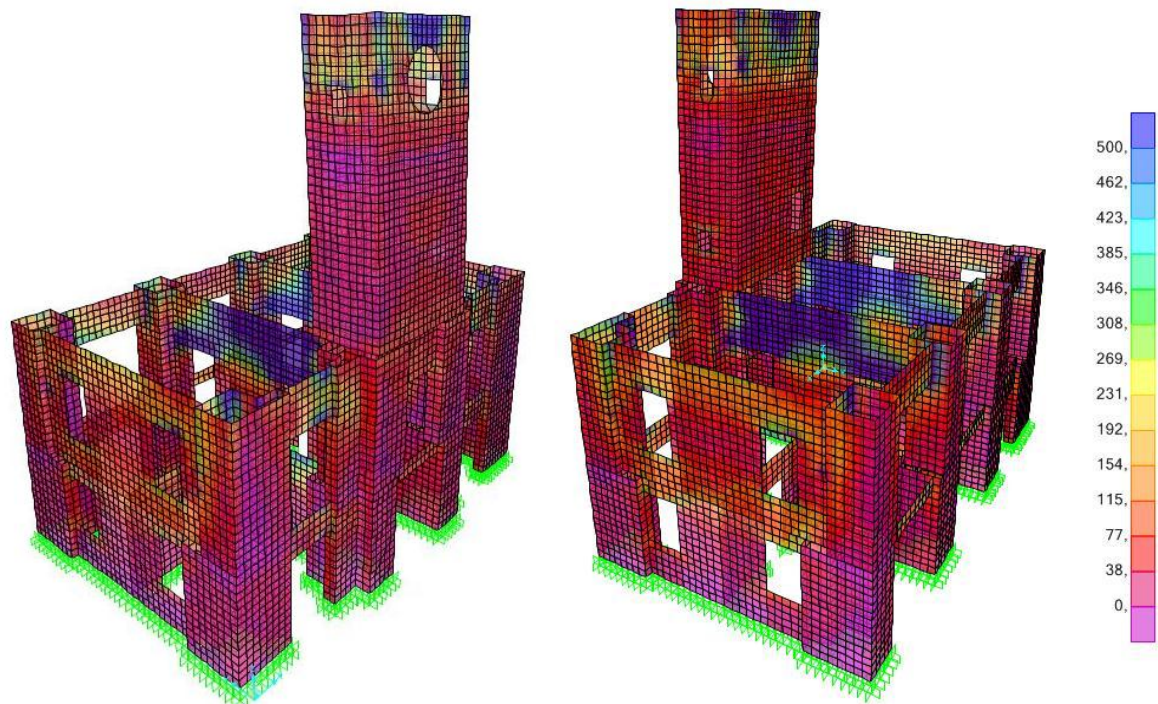


Figura 10.55 - Tensioni S11 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro massimo.

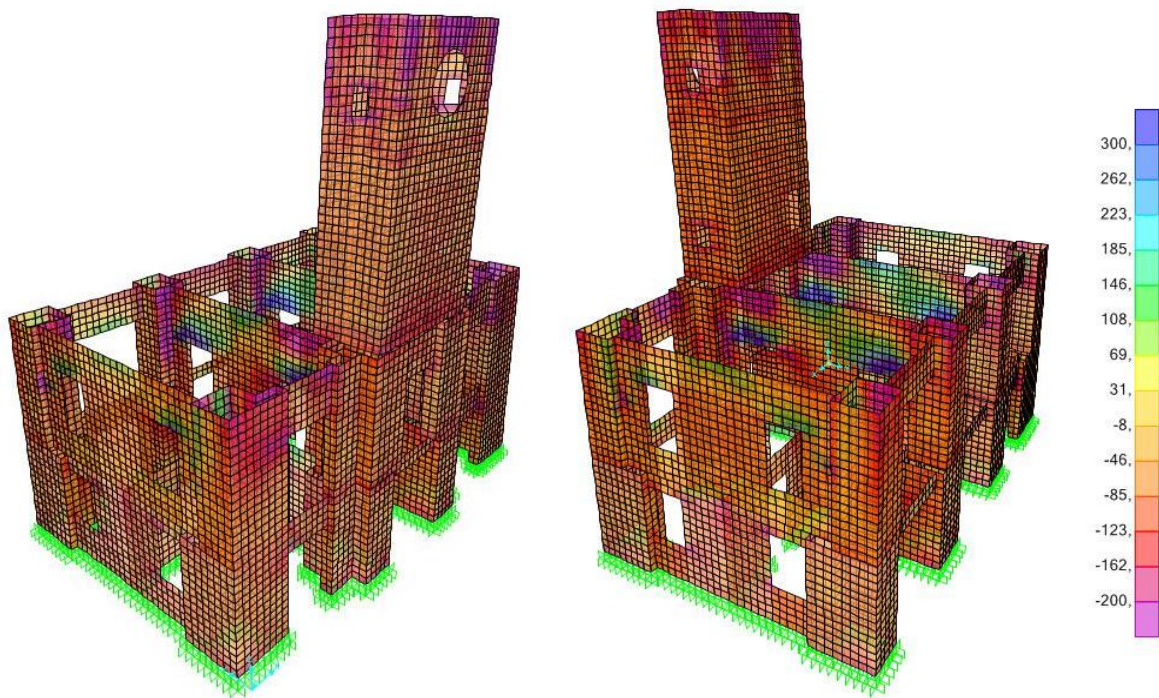


Figura 10.56 - Tensioni S11 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro minimo.

Nelle figure 10.57, 10.58 e 10.59 sono riportate le tensioni S12 per la combinazione di carico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, con involucro massimo e minimo.

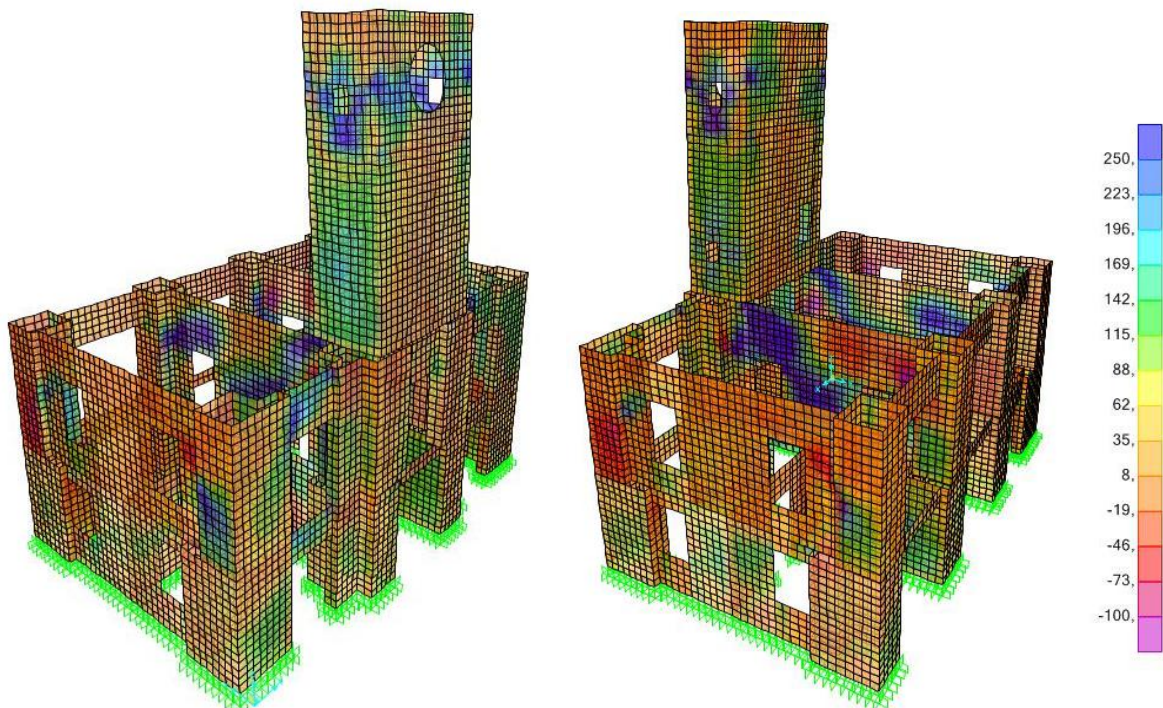


Figura 10.57 - Tensioni S12 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro massimo.

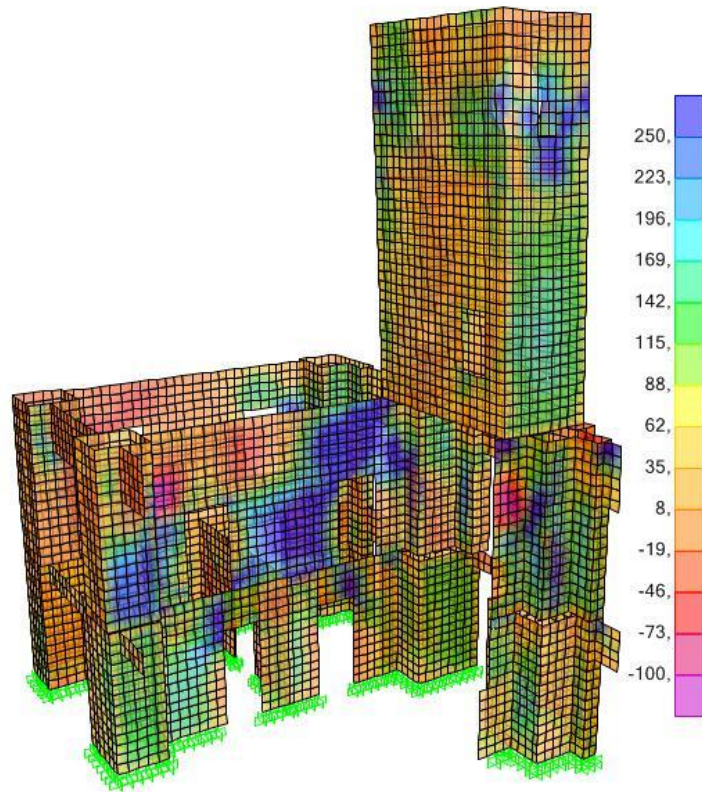


Figura 10.58 - Tensioni S12 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro massimo, particolare del muro controvento lungo Y.

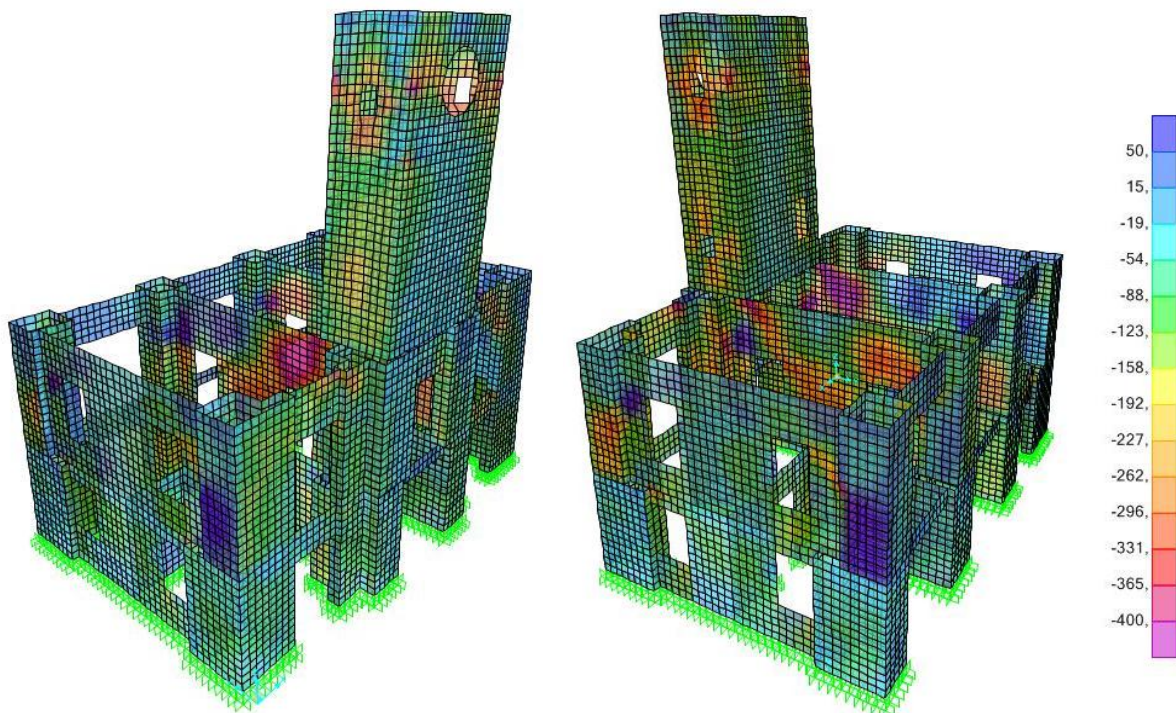


Figura 10.59 - Tensioni S12 combinazione di carico SLV con sisma lungo Y, involucro minimo.

Come si può notare dai grafici delle tensioni per il sisma lungo Y, le criticità sono concentrate nell'interfaccia tra la torre e la sottostruttura nella quale si generano elevate tensioni di trazioni, così come già detto nel caso del sisma lungo X. In questo caso i maschi lungo X, appartenenti alla torre sembrano esser strappati via dalle azioni orizzontali, causando in loro una elevata tensione di trazione a causa del minor sviluppo in lunghezza dei maschi lungo il lato Y della torre. Importantissimo sarà quindi un intervento atto a garantire un miglior collegamento fra la torre e la sottostruttura

Le volte del secondo piano che presentano uno sviluppo maggiore lungo la direzione del sisma, subiscono un continuo oscillare, aumentando e diminuendo lo stato tensionale nelle pareti e causando notevoli differenze di tensioni.

Dal grafico delle tensioni S_{12} è possibile notare la creazione di un puntone *figura 10.58*, che può condurre a rottura per taglio della parete. Questo conferma i risultati dell'analisi pushover, la quale prevedeva come primo fenomeno di rottura la fascia collocata al disopra dell'apertura in prossimità della torre al primo piano.

Nell'analisi svolta troviamo quindi conferma dei risultati avuti nella precedente analisi pushover, anche se a causa della sua natura, l'analisi modale non può darci indicazione di come avverranno le rotture negli elementi e non segue l'evolversi del danneggiamento degli stessi. Il ruolo affidato a tale analisi è la ricerca delle sollecitazioni e delle tensioni all'interno degli elementi. Di conseguenza i dati ricavati da tale analisi sono utili per il dimensionamento degli interventi da effettuare sull'edificio.

Sap2000 grazie alla funzione "Section Cut" permette di effettuare il calcolo delle sollecitazioni in elementi definiti all'interno di "Gruppi", in modo da poterne calcolare gli integrali e restituirci forze e momenti in una determinata sezione.

Al fine di ricavarci le forze e i momenti nelle sezioni interessate dagli interventi, sono state definite delle "Section Cut" agli estremi degli elementi: P1-1, P1-2, P1-3, P1-4, P1-5, P1-6, P1-7, P-8, individuati al primo piano, P2-NORD, P2-SUD, P2-EST, P2-OVEST, appartenenti alle pareti della torre al secondo piano, e P3-NORD, P3-SUD, P3-EST, P3-OVEST, appartenenti alle pareti della torre al terzo piano. Per ogni elemento si sono ottenute due sezioni, una alla base ed una in sommità, così da avere i valori minimi e massimi delle forze ricercate.

Nell'allegato A sono riportate le tabelle con le forze e momenti nelle sezioni considerate.

Capitolo 11

Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica del Municipio di Palagiano

11.1 - GENERALITÀ

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, devono essere valutati tenendo conto del quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia, della tecnica d'intervento e l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione. L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze, tali da poter comportare la perdita del bene (*direttiva 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008"*).

In accordo a tale direttiva, gli interventi sul manufatto devono:

- Essere, in genere, rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidezze negli elementi;
- il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi;
- devono essere realizzati solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. Devono essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione. In situazioni di emergenza si può derogare da questa condizione, adottando tuttavia soluzioni provvisoriale;
- l'intervento dovrà essere proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico;
- gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto;
- gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti.

E' opportuno ricordare che, anche nei riguardi della prevenzione dai danni sismici, la semplice manutenzione può spesso evitare interventi fortemente trasformativi.

Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

11.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

La NTC 2008 al §8.4 inerente le costruzioni esistenti individua le seguenti categorie di intervento:

- *interventi di adeguamento* atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- *interventi di miglioramento* atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- *riparazioni o interventi locali* che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, secondo il *comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"*, è possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

Interventi di Adeguamento

Sono obbligatori interventi di adeguamento della costruzione e alla valutazione della sicurezza nel caso in cui si voglia:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008. Non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi valide per le costruzioni nuove, purché il progettista dimostri che siano garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

Interventi di Miglioramento

Sono considerati interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano finalizzati ad aumentare la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni elencate nel *paragrafo 10.2.1*.

La valutazione della sicurezza dovrà essere estesa a tutte le parti della struttura interessate da modifiche, nonché alla struttura nel suo insieme. È finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

Riparazioni o interventi locali

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti della struttura e interessano porzioni limitate della costruzione.

Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso.

Possono rientrare in questa categoria: la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano; interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi; interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi).

11.3 - PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

Secondo la NTC 2008 al §8.7.5, per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo *SLU* (e *SLE* se richiesto);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale, considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo *SLU* (e *SLE* se richiesto).

La prima fase è stata svolta nel *capitolo 9*, tramite analisi statica non lineare (*Pushover*), analizzando le criticità e gli elementi deboli su cui intervenire per migliorarne il comportamento sotto un'azione sismica.

In questo paragrafo e in quelli che seguiranno, si determineranno gli altri punti e si giustificheranno le scelte di intervento.

Nel *capitolo 9* si sono studiate le criticità dell'edificio, il quale riporta gravi danni ai maschi del primo piano e della torre, così come nelle fasce, le quali presentano scarsa resistenza nel piano e in alcuni casi presentando rotture in campo elastico.

Gli interventi che si è deciso di attuare sono principalmente rivolti all'aumento di resistenza nel piano dei maschi, poiché risulta difficile intervenire sulle fasce a causa della bassa altezza d'imposta delle volte. L'aumento di rigidità e scolarità della torre hanno assunto un ruolo di primaria importanza nella progettazione dell'intervento come la creazione di un efficace grado di solidarizzazione con la sottostruttura. Il punto di collegamento fra la torre e la sottostruttura rappresenta un punto critico con una elevata concentrazione di tensioni di trazione.

La tecnica che si è deciso di utilizzare è il *sistema CAM* (cuciture armate del manufatto), un sistema innovativo e presente sul mercato da qualche anno, che presenta molteplici vantaggi, così come ampiamente discusso nel *paragrafo 4.5*. Tale sistema è stato utilizzato poiché permette di incrementare notevolmente la capacità di resistenza dei maschi e al contempo di essere reversibile e poco invasivo. Nella *figura 11.1* è possibile vedere la messa in opera del sistema CAM su due edifici in muratura. La *figura 11.1 - a* mostra l'applicazione su un edificio sacro, la *figura 11.1 - b* su un edificio per civile abitazione. Grazie al suo spessore ridotto (pochi millimetri) e alla sua composizione (acciaio inox) le pareti rinforzate tramite CAM possono essere intonacate, mascherandone il rinforzo.



Figura 11.1 - Esempi applicativi del sistema CAM, a) S.Maria delle Grazie di Ururi, b) Civile abitazione, [17].

Con tale tecnica si prefigge di riportare i seguenti scopi: un aumento considerevole della resistenza a pressoflessione e a taglio nel piano dei maschi murari grazie ai nastri verticali e

orizzontali (secondo l'analisi pushover eseguita la pressoflessione è causa principale di rotture nei maschi e nelle fasce murarie), un aumento della resistenza ultima a schiacciamento, grazie al confinamento offerto dai nastri orizzontali e la capacità mediante i nastri di aumentare l'efficacia del collegamento fra la torre e la sottostruttura, mediante un'opera di cucitura della muratura e applicando un certo grado di pretensione nei nastri.

11.3.1 - Progetto e dimensionamento dell'intervento mediante CAM

Come già detto per aumentare la resistenza dei maschi nel piano, si è optato per l'utilizzo del sistema CAM.

Il sistema CAM prevede l'utilizzo di nastri di acciaio, dello spessore di 1 mm e larghezza 19 mm, che grazie al suo spessore possono essere sovrapposti in più nastri. Nel caso in esame sono stati utilizzati nastri in acciaio inox con le seguenti caratteristiche meccaniche (tabella 11.1):

Acciaio Inox 301	
f_{tk} (Mpa)	1000
f_{yk} (Mpa)	600
f_{yd} (Mpa)	560
E (Mpa)	209000
ϵ_{ud}	5%
b (mm)	19
t (mm)	1

Tabella 11.1 - Caratteristiche meccaniche Acciaio inox.

Per il passaggio all'interno della muratura vengono utilizzate delle piastre forate a cono dello spessore di 125 x 125 mm e degli angolari per il risvolto negli angoli, entrambi in acciaio figura 11.2, importati per la distribuzione delle tensioni.

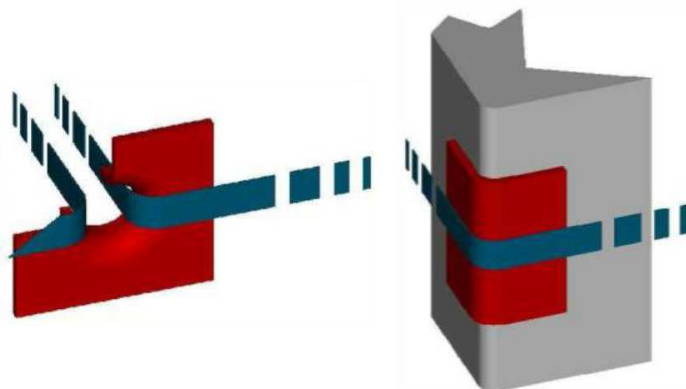


Figura 11.2 - Elementi base del sistema CAM : a) piatto di connessione a imbuto; b) terminale angolare, [16].

Il sistema CAM prevede la perforazione della muratura per il passaggio dei nastri che possono essere riempiti mediante malte espansive o resine a bassissima densità, con le quali è possibile consolidare la porzione di muratura intorno alla perforazione, con una migliore distribuzione e resistenza alle tensioni indotte dai nastri pretesi.

Per migliorare il comportamento sismico della torre è conferirgli una maggiore simmetria, si è optato per la chiusura di una piccola apertura, collocata a livello del piano di calpestio della copertura (figura 11.3) e allo spostamento lungo l'asse mediano della porta d'ingresso alla torre (figura 11.4).



Figura 11.3 - Piccola apertura Lungo il lato Est della torre.



Figura 11.4 - Porta d'ingresso alla torre.

I nastri sono stati disposti a Quinconce per aumentarne l'efficacia ed evitare che si vengano a creare sezioni deboli, che porterebbero ad una rottura prematura degli elementi.

Il numero di avvolgimenti è stato determinato in funzione delle sollecitazioni, a cui sono soggetti gli elementi, ricavate dall'analisi modale riportata al *paragrafo 10.4.2*. Utilizzando come sollecitazioni i valori derivanti dalle diverse combinazioni di carico:

- tagli massimi per la *verifica a taglio per scorrimento e fessurazione diagonale*;
- momenti flettenti massimi e sforzo normale minimi per la *verifica a pressoflessione*.

Ai nastri è stata conferita una pretensione f_p pari a *200 Mpa*.

Le verifiche condotte sono state a pressoflessione nel piano, a taglio per scorrimento e fessurazione diagonale, in accordo a quanto disposto nelle *NTC 2008* e alle *CNR 200/2004*, e riportate al *paragrafo 4.6*, considerando il modello costitutivo della muratura elastico perfettamente-plastico a compressione e non resistente a trazione per l'acciaio inox del CAM un modello costitutivo elastico perfettamente-plastico a trazione e non resistente a compressione.

Gli elementi interessati dagli interventi sono riportati nelle *figure 11.5 e 11.6*, riguardano: i maschi murari con sviluppo lungo *X* collocati al primo piano e le pareti della torre lungo *X* ed *Y*, infatti lungo *Y* la sottostruttura presenta una maggior resistenza, le analisi pushover ne danno conferma, in cui la torre presenta un prematuro collasso (a circa un quarto dello step di carico) con una buona risposta della sottostruttura, grazie alla presenza di 4 pareti con funzione di controvento; lungo la direzione *X* la torre presenta una maggior resistenza (a causa del maggior sviluppo delle sue pareti lungo tale direzione) ma una minor resistenza della sottostruttura poiché le azioni sismiche vengono assorbite da solo 2 pareti di controvento (con la necessità di intervenire su di essi).

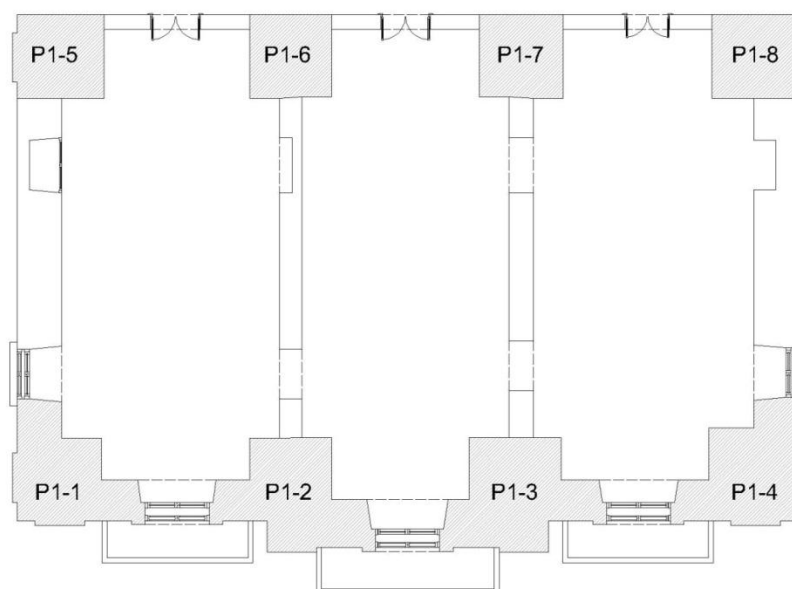


Figura 11.5 - Interventi al primo piano, sono indicati gli 8 pilastri su cui intervenire.

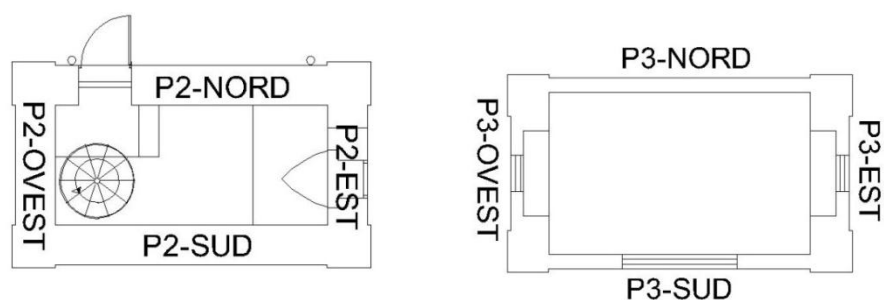


Figura 11.6 - Interventi su maschi della torre, a) piano secondo, b) piano terzo.

Durante la fase di progettazione degli interventi mediante CAM ci si è trovati dinnanzi a problemi di compatibilità dell'intervento con la tutela del bene, che sono stati risolti così come segue.

L'edificio del Municipio di Palagiano è un edificio storico e gli interventi su di esso devono essere compatibili con le tecniche edilizie utilizzate all'epoca dell'edificazione preservando il bene, conservando le opere e i decori presenti su di esso. Il Municipio è parzialmente intonacato e presenta molte parti a vista, mostrando il tufo in tutta la sua bellezza, come da tradizione costruttiva Pugliese. Molti nastri in acciaio orizzontali presentavano la necessità di attraversare gli strati non intonacati per migliorarne il confinamento della muratura, come ad esempio le lesene presenti in facciata o gli spigoli della torre.

I giunti di malta verticali e orizzontali fra gli elementi di tufo presentano uno spessore variabile fra i 20-25 mm e risultano ideali per il passaggio al suo interno dei nastri in acciaio. Si è ideato un sistema che permettere ai nastri orizzontali il passaggio al loro interno per poi ricoprire il giunto con una malta chiara della stessa tonalità di quella asportata. In figura 11.7 è riportata una fotografia della lesena di facciata con il giunto in malta.

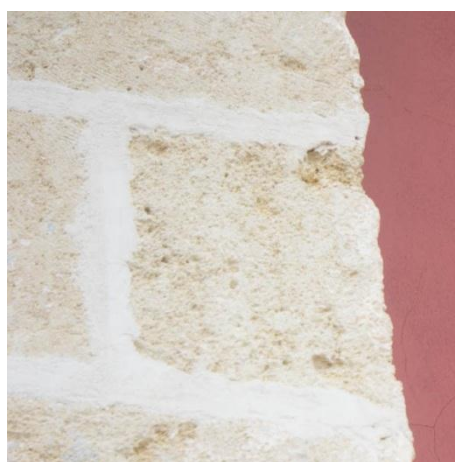


Figura 11.7 - Giunto di malta presente nella lesena con tufo a vista.

In figura 11.8 e 11.9, (vista frontale e in pianta) è rappresentato il passaggio del nastro in acciaio all'interno del giunto con l'installazione dell'angolare in acciaio per una migliore distribuzione delle tensioni.

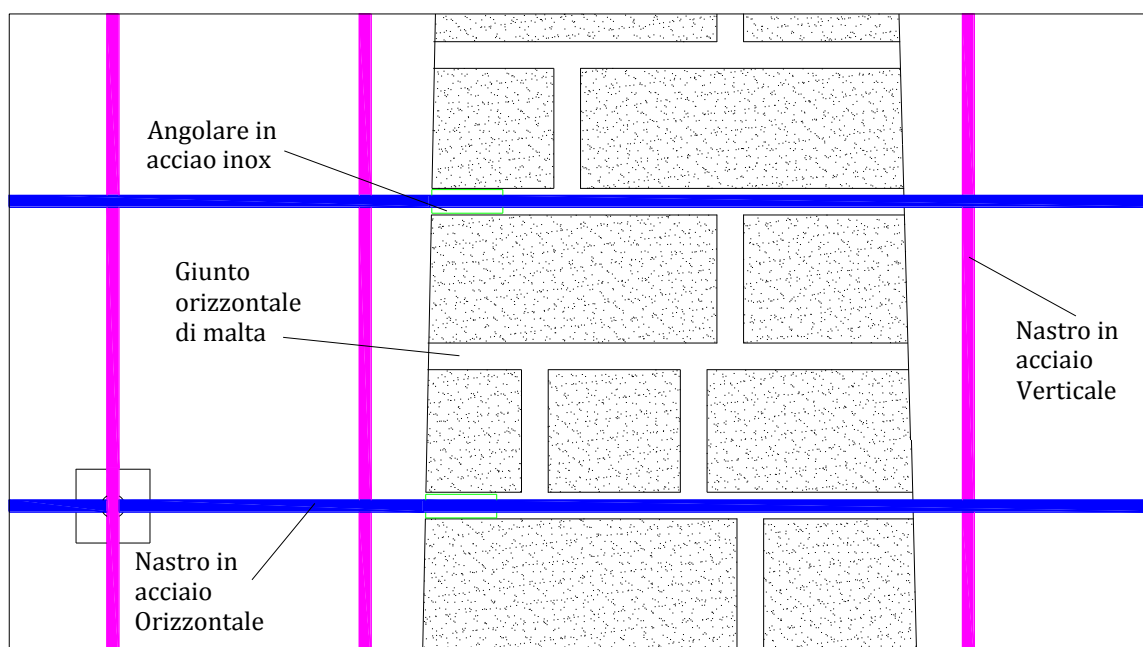


Figura 11.8 - Vista frontale lesena con passaggio dei nastri orizzontali all'interno del giunto di malta.

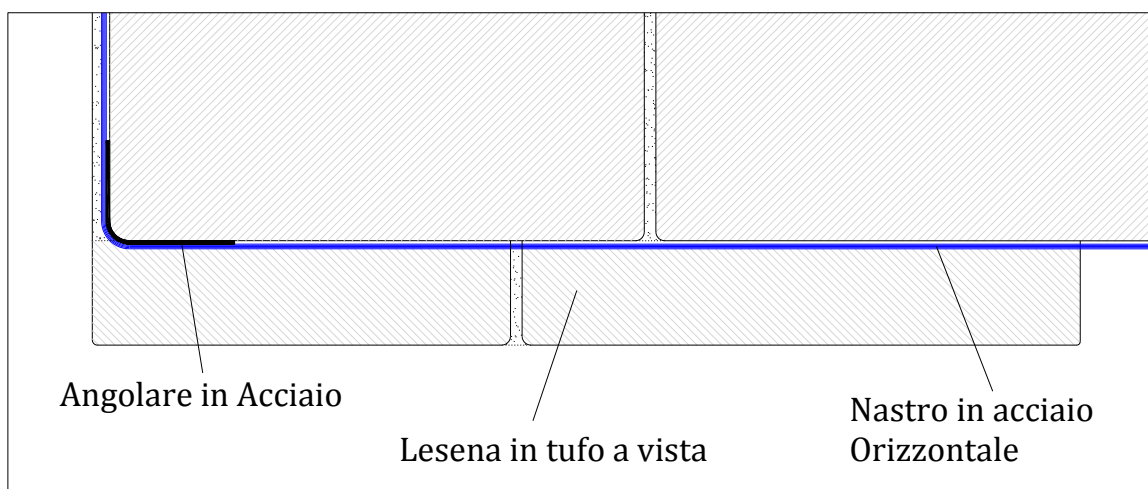


Figura 11.9 - Vista in pianta della lesena con passaggio dei nastri orizzontali all'interno del giunto di malta.

La stessa tecnica è stata utilizzata per l'attraversamento delle lesene a vista presenti negli spigoli della torre, *figura 11.10*.

Altro punto di pregio da tutelare è il cornicione di sommità (*figura 11.11*), in cui si necessitava il passaggio da parte dei nastri in acciaio verticali. Per il cordolo a basso profilo è stato optato un taglio verticale dello stesso spessore del nastro (circa 20 mm) e la ricostruzione con una malta chiara, della stessa tonalità del tufo. Per il cornicione di spessore maggiore si è scelto il passaggio tramite una perforazione con diametro di circa 30 mm, tramite trapano a bassa velocità di rotazione, per evitare rotture del materiale. Il tutto, successivamente al passaggio e pretensionamento del nastro, sarà ricostruito tramite una malta chiara della stessa tonalità cromatica del tufo (*figura 11.12*).



Figura 11.10 - Lesene presenti sugli spigoli della torre.



Figura 11.11 - Cornicione in sommità.

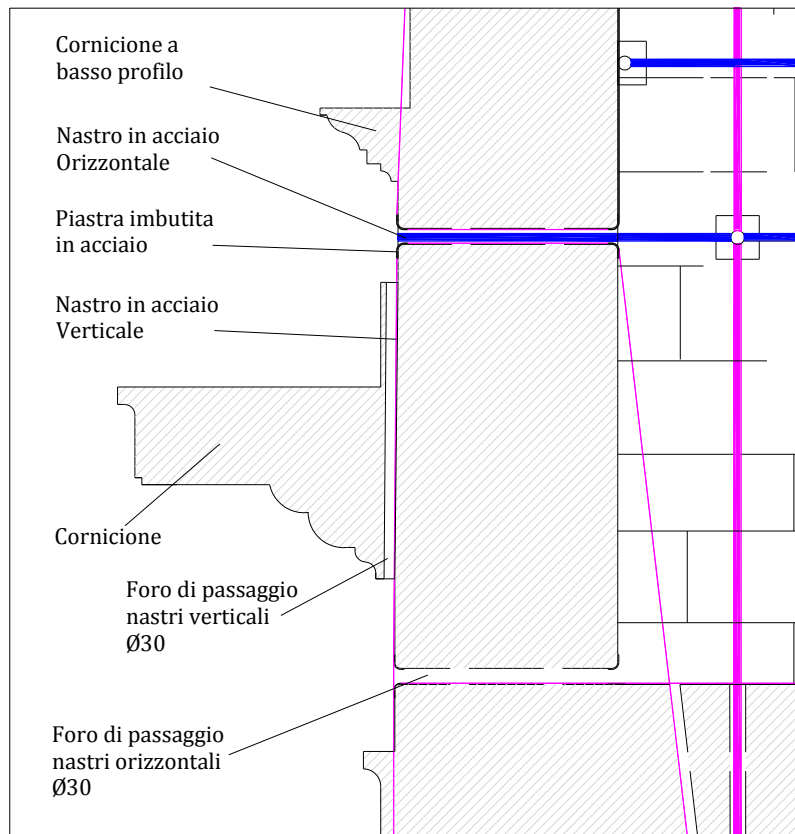


Figura 11.12 - Passaggio dei nastri verticali all'interno dei cornicioni.

Nella *figura 11.13*, è possibile notare il sistema con cui si sono ammorsate le pareti della torre per aumentarne l'effetto scatolare, alternando il verso in cui viene effettuata la cucitura, in pratica le configurazioni di figura a) e b) vengono alternate a passi regolari. Naturalmente nel posizionare i nastri orizzontali si è tenuto conto delle lesene presenti agli spigoli facendo in modo che i nastri passassero lungo i giunti di malta orizzontali per non intaccare la pietra.

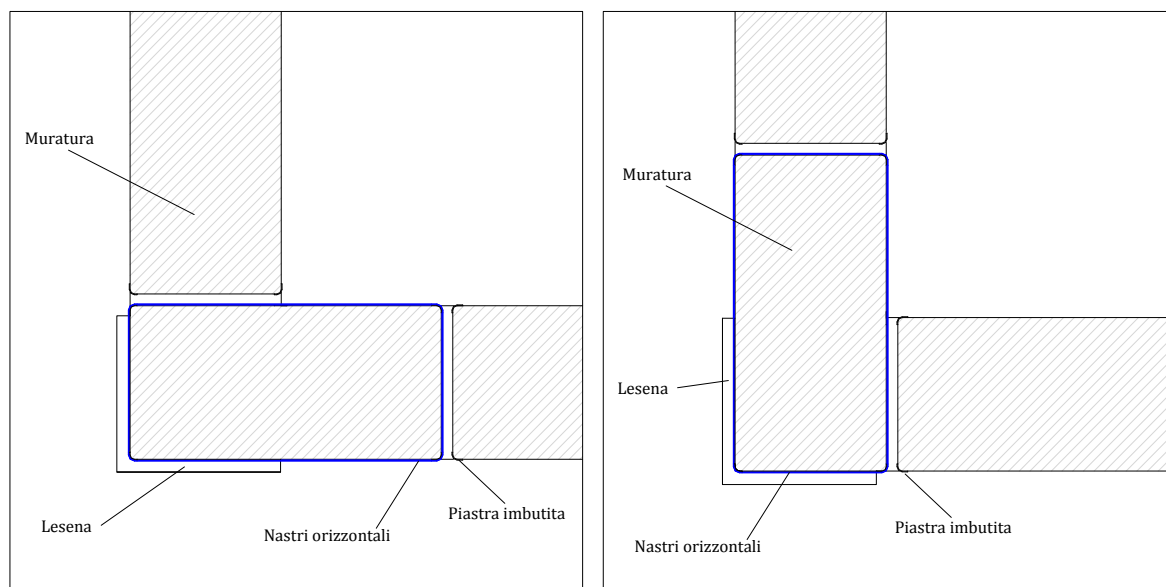


Figura 11.13 - Configurazione nastri orizzontali per aumentare l'ammorsamento delle pareti.

Data la simmetria dell'edificio lungo l'asse Y , per semplicità verranno riportate le verifiche e il dimensionamento di un solo elemento simmetrico riportandone la nomenclatura.

Di seguito sono riportate le verifiche e il dimensionamento dei nastri in acciaio per i maschi del primo piano e della torre.

Pilastrone P1-1, P1-4

Il *pilastrone P1-1 (P1-4)* è stato rinforzato con nastri orizzontali per aumentarne l'effetto confinante della muratura e incrementarne la resistenza; tramite le fasce verticali si è incrementata la resistenza a pressoflessione nel piano.

I nastri orizzontali sono stati inseriti fino alla quota di $1,85\text{ m}$, a causa della bassa imposta di volta. In *figura 11.14* è riportato il posizionamento dei nastri orizzontali (in blu), in cui sono state prese le dovute precauzioni per il posizionamento dei nastri nel giunto di malta delle lesene.

I nastri verticali sono ancorati all'interno della muratura al piano terra e si estendono fin al piano di copertura, per garantire un miglior confinamento della muratura.

Nella *tavola 12* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali.

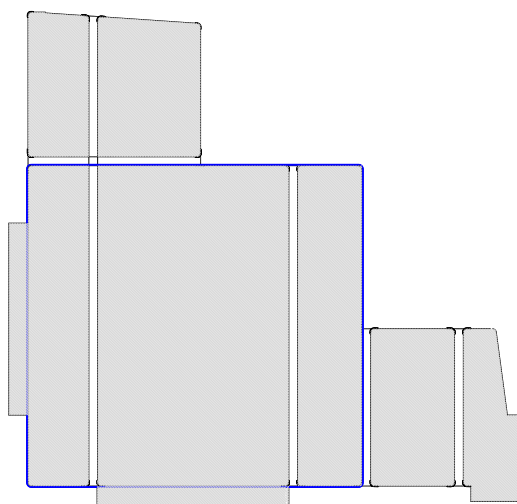


Figura 11.14 - Pilastro P1-1 (P1-5), posizionamento armature orizzontali.

La sezione resistente considerata al fine dei calcoli è quella riportata in *figura 11.15*.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione X. Per garantire il raggiungimento della resistenza per il superamento delle verifiche, sono stati necessari 4 nastri verticali ognuno dei quali è formato dalla sovrapposizione di 2 nastri di cui il nastro in posizione 2 è stato installato nello spessore dell'apertura per la finestra come visibile nella *tavola 12*. L'incremento di resistenza a taglio e di confinamento è dovuto ad un cerchiaggio del pilastro con passo di 50 cm mediante la sovrapposizione 4 nastri orizzontali.

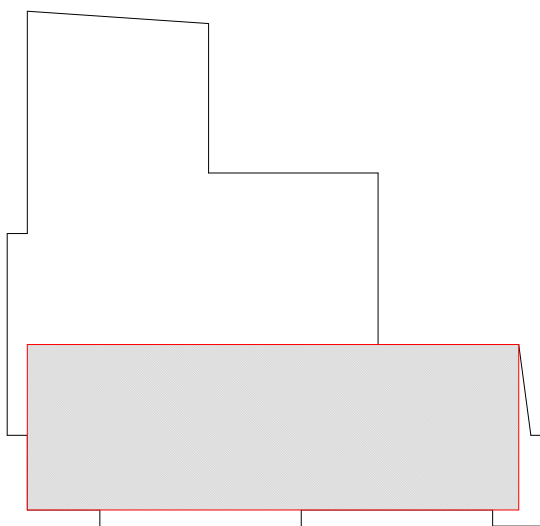


Figura 11.15b- Pilastro P1-1 (P1-5), sezione resistente considerata, al fine del calcolo.

Nella *tabella 11.2* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	2450 mm		
t	850 mm		
b'	1140 mm		
d'	790 mm		
H	4500 mm		
M_{sd}	203 KNm		
N_{sd}	-8,00 KN		
V_{sd}	211 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
n° nastri oriz.			4
n° nastri vert.			2
pfh			600 mm
pfv			500 mm
kv			0,514
k'			1,6
k_n			0,371
k_{eff}			0,191
Pressoflessione nel piano			
f_{md}		0,792 Mpa	0,8567 Mpa
x		15 mm	271 mm
M_u		9,75 KNm	246,50 KNm
Taglio per scorrimento			
f_{vd}		0,0224 Mpa	0,0227 Mpa
V_t		47 KN	249 KN
τ_u		0,0224 Mpa	0,1195 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale			
b/h		1,5	
f_{td}		0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t		32,9 KN	259 KN
τ_u		0,0158 Mpa	0,1242 Mpa

Tabella 11.2 - Scheda riassuntiva Pilastrone P1-1 e P1-4.

Pilastrone P1-2, P1-3

Il *pilastrone P1-2 (P1-3)* è stato rinforzato con nastri orizzontali per aumentarne l'effetto confinante della muratura e incrementarne la resistenza; tramite le fasce verticali si è incrementata la resistenza a pressoflessione nel piano.

Anche in questo caso i nastri orizzontali sono stati inseriti fino alla quota di *1,85 m*, a causa della bassa imposta di volta. In *figura 11.16* è riportato il posizionamento dei nastri orizzontali (in blu), in cui sono state prese le dovute precauzioni per il posizionamento dei nastri nel giunto di malta delle lesene. Per evitare fenomeni di parzializzazione della muratura, si sono adoperati nastri orizzontali disposti lungo le due direzioni principali, come mostrato in *figura 11.16 (b)*.

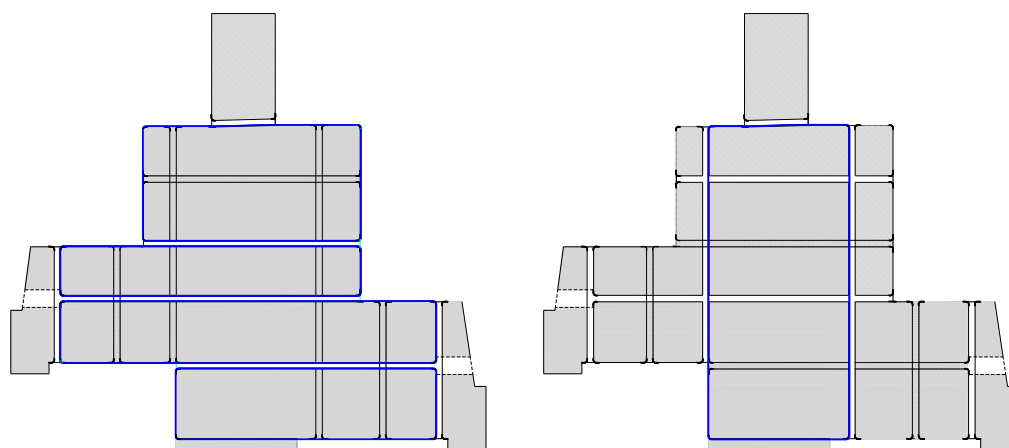


Figura 11.16- Pilastrone P1-2 (P1-3), posizionamento armature orizzontali.

I nastri verticali sono ancorati all'interno della muratura al piano terra e si estendono fin alle pareti della torre, con un effetto di solidarizzazione tra la torre e la muratura sottostante.

Data la geometria e il forte spessore del pilastrone, il calcolo è stato effettuato considerando due sezioni resistenti, una reagente lungo *X* ed una lungo *Y*. Le sezioni resistenti considerate al fine dei calcoli lungo *X* ed *Y* sono riportate in *figura 11.17*.

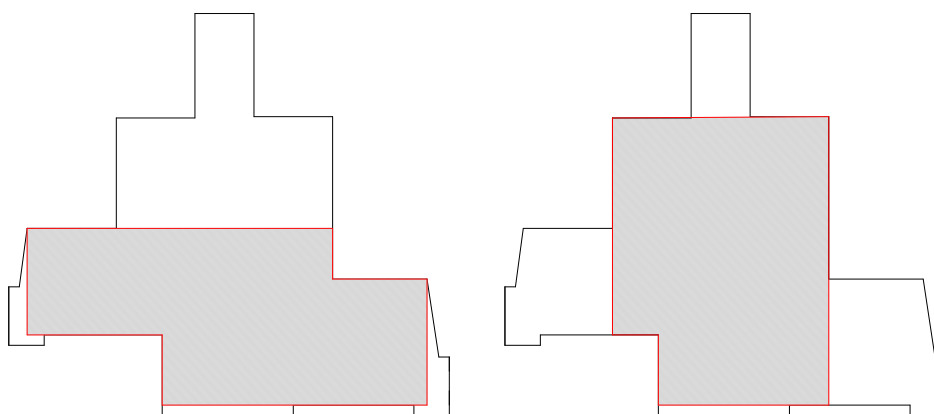


Figura 11.17 - Pilastrone P1-2 (P1-3), sezione resistente considerata, al fine del calcolo a)lungo X, b)lungo Y.

Nelle *tavole 13/a e 13/b* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali.

La verifica di resistenza a taglio e a pressoflessione nel piano sono state effettuate lungo le due direzioni X ed Y , considerando le rispettive sezioni resistenti. A garantire il raggiungimento della resistenza ultima a taglio e a pressoflessione nel piano lungo X è stato necessario installare 6 nastri verticali ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 2 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio ad un passo di 50 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 4 nastri. Per garantire la resistenza di progetto a taglio e a pressoflessione nel piano lungo Y sono stati necessari 4 nastri verticali ognuno dei quali formato da 6 nastri e un cerchiaggio tramite nastri orizzontali con un passo di 50 cm ognuno composto da 5 nastri in acciaio.

Nelle *tabelle 11.3 e 11.4* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo X e Y .

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	3200 mm		
t	900 mm		
b'	940 mm		
d'	840 mm		
H	4500 mm		
M_{sd}	341 KNm		
N_{sd}	-43 KN		
V_{sd}	295 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
$n^{\circ}_{nastri\ oriz.}$			4
$n^{\circ}_{nastri\ vert.}$			2
pfh			500 mm
pfv			500 mm
k_v			0,537
k'			1,6
k_n			0,411
k_{eff}			0,221
Pressoflessione nel piano			

f_{md}	0,792 Mpa	0,8819 Mpa
x	0 mm	294 mm
M_u	0 KNm	375,10 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0,0149 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	306 KN
τ_u	0 Mpa	0,1063 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,41	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	294 KN
τ_u	0 Mpa	0,1022 Mpa

Tabella 11.3 - Scheda riassuntiva Pilastrone P1-2 (P1-3), verifica lungo X.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	2200 mm		
t	1650 mm		
b'	740 mm		
d'	1590 mm		
H	4500 mm		
M_{sd}	658 KNm		
N_{sd}	-43 KN		
V_{sd}	253 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$		Quinconce	
$n^\circ_{nastri\ oriz.}$		5	
$n^\circ_{nastri\ vert.}$		6	
pfh		400 mm	
pfv		500 mm	
kv		0,489	
k'		1,6	

k_n		0,223
k_{eff}		0,109
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,8413 Mpa
x	0 mm	444 mm
M_u	0 KNm	650,50 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0,0161 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	287 KN
τ_u	0 Mpa	0,0789 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	280 KN
τ_u	0 Mpa	0,077 Mpa

Tabella 11.4 - Scheda riassuntiva Pilastrone P1-2 (P1-3), verifica lungo Y.

Pilastrone P1-5, P1-8

Il *pilastrone P1-5 (P1-8)* è stato rinforzato con nastri orizzontali per aumentarne la resistenza a taglio e l'effetto confinante della muratura e incrementarne la resistenza; tramite i nastri verticali si è incrementata la resistenza a pressoflessione nel piano.

Data la bassa imposta di volta, i nastri orizzontali sono stati inseriti fino alla quota di *1,85 m*. In *figura 11.18* è riportato il posizionamento dei nastri orizzontali (in blu), in cui sono state prese le dovute precauzioni per il posizionamento dei nastri nel giunto di malta delle lesene.

I nastri verticali sono ancorati all'interno della muratura al piano terra e si estendono fin al piano di copertura, per garantire un miglior confinamento della muratura.

Nella *tavola 14* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali.

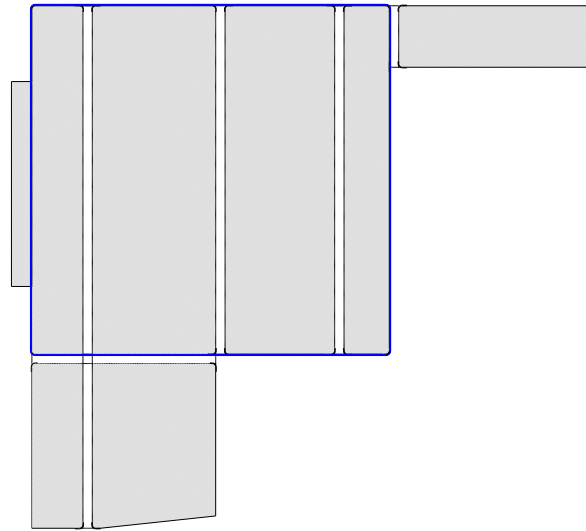


Figura 11.18 - Pilastro P1-5 (P1-8), posizionamento armature orizzontali.

La sezione resistente considerata al fine dei calcoli è quella riportata in *figura 11.19*.

La verifica di resistenza a taglio e a pressoflessione nel piano sono state effettuate lungo la direzione X. Per garantire il raggiungimento della resistenza per il superamento delle verifica è stato necessario inserire 3 nastri verticali ognuno composto dalla sovrapposizione di 5 nastri e per garantire un incremento della resistenza a taglio e un miglior confinamento della muratura sono stati utilizzati nastri orizzontali ad un passo di 50 cm ognuno dei quali formati da 4 nastri sovrapposti.

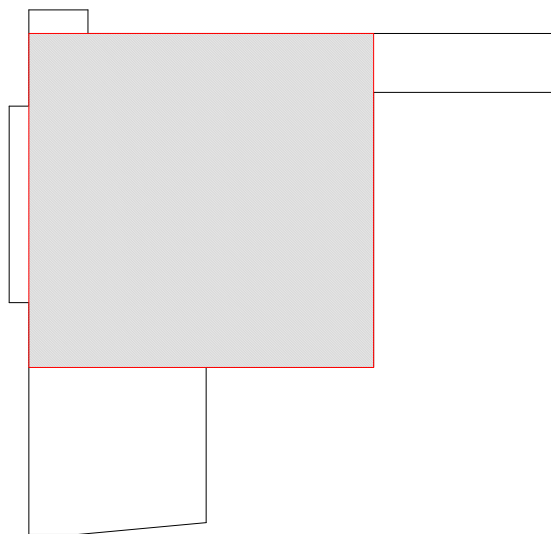


Figura 11.19 - Pilastro P1-5 (P1-8), sezione resistente considerata, al fine del calcolo.

Nella *tabella 11.5* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	1750 mm		
t	1700 mm		
b'	940 mm		
d'	1640 mm		
H	4500 mm		
M_{sd}	300 KNm		
N_{sd}	9,00 KN		
V_{sd}	173 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
n° nastri oriz.			4
n° nastri vert.			5
pfh			500 mm
pfv			500 mm
kv			0,577
k'			1,6
k_n			0,299
k_{eff}			0,173
Pressoflessione nel piano			
f_{md}		0,792 Mpa	0,8539 Mpa
x		8 mm	251 mm
M_u		7,84 KNm	330 KNm
Taglio per scorrimento			
f_{vd}		0,0222 Mpa	0,0223 Mpa
V_t		66 KN	198 KN
τ_u		0,0220 Mpa	0,0664 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale			
b/h		1,5	

f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	46,30 KN	213 KN
τ_u	0,0156 Mpa	0,0717 Mpa

Tabella 11.5 - Scheda riassuntiva Pilastrone P1-5 (P1-8).

Pilastrone P1-6, P1-7

Il *pilastrone P1-6 (P1-7)* è stato rinforzato con nastri orizzontali e nastri verticali per aumentarne la resistenza ultima a taglio e a pressoflessione nel piano.

I nastri orizzontali sono stati inseriti fino alla quota di *1,85 m*, a causa della bassa imposta di volta. In *figura 11.20* è riportato il posizionamento dei nastri orizzontali (in blu), in cui sono state prese le dovute precauzioni per il posizionamento dei nastri nel giunto di malta delle lesene.

I nastri verticali sono ancorati all'interno della muratura al piano terra e si estendono fin al piano di copertura, per garantire un miglior confinamento della muratura.

Nella *tavola 15* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali.

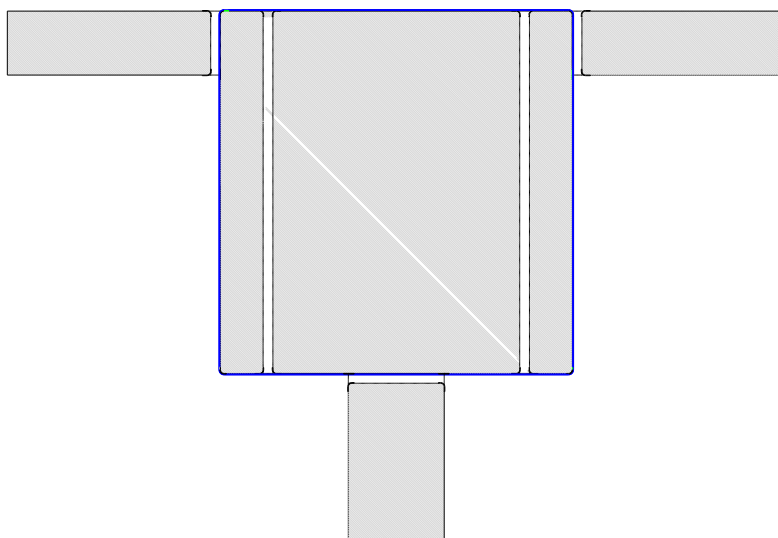


Figura 11.20 - Pilastrone P1-6 (P1-7), posizionamento armature orizzontali.

La sezione resistente considerata al fine dei calcoli è quella riportata in *figura 11.21*.

La verifica di resistenza a taglio e a pressoflessione nel piano sono state effettuate lungo la direzione *X*. Per garantire il raggiungimento della resistenza per il superamento delle verifica è stato necessario inserire 2 nastri verticali composti da 6 nastri l'uno e per migliorare il confinamento e la resistenza a taglio sono stati inseriti dei nastri verticali ad un passo di *50 cm* formati dalla sovrapposizione di 4 nastri.

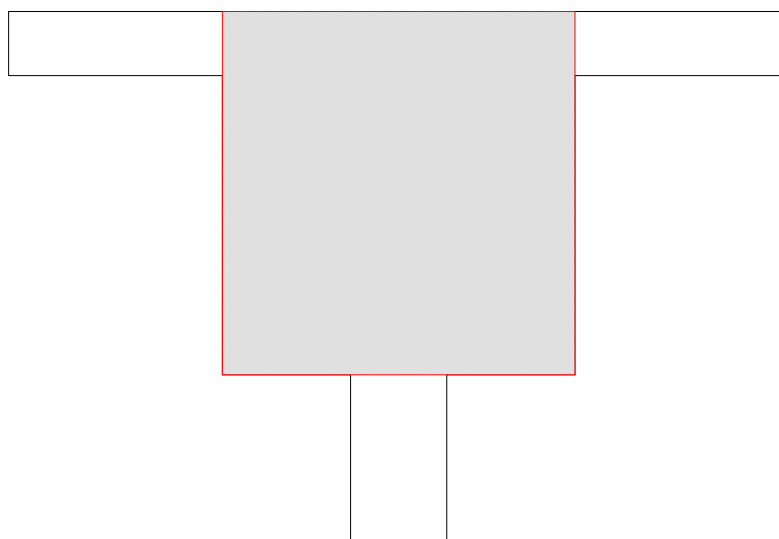


Figura 11.21 - Pilastro P1-6 (P1-7), sezione resistente considerata, al fine del calcolo.

Nella *tabella 11.6* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	1650 mm		
t	1700 mm		
b'	1040 mm		
d'	1640 mm		
H	4500 mm		
M_{sd}	244 KNm		
N_{sd}	10,00 KN		
V_{sd}	172 KN		
Geometria Rinforzo			
<i>Modo</i>		Quinconce	
n° nastri oriz.		4	
n° nastri vert.		6	
pfh		550 mm	
pfv		500 mm	
k_v		0,611	
k'		1,6	

k_n		0,328
k_{eff}		0,2
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,8718 Mpa
x	9 mm	253 mm
M_u	8 KNm	270 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0,0223 Mpa	0,0227 Mpa
V_t	62 KN	174 KN
τ_u	0,0223 Mpa	0,0621 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	44,10 KN	192 KN
τ_u	0,0157 Mpa	0,0686 Mpa

Tabella 11.6 - Scheda riassuntiva Pilastrone P1-6 (P1-7).

Parete P2-SUD

La torre è stata rinforzata mediante CAM su tutti e 4 i lati, con un sistema di nastri orizzontali e verticali in configurazione quinconce.

La parete P2-SUD è stata rinforzata con nastri orizzontali per aumentarne l'effetto confinante e la resistenza a taglio; tramite le fasce verticali si è incrementata la resistenza a pressoflessione nel piano.

Per far fronte agli elevati sforzi di trazione nella parte di aggancio fra torre e sottostruttura, i nastri verticali sono stati ancorati all'interno della muratura del piano primo.

Nelle tavole 16/a e 16/b è riportato il posizionamento dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione X, considerando una sezione resistente di 60 x 530 cm. A garantire il raggiungimento della resistenza ultima di progetto a taglio e a pressoflessione nel piano è stato necessario installare 9 nastri verticali con un passo di circa 45 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 3 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio ad un passo di circa 50 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di

2 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

Nella *tabella 16.7* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo X.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	5300 mm		
t	600 mm		
b'	840 mm		
d'	540 mm		
H	5500 mm		
M_{sd}	560 KNm		
N_{sd}	-460,00 KN		
V_{sd}	201 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
n° nastri oriz.			2
n° nastri vert.			3
pfh			450 mm
pfv			500 mm
kv			0,359
k'			1,6
k_n			0,384
k_{eff}			0,138
Pressoflessione nel piano			
f_{md}		0,792 Mpa	0,8439 Mpa
x		0 mm	517 mm
M_u		0 KNm	742 KNm
Taglio per scorrimento			
f_{vd}		0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t		0 KN	259 KN
τ_u		0 Mpa	0,0813 Mpa

Taglio per fessurazione diagonale

b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
Vt	0 KN	208 KN
τ_u	0 Mpa	0,0653 Mpa

Tabella 16.7 - Scheda riassuntiva Pilastrone P2-Sud.

Parete P2-NORD

Nella parete *P2-NORD* non è stato possibile ancorare i nastri verticali nelle pareti al piano sottostante a causa della geometria dell'edificio.

Nella *tavola 17/a e 17/b* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione *X*, considerando una sezione resistente di $60 \times 530 \text{ cm}$. A garantire il raggiungimento della resistenza ultima di progetto a taglio e a pressoflessione nel piano è stato necessario installare 9 nastri verticali con un passo di circa 45 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapporre di 6 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio ad un passo di circa 50 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 4 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

Nella parete è presente una piccola apertura per poter accedere all'interno della torre. Per rendere simmetrica la struttura della torre l'apertura è stata spostata da un estremo alla mezzera della parete.

A causa dell'apertura non si può considerare la parete tutta reagente, di conseguenza è stata suddivisa in due maschi ed una fascia. Le dimensioni dei maschi si estendono dallo spigolo alla porta e misurano $60 \times 225 \text{ cm}$. Anche le sollecitazioni sono state dimezzate ipotizzando che si distribuiscano in maniera uguale lungo i due maschi.

Nella *tabella 11.8* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo *X*.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	2250 mm		
t	600 mm		

b'	840 mm	
d'	540 mm	
H	5500 mm	
M_{sd}	265 KNm	
N_{sd}	-220 KN	
V_{sd}	105 KN	
Geometria Rinforzo		
<i>Modo</i>	Quinconce	
n° nastri oriz.	4	
n° nastri vert.	6	
pfh	450 mm	
pfv	500 mm	
kv	0,359	
k'	1,6	
k_n	0,384	
k_{eff}	0,138	
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,8961 Mpa
x	0 mm	560 mm
M_u	0 KNm	356 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	200 KN
τ_u	0 Mpa	0,1483 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	178 KN
τ_u	0 Mpa	0,1321 Mpa

Tabella 11.8 - Scheda riassuntiva Pilastrone P2-Nord

Parete P2-EST, P2-OVEST

Le pareti *P2-EST* e *P2-OVEST* risultano simmetriche, di conseguenza verrà riportato un solo calcolo valido per entrambe. Le pareti sono state rinforzate con nastri orizzontali e verticali.

Nella parete in esame i nastri verticali sono stati ancorati alle pareti sottostanti per garantire un miglior collegamento fra la torre e la sottostruttura

Nella *tavola 18* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione *Y*, considerando una sezione resistente di *60 x 210 cm*. Affinché i momenti e i tagli resistenti siano maggiori di quelli sollecitanti è stato necessario installare 4 nastri verticali con un passo di circa *45 cm* ognuno dei quali formato dalla sovrapporre di 6 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio ad un passo di circa *50 cm* ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 4 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

Nella *tabella 11.9* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo *Y*.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
<i>L</i>	2100 mm		
<i>t</i>	600 mm		
<i>b'</i>	820 mm		
<i>d'</i>	540 mm		
<i>H</i>	5500 mm		
<i>M_{sd}</i>	262 KNm		
<i>N_{sd}</i>	-119 KN		
<i>V_{sd}</i>	170 KN		
Geometria Rinforzo			
<i>Modo</i>			Quinconce
<i>n° nastri oriz.</i>			4
<i>n° nastri vert.</i>			6
<i>pfh</i>			440 mm
<i>pfv</i>			500 mm

k_v		0,359
k'		1,6
k_n		0,391
k_{eff}		0,141
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,9000 Mpa
x	0 mm	573 mm
M_u	0 KNm	360 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	192 KN
τ_u	0 Mpa	0,1524 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	171 KN
τ_u	0 Mpa	0,1358 Mpa

Tabella11.9 - Scheda riassuntiva Pilastrone P2-Est ed Ovest.

Parete P3-SUD

La parete *P3-SUD* è collocata al terzo piano della torre. La parete presenta un'apertura all'interno della quale è collocato l'orologio.

Nella parete in esame i nastri verticali sono stati ancorati alle pareti sottostanti per garantire un miglior collegamento fra la torre e la sottostruttura

Nelle *tavole 16/a e 16/b* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione *Y*, considerando una sezione resistente di $25 \times 530 \text{ cm}$. Affinché i momenti e i tagli resistenti siano maggiori di quelli sollecitanti è stato necessario installare 4 nastri verticali con un passo di circa 70 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapporre di 3 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio ad un passo di circa 50 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 3 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri

orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

A causa dell'apertura presente nella parete non è possibile considerare la parete interamente reagente, di conseguenza è stata suddivisa in due maschi e una fascia. Le dimensioni dei maschi sono $25 \times 175 \text{ cm}$. Anche le sollecitazioni sono state dimezzate ipotizzando che si distribuiscano in maniera uguale lungo i due maschi.

Nella *tabella 11.10* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo X.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	1750 mm		
t	250 mm		
b'	1340 mm		
d'	190 mm		
H	3500 mm		
M_{sd}	26 KNm		
N_{sd}	-45 KN		
V_{sd}	50 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
n° nastri oriz.			3
n° nastri vert.			3
pfh			700 mm
pfv			500 mm
k_v			0,001
k'			1,6
k_n			0
k_{eff}			0
Pressoflessione nel piano			
f_{md}		0,792 Mpa	0,7917 Mpa
x		0 mm	516 mm
M_u		0 KNm	99 KNm

Taglio per scorrimento

f_{vd}	0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	118 KN
τ_u	0 Mpa	0,2699 Mpa

Taglio per fessurazione diagonale

b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	111 KN
τ_u	0 Mpa	0,2528 Mpa

Tabella 11.10 - Scheda riassuntiva Pilastrone P3-Sud.

Parete P3-NORD

Nelle tavole 17/a e 17/b è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione X, considerando una sezione resistente di 25 x 530 cm. A garantire il raggiungimento della resistenza ultima di progetto a taglio e a pressoflessione nel piano è stato necessario installare 7 nastri verticali con un passo di circa 45 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapporre di 2 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura, sono stati installati nastri orizzontali in acciaio alla base e in sommità, a causa della presenza di una volta a stella con una bassa imposta di volta, ognuno dei quali formato dalla sovrapposizione di 4 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

Nella tabella 11.11 sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo X.

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	5300 mm		
t	250 mm		
b'	1340 mm		
d'	190 mm		
H	3500 mm		
M_{sd}	67 KNm		

N_{sd}	-87 KN	
V_{sd}	116 KN	
Geometria Rinforzo		
<i>Modo</i>	Quinconce	
n° nastri orizz.	4	
n° nastri vert.	2	
pfh	700 mm	
pfv	1500 mm	
kv	0	
k'	1,6	
k_n	0	
k_{eff}	0	
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,7917 Mpa
x	0 mm	1083 mm
M_u	0 KNm	550 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	164 KN
τ_u	0 Mpa	0,1241 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	143 KN
τ_u	0 Mpa	0,1076 Mpa

Tabella 11.11 - Scheda riassuntiva Pilastrone P3-Nord.

Parete P3-EST, P3-OVEST

La parete P3-EST e P3-OVEST sono collocate al terzo piano della torre. Le parete presenta un'apertura all'interno di 50 x 70 cm.

Nella parete in esame i nastri verticali sono stati ancorati alle pareti sottostanti per garantire un maggior irrigidimento della struttura.

Nella *tavola 18* è riportata la distinta dei nastri verticali ed orizzontali con cui si è rinforzata la parete.

La verifica di resistenza a pressoflessione nel piano e a taglio sono state effettuate lungo la direzione Y , considerando una sezione resistente di $25 \times 255 \text{ cm}$. Affinché i momenti e i tagli resistenti siano maggiori di quelli sollecitanti è stato necessario installare 4 nastri verticali con un passo di circa 50 cm ognuno dei quali formato dalla sovrapporre di 2 nastri e per garantire un buon confinamento della muratura sono stati installati nastri orizzontali in acciaio alla base ed in sommità a causa della presenza di una volta a stella con bassa imposta di volta, formati dalla sovrapposizione di 6 nastri d'acciaio. Gli stessi nastri orizzontali sono stati utilizzati per cucire i nodi d'intersezione delle pareti, per aumentarne l'effetto scatolare.

A causa dell'apertura presente nella parete non è possibile considerare la parete interamente reagente, di conseguenza è stata suddivisa in due maschi e una fascia. Le dimensioni dei maschi sono $25 \times 110 \text{ cm}$. Anche le sollecitazioni sono state dimezzate ipotizzando che si distribuiscano in maniera uguale lungo i due maschi.

Nella *tabella 11.12* sono riassunti i dati sulle sollecitazioni di calcolo della muratura, i momenti e i tagli resistenti con e senza sistema CAM, il passo ed il numero di nastri verticali ed orizzontali utilizzati, per le verifiche lungo Y .

	Dati	Resistenza	
		Muratura	CAM
L	1100 mm		
t	250 mm		
b'	640 mm		
d'	190 mm		
H	3500 mm		
M_{sd}	41 KNm		
N_{sd}	6 KN		
V_{sd}	60 KN		
Geometria Rinforzo			
$Modo$			Quinconce
n° nastri oriz.			6
n° nastri vert.			2
pfh			350 mm
pfv			1100 mm
k_v			0
k'			1,6

k_n		0.151
k_{eff}		0
Pressoflessione nel piano		
f_{md}	0,792 Mpa	0,7917 Mpa
x	0 mm	447 mm
M_u	0 KNm	56 KNm
Taglio per scorrimento		
f_{vd}	0 Mpa	0,0208 Mpa
V_t	0 KN	73 KN
τ_u	0,0034 Mpa	0,2663 Mpa
Taglio per fessurazione diagonale		
b/h	1,5	
f_{td}	0,022 Mpa	0,022 Mpa
V_t	0 KN	68 KN
τ_u	0 Mpa	0,2477 Mpa

Tabella 11.12 - Scheda riassuntiva Pilastrone P3-Est ed Ovest.

11.3.2 - Verifica Pushover

Dopo aver dimensionato gli interventi in funzione delle sollecitazioni ricavate dall'analisi modale, sono stati implementati nel modello realizzato tramite il software *3MURI*, i rinforzi CAM.

Il software non permette di inserire una pretensione ai rinforzi, quindi l'analisi Pushover è stata compiuta inserendo dei rinforzi in acciaio senza pretensione.

Nei maschi murari interessati dagli interventi sono stati applicati dei rinforzi in acciaio con le medesime caratteristiche meccaniche dell'acciaio utilizzato per il sistema CAM. I rinforzi inseriti hanno la stessa area e passo di quelli progettati.

I parametri meccanici dei materiali e la geometria della struttura sono rimasti invariati, come i carichi.

Dalla *figura 11.22* è possibile notare come tutte le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita risultano soddisfatte ampiamente. Solo 6 verifiche allo stato limite di danno e di operatività risultano non soddisfatte (5, 6, 17, 18, 19 e 20). È da notare che nell'analisi svolta non si è tenuto conto della pretensione dei nastri in acciaio.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ⁺ SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa ε
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	3,64	6,13	2,347	1,27	6,07	0,93	6,07	1,278	3,65
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	3,98	5,83	2,910	1,39	1,93	1,02	1,93	1,031	1,38
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	3,93	6,37	2,001	1,37	6,37	1,01	6,37	1,499	4,28
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	4,42	5,93	2,385	1,55	5,46	1,13	5,46	1,258	3,53
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	1,84	3,82	1,641	0,64	0,47	0,47	0,16	1,828	0,72
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	2,26	5,89	1,670	0,79	0,36	0,58	0,12	1,797	0,46
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	1,52	2,75	1,741	0,53	1,75	0,39	1,75	1,723	3,29
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	1,76	3,43	1,893	0,62	1,58	0,45	1,12	1,584	2,56
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	47,43	3,64	6,40	2,369	1,27	6,29	0,93	6,29	1,266	3,62
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-47,43	3,55	5,96	2,404	1,24	5,85	0,91	5,85	1,248	3,56
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	47,43	4,06	6,01	2,859	1,42	2,12	1,04	2,12	1,049	1,48
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-47,43	3,94	5,62	2,926	1,38	4,97	1,01	4,97	1,025	2,93
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	47,43	3,98	6,57	2,016	1,39	3,24	1,02	3,24	1,488	2,33
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-47,43	3,93	6,12	1,990	1,37	6,00	1,01	6,00	1,507	4,30
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	47,43	4,44	6,14	2,378	1,55	5,66	1,14	5,66	1,262	3,60
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-47,43	4,41	5,76	2,365	1,54	4,50	1,13	4,50	1,268	2,92
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	74,45	1,90	4,47	1,676	0,66	0,45	0,49	0,16	1,789	0,67
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-74,45	1,84	3,12	1,692	0,64	0,48	0,47	0,17	1,698	0,74
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	74,45	2,25	5,48	1,787	0,79	0,35	0,58	0,11	1,679	0,44
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-74,45	2,27	5,20	1,700	0,79	0,38	0,58	0,12	1,765	0,47
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	74,45	1,49	2,41	1,855	0,52	1,50	0,38	1,50	1,618	2,88
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-74,45	1,58	2,79	1,786	0,55	2,16	0,40	2,16	1,680	3,91
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	74,45	1,73	3,60	2,043	0,60	1,64	0,44	1,03	1,468	2,71
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-74,45	1,82	2,99	1,818	0,64	2,08	0,47	1,51	1,642	3,25

Legenda colori

<input checked="" type="checkbox"/> Verificato	<input checked="" type="checkbox"/> Non verificato	<input type="checkbox"/> Non converge a p.p.	<input type="checkbox"/> Analisi più gravosa
--	--	--	--

Piano-Soil

Figura 11.22 - Risultati analisi Pushover.

Dalla figura 11.23 è possibile identificare l’analisi più gravosa lungo la direzione X, la numero 12 (distribuzione di forze proporzionale al 1° modo ed eccentricità negativa, in direzione +X), in cui è possibile notare le tipologie di rotture dei maschi murari e delle fasce.

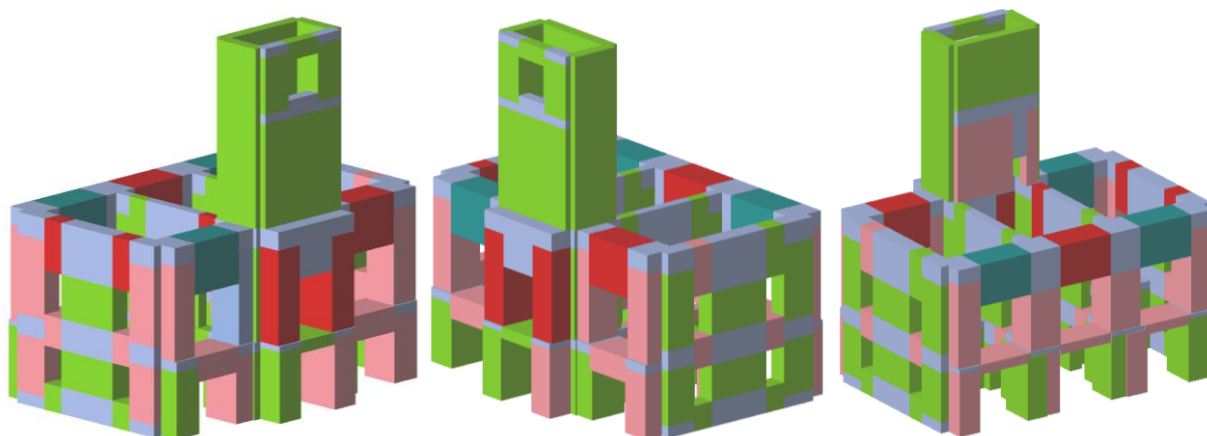


Figura 11.23 - Danneggiamento maschi e fasce murarie, ultimo passo direzione X.

Si può notare la rottura per pressoflessione del pilastro che sorregge la torre, alla sommità del quale è collocato il nodo di controllo, causa dell’interruzione dell’analisi pushover.

Dall’analisi degli step di carico è stato possibile notare una distribuzione pressoché uniforme delle rotture negli elementi ed un danneggiamento nullo per la torre, grazie alla tipologia di rinforzi adottati. Il danneggiamento maggiore avviene nelle fasce del primo piano, poiché esse risultano non rinforzate data la difficoltà di intervenire su di esse. Nonostante la mancanza di rinforzi nelle fasce e di un adeguato collegamento con i maschi murari il comportamento globale della struttura

risulta essere buono grazie alla maggior duttilità e resistenza conferitagli dai nastri in acciaio ai maschi.

Nella curva di capacità in *figura 11.24*, si può notare l'andamento abbastanza regolare fino al raggiungimento del picco in prossimità dello spostamento *1,86 cm*, in cui si ha la rottura della fascia in campo plastico della parete P1, a seguito della quale si ha una diminuzione di rigidezza della struttura, gli step di carico proseguono regolari fino alla condizione ultima intesa come condizione in cui il taglio complessivo è sceso sotto l'80% del valore massimo raggiunto.

I salti che si possono notare nella curva di capacità sono riconducibili al venir meno di alcuni pannelli, i quali subiscono la rottura durante la crescita monotona dello spostamento orizzontale.

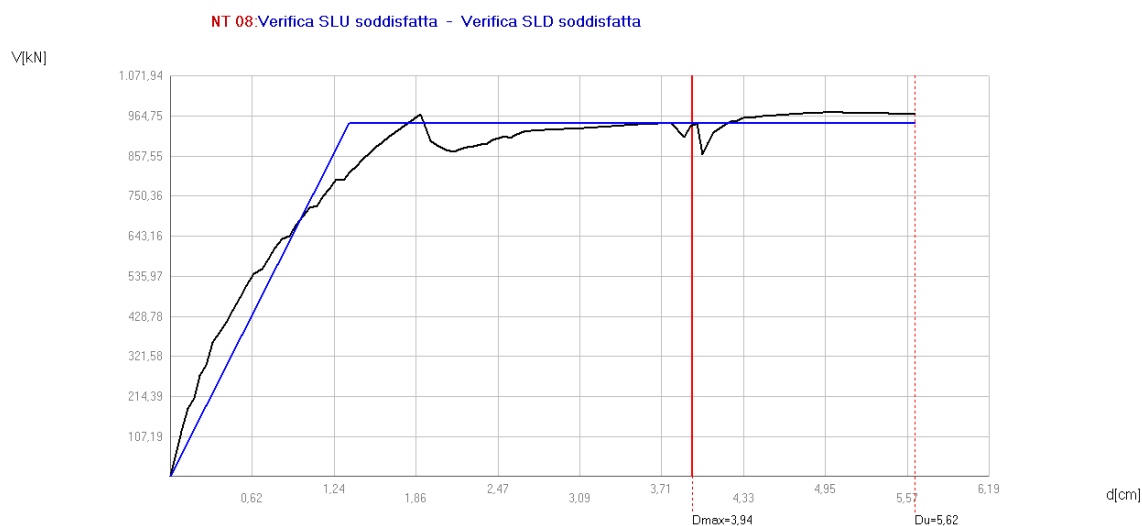


Figura 11.24 - Curva di capacità, analisi 12 lungo X.

Come si può notare la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita risulta verificata poiché lo spostamento richiesto D_{MAX} è minore dello spostamento offerto dalla struttura D_U , *figura 11.25*. Allo stato limite di danno SLD e di operatività SLO la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche	
NT 08 - Verifica SLV	
Dmax	3,94 [cm] ≤ Du 5,62 [cm]
q *	2,93 ≤ 3
La verifica è soddisfatta	
NT 08 - Verifica SLD	
Dmax	1,38 [cm] ≤ Dd 4,97 [cm]
La verifica è soddisfatta	
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco	
NT 08 - Verifica SLO	
Dmax	1,01 [cm] ≤ Do 4,97 [cm]
La verifica è soddisfatta	

Figura 11.25 - Verifiche in termini di spostamenti globali

Nella *figura 11.26* è riportata l’analisi di vulnerabilità sismica effettuata dal software *3Muri*, all’interno della quale è possibile identificare l’*indice di vulnerabilità sismica*, α_{PGA} , definito come rapporto tra l’accelerazione di capacità limite PGA_C e l’accelerazione di domanda spettrale PGA_D , pari a 1,025 per lo SLU, 2,932 per lo SLD e 3,998 per lo SLO.

- Vulnerabilità Sismica										
					TR _C				TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1022	949	1,077	1,89	1,94	2,48	0,29	1,028	1,94	1,025
SLD	1022	101	10,119	0,65	1,94	2,48	0,29	2,997	1,90	2,932
SLO	1022	60	17,033	0,48	1,94	2,48	0,29	4,055	1,92	3,998

Figura 11.26 - Vulnerabilità sismica dell’edificio in direzione X.

Dall’analisi pushover risulta che al passo di carico 44 di 114 totali le fasce E66 ed E63 appartenenti alle pareti P1 e P3 presentano un meccanismo di rottura in fase elastica, rappresentando gli elementi più fragili in direzione X, *figura 11.27*.

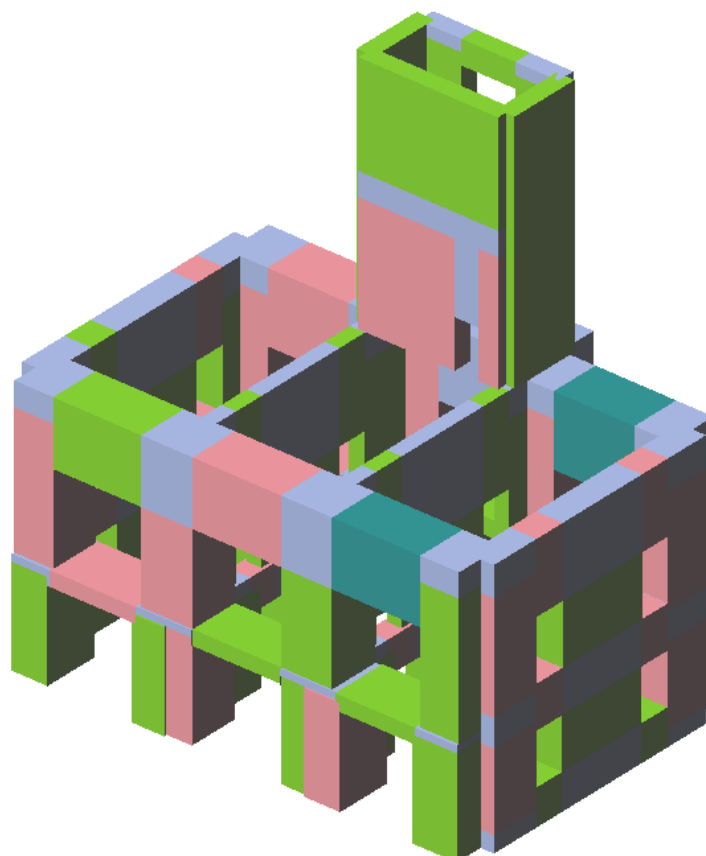


Figura 11.27 - Analisi 12, passo di carico 44 di 114, primo collasso.

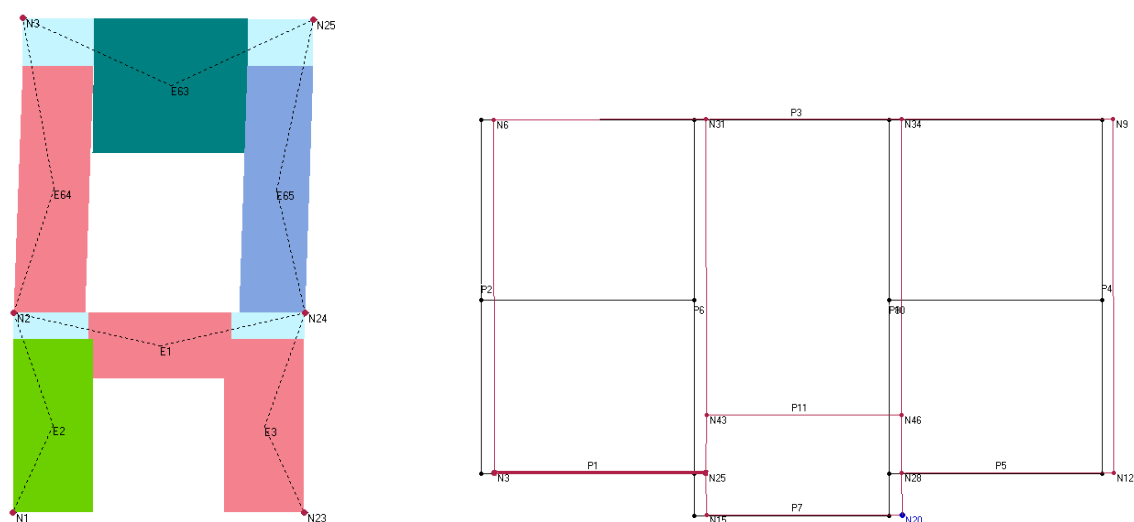


Figura 11.28 - Parete P1, analisi 12, passo di carico 114 di 114.

Nella figura 11.28 è riportato il passo 114 di 114, inerente la parete P1, nella quale la rottura è localizzata nella fascia E63 in campo elastico e nel maschio E65 per trazione, per raggiungimento della resistenza a trazione dei nastri di acciaio.

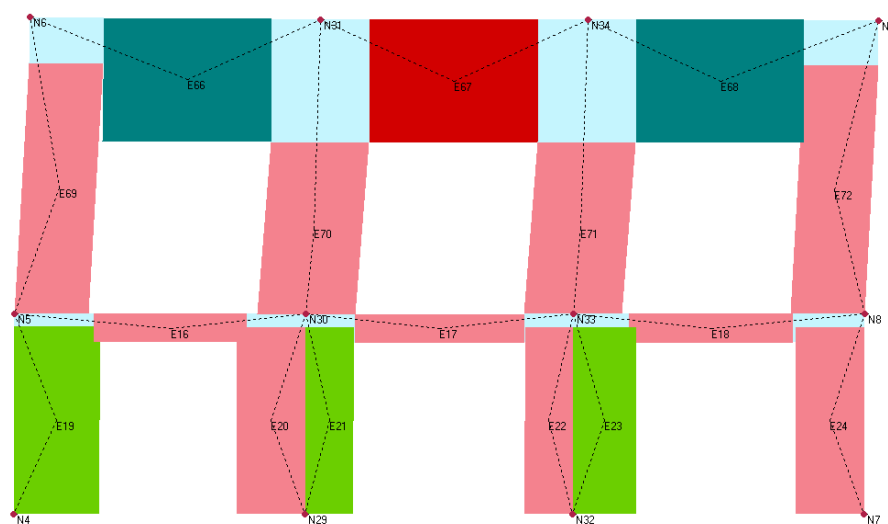


Figura 11.29 - Parete P3, analisi 12, passo di carico 114 di 114.

Nella figura 11.29 è riportato il passo 114 di 114, inerente la parete P3 per la quale la crisi è localizzata nelle fasce E66 ed E68, con una rottura in campo elastico, nella fascia E67 la rottura avviene per pressoflessione nel piano in campo plastico. I maschi essendo rinforzati mediante nastri verticali in acciaio non subiscono rotture ma entrano in campo plastico per una sollecitazione di pressoflessione.

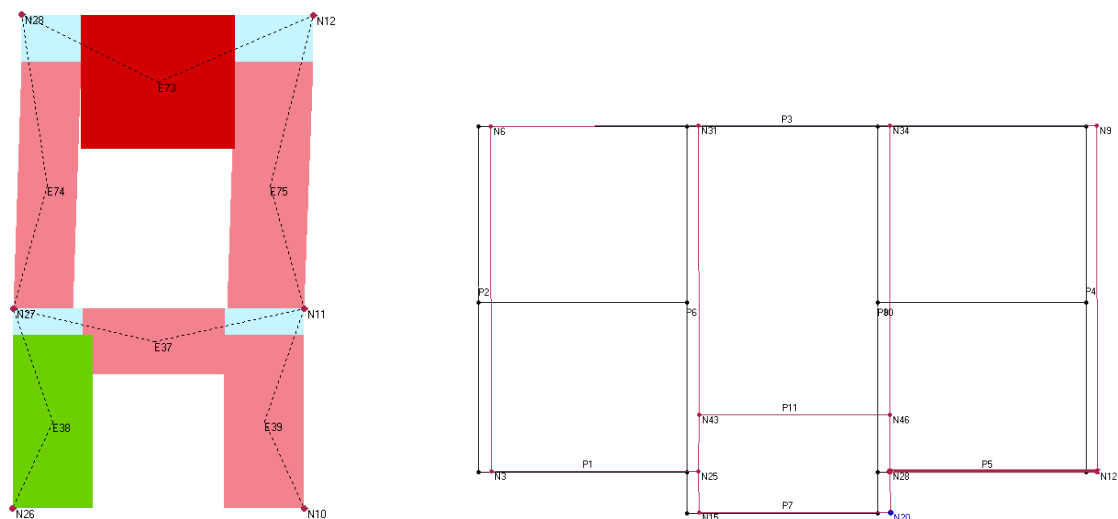


Figura 11.30 - Parete P5, analisi 12, passo di carico 114 di 114.

Nella figura 11.30 è riportato il passo 114 di 114, inerente la parete P5, nella quale la rottura è localizzata nella fascia E73 per pressoflessione nel piano in campo plastico, poiché non risulta rinforzata. Mentre i maschi non subiscono rotture, entrando in campo plastico per pressoflessione.

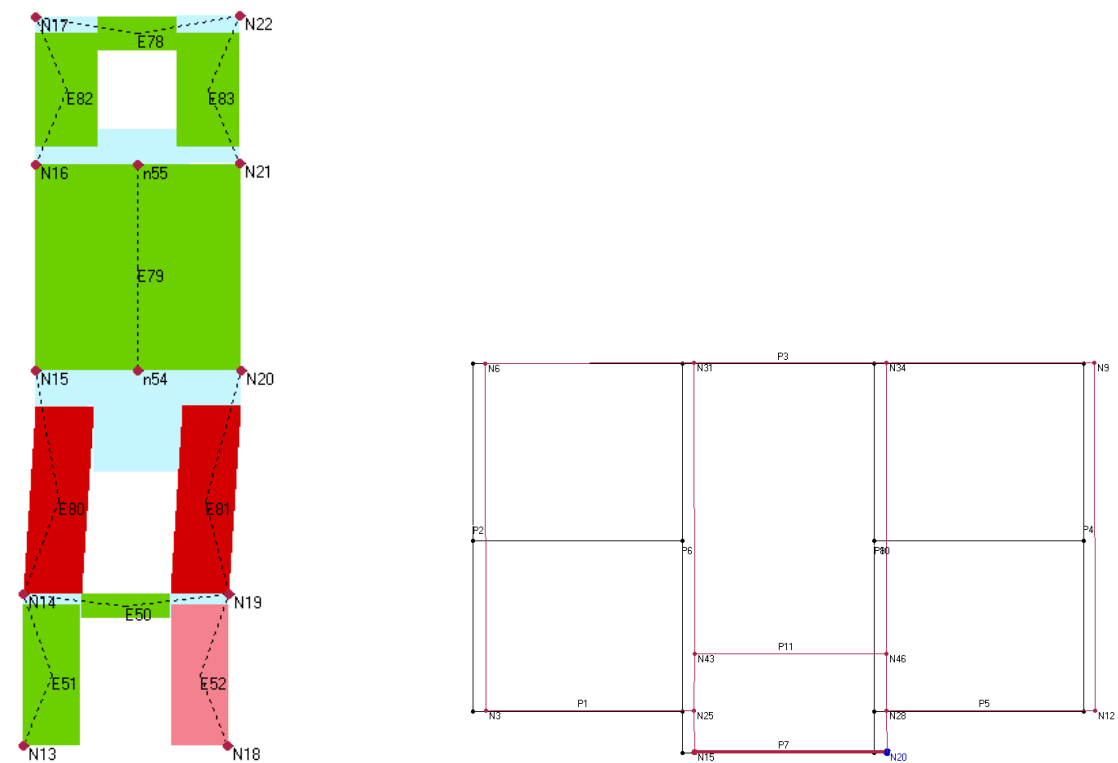


Figura 11.31 - Parete P7, analisi 12, passo di carico 114 di 114.

Nella figura 11.31 è riportato il passo 114 di 114, inerente la parete P7, per la quale la crisi avviene contemporaneamente nel maschio E80 ed E81 per pressoflessione nel piano in campo

plastico. La torre essendo stata rinforzata mediante nastri verticali ed orizzontali, non subisce alcun danno restando integra. I danni si localizzano nei pilastri al primo piano che sorreggono la torre, con uno spostamento nella curva di capacità molto al di là dallo spostamento massimo richiesto dalla norma.

Lungo la direzione Y l'analisi più gravosa risulta essere la numero 23, con una distribuzione delle forze orizzontali proporzionale al 1° modo di vibrare, eccentricità positiva e direzione -Y.

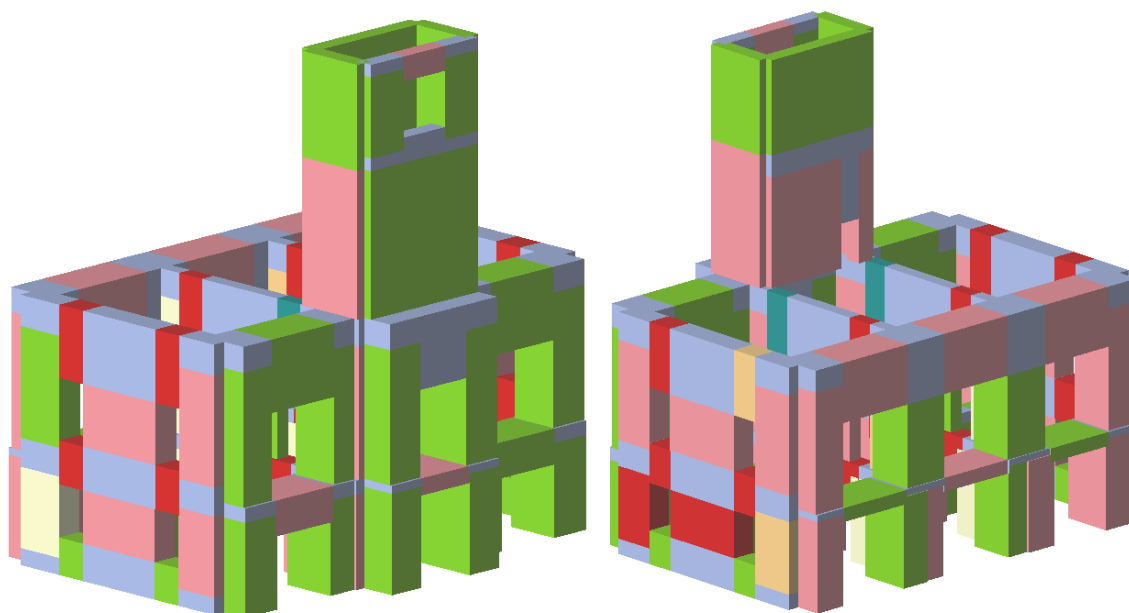


Figura 11.32 - Tipi di rotture negli elementi murari relative all'ultimo step di carico.

Dalla *figura 11.32* si può notare come tutte le rotture interessano i maschi e le fasce della sottostruttura. Infatti avendo rinforzato la torre (punto debole della struttura in direzione Y) i danneggiamenti si distribuiscono in maniera uniforme su tutte le pareti sottostanti. Le rotture avvengono in un primo momento nelle fasce e successivamente nei maschi murari. Le pareti orientate lungo la direzione Y, risultano non rinforzate, poiché il comportamento della sottostruttura in tale direzione risultava buona e la zona critica era concentrata nelle pareti delle torre. Risolti i problemi di resistenza della torre, le rotture si sono localizzate nella sottostruttura, che risulta sufficientemente resistente per superare la verifica lungo tale direzione.

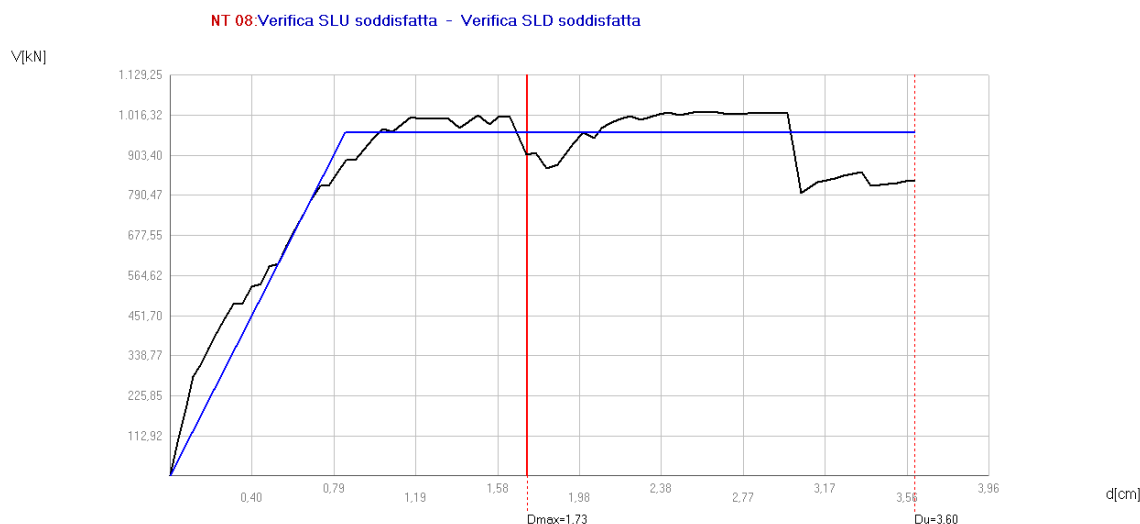


Figura 11.33 - Curva di capacità per l'analisi 23 lungo Y.

Dalla curva di capacità di *figura 11.33* è possibile notare come la domanda di spostamento massimo D_{MAX} (1,73 cm) è minore dello spostamento offerto dalla struttura D_U (3,60 cm), risultando quindi soddisfatta allo stato limite ultimo. Anche allo stato limite di esercizio la verifica risulta soddisfatta D_{MAX} (0,60 cm) < D_U (1,64 cm).

Nella *figura 11.34* sono riportati i valori relativi alla valutazione della vulnerabilità sismica con l'indice di vulnerabilità sismica, α_{PGA} , definito come rapporto tra l'accelerazione di capacità limite PGA_C e l'accelerazione di domanda spettrale PGA_D , pari a 1,468 per lo SLU, 2,717 per lo SLD e 2,316 per lo SLO.

- Vulnerabilità Sismica

				TR _C					TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	949	> 2,608	1,89	2,63	2,44	0,32	1,392	2,78	1,468
SLD	843	101	8,347	0,65	1,80	2,48	0,29	2,781	1,76	2,717
SLO	269	60	4,483	0,48	1,09	2,50	0,30	2,271	1,11	2,316

Figura 11.34 - Vulnerabilità sismica dell'edificio in direzione Y.

Dall'analisi pushover risulta che al passo di carico 30 di 81 totali le fasce E42 ed E55 appartenente alle pareti P6 e P8, presenta un meccanismo di rottura fragile in campo elastico. Questi ultimi rappresentano gli elemento più fragili in direzione Y, *figura 11.35*.

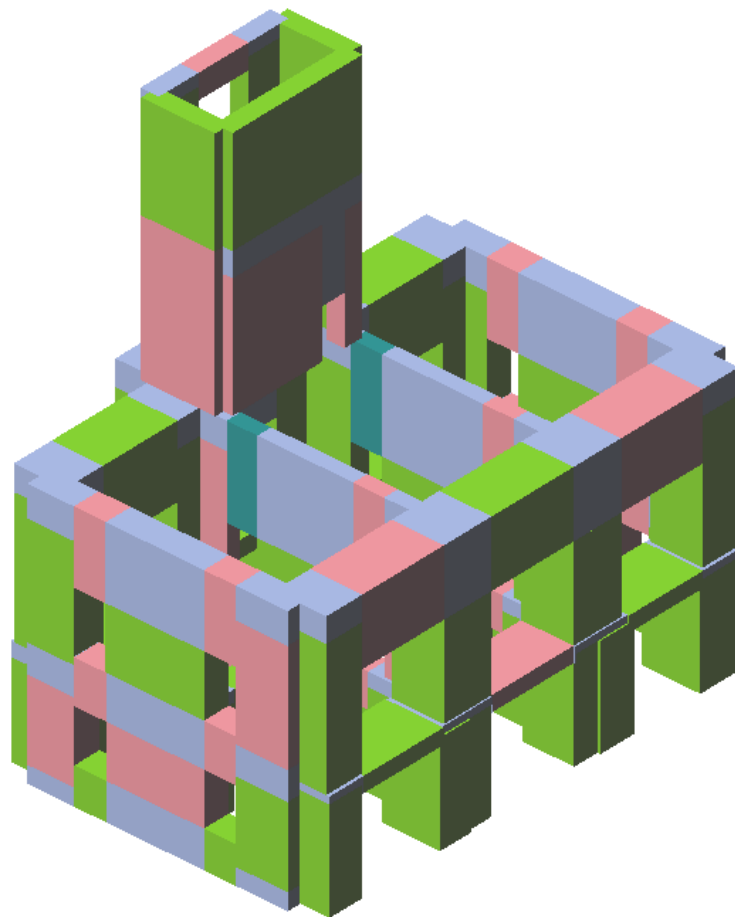


Figura 11.35 - Analisi 23, passo di carico 30 di 81, primo collasso.

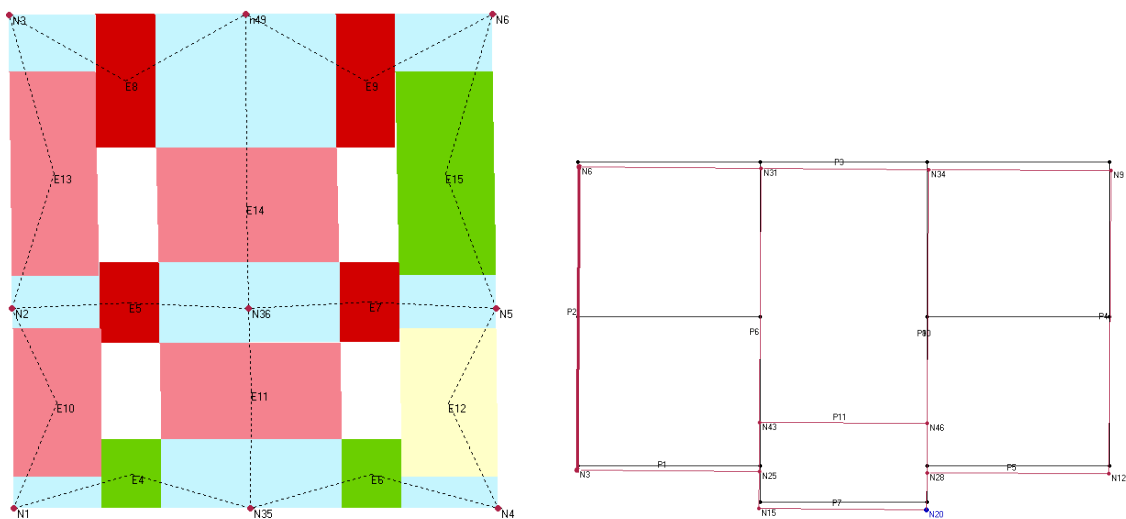


Figura 11.36 - Parete P2, analisi 23, passo di carico 81 di 81.

Per la parete P2 in esame (figura 11.36) è riportato il passo 81 di 81, per la quale la crisi avviene nelle fasce E5, E7, E8 ed E9 per pressoflessione nel piano in campo plastico.

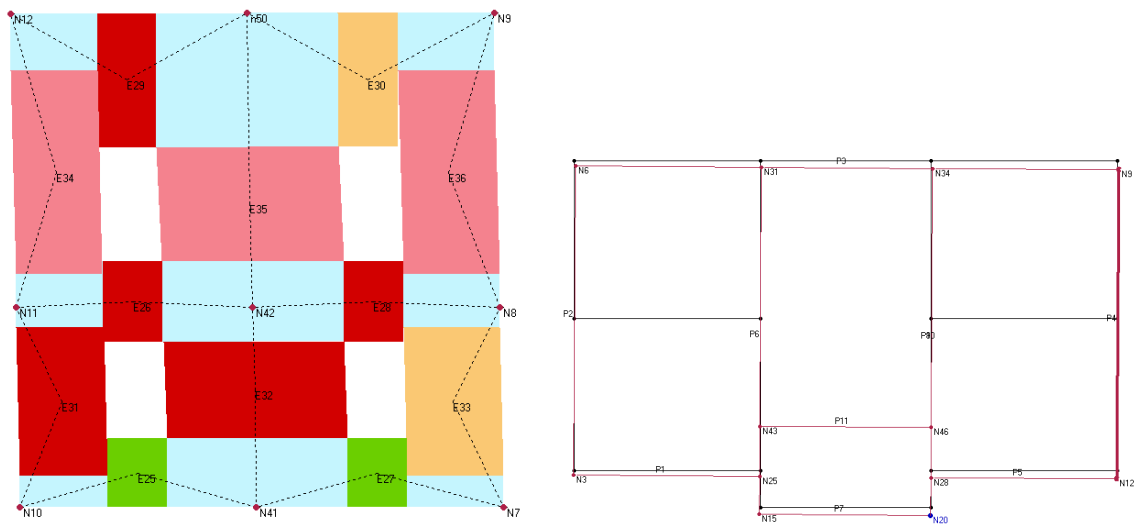


Figura 11.37 - Parete P4, analisi 23, passo di carico 81 di 81.

Per la parete P4 di figura 11.37, è riportato il passo 81 di 81, per il quale le rotture avvengono nelle fasce E23, E28 ed E29 per pressoflessione nel piano in campo plastico, nella fascia E30 per taglio, nei maschi E31 ed E32 per pressoflessione nel piano in campo plastico e nel maschio E33 per taglio.

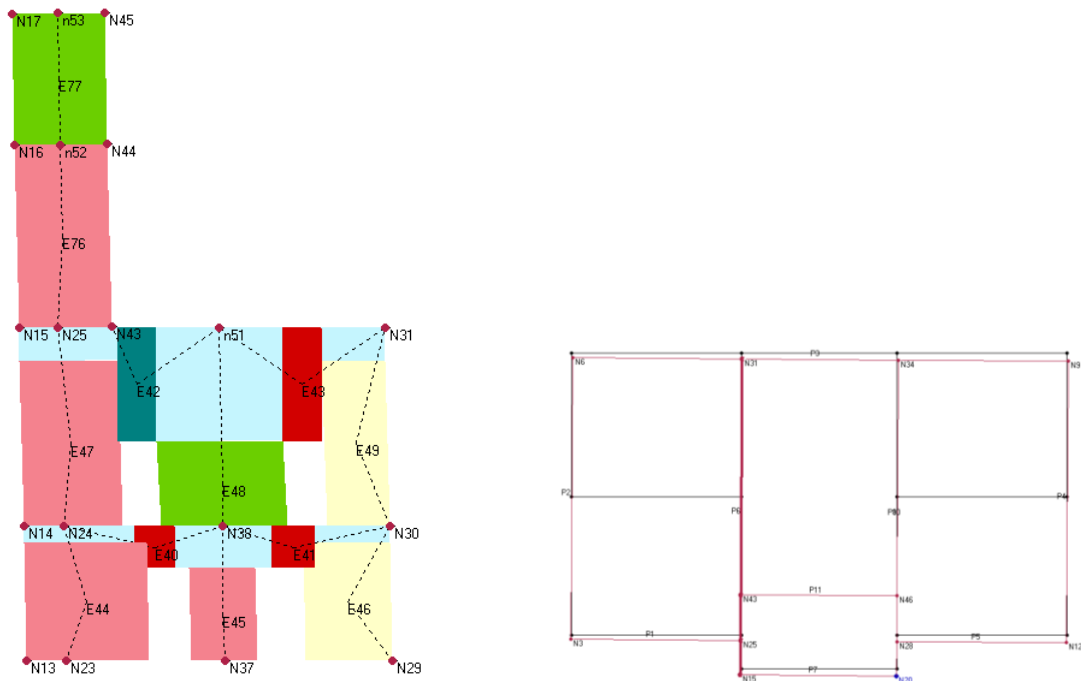


Figura 11.38 - Parete P6, analisi 23, passo di carico 81 di 81.

Nella parete P6 di figura 11.38, è possibile vedere le rotture che si verificano nelle fasce E40, E41 ed E43 per pressoflessione nel piano in campo plastico, mentre nella fascia E42 in campo elastico. Le pareti della torre non subiscono alcuna rottura grazie agli interventi effettuati. I danni si distribuiscono nella sottostruttura.

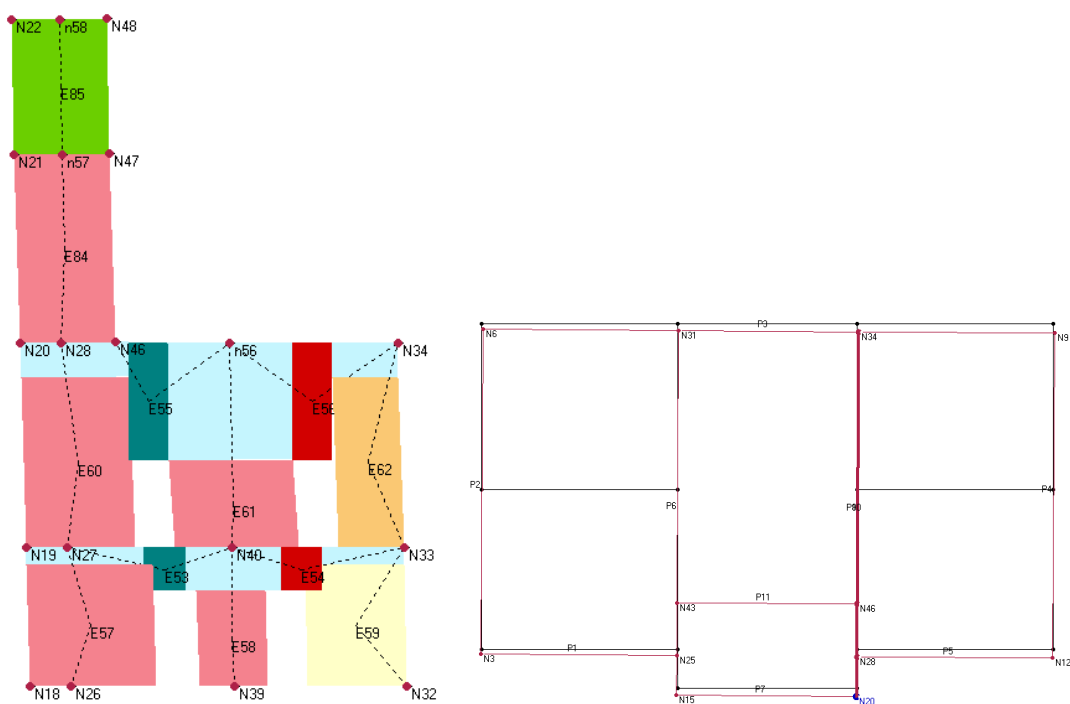


Figura 11.39 - Parete P8, analisi 23, passo di carico 81 di 81.

Analoga situazione per la parete P8 di *figura 11.39*, in cui la torre non subisce rotture ma le fasce E55 ed E53 subiscono una rottura in campo elastico, mentre le Fasce E54 ed E56 una rottura per pressoflessione nel piano in campo plastico. A causa del maggior drift di piano anche il maschio E62 subisce una rottura per taglio.

Dalle analisi svolte si può notare come le rotture interessano maggiormente le fasce, per le quali non è stato possibile intervenire a causa delle caratteristiche geometriche delle volte. La torre non subisce rotture grazie all'incremento di resistenza e duttilità offerto dai nastri verticali e orizzontali. I danni si concentrano nella sottostruttura in maniera distribuita nelle fasce e in alcuni maschi.

Nelle verifiche, si può notare come l'intervento risulti efficace, nonostante nella verifica pushover non sia stato considerato il pretensionamento dei nastri in acciaio. La struttura possiede una buona risposta sismica grazie agli interventi di rinforzo sui maschi, risultando non verificate solo 6 verifiche su 24 allo stato limite di danno e di operatività.

Tenendo in considerazione la tipologia strutturale, il periodo di realizzazione e la necessità di intervenire con tecniche non invasive e reversibili, l'intervento è efficace poiché si è ottenuto un aumento considerevole della resistenza strutturale.

Conclusioni

Sull'edificio si è intervenuti mediante rinforzi lungo i maschi murari del primo piano e le pareti della torre, costituiti da nastri in acciaio ad alta resistenza orientati in maniera verticale ed orizzontale, per incrementare rispettivamente la resistenza a pressoflessione nel piano e la resistenza a taglio nonché un confinamento della muratura che incrementa la deformazione ultima della parete.

Il sistema utilizzato è il CAM, reversibile e a basso impatto estetico sull'edificio, poiché i nastri dello spessore di 1 mm (nel caso sia necessario incrementare la resistenza possono essere sovrapposti più nastri, come fatto nel caso di studio) possono essere intonacati rendendoli invisibili. In più i nastri fungono da diatoni attraversando la muratura, per incrementare e migliorare la resistenza e la distribuzione delle tensioni al suo interno nelle perforazioni è inserita una malta a bassa densità che andrà a consolidare il volume circostante i fori.

Nelle analisi effettuate dopo l'intervento di rinforzo, la struttura non risulta verificata per tutti gli stati limite; le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita risultano tutte soddisfatte, allo stato limite di danno e di operatività 6 verifiche non risultano soddisfatte. Questo è da imputare a due cause, la prima è il non aver considerato nell'analisi pushover il pretensionamento dei nastri in acciaio, a causa dei limiti del software, il quale non permette di inserire un pretensionamento ai nastri d'acciaio, la seconda causa è da attribuire al non aver potuto applicare i rinforzi alle fasce del primo piano a causa della geometria delle volte a stella, che presentano un'altezza d'imposta di $1,50\text{ m}$.

Nonostante non si sia riusciti a raggiungere l'adeguamento sismico dell'edificio, l'intervento può essere ritenuto un successo considerando gli anni di vita dell'edificio, circa 180 anni e la necessità di conservare i decori presenti in facciata. Infatti la presenza di lesene e cornicioni in tufo non hanno permesso un grado di invasività maggiore di quella progettata. Nel posizionare i nastri si è cercato di ridurre al minimo gli interventi irreversibili, cercando di posizionare i nastri di acciaio lungo i giunti di malta.

Gli interventi di adeguamento sismico su edifici storici in muratura, sono difficilmente raggiungibili a causa della necessità di conservare l'opera nello stato originario, mediante interventi reversibili e poco invasivi.

Nonostante si siano fatti passi da gigante nell'ambito della ricerca di nuovi materiali e tecnologie per rinforzare e conservare gli edifici storici, si ha la necessità di proseguire questo percorso per trovare tecniche d'intervento non invasive che garantiscano un miglior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, sistemi che si integrino perfettamente con l'esistente e che non alterino lo stato di fatto dell'edificio.

Bibliografia

- [1] Luciano Boscotreccase, Francesco Piccarreta, *“Edifici in muratura in zona sismica”*, Dario Flacco Editore, 2010.
- [2] Franco Iacobelli, *“Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica”*, EPC Libri, 2010.
- [3] Mauro Mezzina, Domenico Raffaele, Giuseppina Uva, Giuseppe Carlo Marano, *“Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato”*, Città Studi, 2011.
- [4] Mauro Dolce, Gaetano Manfredi, *“Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, ReLUIS Doppiavoce Edizioni, 2011.
- [5] Paolo Foraboschi, *“Consolidamento Statico e Adeguamento sismico, Annotazioni per le costruzioni in Muratura (parte II)”*, Rivista L’Edilizia n° 138, 2005.
- [6] Daniele Nanetti *“Analisi multilivello di strutture in muratura”*, Tesi di Laurea Università degli studi di Bologna, 2008/2009.
- [7] Francesco Cannizzaro, *“Un nuovo approccio di modellazione della risposta sismica degli edifici storici”*, Tesi di Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università degli studi di Catania.
- [8] Luigi Sorrentino, Tommaso Ferracuti, Domenico Liberatore, Luis Decanini, *“Alcune criticità nella modellazione di risposta globale e meccanismi locali in edifici sacri. L’Oratorio di San Giuseppe a L’Aquila”*, atti del convegno ANIDIS, Bari, 2011.
- [9] Marco Resta, Alessandra Fiore, Pietro Monaco, *“Analisi non lineare di torri in muratura soggette ad azioni sismiche”*, atti del convegno ANIDIS, Bari, 2011.
- [10] Lorenzo Jurina, *“La caratterizzazione meccanica delle murature parte seconda: martinetti piatti”*, seminario internazionale C.I.A.S., Cipro, 2007.
- [11] Luca Borgesa, Adriano Castagnone, *“Verifiche sismiche di edifici in muratura”*, S.T.A. Data S.r.l.
- [12] Alberto Lemme, Claudio Pasquale, Carmenzo Miozzi e Giandomenico Cifani, *“Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati”*, Decreto n. 76 del 3 agosto 2005.
- [13] Antonio Borri, Giulio Castori, Marco Corradi, Andrea Grazini, Paolo Casadei, Andrea Giannantoni, *“SRP/SG: Sperimentazione e applicazioni per il miglioramento sismico ed il consolidamento degli edifici in muratura”*, Proceeding of the Workshop WONDERmasonry 2006.

- [14] Antonio Borri, Giulio Castori, Andrea Grazini, Andrea Giannantoni, *“Miglioramento di un edificio storico con nastri SRG pretensionati”*, 12th National Conference on Seismic Engineer in Italy, 2006.
- [15] Natale Gucci, *“Incremento della sismoresistenza dei vecchi edifici”*, seminario internazionale C.I.A.S., Firenze, 2010.
- [16] Mauro Dolce, Roberto Marnetto, *“Il rafforzamento delle strutture murarie: il sistema di cuciture attive per la muratura CAM”*, EDIL-CAM s.r.l., 2000.
- [17] Gianluigi Palmieri, *“Il miglioramento sismico dei beni monumentali con il sistema CAM”*.
- [18] Roberto Marnetto, Alessandro Vari, *“Linee Guida - Cuciture Attive per la Muratura, procedura generale per la progettazione, modellazione, calcolo e verifica di edifici in muratura rinforzati con il sistema di cucitura attiva CAM”*, EDIL-CAM s.r.l.
- [19] Alessio Cascardi, *“Tecniche tradizionali e innovative per il rinforzo delle strutture in muratura e in C.A.”*, Tesi di Laurea, Politecnico di Bari, 2011/2012.
- [20] Gennaro Sinisi, *“Interventi di adeguamento sismico di edifici in muratura: il caso del Municipio di Palagiano”*, Tesi di Laurea, Politecnico di Bari, 2011/2012.
- [21] Antonio Francesco Tosto, *“Dispense corso di Tecnica delle Costruzioni II e costruzione in zona sismica”*, 2012.
- [22] Massimo Brunetta, Leonardo Bandini, Michele De Lorenzi, *“SAP2000 analisi lineare-non lineare integrata con verifiche per strutture tridimensionali”*, CSI, 2006.

Riferimenti Normativi

- [23] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *“DM 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni”*, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, Istituto Poligrafico e Zecca di Stato.
- [24] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *“Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al DM 14 gennaio 2008”*, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009, Supplemento Ordinario n. 27, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato.
- [25] Consiglio Nazionale delle Ricerche, Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di Norme Tecniche relative alle Costruzioni, *“CNR-DT 200 R1/2012, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*, Roma, 2012.
- [26] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al*

decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2011, Supplemento Ordinario n. 54, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato.