Sommario

0 Introduzione 1.1.1-4

1 Evoluzione della normativa antisismica 1.1.1-9

1.1 Situazione normativa dell'Italia pre-unità [1] 1.1.1-10

1.1.1 Primo regolamento per l'edilizia (1784) [1] 1.1.1-10

1.1.2 Regolamento governo pontificio 1859 [1] 1.1.2-11

1.1.3 Regio Decreto del 29 agosto 1884 [1] 1.1.3-12

1.2 Normativa antisismica dal '900 ad oggi 1.1.3-12

1.2.1 Norme di prima generazione 1.2.1-12

1.2.2 Norme di seconda generazione 1.2.2-20

1.2.3 Norme di terza generazione 1.2.3-27

1.3 Conclusioni 1.2.3-54

2 Modalità di danneggiamento e metodi di analisi 1.2.3-56

2.1 Primo modo di danno [1] 1.2.3-59

2.1.1 Ribaltamento di parete mono-piano 2.1.1-63

2.1.2 Cinematismo per rottura interna di parete incatenata 2.1.2-66

2.1.3 Ribaltamento di parete con più di un piano 2.1.3-68

2.2 Secondo modo di danno 2.1.3-71

2.2.1 Modellazione della struttura 2.2.1-72

2.2.2 Metodi di analisi e verifiche 2.2.2-75

3 Metodi di valutazione della vulnerabilità sismica 2.2.2-77

3.1 Metodi statistici [19] 2.2.2-78

3.2 Metodi basati su giudizi esperti (Schede NGDT II livello) [20] . 2.2.2-84

3.3 Metodi meccanici 2.2.2-98

4 Progetto SAVE 2.2.2-99

4.1 TASK 2: Inventario di vulnerabilità sismica degli edifici pubblici e strategici dell'Italia centro-meridionale [22] 2.2.2-100

4.1.1 Identificazione dei meccanismi di collasso 4.1.1-100

4.1.2 Nuova metodologia di valutazione della vulnerabilità 4.1.2-103

4.2 La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (Vulnerabilità c.a.) e VM (Vulnerabilità Muratura) [23] 4.1.2-106

4.2.1 Metodologia 4.2.1-107

4.2.2 Edifici in muratura 4.2.2-108

4.2.3 Modello di comportamento 4.2.3-108

4.2.4 Taglio di piano 4.2.4-110

4.2.5 Definizione accelerazione al suolo 4.2.5-110

4.2.6 Coefficienti di duttilità 4.2.6-112

4.2.7 Definizione livello di prestazione SLO 4.2.7-113

4.2.8 Definizione periodo di ritorno e valutazione del rischio 4.2.8-114

4.2.9 Affidabilità delle stime e aspetti connessi 4.2.9-114

5 Nuova procedura di valutazione sismica 4.2.9-116

5.1 Valutazione della domanda di resistenza 4.2.9-117

5.2 Informazioni struttura 4.2.9-119

5.3 Informazioni aggregato 4.2.9-120

5.4 Modello meccanico 4.2.9-125

5.4.1 Definizione del taglio resistente offerto dal piano 5.4.1-125

5.4.2 Definizione della rigidezza 5.4.2-129
5.4.3 Definizione della accelerazione spettrale di collasso 5.4.3-130
5.4.4 Definizione della PGA_C 5.4.4-131
5.4.5 Definizione del coefficiente di duttilità 5.4.5-131
5.4.6 Fattore di amplificazione spettrale 5.4.6-132
5.4.7 Definizione periodo proprio fondamentale della struttura ... 5.4.7-133
5.4.8 Definizione della PGA_{C-COR} e indice di vulnerabilità struttura .. 5.4.8-135
5.5 Conclusioni 5.4.8-136
6 Caso studio 5.4.8-138
6.1 Informazioni generali sullo stabile 5.4.8-139
6.2 Rilievo geometrico 5.4.8-141
6.3 Indagini e caratteristiche meccaniche dei materiali 5.4.8-144
6.3.1 Murature 6.3.1-145
6.3.2 Solai e copertura 6.3.2-147
6.3.3 Fondazioni 6.3.3-149
6.4 Definizione delle azioni 6.3.3-150
6.4.1 Carichi applicati sui solai 6.4.1-151
6.4.2 Azioni sismiche 6.4.2-151
6.5 Risultati analisi elastica lineare 6.4.2-152
6.6 Risultati analisi non lineare 6.4.2-156
6.7 Caricamento dati sulla app 6.4.2-159
6.7.1 Valutazione della domanda di resistenza 6.7.1-160

6.7.2 Informazioni struttura 6.7.2-161
6.7.3 Informazioni aggregato 6.7.3-164
6.7.4 Muratura piano i 6.7.4-165
6.7.5 Risultati 6.7.5-168
6.7.6 Verifiche locali 6.7.6-172
6.8 Conclusioni 6.7.6-177
7 Risultati, conclusioni e sviluppi futuri 6.7.6-178
7.1 Individuazione del periodo proprio 6.7.6-178
7.2 Definizione indice di vulnerabilità 6.7.6-179
7.3 Individuazione dei meccanismi locali 6.7.6-180
7.4 Conclusioni 6.7.6-181
7.5 Sviluppi futuri 6.7.6-182
8 Riferimenti 6.7.6-184

0 Introduzione

L’oggetto del seguente lavoro di tesi, in accordo con il mio relatore Professor. Fabrizio Barpi è stato quello di realizzare VIMA (Vulnerability Index for Masony Building Application) una applicazione che ha lo scopo di definire un indice di vulnerabilità in maniera speditiva per edifici in muratura esistenti.

L’enormità del patrimonio storico edilizio italiano correlato alla elevata sismicità del territorio ha determinato l’esigenza di definire in tempi brevi l’indice di vulnerabilità

degli edifici. Questo permette di individuare le situazioni più critiche, in modo da poter intervenire prima che si verifichi una catastrofe, come già successo purtroppo in Irpinia negli anni ’80 ma anche più recentemente in Abruzzo e Molise.

La vulnerabilità sismica è la propensione di un edificio a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data entità; questa definizione mette in risalto come la vulnerabilità non sia una caratteristica intrinseca dell’edificio, né tantomeno di una determinata area geografica, ma è l’interazione fra questi due aspetti che in certe condizioni può determinarsi fatale.

L’intero territorio nazionale è caratterizzato da una intensa attività sismica dovuta alle numerose faglie di origine tettonica presenti per lo più nella zona appenninica, per questo ragione già in epoca Borbonica si è prestata molta attenzione a realizzare costruzioni che fossero in grado di resistere ad elevate azioni sismiche dando molta importanza ai dettagli costruttivi e apportando continui cambiamenti alle norme sulle costruzioni. Molto spesso però non si cercava di prevenire ma di rincorrere il problema aggiornando le norme solo a seguito di eventi catastrofici. Fortunatamente questo tipo di approccio recentemente è stato superato è sostituito da un approccio più preventivo che mira a scongiurare la catastrofe. A causa di questo continuo aggiornamento delle normative edifici realizzati in epoca passata potrebbero risultare inadeguati a resistere alle azioni sismiche perciò è necessaria una intensa campagna di censimento per conoscere le condizioni effettive degli edifici; tale indagine è già stata condotta per la maggior parte delle opere pubbliche ma è ancora carente per gli edifici privati.

La sensibilità a questo problema da parte della comunità scientifica ha portato allo sviluppo di varie metodologie atte a valutare la vulnerabilità di un edificio; tali strumenti si distinguono in funzione dell’approccio con cui trattano il problema e in base a questo possono essere distinte in tre tipologie:

- **Metodi statistici:** si approcciano al problema in maniera statistica e si basano una enorme quantità di dati raggruppando gli edifici con caratteristiche comuni (per materiali, tecniche costruttive e tipologia dei danni subiti) e arrivando in funzione

di queste caratteristiche a definire delle matrici di probabilità di danno. Questo metodo risulta molto consolidato per via degli innumerevoli casi studio analizzati, ma tuttavia poco utile per la definizione del rischio di un singolo edificio con le sue caratteristiche specifiche.

- **Metodi meccanici:** tale approccio è quello più indicato per lo studio di un singolo edificio caratterizzato da differenze specifiche che lo distinguono rispetto agli altri; la realizzazione di un modello meccanico dell'edificio permette di simulare l'effetto del sisma allo scopo di prevedere eventuali danni sulla struttura.
- **Metodi basati su giudizi esperti:** Si basano sull'utilizzo di apposite schede di rilievo come quella di vulnerabilità di II livello realizzata dalla NGDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti), le quali permettono di individuare le principali caratteristiche che influenzano la vulnerabilità.

Attualmente il risultato più affidabile si ottiene grazie all'utilizzo dei modelli meccanici realizzati mediante l'ausilio di software agli elementi finiti (FEM): grazie infatti al progresso della tecnologia e all'utilizzo di calcolatori sempre più potenti siamo in grado di realizzare modelli di edifici sempre più dettagliati, che permettono di studiarne il comportamento sismico in maniera efficace.

Tali strumenti però per la complessità delle elaborazioni richiedono numerosi dati di input (ottenuti da sopralluoghi che comportano, oltre a prove in sito di carattere non invasivo, anche il prelievo di campioni da somministrare a prove distruttive in laboratorio) ed inevitabilmente tempi molto lunghi di realizzazione, rendendo di fatto impossibile l'implementazione di tale approccio su larga scala. Per contravvenire a questo problema l'applicazione VIMA è stata realizzata per studiare la vulnerabilità in maniera preliminare in modo da stabilire una gerarchia di priorità che permetta di definire quali edifici presentano le situazioni più critiche e quindi svolgere delle analisi più approfondite.

Per raccogliere le informazioni necessarie allo sviluppo della procedura è stata condotta una accurata attività bibliografica sui vari approcci usati per lo studio del

problema; il progetto di ricerca più rilevante mai condotto a livello nazione è il progetto SAVE (Strumenti Aggiornati di Vulnerabilità Edifici) iniziato al inizio del 21° secolo e durato circa 4-5 anni, in cui sono stati studiati oltre 15 000 edifici pubblici in muratura che sono stati soggetti a terremoti nel passato e nei quali erano state condotte delle campagne di rilevo post-sisma, il risultato sono stati la comprensione dei meccanismi di collasso principali tipici delle strutture in muratura e la messa a punto di varie metodologie.

I meccanismi di collasso principali sono stati classificati in due categorie:

- **Primo modo di danno:** fa riferimento a meccanismi di collasso delle pareti dovute ad azioni ortogonali al piano principale della parete stessa caratterizzati da ribaltamenti e pressoflessioni fuori piani.
- **Secondo modo di danno:** fa riferimento a meccanismi di collasso della parete per azioni parallele al piano della parete stessa e sono caratterizzati da rottura a taglio e pressoflessione nel piano della parete.

Per quanto concerne alle metodologie di analisi sono state messe a punto anche varie procedure che verranno discusse al capitolo 4. Questo studio è stato la fondazione su cui si è stata costruita VIMA. Il modello meccanico costruito messo a punto da SAVE è stato pensato per gli edifici pubblici che sono caratterizzati tipicamente da una discreta qualità delle muratura e dei collegamenti efficaci, per questo motivo sono stati esclusi tutti i meccanismi di rottura inerenti al primo modo di danno; inoltre, considerando i dati disponibili sul danneggiamento degli edifici, fra i due maccanismi sopracitati relativi al secondo modo è stato considerato solo il taglio poiché quello più probabile. Per queste ragioni il modello meccanico messo a punto da SAVE si basa su un meccanismo di collasso di piano in cui la resistenza del piano stesso è data dal contributo tagliente offerto da tutte le pareti dell'edificio nella direzione di analisi. Questo concetto è alla base dello sviluppo della procedura VIMA che va oltre queste considerazioni cercando di cogliere le carenze che tale approccio comporta, ovvero:

1) Non permette di tenere conto delle condizioni specifiche dell'edificio in termini di qualità degli ammorsamenti, presenza di catene o cordoli, tipo di

orizzontamenti, tipologia di fondazioni, elementi ad alta vulnerabilità, stato di fatto e presenza di edifici in aggregato.

2) Non permette di analizzare eventuali meccanismi di tipo locale.

Per queste ragioni la procedura VIMA parte dal modello meccanico descritto da SAVE per definire una accelerazione limite di collasso dell'edificio (PGAc) e apporta a questa dei fattori correttivi per tenere conto degli aspetti citati al punto 1) sfruttando le schede di vulnerabilità di secondo livello dalla GNDT per la condizione relative all'edificio e la scheda proposta da Formisano at all. per la valutazione delle condizioni d'aggregato edilizio, arrivando a definire un indice un indice di vulnerabilità in percentuale dove numeri prossimi allo 0% indicano edifici sicuro mentre indici prossimi al 100% indicano edifici con poche probabilità di resistere alla azione sismica. Inoltre, per contravvenire al problema relativo al punto 2) VIMA valuta un indice di vulnerabilità per l'innesco dei meccanismi locali in funzione di alcuni parametri della scheda GNDT di secondo livello che hanno dimostrato statisticamente la loro influenza sull'innesco di meccanismi locali e in funzione di tale indice suggerisce se condurre o meno le verifiche relative ai meccanismi locali del primo modo di danno condotte mediante delle analisi all'equilibrio limite.

Questa procedura è stata tradotta in una applicazione sfruttando il linguaggio VBA (Visual Basic for Application) implementato in ambiente Excel allo scopo di rendere la procedura più facile da applicare e guidare l'utente nella compilazione dei vari campi mediante l'utilizzo di interfacce utente senza quindi che egli utilizzi in maniera diretta il foglio di calcolo ma interagisce con esso solo tramite le interfacce.

In fine, l'applicazione è stata testata su un caso studio solo a titolo esemplificativo, poiché l'applicazione ad un solo edificio non può costituire una base solida su cui convalidare il metodo.

1 Evoluzione della normativa antisismica

Per comprendere la necessità di effettuare le verifiche sismiche a tappeto sull'intero territorio nazionale è necessario ripercorrere gli sviluppi della normativa sismica dalla fine del XIII secolo ad oggi.

L’evoluzione della stessa nel corso dei decenni risulta strettamente correlata agli eventi sismici che hanno interessato il territorio poiché ad ogni evento, sulla spinta emotiva dei danni e delle vittime causate si è cercato di migliorare il livello di sicurezza delle strutture.

1.1 Situazione normativa dell’Italia pre-unità [1]

Dalla documentazione disponibile negli archivi storici relativi al consolidamento di edifici in muratura con particolare riguardo alle azioni sismiche si evince che non esisteva nel diciottesimo secolo una vera e propria normativa ma più che altro il consolidamento avveniva secondo delle regole d’arte ed affidato a maestranze esperte, tali regole riguardavano i seguenti aspetti costruttivi:

- Murature compatte e di congruo spessore, disposte a reticolo e ben ammorsate fra loro;
- Disposizione di architravi in legno su tutte le aperture;
- Travi in legno o in pietra lungo lo sviluppo delle murature per l’appoggio delle travi;
- Collegamento delle parti ortogonali mediante fasciatura o catene in ferro o legno o mediante tecnica scuci e cuci;
- Collegamento delle travi dei solai ai muri;
- Archi sotto le aperture nelle murature;
- Orizzontamenti a volta solo in corrispondenza dei piani seminterrati;
- Sagomatura a scarpa dei muri di facciata;
- Limitazione delle altezze complessive degli edifici;

1.1.1 Primo regolamento per l’edilizia (1784) [1]

Il primo regolamento per l'edilizia in zona sismica fu emanato dal governo napoletano il 20 marzo del 1784 "*Norme tecniche ed edilizie per la ricostruzione di case distrutte"* a seguito del terremoto in Calabria avvenuto l'anno precedente.

Tali norme si rifecero a quelle emanate a Lisbona dopo il terremoto del 1755. L'aspetto più interessante di tale regolamento è relativo ad imporre l'utilizzo di una intelaiatura in legno degli edifici con la tecnica detta *Baraccato* che risultò molto efficiente in eventi passati; essa è realizzata con travi, montanti e diagonali le cui maglie si richiudono direttamente sulla muratura.

Le città all'epoca erano caratterizzate da una architettura medievale caratterizzata da strade strette e questo risultò aspetto critico dal punto di vista della protezione civile poiché a seguito dei crolli molte strade risultarono ostruite dalle macerie causando un ritardo nell'arrivo dei soccorsi.

Per questa ragione, vennero emanate ulteriori direttive relative all'urbanistica limitando altezza massima degli edifici in relazione alla minima larghezza delle strade.

1.1.2 Regolamento governo pontificio 1859 [1]

Il governo pontificio il 17 novembre 1859 emanò il "*Regolamento edilizio da osservarsi per le fabbriche nel comune di Norcia".* In tale provvedimento si faceva chiara distinzione fra edifici da restaurare e di nuova concezione.

Per quanto riguarda il restauro il regolamento affermava che le volte potevano essere conservate fino al pian terreno ma dovevano essere dotate di catene metalliche; per le nuove costruzioni invece potevano essere realizzate solo negli ambienti seminterrati ed erano consentite solo le forme a tutto sesto semicircolare, a vela, a botte e a schifo; inoltre, lo spessore in chiave doveva essere di 25 cm per le volte di maggiore estensione, comunque non inferiore a 1/18 del diametro con rinfianco fino ad 1/3 della altezza della monta. Era consigliato anche l'utilizzo del sistema baraccato.

Lo spessore della muratura non poteva essere inferiore a 60 cm e dotata di ricorsi con materiale di dimensioni discrete e ben resistenti; sulle pareti perimetrali era inoltre prescritta la realizzazione di una scarpa con rapporto 1/20; infine, veniva prescritta la realizzazione di un buon collegamento fra le pareti esterne e fra le pareti e i divisori interni.

1.1.3 Regio Decreto del 29 agosto 1884 [1]

A seguito del terremoto di Ischia verificatosi dopo la nascita dell'Italia unita furono emanati 2 decreti: Regio Decreto del 29 agosto 1884 "*Regolamento edilizio per i comuni dell'isola di Ischia danneggiati dal terremoto del 1883"* ed il Regio Decreto del 13 novembre 1887 "*Regolamento contenente le norme per la costruzione ed il restauro degli edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887".*

Tali norme però non apportarono significativi cambiamenti ma confermarono quelle precedenti, modificando solo i materiali da costruzione e le tecniche costruttive in relazione alle specifiche tradizioni locali.

1.2 Normativa antisismica dal '900 ad oggi

In questo secolo si sono verificati significativi cambiamenti dal punto di vista della normativa antisismica sia nella concezione della esposizione sia sui criteri di progettazione e verifica delle strutture.

Si possono distinguere infatti tre generazioni di normative che sono di seguito descritte.

1.2.1 Norme di prima generazione

Tale legislazione comprende buona parte del '900; infatti, ha inizio con il primo Regio decreto del 1909 e si conclude con il DM del 1975.

Analizzando i vari decreti nel corso dei decenni quello che risulta è che mentre da un lato all'epoca si aveva un'ottima conoscenza pratica sui dettagli costruttivi che

permettono agli edifici in muratura di avere una buona resistenza al sisma, che è frutto delle competenze acquisite per esigenza pratica nel corso nei secoli; dall'altro una scarsa conoscenza teoria sulla valutazione della stima quantitativa della azione sismica sugli edifici.

1.2.1.1 Regio decreto del 18 aprile 1909 [2]

Il primo provvedimento legislativo di questo secolo fu il Regio Decreto del 18 aprile 1909 n. 193 "Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni per edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908" che è riferito ai comuni espressamente indicati nel decreto appartenenti alle province di Messina e Calabria, nel quale vengono fornite le regole costruttive antisismiche per le nuove costruzioni, in qui venne riportato quanto segue:

- *L'altezza dei nuovi fabbricati, determinata dal massimo dislivello fra la linea di gronda ed il piano circostante, non può eccedere i 10 m; l'interpiano non può eccedere i 5 m;*
- *Il sistema costruttivo deve prevedere una ossatura di membrature in legno, ferro, cemento armato o muratura armata, capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio; solo nel caso di edifici ad un solo piano è ammesso l'utilizzo di muratura ordinaria;*
- *Per gli edifici in muratura ordinaria le fondazioni devono essere costituite da muri continui concatenati fra loro; la pressione statica unitaria sul terreno non roccioso non può eccedere i 2 kg/cm^2;*
- *È vietata la muratura a sacco e quella a ciottoli, se non convenientemente spaccati e posti in opera con struttura listata;*

- *È vietato l'utilizzo di ghisa o altri materiali fragili per la realizzazione di travi, colonne e in generale per le parti essenziali dell'organismo resistente degli edifici;*
- *È vietato l'uso di volte impostate al disopra del suolo; sono ammesse quelle al piano seminterrato, purché con saetta non minore del terzo della corda, e munito di tiranti per elidere le spinte;*

Vengono anche esplicitate indicazioni relative alle riparazioni:

- *Le volte esistenti negli edifici da riparare sono tollerate, a condizione espressa che non siano lesionate, o non siano impostate su muri lesionati o strapiombanti e sempre quando sia provveduto ad eliminare le spinte coll'apposizione di robuste cinture, chiavi e tiranti. In ogni caso dovranno però sostituirsi con strutture non spingenti le volte in sommità degli edifici a più piani.*
- *Si debbano sostituire le scale di muratura o a sbalzo, con scale in legno o sopra intelaiature, salvo il caso in cui i gradini poggiano su due muri maestri;*
- *Si debbono sostituire i tetti spingenti con altri senza spinte;*
- *L'altezza degli edifici danneggiati deve essere ridotta a quella dei precedenti articoli;*
- *Si debbono ridurre gli aggetti, le cornici, i balconi e le strutture sovrastanti i piani di gronda e disporre le condotte e le canne di scarico di qualsiasi specie in modo da non intaccare le murature, anzi da permettere l'integrazione ove l'indebolimento sia avvenuto;*
- *Le murature comunque lesionate, che presentano strapiombo o si manifestano eseguite coi sistemi esclusi dai precedenti articoli, nonché quelli in cui si nota fessuramento diffuso, debbono essere demolite. È vietato l'impiego di archi di muratura per puntellamento o collegamento dei muri;*
- *Gli edifici lesionati e non costruiti con sistema intelaiato o baroccato, elevantisi oltre il pian terreno, previamente ridotti ove occorra, devono essere*

rafforzati da montanti in legno, di ferro o di cemento armato, infissi solidamente a incasso nelle fondazioni, continui fino alla sommità dell'edificio e rilegato fra loro da cinture al piano della risega di fondazione e a quelli del solaio e della gronda, in modo da formare una armatura a gabbia. I detti montanti debbono essere collocati almeno in corrispondenza di tutti gli spigoli dell'edificio e in ogni caso a distanza non maggiore di 5 m l'uno dall'altro. Le cinture debbono essere riunite con le travi del solaio, prolungandone una almeno ogni 3 m e impalettata esternamente.

Vengono imposti dei limiti sulla edificazione delle costruzioni in terreni poco adatti, come terreni paludosi, fangosi o molto acclivi.

Tali provvedimenti però erano specifici dei comuni appartenenti alle regioni di Messina e Calabria.

Per la prima volta nel presente decreto venne dichiarato espressamente di considerare le azioni sismiche orizzontali ma la norma non fa alcuno specifico riferimento a come tale azione vada quantificata, il testo recita quanto segue:

"*Nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni si debbono considerare:*

- *le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie;*
- *le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni (lunghezza e larghezza) ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione."*

1.2.1.2 Decreto-legge 1526 del 1916 [3]

A seguito del terremoto del 1915 che colpì la Marsica in Abruzzo, venne emanato il D.L 1526/1916. In tale emendamento venne definito il valore della forza da adottare per la definizione della sollecitazione indotta dal sisma.

In esso si specificava che nel caso di azioni verticali andrà considerato il 50% del sovraccarico dovuto al peso proprio e ai carichi variabili, mentre per le forze orizzontali, si assume un andamento triangolare il cui valore era assunto pari a 1/8 e 1/6 della azione verticale indotta dal peso proprio e dai carichi variabili, da applicare rispettivamente al piano terra e ai piani successivi.

1.2.1.3 Regio Decreto del 13 marzo 1927 [4]

Bisognerà attendere il Regio Decreto del 13 marzo del 1927 n. 431 "*Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti"* per avere indicazioni su tutti gli altri comuni a rischio sismico.

In tale decreto viene fornito un elenco di località colpite dal sisma a cui fa riferimento la norma, le località erano divise in due categorie in funzione del grado di sismicità.

Tali categorie erano definite dal parametro $C=V_b/W$ che rappresenta il rapporto fra il taglio alla base indotto dal sisma e il peso dell'edificio; così per la categoria 1 è stato assunto C=0.1 e C=0.07 per la categoria 2.

Per entrambe le categorie venne stabilita l'altezza massima degli edifici che doveva essere di 10 m per quelli a 2 piani e di 12 m per quelli a 3 piani.

Riguardo le norme sulle riparazioni vennero sostanzialmente mantenute le regole precedentemente emanate per Messina e Calabria.

1.2.1.4 Regio Decreto-Legge 640 del 1935 [5]

La legge RDL 640/1935 apporta una modifica alla definizione delle azioni indotte da sisma, per le 2 categorie sopracitate; infatti, venne definito che per tenere conto della azione sismica verticale nel caso di edifici ricadenti in categoria 1, l'azione verticale data dal peso propri degli elementi strutturali e dal sovraccarico variabile andava incrementata del 40%; per gli edifici ricadenti in zona 2 invece tale incremento è assunto pari al 25%.

Per le forze orizzontali, nel caso di edifici ricadenti in zona 1 si assume il 10% del carico verticale adottato assumendo però un sovraccarico pari a 1/3 di quello dato dalla azione verticale, purché il carico così definito non sia inferiore ai 2/3 del carico totale verticale; per gli edifici ricadenti in zona 2 invece, si assume pari al 7% del carico verticale calcolato in maniera analoga a quanto definito per la zona 1.

1.2.1.5 Legge n.1684 del 25 novembre 1962 [6]

Con la legge del 25 novembre del 1962 n. 1684 "*Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche"* non vengono apportati cambiamenti sostanziali, l'unico aspetto degno di nota riguarda la modificata alle altezze massime per gli edifici in muratura. Nel caso di edifici ricadenti in zona 1 sono contemplati al massimo edifici fino a 2 piani con altezza massima di 7,5 m, nel caso di edifici ad 1 piano l'altezza massima è limita a 4 m. Per edifici ricadenti nella 2 categoria invece, sono contemplate costruzioni fino a 3 piani con altezza massima di 11 m, per gli edifici a 2 piani pari a 7,5 m e 4 m se ad un solo piano; inoltre, per gli edifici in muratura di nuova costruzione è richiesto l'utilizzo di mattoni o blocchi, pieni, legati con malta cementizia. Rimangono invariati gli aspetti relativi alle riparazioni.

1.2.1.6 Legge n.64 del 2 febbraio 1974 [7]

La legge del 2 febbraio del 1974 n. 64 *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*, costituisce la prima linea guida per la

progettazione, costruzione e consolidamento degli edifici in muratura, vengono fissati infatti gli argomenti trattati nelle norme tecniche di successiva emanazione che diventeranno legge attraverso i Decreti Ministeriali da qui fino al 1996; tali argomenti riguardano:

- *Criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;*
- *Carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera;*
- *criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;*
- *Indagini sui terreni e rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*
- *Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate, acquedotti e fognature;*
- *Protezione delle costruzioni dagli incedi;*

Fino a questo momento tutti i provvedimenti si applicavano solo ai comuni definiti esplicitamente nei decreti come ricadenti in zona sismica. Questa classificazione avveniva sulla base del fatto che si erano verificati terremoti in epoca recente, tale approccio però risultò poco efficiente poiché i sismi importanti hanno tempi di ritorno nell'ordine dei 1000 anni; quindi si sarebbe dovuto attendere altri 900 anni per una classificazione sismica completa del territorio nazionale. Inoltre, paradossalmente alcuni comuni sono stati declassati su richiesta dei comuni stessi, poiché le costruzioni erano costrette a rispettare le regole dette precedentemente che erano molto onerose dal punto di vista economico e limitanti dal punto di vista architettonico. Un esempio è il caso dei 39 comuni dell'Irpina che mediante la legge n.1684 del 1962 furono declassati e poco tempo dopo si verificò un evento sismico del IX grado della scala MCS. [8]

Per questa ragione è stato stabilito che la classificazione sismica dei comuni debba essere effettuata sulla base di evidenze tecnico-scientifiche e da quel momento il CNR ha intrapreso uno studio probabilistico sulla sismicità del territorio i cui risultati hanno permesso di fare una più accurata classificazione sismica che è stata poi resa legge mediante il D.M del 1981 come verrà discusso in seguito.

1.2.1.7 Decreto Ministeriale del 3 marzo 1975 [9]

Il D.M 3 marzo 1975 "*Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"* Risulta il primo di una serie di decreti sull'argomento che si sono succeduti fino al 1996.

In particolare, nel seguente decreto vengono stabilite regole geometriche sulle proporzioni da rispettare per gli edifici nuovi in funzione delle 2 categorie sismiche definite nella legge del 1962; oltre ai limiti di altezza già introdotti nei precedenti decreti vengono fissati dei limiti sugli spessori minimi delle murature, venne assunto uno spessore minimo pari a 40 cm e 30 cm rispettivamente per la prima e seconda categoria per murature realizzate in mattoni o blocchi, mentre di 50 cm e 40 cm per murature realizzate in pietrame. Per quanto riguarda gli interventi di riparazione, scopaio le prescrizioni di demolizione delle volte relative ai piani più alti e di incatenamento ai piani più bassi a condizione che i muri sono adatti a sostenere le spinte; la demolizione deve essere realizzata solo in presenza di evidenti lesioni. [1]

Un importante cambiamento è segnato dal modo in cui vanno considerate le azioni sismiche, infatti si fa rifermento per la prima volta al fatto che l'edificio debba essere progettato in modo da resistere sia alle azioni orizzontali e verticali ma anche ai momenti torcenti e ribaltanti, in particolare viene specificato il modo in cui considerare le azioni ma non si fa riferimento ad alcuna formula per la loro definizione, di seguito si porta la citazione estratta dall'articolo 9 del Capo I titolo II del decreto in questione:

- *Azioni verticali: Non si tiene conto in generale delle azioni sismiche verticali; per strutture di grande luce o opere di particolare importanza, agli effetti delle*

dette azioni, deve svolgersi una opportuna analisi dinamica teorica o sperimentale.

- *Azioni orizzontali: Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano secondo due sistemi di forze agenti non contemporaneamente secondo le due direzioni ortogonali.*
- *Momenti torcenti: Ad ogni piano deve essere considerato un momento torcente dovuto alle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti e in ogni caso non minore dei valori da determinarsi secondo le indicazioni riportate dalle norme tecniche di cui al precedente articolo 3 (L'articolo 3 fa rifermento ad un aggiornamento che da li a poco avrebbe meglio definito le azioni sismiche di progetto da adottare secondo lo studio probabilistico sopracitato condotto dal CNR).*
- *Momenti ribaltanti: Per le verifiche dei pilatri e delle fondazioni gli sforzi normali provocati dall'effetto ribaltante delle azioni sismiche orizzontali devono essere valutati secondo le indicazioni delle norme tecniche di cui al precedente articolo 3.*

Per quanto concerne alle verifiche la presente normativa stabilisce esse vanno condotte tenendo conto delle ripartizioni delle azioni fra i vari elementi resistenti e che la combinazione da adottare per le verifiche è quella che considera tutte le azioni esterne senza alcuna riduzione dei sovraccarichi ma escludendo l'azione del vento.

1.2.2 Norme di seconda generazione

La legislatura relativa alle norme di seconda generazione era stata auspicata con il DM del 1974 in cui venivano accennati gli argomenti di cui avrebbero trattato le legislazioni future. Questo rappresenta in punto di svolta perché grazie all'impegno della comunità scientifica si è riusciti a colmare quelle carenze che erano presenti nelle norme di prima generazione; primo fra tutti, si inizia a comprendere quali sono gli aspetti che influenzano

l'azione sismica e come quantificarla e modellarla in maniera più accurata; Oltre a questo però sono innumerevoli gli aspetti innovativi apportati, quelli principali sono riassunti nei seguenti paragrafi.

1.2.2.1 Decreto Ministeriale del 2 luglio 1981 [10]

Con il D.M del 2 luglio 1981 *"Normativa per la riparazione e rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma delle regioni Basilicata, Campania e Puglia"* e rispettiva circolare che è stato espressamente redatto a seguito del terremoto del 1980, era inizialmente riferito solo alle regioni colpite dal suddetto terremoto ma poi venne applicato anche alle altre regioni. Questa norma segna un punto di svolta, concretizzando gli enormi progressi fatti dalla comunità scientifica in questo campo negli ultimi anni, le modifiche apportate sono di seguito riportate:

1) Introduce due concetti fondamentali definendo il tipo di intervento in funzione del risultato che si vuole ottenere:

- **Adeguamento sismico**: la struttura viene riabilitata in zona sismica usando gli standard relativi alle nuove costruzioni (D.M del 1975). Questo concetto va applicato a tutte le strutture che sono soggette ad importanti variazioni strutturali come cambi di destinazione d'uso o sopraelevazioni.
- **Riparazione:** si differenzia dall'adeguamento in quanto si realizzano solo degli interventi per migliorare il comportamento sismico o per riparare i danni subiti dall'edificio durante l'ultimo evento, ma non è necessario raggiungere gli standard delle nuove costruzioni e non sono richiesti calcoli specifici quindi l'intervento è solo di carattere qualitativo.

2) Gli interventi di riparazione e adeguamento, per le strutture intelaiate richiedono apposite verifiche sismiche da esporre nel progetto esecutivo, allo scopo di giustificare l'intervento; nel caso di edifici in muratura invece tale

verifiche possono essere omesse e sostituite da una relazione tecnica sul comportamento della struttura.

Per le costruzioni monumentali il concetto di adeguamento non è accettato poiché si corre il rischio di snaturare il valore architettonico del bene. Pertanto, in questo caso si adottano solo interventi di adeguamento.

3) Grazie allo studio probabilistico sulla stima dell'intensità dei terremoti condotto dal CNR che era stato auspicato nel DM del 1974, il territorio nazionale è stato suddiviso in 3 zone a diversa sismicità, in cui le prime 2 sono analoghe a quelle già definite nei decreti antecedenti a cui sene aggiunge una terza (C=0.04) di intensità inferiore e viene fornito in allegato a tale decreto l'elenco dei comuni ricadenti in tali zone.

   Il valore dell'azione orizzontale di progetto però delle zone 1 e 2 viene incrementato di un fatto 4 mediante il coefficiente $\beta=4$, perciò l'azione orizzontale sarà data dalla seguente formula $Fh= \beta CW$, con W peso delle masse soggette ad eccitazione sismica.

4) Per la prima volta viene consentito l'uso della legge elasto-plastica, questo aspetto risulta essenziale altrimenti con l'incremento delle azioni di progetto quasi tutti gli edifici in zona 1 non passerebbero le verifiche di sicurezza.
5) Le azioni taglienti trasmesse dai solai alle pareti devono essere ripartite in maniera proporzionale alla loro rigidezza e tenendo conto delle condizioni di vincolo offerte dai solai.
6) Le rigidezze delle singole pareti sono date dalla somma della rigidezza tangenziale e di quella flessionale.
7) Vengono prese in considerazioni le azioni fuori dal piano della parete.
8) Per quanto concerne alle metodologie di interventi di riparazione vengono definiti i tipi di intervento e le modalità di esecuzione; per quanto riguarda gli interventi che relativi all'incremento di resistenza del sistema murario vengono citati:

- *risarciture localizzate;*

- *iniezioni di miscele leganti;*
- *applicazione di lastre in cemento armato o di reti metalliche elettrosaldate;*
- *inserimento di pilastrini in cemento armato o metallici in breccia nella muratura;*
- *tirantature orizzontali e verticali.*

9) Gli interventi di riparazione sulle strutture orizzontali rispetto ai decreti antecedenti diventano un po' più flessibili cercando di non depredare il valore storico del bene, nei limiti del possibile; infatti, consentono di mantenere volte ed archi se non risultano lesionate altrimenti vanno sostituite ove possibile; se per esigenze estetiche non è possibile la loro sostituzione vanno annullate le spinte con tiranti; i solai invece, se presentano segni evidenti di avvallamento o se eccessivamente deformabili vanno sostituiti con solai più rigidi; Infine, le scale in muratura a sbalzo posso essere tenute se prive di lesioni e se superano apposita prova di carico, altrimenti vanno sostituite con scale in cemento armato o in acciaio.

1.2.2.2 Decreto Ministeriale del 24 gennaio 1986 [11]

Il D.M LL.PP. del 24 gennaio 1986 *"Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"* rappresenta l'ultimo decreto-legge delle normative di seconda generazione.

Esso stabilisce come definire le azioni verticali e orizzontali indotte dal sisma che vanno valutate secondo analisi statica o analisi dinamica, seguendo i seguenti criteri generali:

"Le masse delle strutture al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di una aliquota dei sovraccarichi accidentali.

I sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma di una aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statiche"

Si inizia ad intuire che il comportamento sismico di un edificio è influenzato del suo periodo proprio, a questo proposito venne introdotto il coefficiente di risposta "R" che è funzione del periodo fondamentale T_0 (esso risulta il precursore dello spettro di risposta) dell'edificio valutato come segue:

$per\ T_0 > 0.8\ s \quad R = 0.862/T_0^{2/3}$

$per\ T_0 \leq 0.8\ s \quad R = 1$

Viene anche definito il coefficiente di protezione sismica I da attribuire in funzione dell'importanza dell'opera; per una struttura che sia di primaria importanza in caso di sisma, come opere di protezione civile I=1.4; per opere che presentano particolare rischio per la loro destinazione d'uso si assume I=1.2; I=1 altrimenti.

Vediamo adesso cosa la norma prescrive inerentemente alle due possibili analisi:

<u>Analisi statica</u>

Nella Analisi statica il sistema di forze orizzontali va definito mediante la seguente formula:

$$F_b = C * R * I * W$$

Con:

F_b = risultante forze orizzontali

C= (S-2)/100 = coefficiente di intensità sismica

$$\begin{cases} S = 12\ per\ categoria\ 1\ (corrispondente\ C = 0.1\ per\ D.M\ 1962) \\ S = 9\ per\ categoria\ 2\ (corrispondente\ C = 0.07\ per\ D.M\ 1962) \\ S = 6\ per\ categoria\ 3\ (corrispondente\ C = 0.04\ per\ D.M\ 1981) \end{cases}$$

W= peso delle passe considerate

Nel caso in cui la tipologia di struttura richieda anche la determinazione delle azioni verticali secondo quanto stabilito dall' articolo 9 capo I titolo II del D.M del 3 marzo 1975 definito al punto 1.2.1.7, essa può essere valutata con la seguente formula:

$$F_i = m * C * I * W$$

Con m=2

Per la valutazione di momento flettente e sforzo assiale indicati rispettivamente con α e η, posso essere valutati mediante la radice dei quadrati delle somme delle singole azioni orizzontali (pedice n) e verticali (pedice i) come mostrato di seguito:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_n^2 + \alpha_i^2} \qquad \eta = \sqrt{\eta_n^2 + \eta_i^2}$$

La norma infine specifica che tale analisi va condotta in casi di strutture semplici, senza elementi spingenti o luci notevoli.

Analisi dinamica

Nei casi in cui non si verificano le condizioni predette va condotta una analisi dinamica in campo elastico lineare. Essa può essere condotta attraverso l'analisi modale con spettro di risposta, in cui le accelerazioni sono espresse dalla seguente espressione:

$$\frac{a}{g} = C * I * R$$

Con:

a = accelerazione spettrale

g = accelerazione di gravità

R va valutato in maniera analoga a quanto visto per l'analisi statica equivalente nel caso di forza orizzontale, per forze verticale invece vale 1.

L'analisi modale deve tenere conto di almeno i primi tre modi principali di vibrazione della struttura, una volta ricavate le sollecitazioni per i singoli modi per ottenere le sollecitazioni risultanti, si applica la sovrapposizione degli effetti effettuando la sua somma quadratica delle singole sollecitazioni.

Le verifiche comunque in entrambi i casi vanno condotte con rifermento alle tensioni ammissibili e se necessario sugli spostamenti, tenendo conto della duttilità delle murature mediante appositi coefficienti di struttura.

Per quanto riguarda le limitazioni sulla altezza degli edifici rimangono le stesse per gli edifici ricadenti in zona 1 e 2 e viene definita l'altezza massima fissata a 16 m per quelli ricadenti in zona 3.

Viene fissata anche la distanza minima fra edifici contigui pari a 1/100 della altezza.

Gli spessori minimi delle murature risultano i medesimi di quelli già definiti ma viene fatta la distinzione fra mattoni a blocco pieni e semipieni, essi risultano rispettivamente 40 e 36 cm nel caso di edifici in classe 1, mentre per gli edifici in classe 2 è di 40 e 24 cm rispettivamente. Per gli edifici in classe 3 si adottano gli stessi spessori di quelli di classe 2.

Vengono meglio definite che condizioni in cui è obbligatorio procedere con l'adeguamento sismico:

a) Sopraelevazione o ampliamento;
b) Cambi di destinazione d'uso;
c) Interventi che modifichino l'organismo resistente strutturale complessivo dell'edificio;
d) Interventi per la sostituzione di parti strutturali che comportino una alterazione del comportamento strutturale globale;

Tali interventi prevedono la realizzazione di un progetto esecuti che giustifichi l'intervento in esame, in oltre le opere realizzate devono essere sottoposte a collaudo statico.

Non si parla più interventi di ripristino ma di interventi di miglioramento, inteso come intervento che ha lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza dell'edificio rispetto a quello pre-intervento; essi devono essere interventi localizzati che non devono modificare il comportamento globale della struttura.

Per quanto riguarda la metodologie di interventi possibili, non sono state apportate grandi modifiche, l'unico aspetto innovativo da evidenziare è il nuovo punto inerente agli aggregati edilizi, il quale afferma che se privi di giunti il progetto esecutivo in caso di adeguamento deve dimostrare che gli interventi non aggravino la situazione statica degli edifici circostanti.

1.2.3 Norme di terza generazione

Gli emendamenti relativi alla terza generazione di normative risultano i precursori delle Norme Tecniche Costruttive emanate nel 2008 (NTC 2008), in particolare il primo di questa generazione l'OPCM 3274 definisce tutti gli aspetti principali caratterizzanti la NTC 2008, mentre i successivi, apportano solo delle piccole variazioni.

Vediamo ora di seguito in ordine cronologico le ORDINANZE del PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI in questine.

1.2.3.1 OPCM 3274 2003 e OPCM 3431 del 2005 [12] [13]

Tali Ordinanze sono state emanate rispettivamente il 20 manzo del 2003 e il 3 maggio 2005, dal titolo "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", la seconda ordinanza non fa altro che apportare delle leggere modifiche alla prima perciò è stato scelto di trattarle insieme andando a commentare direttamente il testo corretto integrato finale dell'OPCM 3274 come modificato dall'OPCM 3431.

L'ordinanza principale è solo di carattere introduttivo ma il vero testo è contenuto nei quattro allegati riguardati i seguenti argomenti:

Allegato 1) Criteri per l'individuazione delle zone sismiche;

Allegato 2) Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici;

Allegato 3) Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti;

Allegato 4) Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni;

Quelli di cui andremo a discutere nel dettaglio sono i primi 2, poiché gli altri hanno poca attinenza con l'oggetto della tesi.

1.2.3.1.1 Allegato 1: Criteri per l'individuazione delle zone sismiche [14]

Tale allegato ha lo scopo principale di definire i criteri su cui il CNR si è basato per la definizione di nuove classi di vulnerabilità, che adesso passano da 3 a 4 e definite come illustrato della Tabella 1.2.1.

Tabella 1.2.1-Tabella estratta dal OPCM 3274 allegato 2 al punto 3.2.1

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0.15g
4	0,05g

Questa suddivisione rappresenta un punto fondamentale delle nuove normative, in quanto adesso tutto il territorio italiano risulta classificato.

Le prime 3 zone sono geograficamente coincidenti con i comuni appartenenti alle tre categorie definite dai passati emendamenti e quelle che prima erano classificate come "non sismiche" adesso ricadono in zona 4. Questa classificazione risulta quella attualmente in vigore.

Tale caratterizzazione è quella relativa alla prima ordinanza emanata la OPCM 3274, essa era solo preliminare in quanto aveva lo scopo di individuare i limiti relativi alle varie zone e ad essa era correlato un elenco indicante la zona sismica in cui ricadeva

ogni singolo comune. L'obiettivo finale però era quello di realizzare una classificazione molto più accurata andando a definire con maggiore precisione l'accelerazione attesa (a_g) per ogni sito mediante una mappa con curve di livello discretizzate con passo 0.025 g. Tale classificazione è scaturita da uno studio probabilistico di sismicità e il valore di a_g definito è il valore massimo relativo alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

1.2.3.1.2 Allegato 2: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici [15]

L'allegato in questione definisce con chiarezza tutti gli aspetti relativi alla valutazione della azione sismica, alla progettazione di nuovi edifici e agli interventi di adeguamento e miglioramento di quelli esistenti. Lo scopo è quello primario di salvaguardare la vita umana a seguito di un evento sismico, cercando di limitare il più possibile i danni sulle strutture impedendone il collasso.

Vediamo di seguito i principali cambiamenti che furono apportati rispetto alla normativa precedente.

1) **Requisiti di sicurezza e criteri di verifica**

Le nuove strutture vanno progettate e verificate con riferimento a due definiti stati limite:

- **Stato limite ultimo (SLU):** a seguito di un evento sismico (definito con probabilità di superamento del 10% in 50 anni per opere di civile abitazione) la struttura pur subendo danni gravi sia ancora in grado di possedere una riserva di capacità (sia in termini di rigidezza che di resistenza) rispetto alle azioni orizzontali e l'intera capacità di resistenza rispetto alle azioni verticali.
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito di un evento che abbia la probabilità di occorrenza di almeno una volta rispetto alla vita utile della struttura, (50% in 50 anni nel caso di opere di civile abitazione) essa non subisca alcun tipo di danno (che sia esso strutturale o non) che possa inficiarne le sue funzionalità.

2) **Azione sismica**

Un altro aspetto di grande innovazione ottenuto dal progresso scientifico negli ultimi decessi riguarda la definizione della azione sismica in maniera molto più accurata rispetto alla normativa precedentemente in vigore; la sua definizione infatti tiene conto di molti aspetti che fino ad ora non erano stati presi in considerazione; tali aspetti sono di seguito discussi.

Il primo nuovo fattore introdotto che può determinare un effetto di amplificazione del terremoto riguarda la stratigrafia del terreno.

Tale considerazione è scaturita dalla analisi degli ingenti danni riportati dalle strutture che possedevano le medesime caratteristiche di altre, tali altre strutture si trovavano ad una distanza epicentrale minore ma nonostante questo avevano riportato un minor livello di danni. Questo aspetto ha portato a concludere che edifici eretti su terreni di deposito erano soggetti a fenomeni di amplificazione maggiore rispetto a quelli edificati su roccia. Di conseguenza nella presente norma è stato aggiunto un paragrafo relativo alle analisi da condurre per la definizione del profilo stratigrafico del terreno su cui andranno a poggiare le fondazioni delle nuove strutture. La classificazione stratigrafica si basa sull'utilizzo di prove NSPT e CPT. In funzione del risultato di tali prove è possibile definire il valore della velocità delle onde di superficie (V_{S30}) determinato mediante correlazioni empiriche ed in funzione di questo parametro si definisce la categoria di suolo corrispondente.

Le categorie definite dalla norma sono le seguenti:

- **Categoria A:** Fondazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi con V_{S30} >800 m/s;
- **Categoria B:** Depositi di sabbie o ghiaie molto dense o argille consistenti con 360 m/s < V_{S30} < 800 m/s;
- **Categoria C:** Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con 180 m/s < V_{S30} < 360 m/s;

- **Categoria D:** Depositi di terreni granulari da sciolti o poco addensati oppure coesivi da poco e mediamente consistenti con $V_{S30} < 180$ m/s;
- **Categoria E:** *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali* sono caratterizzati da V_{S30} simili a quelli di classe C e D di spessore compreso fra 5 e 20 m, al disotto del quale è presente uno strato molto rigido con $V_{S30} >800$ m/s;

Nel caso però di terreni soggetti a liquefazione o in presenza di uno strato composto da argille o limi di bassa consistenza la normativa prescrive delle indagini più accurate (categorie S1 ed S2).

La definizione del V_{S30} avviene mediante la seguente formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{N} h_i/V_i}$$

Dove h_i è lo spessore dello strato i-esimo caratterizzato dallo stesso valore di velocità delle onde di taglio V_i; tale analisi va condotta fino ai primi 30 metri di profondità rispetto al piano campagna.

La seconda innovazione riguarda la comprensione del fenomeno della risonanza, infatti ormai è noto che edifici con periodo proprio coincidente con quello con cui il sisma eccita la struttura possono subire fenomeni di amplificazione non trascurabili, che posso portare anche a triplicare i livelli di accelerazione sulla struttura rispetto a quello atteso su suolo rigido.

Questo aspetto si era già compreso nelle precedenti normative; infatti, anche in quella precedente si fa riferimento al periodo proprio della struttura per definire l'accelerazione attesa, ma adesso la sua definizione risulta molto più accurata grazie alla definizione dello spettro di risposta elastico e dello spettro di risposta di progetto.

Tali due spettri risultano identici in forma ma a differenza di quello elastico, quello di progetto tiene conto delle risorse di duttilità della struttura

mediante il fattore di struttura (q), che è definito in funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche del materiale. Sperimentalmente è stato dimostrato che l'entrata in gioco della duttilità della struttura durante un evento sismico causa una dissipazione di energia che ha come risultato la riduzione del fenomeno della risonanza; perciò per definire lo spettro di progetto si divide lo spettro elastico per il fattore di struttura.

Ai fini delle verifiche allo SLU quello da prendere in considerazione però è lo spettro di progetto perciò si è deciso di illustrare solo la costruzione di quest'ultimo.

Lo spettro di progetto è essenzialmente un grafico in cui nell'asse delle ascisse è riportato il periodo proprio delle strutture e in quello delle ordinate il valore dello spettro (S_d) espresso tipicamente in riferimento alla accelerazione, ma è possibile riferirlo anche rispetto agli spostamenti e alle velocità.

La costruzione dello spettro di progetto per le azioni orizzontali avviene mediante le seguenti equazioni:

$$0 \leq T < T_B \qquad S_d(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\frac{2.5}{q} - 1)\right]$$

$$T_B \leq T < T_C \qquad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \qquad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} (\frac{T_C}{T})$$

$$T_D \leq T \qquad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} (\frac{T_C T_D}{T^2})$$

Dove a_g è funzione della zona sismica e dello stato limite considerato, mentre T_B, T_C, T_D ed S sono funzione della tipologia di suolo come riportato in Tabella 1.2.2

Tabella 1.2.2-Tabella 3.1 estratta da OPCM 3431

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

In caso di terreno in prossimità di scarpare S_d va ulteriormente moltiplicato per il fattore di amplificazione topografica S_T.

Il fattore di amplificazione topografica vale 1 nel caso di terreno pianeggiante, ma in caso di edifici ubicati in cima a scarpate esso può assumere i seguenti valori:

a) S_T = 1.2 Per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
b) S_T =1.4 Per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi alla base del pendio una inclinazione >30°;
c) S_T =1.2 Per siti del tipo b) ma con pendenza inferiore;

Analogamente si può definire anche lo spettro di risposta per la componente verticale (S_{Vd}) ponendo q=1.5 per qualunque tipo di struttura:

$$0 \leq T < T_B \qquad S_{Vd}(T) = 0.9a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\frac{3}{q} - 1)\right]$$

$$T_B \leq T < T_C \qquad S_{Vd}(T) = 0.9a_g * S * \frac{3}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \qquad S_{Vd}(T) = 0.9a_g * S * \frac{3}{q}(\frac{T_C}{T})$$

$$T_D \leq T \qquad S_{Vd}(T) = 0.9a_g * S * \frac{3}{q}(\frac{T_c T_D}{T^2})$$

Nel caso in cui sia necessario studiare il comportamento spaziale la normativa prescrive un metodo alternativo allo spettro di risposta, sfruttando gli accelerogrammi

naturali o artificiali che devono essere almeno 3, uno per ogni direzione principale della struttura; gli spettri relativi a tali accelerogrammi però devono avere coerenti con quelli elastici del sito in esame; Infatti, l'ordinata spaziale dello spettro ricavato dall'acceleregramma non deve avere uno scarto superiore al 10% rispetto al relativo spettro elastico.

3) **Combinazione delle azioni**

Sia nel caso di verifiche SLU che SLE in caso di azione sismica le azioni vanno sommate secondo la seguente combinazione:

$$\gamma_1 E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_2 Q_{Ki})$$

Dove:

γ_1 = fattore di importanza (parametro già presente del D.M LL.PP. del 24 gennaio 1986) con valori riportati in Tabella 1.2.3;

E = azione sismica;

G_K = Valore caratteristico Carichi permanenti;

P_K = Valore caratteristico azioni di precompressione;

ψ_{2i} = Coefficiente di combinazione quasi-caratteristica riportati in Tabella 1.2.4

Q_{Ki} = Valore caratteristico della azione variabile;

Tabella 1.2.3-Fattori di importanza tratti dalla tabella 4.3 dell'OPCM 3431

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

Tabella 1.2.4-Coeff. di combinazione in funzione della destinazione d'uso tratti dalla 3.4 dell'OPCM 3431

Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

Mentre per la valutazione della azione sismica si adotta la seguente combinazione:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

Dove:

$\psi_{Ei} = \varphi\psi_{2i}$= Coefficiente di combinazione della azione Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti durante il sisma (valori di φ riportati in tabella 1.3.1.2.4;

Tabella 1.2.5- Valore coeff. φ estratti da OPCM 3431

Carichi ai piani	φ
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

4) Criteri generali di progettazione

Agli edifici è richiesta una certa regolarità strutturale, poiché in funzione di questa la normativa stabilisce in tipo di analisi da condurre che può essere più o meno sofisticata come verrà illustrato in seguito:

La regolarità deve essere garantita sia in pianta che in elevazione, e i parametri da considerare sono di seguito discussi.

Per soddisfare le condizioni di regolarità in pianta devono essere soddisfatti i seguenti punti:

a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;*
b) *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;*
c) *almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;*
d) *i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

Per la regolarità in altezza invece:

e) *tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;*
f) *massa e rigidezza 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 rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza 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;*
g) *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.*

Come è stato precedentemente detto la regolarità definisce in tipo di analisi e il modello da adottare; infatti, nel caso di regolarità in pianta possono essere considerati due modelli planari separati uno per ciascuna delle due direzioni principali; se tale condizione non sussiste allora si è costretti a ricorrere ad un modello spaziale. Il soddisfacimento o meno dei vari punti di regolarità in elevazione determina l'utilizzo di uno dei seguenti metodi di analisi:

a) Statica lineare
b) Dinamica modale
c) Statica non lineare
d) Dinamica non lineare

Verrà illustrato nel dettaglio solo la prima analisi di quelle dette sopra poiché usato nella tesi in questione gli altri metodi che risultano più sofisticati verranno brevemente accennati.

a) Analisi statica lineare

Nel caso in cui l'edificio rispetti tutti i criteri sopra elencati di regolarità in altezza è possibile condurre l'analisi più semplice che è l'analisi statica lineare, a condizione che il periodo proprio fondamentale non superi $2.5T_C$.

Per la definizione del periodo proprio è possibile far ricorso alla seguente formulazione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

Con:

$$C_1 = \begin{cases} 0.085\ per\ stuttura\ intlaiata\ in\ acciaio \\ 0.075\ per\ struttura\ intelaiata\ in\ c.a. \\ 0.05\ per\ qualunque\ altro\ tipo\ di\ struttura \end{cases}$$

H= altezza dell'edificio

Le sollecitazioni indotte dal sisma si valutano applicando un sistema di forze statiche distribuite lungo l'altezza assumendo un

comportamento elastico lineare del materiale, ad ogni piano i-esimo l'entità della forza è definita dalla seguente relazione:

$$F_i = \frac{F_h * z_i * W_i}{\sum z_j * W_j}$$

Dove:

$F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$ = forza di taglio alla base dell'edificio;

W_i e W_j sono rispettivamente i pesi delle masse al piano i e j;

z_i e z_j sono rispettivamente le altezze dei piani i e j;

W è il peso complessivo dell'edificio;

λ è un coefficiente che 0.85 se l'edificio ha almeno 3 piani e se $T_1 < 2T_C$ altrimenti vale 1;

g è l'accelerazione di gravità;

Bisogna tenere conto degli effetti torsionali sommando alle forze statiche il contributo dovuto ai momenti $M_i = e*F_i$ dove "e" rappresenta l'eccentricità.

Nel caso di strutture approssimativamente simmetriche in pianta ed iscritte in un rettangolo con rapporto fra i 2 lati inferiore a 4, è possibile adottare un fattore moltiplicativo (δ) di F_i per tenerne conto:

$$\delta = 1 + 0.6\frac{x}{L_e}$$

Dove x è la distanza fra il baricentro delle masse è l'elemento considerato misurata perpendicolarmente alla direzione di analisi, mentre L_e è la lunghezza del lato dell'edificio preso nella medesima direzione di x.

b) Analisi modale

Questa è l'analisi da adottare nella maggior parte dei casi in cui non sono rispettate le condizioni di simmetria in elevazione o in pianta. Si dovranno considerare i primi modi fondamentali almeno fino al 85% delle totali partecipanti.

c) Analisi statica non lineare

Questa analisi è da adottare qualora si voglia tenere conto in maniera diretta della duttilità del materiale; in questo caso si considera il materiale con una legge di comportamento di tipo elastico-plastico perfetto e si applica un sistema di forze orizzontali all'edificio che mantengano invariati i rapporti fra le masse stesse mediante l'applicazione di un fattore moltiplicativo uguale per tutte le forze ad ogni piano.

L'analisi viene condotta a step successivi incrementando il fattore moltiplicativo delle forze orizzontali in maniera costante fra uno step e il seguente fino a raggiungimento di uno spostamento tale da determinare la rottura progressiva degli elementi strutturali fino al collasso. Questo metodo permette di valutare le rotture progressive e quindi di capire quale elemento cede per primo e definire con maggior precisione il valore della accelerazione che determina il collasso dell'edificio. Esso può essere adottato qualora le verifiche condotte facendo ricorso alla analisi modale non dovessero essere soddisfatte, in modo da avere una stima più precisa della forza necessaria a far collassare la struttura.

d) Analisi dinamica non lineare

Questa rappresenta l'analisi più complessa da adottare ed è usata per opere di rilevanza significativa in cui la complessità della struttura non permette di avere dei risultati attendibili usando i metodi meno raffinati. La metodologia consiste nel calcolare la risposta sismica della struttura risolvendo le equazioni dinamiche del moto che governando il problema mediante metodi di integrazione al passo utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi.

Un ultimo aspetto da tenere in conto è la possibilità che elementi non strutturali possano danneggiarsi e cadendo arrecare danni a persone, quindi la normativa prescrive che anche questi elementi vadano verificati. L'effetto della azione

sismica sulle componenti non strutturali può essere valutato applicando nel baricentro dell'elemento stesso una forza proporzionale alla sua massa.

5) **Gerarchia di resistenze**

È una nuova filosofia della progettazione per gli edifici in zona sismica che prende spunto dagli Eurocodici, si basa sostanzialmente sull'idea che la progettazione deve essere studiata per fare in modo di favorire la rottura della struttura in punti appositamente predisposti favorendo così un collasso in di tipo duttile, scongiurando eventuali rotture fragili. In questo modo si hanno due vantaggi principali, favorire la dissipazione di energia e consentire la percezione del pericolo imminente.

Per quanto riguarda gli edifici in muratura essa si applica esclusivamente alla muratura armata.

In questo caso infatti bisogna realizzare la progettazione dell'edificio in modo da favorire la rottura a taglio del maschio murario a discapito di quella per pressoflessione; la rottura a taglio infatti non comporta il collasso dell'edificio a differenza di quella per pressoflessione che è di tipo fragile.

6) **Verifiche**

La norma prescrive che le verifiche sulla muratura venga condotta con riferimento alle seguenti modalità di collasso:

a) Pressoflessione nel piano
b) Taglio nel piano
c) Pressoflessione fuori piano

a) <u>La verifica di pressoflessione</u> nel piano va condotta adottando la seguente relazione:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2}\left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d}\right)$$

Dove:

M_u = è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l = è la larghezza della parete;

t = è lo spessore del pannello;

σ_0 = è la tensione normale media di compressione della parete;

$f_d = f_{mk}/\gamma_M$ = resistenza a compressione di progetto della muratura;

b) La verifica a taglio si effettua per mezzo della seguente espressione:

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

Dove:

σ_0= è la tensione normale media di compressione;

τ_{0d}=resistenza a taglio unitaria della muratura;

b=h/l=rapporto di snellezza esso assume valori compresi fra 1.5 e 1;

c) La verifica di resistenza a pressoflessione per azioni perpendicolari al piano va condotta assumendo un diagramma delle tensioni rettangolare, un valore delle sollecitazioni pari a $0.85f_d$ e trascurando la resistenza a trazione.

Queste verifiche vanno condotte su tutti gli elementi in muratura strutturali, di cui fanno parte sia i maschi murari che le travi di accoppiamento.

La norma inoltre prescrive che le verifiche possono essere omesse qualora sia soddisfatta la condizione di "edificio semplice". Tale condizione è soddisfatta se l'edificio rispetta i parametri di regolarità definiti al punto 4) le ulteriori prescrizioni riportate al punto 8.1.9 del presente decreto e i seguenti particolari costruttivi:

- *Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.*
- *I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno.*

- *L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2, le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm e adeguatamente ancorate ad esso.*
- *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.*
- *Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.*

7) **Livelli di conoscenza e fattori di confidenza**

Qualora si operi su degli edifici esistenti per scopi di miglioramento o adeguamento sismico per tenere conto delle incertezze sulle proprietà dei materiali la normativa prescrive l'adozione di fattori di confidenza che si traducono in dei coefficienti riduttivi delle proprietà dei materiali. Esistono tre livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3, in ordine crescente con il livello delle indagini. Se le indagini sono condotte in maniera superficiale ovvero basate su rilievi a vista allora si assume il livello di conoscenza minimo (LC1) che porta alla adozione di un fattore di confidenza pari a 1.35.

Qualora invece le analisi sui materiali dovessero essere condotte in maniera esaustiva, mediante il prelievo di provini e sottoponendoli a prove di laboratorio come ad esempio la prova di compressione diagonale, allora è possibile assume il massimo livello di conoscenza a cui corrisponde un fattorie di confidenza pari a 1.

Lo scopo dell'utilizzo di questi coefficienti è quello di spingere il progettista ad investire più risorse sia in termini di tempo che denaro per effettuare

delle analisi più approfondite, in modo da avere un risparmio economico poi in fase di progettazione poiché diventa più facile soddisfare le verifiche.

8) **Meccanismi locali**

Già nei precedenti decreti era stata inserito un paragrafo inerente alla necessità di verificare eventuali meccanismi locali, ma senza specificare come tali analisi andassero condotte. Nel presente decreto specifica che sovente tali meccanismi possono innescarsi in edifici di vecchia costruzione caratterizzati da murature scadenti, assenza di collegamenti fra muratura ortogonali e fra le mura e gli orizzontamenti, dando anche prescrizione su come condurre le verifiche, le quali vanno effettuate facendo ricorso ad analisi all'equilibrio limite su schemi locali, considerando il muro come un corpo rigido non resistente a trazione; tale ipotesi risulta verosimile considerando la scarsa capacità di resistenza a trazione delle murature. Tali meccanismi possono interessare porzioni di parete relative a uno o due piani o sull'intera facciata.

9) **Aggregato edilizio**

La Norma definisce come comportarsi quando si deve agire su un edificio facente parte di un insieme di strutture in contatto l'una con l'altra (aggregato edilizio). Il primo passo per lo studio del problema consiste nell'individuare l'unità strutturale (US) principale di cui fa parte l'edificio. Per US si intende il singolo o un insieme di unità immobiliari che per epoca di costruzione, numero di piani e caratteristiche strutturali tende ad oscillare come un blocco unico in caso di terremoto. Una volta individuata l'US bisogna definire quali sono gli edifici adiacenti che possono generare interazione.

È opportuno ricorrere alla valutazione di eventuali fenomeni di martellamento anche mediante l'adozione di metodi di analisi semplificati. La norma indica quali sono gli aspetti principali su cui indagare per identificare l'US principale:

- *i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi e l'evoluzione del sistema viario;*

- *i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);*
- *la morfologia delle strade (andamento, larghezza, flessi planimetrici e disassamenti dei fronti edilizi);*
- *la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) ed il posizionamento delle scale esterne;*
- *l'allineamento delle pareti; verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari; individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta a identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);*
- *i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originare da quelle dovute a saturazione successiva);*
- *la forma e la posizione delle bucature nei muri di prospetto: assialità, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo);*
- *i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai carichi verticali e sismici, sia per affinare l'interpretazione dei meccanismi di aggregazione).*

Per la valutazione di eventuali spinte provenienti da edifici contigui si dovranno tenere in considerazione i seguenti aspetti:

- *I carichi orizzontali e verticali provenienti dai solai di edifici contigui;*
- *Spinte generate da archi o volte provenienti da edifici contigui;*
- *Spinte generate da tiranti ancorati su altri edifici;*

- *Spinte generate da prospetti non allineati;*
- *Spinte non contrastate dovute alla presenza di solai sfalsati;*
- *Possibile martellamento dei giunti tecnici;*

Lo studio del problema dovrà essere condotto adottando l'analisi statica non lineare analizzando separatamente ciascun interpiano e trascurando la variazione di forza assiale causata dal sisma. Nel caso di edifici che non siano sul contorno nell'aggregato edilizio la norma suggerisce di trascurare gli effetti torsionali.

10) **Sistemi di isolamento**

L'aspetto forse più innovativo di tutti quelli finora elencati riguarda il capitolo 10, il quale regolamenta di fatto l'utilizzo degli isolatori fornendo criteri, regole di progetto e di collaudo per l'adozione degli stessi.

Questo aspetto determina un cambio radicale nella concezione della protezione; inquanto, se fino a questo momento si era cercato di limitare i danni irrobustendo le strutture, adesso grazie agli isolatori sismici è possibile eliminare il problema della azione alla base. Gli isolatori sono dei sistemi che favoriscono lo scorrimento orizzontale relativo fra 2 superfici e causano dissipazione; essi vengono posti alla base dell'edificio al contatto fra la sovrastruttura e il sistema di fondazione, in questo modo per via della azione sismica la fondazione oscilla ma la sovrastruttura rimane immobile o comunque subisce degli spostamenti decisamente inferiori rispetto a quelli della fondazione, riducendo di conseguenza sollecitazioni indotte dal sisma sulla struttura.

1.2.3.2 OPCM 3519 del 2006 [16]

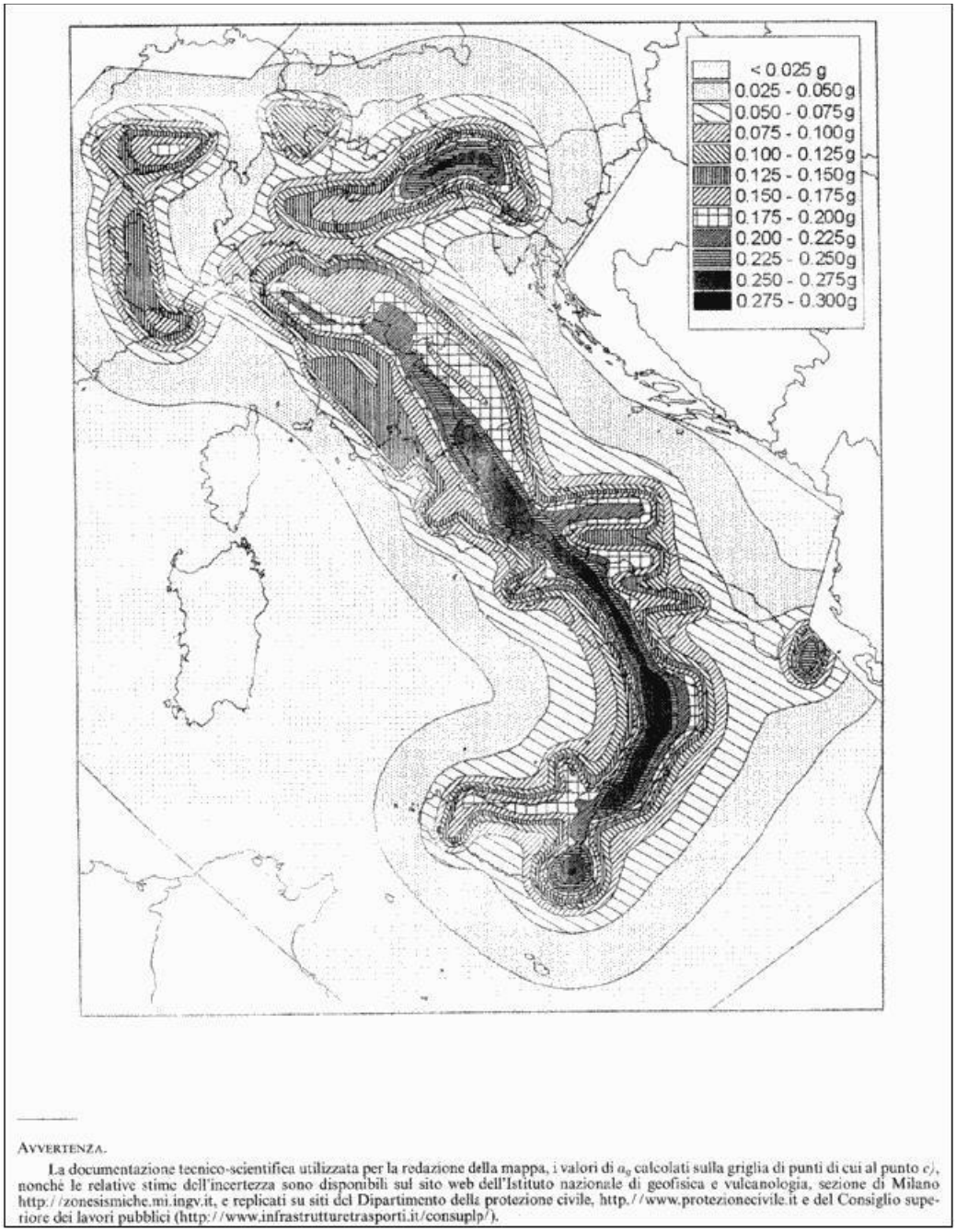
L'ordinanza in questione ha l'unico scopo di normare quanto era stato auspicato nel decreto OPCM 3274 del 2003. In tale decreto venivano definite le 4 zone a diversa sismicità anticipando che tale discretizzazione era solo preliminare ma che lo scopo era

quello di realizzare uno studio molto più accurato definendo per ogni località l'accelerazione al suolo (a_g) massima attesa con una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Tale obiettivo è stato raggiunto e ufficializzato nel presente decreto definendo i limiti delle quattro zone come riportato in Tabella 1.2.6.

Tabella 1.2.6-Limiti della zonazione sismica definiti al punto 1.A del OPCM 3519

zona	accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g]
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	≤0,05 g	0,05 g

In allegato a tale decreto è stata associata una mappa di pericolosità con curve di livello discretizzate con passo 0.025g, illustrata in Figura 1.2.3.1.



AVVERTENZA.

La documentazione tecnico-scientifica utilizzata per la redazione della mappa, i valori di a_g calcolati sulla griglia di punti di cui al punto *c)*, nonché le relative stime dell'incertezza sono disponibili sul sito web dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia, sezione di Milano http://zonesismiche.mi.ingv.it, e replicati su siti del Dipartimento della protezione civile, http://www.protezionecivile.it e del Consiglio superiore dei lavori pubblici (http://www.infrastrutturetrasporti.it/consuplp/).

Figura 1.2.3.1:Allegato 1 OPCM 3519 "mappa di perocolosità"

1.2.3.3 NTC 2008 [17]

Le Norme Tecniche per le Costruzioni in questione furono emanate con apposito decreto ministeriale il 14 gennaio 2008, hanno lo scopo di definire i principi di progetto, esecuzione e collaudo delle strutture, sia per quanto riguarda i requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità ma anche in caso di incendio e durabilità. Molti argomenti presenti nella seguente norma sono già stati trattati negli emendamenti precedenti, però sono presenti anche degli aspetti innovativi che di seguito andremo a discutere.

1) **Valutazione della sicurezza**

Un radicale cambiamento dal punto di vista concettuale in linea con gli Eurocodici è l'adozione del metodo semi-probabilistico per la valutazione della sicurezza delle strutture, in opposizione al metodo delle tensioni ammissibili adottato fino a questo momento, che però risulta ancora valido per edifici appartenenti alla classe d'uso I e II (concetto che verrà illustrato al punto precedente) ricadenti in zona sismica 4.

L'adozione del metodo semiprobabilistico consiste nel verificare che in tutti gli elementi strutturali sia soddisfatta la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove con R_d si intende la resistenza dell'elemento strutturale in esame mentre con E_d si intende l'effetto causato dalle azioni.

Per tenere conto del carattere aleatorio del loro valore le resistenze dei materiali e i valori delle azioni sono prese con il loro valore caratteristico definito dal frattile 5% della distruzione probabilistica della variabile nel caso delle resistenze e dal 95% nel caso delle azioni; inoltre, per definire il valore di progetto delle resistenze e delle azioni si adottano delle ulteriori precauzioni mediante l'uso dei rispettivi coefficienti di sicurezza parziali γ_M e γ_F, che variano in funzione dello stato limite considerato.

11) **Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento**

La vita nominale (V_n) rappresenta la vita utile per il quale la struttura è progettata in funzione della sua importanza come riportato in tabella:

Tabella 1.2.7- Vita nominale estratta da NTC 2008

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La classe d'uso invece definisce il numero di utenti utilizzatori dello stabile, maggiore è il livello di utenza e maggiore è la classe d'uso:

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.*

Questi 2 aspetti appena introdotti permettono di definire il periodo di riferimento (V_R) per la definizione della azione sismica necessario a valutare l'accelerazione di progetto poiché essa è associata al periodo di ritorno assunto.

$$V_R = V_n * C_u \geq 35\ anni$$

C_u è un coefficiente che esprime la classe d'uso come mostrato in Tabella 1.2.8.

Tabella 1.2.8- Coefficienti relativi alla classe d'uso estratti da NTC 2008

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

12) **Azione sismica**

Una piccola variazione rispetto alla norma precedente si ha nella definizione della azione sismica di riferimento, essa può essere definita secondo tre differenti metodologie in funzione del tipo di analisi da condurre:

a. Accelerazione massima attesa in superficie;
b. Accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
c. Accelerogramma;

Con particolare rifermento al caso b) che è l'approccio più classico è stata fatta una modifica rispetto al OPCM 3134 inquanto adesso i parametri che dipendono dal sito in cui è ubicata l'opera sono tre:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione spettrale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione;

Essi dipendono oltre che dal sito anche dalla probabilità di superamento (P_{VR}) che è funzione dello stato limite in esame (nell'ottica nella adozione del metodo semi-probabilistico accennato in precedenza) .

Per la azione sismica sono definiti due differenti stati limite, stati limite di esercizio (SLE) e stati limite ultimo (SLU).

Gli SLE sono:

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

Gli SLU sono:

f. **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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
g. **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.

Ad ogni uno dei suddetti stati limite fa rifermento una probabilità di non superamento per definire l'entità della azione; tali probabilità sono riportate nella Tabella 1.2.9

Tabella 1.2.9- Probabilità di superamento estratte da NTC2008

Stati Limite		P_{V_R} : **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R**
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per le strutture in classe d'uso I e II sono prescritte solo le verifiche SLD ed SLV mentre nel caso di opere più importanti ricadenti in classe III e IV per opere non strutturali ed impianti è richiesta anche la verifica SLO.

Quanto appena detto vale in genere per le strutture di nuova concezione, nel caso di strutture esistenti è richiesta solo la verifica a SLV o alternativamente SLC.

La definizione dello spettro di progetto (S_d) è analoga a quella definita nella precedente normativa (OPCM 3274), le uniche differenze sono nella definizione del fattore di amplificazione stratigrafico (S), nella definizione dei periodi T_B, T_C e T_D e nella aggiunta del fattore moltiplicatore dello spettro (F_0).

$$T_c = C_c * T_C$$

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

$$T_D = 4 * \frac{a_g}{g} + 1.6$$

S e C_c sono definiti nella tabella in funzione della categoria di suolo le cui espressioni sono riportate in Tabella 1.2.10.

Tabella 1.2.10- Espressioni di S e Cc estratte da NTC 2008

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

1.2.3.4 NTC 2018 [18]

Le norme tecniche in questione hanno mantenuto la stessa forma dal punto di vista dell'organizzazione dei capitoli della NTC 2008, anche i contenuti sono rimasti pressoché invariati, ma qualche modifica è comunque stata apportata, per ovviare alle carenze che si sono riscontrate negli ultimi 10 anni e per cercare di aderire il più possibile agli Eurocodici.

Data l'analoga organizzazione dei capitoli è possibile fare un confronto diretto capitolo per capitolo rispetto alla normativa precedente, vediamo quindi i principali cambiamenti, con riferimento ai soli punti inerenti alla progettazione sismica:

1) Nel capitolo 2 quello relativo ai "criteri generali" e con particolare riferimento alla vita nominale (V_n) delle strutture è stato eliminato il limite minimo dei 35 anni per la definizione della azione sismica.

Un importante cambiamento sempre inerente al presente capitolo è l'aspetto relativo alla impossibilità di condurre le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili che fino ad ora era ammesso per gli edifici ricadenti in zona sismica 4.

2) Nel capitolo 8 sono stati posti i limiti ai coefficienti minimi di sicurezza per il miglioramento e l'adeguamento statico degli edifici, che precedentemente non

erano stati fissati; in particolare in caso di miglioramento per gli edifici di classe d'uso III e IV ad uso scolastico il rapporto fra l'azione sismica limite (espressa in termini di accelerazione) sopportata dalla struttura e quella di progetto (ξ_e) deve essere almeno pari a 0.6, mentre è posta pari a 1 del caso di adeguamento. Per le costruzioni dalla classe d'uso III in giù per edifici ad uso non scolastico, l'intervento di miglioramento deve portare ad un incremento di almeno di 0.1 del coefficiente ξ_e. Infine nel caso di adeguamento per edifici in cui è previsto un incremento di carico sulla fondazione superiore al 10% o in caso di incremento di classe d'uso da III a IV o di uso scolastico il valore minimo ξ_e da raggiungere a seguito dell'intervento è di 0.8.

1.3 Conclusioni

Analizzando l'evoluzione della normativa in particolare quella del '900 si possono trarre le seguenti considerazioni.

Se da un lato si apprezza l'enorme sforzo fatto dalla comunità scientifica per cercare di cogliere gli aspetti focali che governano il problema sia dal punto di vista della pericolosità dei siti che della vulnerabilità degli edifici; dall'altro lato non può fare a meno di domandarsi se quelle costruzioni attualmente in uso realizzate più di 50 anni fa passano considerarsi sicure.

Se consideriamo i seguenti due aspetti:

- Sismi violenti hanno periodi di ritorno nell'ordine di centinaia anni se non migliaia di anni;
- Una struttura realizzata nel dopoguerra (o comunque in periodo antecedente all'entrata in vigore delle normative di seconda generazione) in qui le conoscenze sulla pericolosità erano estremamente limitate e non avendo subito interventi di manutenzione straordinaria come miglioramento o adeguamento (come nel caso di edifici di civile abitazione) non è mai stata verificata nei confronti delle azioni così come sono definite dalla attuale normativa;

Non è detto che se una struttura abbia resistito fino ad ora possa considerarsi sicura.

Da questa considerazione nasce l'oggetto della tesi, che ha come scopo lo sviluppo di una metodologia speditiva da applicare su larga scala agli edifici in muratura come analisi preliminare per delineare quali potrebbero essere le situazioni che dovrebbero destare sospetto e procedere con delle analisi più accurate.

2 Modalità di danneggiamento e metodi di analisi

Se prendiamo in considerazione un singolo setto in muratura privo di aperture esso è caratterizzato da due direzioni predominanti (altezza e lunghezza) e una decisamente inferiore (spessore). Se sollecitiamo il setto in questione con una forza orizzontale parallela al suo piano di sviluppo esso mostrerà una grande rigidezza che è funzione della capacità del materiale di resistere alle azioni di taglio; mentre, se lo sollecitiamo ortogonalmente al suo piano esso non mostra la stessa rigidezza e tende a ribaltarsi facilmente.

Questo è un aspetto cruciale che fa intuire come il setto abbia una direzione principale di lavoro. Se però il setto risulta rigidamente connesso ad altri disposti perpendicolarmente ad esso, allora questa tendenza a ribaltarsi viene meno e quindi diventa in gradi di resistere a sollecitazioni sia sul suo piano di lavoro che perpendicolari a questo.

Se in aggiunta a questo aspetto si considera anche un solaio rigido e ben collegato alle pareti, allora si ottiene un comportamento scatolare della struttura che è indice di una buona tendenza della stessa a resistere alle azioni sismiche.

Questo concetto è la base per comprendere i meccanismi di danneggiamento di un edificio in muratura; infatti, si possono definire due modi di danno principali:

1) **Primo modo di danno:** è tipico delle strutture che non hanno un buon comportamento scatolare; è caratterizzato dal ribaltamento della parete per effetto di azioni ortogonali al suo piano medio. È un meccanismo molto pericoloso ed è anche il peggiore che si possa verificare per i seguenti motivi:
    - **a.** Il suo innescarsi può determinare il collasso della struttura;
    - **b.** Può verificarsi anche in presenza di piccole scosse;
    - **c.** È un meccanismo locale e molto fragile, quindi non permette di sfruttare le riserve plastiche della struttura e non da nessun preavviso;
2) **Secondo modo di danno:** quando il comportamento scatolare è garantito dalla presenza di collegamenti efficaci, il verificarsi del primo meccanismo risulta scongiurato (almeno per intensità modeste della azione sismica); a questo punto se il terremoto è caratterizzato da una intensità rilevante si può innescare il secondo modo che è caratterizzato da fratture a 45° (se non sono presenti aperture nella parete) che si sviluppano lungo tutta la parete; inoltre, dato che l'azione del sisma cambia segno si vengono a creare sulla parete delle fessure che si incrociano assumendo la tipica forma di "croce di Sant'Andrea"; questa particolare disposizione delle fessure permette di distinguere quelle causate dal effetto del sisma da quelle dovute a cedimenti fondali che sono sempre a 45° ma hanno una sola direzione di sviluppo. Questo comportamento è indice che la struttura ha una

buona capacità di resistenza e la comparsa delle fessure a livelli di intensità più o meno elevati è solo funzione delle caratteristiche meccaniche del materiale di cui è composta la muratura; inoltre, il verificarsi del danneggiamento non comporta il collasso immediato, quindi il meccanismo risulta più duttile e di conseguenza il migliore che ci si possa aspettare.

Questo tipo di meccanismo può essere studiando facendo ricordo a metodi di analisi di tipo globale sulla intera struttura che permette di valutare le sollecitazioni trasmesse dai solai alle pareti sotto l'azione sismica.

In base a quanto appena detto quando si analizza un edificio in muratura non si può procedere in maniera standard ma bisogna valutare le situazioni caso per caso analizzando tre spetti principali.

[1]Il primo aspetto da valutare come abbiamo detto riguarda il possibile innesco di meccanismi locali (primo modo di danno). Tale ipotesi è da escludere se:

- Le pareti sono bene ammorsate fra loro;
- I collegamenti fra le pareti e i solai sono efficaci;
- Presenza di cordoli o catene che permettono di elidere le spinte orizzontali generate da coperture spingenti o dagli archi;

Il secondo aspetto da tenere in considerazione riguarda la crisi dell'elemento murario per fessurazione diagonale dovuta ad azioni che agiscono parallelamente al piano di lavoro della parete (secondo modo di danno); sotto questo tipo di sollecitazione si possono verificare anche rotture per scorrimento, in cui per effetto della qualità scadente della malta i blocchi posso scorrere l'uno sull'altro; questo tipo di meccanismo risulta tuttavia meno frequente rispetto al precedente.

Il terzo aspetto riguarda la qualità degli orizzontamenti in termini di rigidezza, in particolare si possono verificare due situazioni:

a) Solai indeformabili
b) Solai deformabili

Ricadono nel caso a) solai in cemento armato o in latero cemento; in questa condizione per la modellazione del solaio si può assumere l'ipotesi di piano infinitamente rigido, di conseguenza lo spostamento dei setti collegati ad esso sarà il medesimo, quindi ogni uno di essi riceverà una sollecitazione tagliente proporzionale alla sua rigidezza. In questo caso l'analisi di tipo globale risulta la più indicata.

Nel caso b) invece, ricadono solai in legno; in questa situazione l'ipotesi di un comportamento diaframmatico di piano non è più valida quindi si può procedere con una analisi globale a patto che si conosca l'effettiva rigidezza del solaio che solitamente risulta incerta o poco affidabile. L'ideale sarebbe far ricorso ad una modellazione piana delle singole pareti (disposte nella direzione del sisma che si sta considerando) in cui ogni parete è soggetta ai carichi verticali e orizzontali delle masse di competenza.

In definitiva questi aspetti suggeriscono una gerarchia di analisi da condurre secondo un ordine preciso:

1) Valutare i meccanismi locali (primo modo di danno);
2) Effettuare interventi per impedire il loro innesco qualora esso si verificasse;
3) Valutare la deformabilità dei solai per capire quale tipo di analisi è più opportuna;
4) Verificare le pareti nei riguardi delle azioni di piano (secondo medo di danno);
5) Prevedere degli interventi qualora le analisi non risultassero soddisfatte;
6) Verificare nuovamente le pareti alle azioni di piano per valutare l'efficacia degli interventi definiti.

Nei paragrafi seguenti andremo a vedere i modelli teorici che permettono di studiare i vari meccanismi di danneggiamento.

2.1 Primo modo di danno [1]

I meccanismi locali da prendere in considerazione sono i seguenti:

1. Ribaltamento di parete monopiano
2. Rottura interna di parete incatenata

3. Ribaltamento di parete di più di un piano

Le analisi di meccanismi locali secondo quando prescritto al punto 8.7.1 della NTC 2018 vengono condotte applicando il metodo cinematico in una analisi all'equilibrio limite.

Mediante questo tipo di analisi fissato un meccanismo di collasso si valuta l'accelerazione limite che lo innesca causandone la perdita di equilibrio.

Il modello adottato prevede la suddivisione della parete in uno o più blocchi rigidi a seconda del meccanismo considerato tenendo conto delle seguenti ipotesi:

- Resistenza a trazione nulla della muratura;
- Assenza di scorrimento dei blocchi;
- Resistenza a compressione infinita della muratura;

Lo schema statico dunque prevede la formazione di una catena cinematica formata da uno o più blocchi rigidi collegati fra loro mediante cerniere.

Le azioni che si considerano nel sistema sono le seguenti:

- Pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- Carichi applicati sui blocchi (es. carico dei solai);
- Un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- Forze esterne trasmesse (es. catene o cordoli)

L'analisi consiste nello assegnare una rotazione ϑ_K al k-esimo blocco e di determinare gli spostamenti delle forze applicate ad esso che saranno funzione di ϑ_K.

Dopo aver definito lo spostamento che determina la perdita di equilibrio sfruttando il principio dei lavori virtuali (PLV) e possibile risalire al moltiplicatore dei carichi orizzontali α_0 necessario a determinare tale spostamento imponendo l'uguaglianza fra il lavoro virtuale esterno e interno come mostra l'equazione ((2.1.1):

$$L_e = L_i \rightarrow \ \alpha_0(\sum_{i=1}^{n} P_i * \delta_{xi} + \sum_{j=1}^{n+m} P_j * \delta_{xj}) - \sum_{i=1}^{n} P_i * \delta_{yi} - \sum_{h=1}^{o} F_h * \delta_h = L_i \quad (2.1.1)$$

Dove:

n = numero complessivo di forze peso applicate ai blocchi;

m = numero complessivo di forze peso non direttamente applicate ai blocchi ma che esercitano su di essi delle azioni orizzontali;

o = numero complessivo di forze esterne applicate ai blocchi ma non associate a masse;

P_i e δ_{xi} = rispettivamente la forza peso e lo spostamento del baricentro del generico i-esimo blocco con segno positivo se concorde con la direzione della azione sismica;

P_j e δ_j =rispettivamente forza peso e spostamento virtuale del j-esimo elemento non direttamente gravante sulla muratura ma che produce azioni orizzontali sulla stessa;

δ_{yi} = Spostamento verticale del baricentro del i-esimo blocco;

F_h e δ_h = rispettivamente la generica forza esterna considerata in valore assoluto, applicata ad un blocco e lo spostamento del rispettivo punto di applicazione con segno positivo se discorde con il verso della forza;

L_e ed L_i sono rispettivamente il lavoro virtuale esterno ed interno compiuti dal sistema.

Poiché l'effetto sismico è una sollecitazione di tipo dinamico, l'insieme degli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi deve essere considerato come una forma modale, perciò bisogna ricavare il coefficiente di partecipazione modale (g_m):

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

Dove n ed m sono tutte le forze orizzontali che partecipano al cinematismo.

Moltiplicando g_m per $\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}$ e dividendo per l'accelerazione di gravità si ottiene la massa modale (M*) partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}\right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \qquad (2.1.2)$$

Il moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo (a^*_0) si determina con la formula:

$$a_0 = \frac{\alpha_0 g}{e^*} = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \qquad (2.1.3)$$

Con:

$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$ = frazione di massa partecipante al cinematismo;

La verifica a SLU risulta soddisfatta se:

$$a_0 \geq \frac{a_g S}{q}\left(1 + 1.5\frac{z}{H}\right) = a_d \qquad (2.1.4)$$

Dove:

q = 2 (Fattore di struttura);

z = quota di applicazione della risultante delle azioni sismiche;

H = altezza dell'edificio;

a_d = accelerazione di progetto;

2.1.1 Ribaltamento di parete mono-piano

In caso di ribaltamento di parete mono-piano lo schema statico da prendere in considerazione è quello riportato in Figura 2.1.1.1:

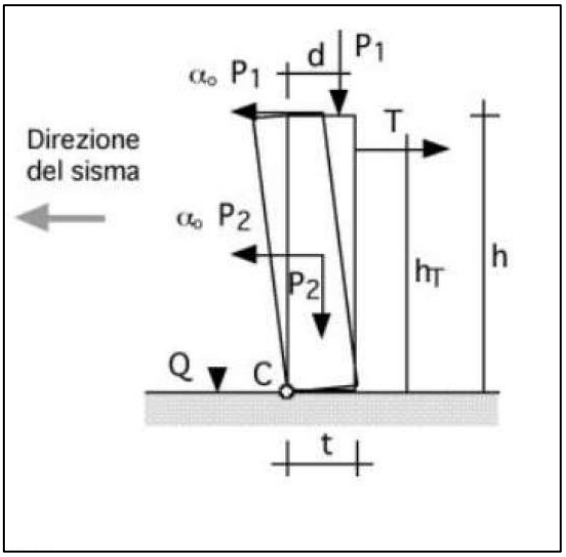


Figura 2.1.1.1- Schema statico ribaltamento parete mono-piano [1]

Dove:

Q = quota base della parete rispetto al piano di fondazione;

P_1 = carico esterno applicato alla parete a distanza d;

P_2 = peso proprio della parete;

C = punto di rotazione del blocco;

h = altezza della parete rispetto a C;

t = spessore parete;

T = azione stabilizzante data dal tirante;

h_T = altezza del tirante rispetto a C;

Si considera una parete di lunghezza unitaria, il meccanismo è caratterizzato dalla rotazione (ϑ) del muro intorno a C, quindi ϑ è il parametro che caratterizza il cinematismo. Sfruttando il Principio dei lavori virtuali (PLV) si impone una rotazione unitaria (ϑ=1) e dalla (2.1.1) si ricava l'Equazione 2.1.1.1:

$$\alpha_0 = \frac{P_1 d + \frac{P_2 t}{2} + T h_T}{P_1 h + \frac{P_2 h}{2}} \quad (2.1.1.1)$$

Da considerazioni di carattere puramente geometrico si determina la condizione limite che intabilizza il cuneo che è data dalla seguente relazione da cui si ricava quindi la rotazione limite d'equilibrio (ϑ_u):

$$X_R = \vartheta_u Z_R \rightarrow \ \vartheta_u = X_R / Z_R$$

Dove:

$$X_R = \frac{P_1 d + \frac{P_2 t}{2}}{P_1 + P_2} \ (baricentro\ dei\ carichi\ verticali)$$

$$Z_R = \frac{P_1 h + \frac{P_2 h}{2}}{P_1 + P_2} \ (baricentro\ dei\ carichi\ orizzontali)$$

Assumendo come punto di controllo il baricentro della parete, lo spostamento ultimo sarà:

$$d_{K0} = \frac{\vartheta_u h}{2} = \frac{\frac{X_R}{Z_R} h}{2}$$

La massa partecipante al meccanismo si valuta con la (2.1.2) ponendo:

$$\delta_{x1} = h$$
$$\delta_{x2} = \frac{h}{2}$$

L'accelerazione spettrale limite (a^*_0) si determina con la (2.1.3) e con le (2.1.4) si effettua la verifica SLU ponendo $Z=Q+Z_R$.

La verifica spesso risulta insoddisfatta in assenza di tiranti o cordoli, qualora questo dovesse succedere è possibile definire la forza minima necessaria che deve offrire il tirante per garantire la stabilità imponendo la condizione di uguaglianza fra l'accelerazione limite d'equilibrio (a^*_0) e l'accelerazione di progetto (a_d):

$$a_0^* = a_d \rightarrow \frac{\alpha_{0M}}{e^*} g + \frac{T^* h_T}{(P_1 h + \frac{P_2 h}{2}) e^*} g = a_d \qquad (2.1.1.2)$$

$$a_d = \frac{a_g S}{q} (1 + \frac{1.5Z}{H})$$

Dove α_{0M} è il contributo fornito dalla sola muratura:

$$\alpha_{0M} = \frac{P_1 d + \frac{P_2 t}{2}}{P_1 h + \frac{P_2 h}{2}}$$

Dalla (2.1.1.2) si ricava la forza minima del tirante per la stabilità (T*):

$$T^* = \left(a_d - \frac{\alpha_{0M}}{e^*} g\right) \frac{P_1 h + \frac{P_2 h}{2}}{h_T g} e^* \qquad (2.1.1.3)$$

2.1.2 Cinematismo per rottura interna di parete incatenata

Verificato che la parete non possa più ribaltarsi grazie alla azione del tirante progettato al punto precedente, bisogna verificare che non sopraggiunga la rottura della parete internamente con formazione con formazione di una cerniera (C_2) ad altezza h_1 incognita facendo riferimento allo schema riportato in Figura 2.1.2.1.

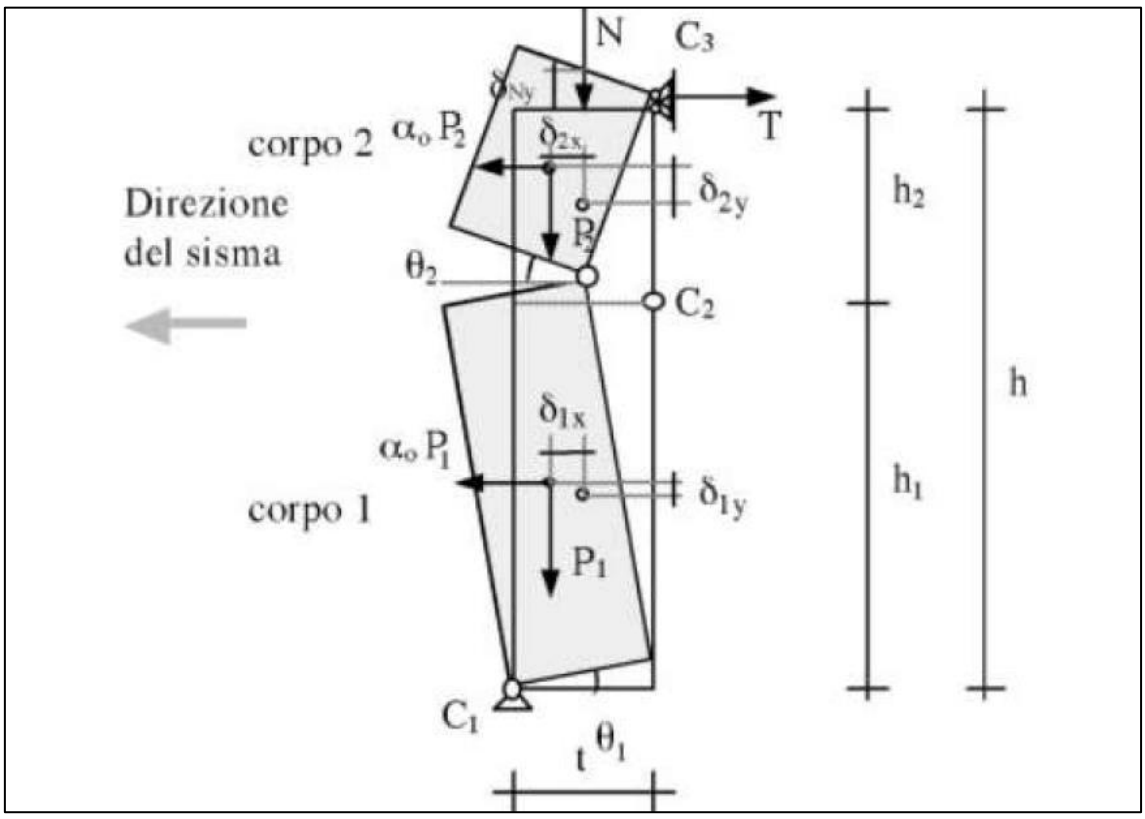


Figura 2.1.2.1- Schema cinematismo per rottura interna di parete incatenata [1]

Nel meccanismo in questione si assume per ipotesi che lo sforzo normale gravante sulla muratura sia centrato e che la cerniera C_2 si formi in corrispondenza del punto di tangenza fra la curva delle pressioni e l'estremità esterna della parete. La curva delle pressioni è data dalla somma dei carichi verticali e orizzontali partecipanti al cinematismo.

Non essendo nota a priori la posizione della cerniera C_2 le altezze dei due corpi sono definita in funzione di x che dipende dalla quota di C_2:

$$h_1 = \frac{x-1}{x}h$$

$$h_2 = \frac{h}{x}$$

Ponendo ϑ_1=1 i restanti parametri del cinematismo sono:

$$\vartheta_2 = \frac{h_1}{h_2} = x - 1$$

$$\delta_{1x} = \frac{h_1}{2} = h\ ;\ \delta_{1y} = \frac{t}{2}$$

$$\delta_{2x} = \frac{\vartheta_2 h_2}{2} = \frac{x-1}{x}\left(\frac{h}{2}\right) = \delta_{1x}$$

$$\delta_{2y} = \vartheta_1 t + \frac{\vartheta_2 t}{2} = t + \frac{t}{2}(x-1) = \frac{t}{2}(1+x)$$

$$\delta_{Ny} = \delta_{2y} = \frac{t}{2}(1+x)$$

Se si considera il peso della intera parete "P", allora il peso dei due blocchi vale:

$$P_1 = \frac{x-1}{x}P$$

$$P_2 = \frac{P}{x}$$

Sfruttando il PLV dato dalla (2.1.1) mettendo in evidenza α_0 si ottiene:

$$\alpha_0(x) = \frac{t}{h}\frac{P_1 + (P_2 + N)(1+x)}{P(x-1)}x$$

Sostituendo P_1 e P_2 si ottiene:

$$\alpha_0(x) = \frac{t}{h}\frac{2x + \frac{N}{P}(1+x)x}{x-1} \quad (2.1.2.1)$$

Ricordando che α_0 è il minimo fattore moltiplicativo dei carichi che determina la perdita di stabilità, possiamo ottenere x ricercando il minimo valore di α_0; tale condizione corrisponde all'annullamento della derivata rispetto a x e da essa si ottiene un'equazione di secondo grado la cui soluzione positiva e quella di nostro interesse:

$$\min\big(\alpha_0(x)\big) = \frac{\partial \alpha_0(x)}{\partial x} = 0 \rightarrow x = 1 + \sqrt{\frac{2(N+P)}{N}} \quad (2.1.2.2)$$

Nota la x si possono ricavare tutti i parametri relativi al cinematismo ed effettuare la verifica analogamente a quanto fatto al punto 2.1.1 che risulterà soddisfatta se $a^*_0 > a_d$. Infine, imponendo l'equilibrio alla rotazione del secondo corpo rispetto a C_2 si ottiene lo sforzo sul tirante:

$$T = \frac{(N+P_2)t}{2h_2} + \alpha_0(N + \frac{P_2}{2})$$

Da notare che il termine $\alpha_0 N$ presente nella formula non è presente in Figura 2.1.2.1 perché già inglobato nel tirante che si trova alla stessa quota.

2.1.3 Ribaltamento di parete con più di un piano

Se l'edificio ha più di un piano il ribaltamento può interessare l'intera parete. Questo meccanismo è simile a quello visto al punto 2.1.1 ma più pericolo perché la porzione di muratura coinvolta è maggiore.

A titolo di esempio si consideri un edificio a due piani come illustrato in Figura 2.1.3.1:

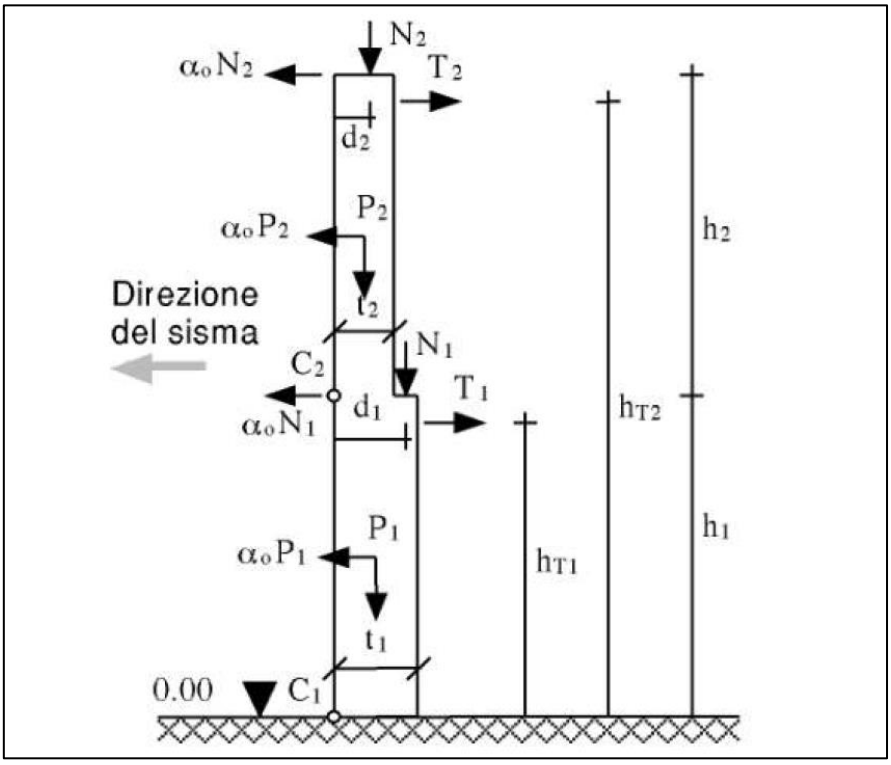


Figura 2.1.3.1-Chema di ribaltamento di parete a 2 piani [1]

Imponendo la rotazione $\vartheta_1=1$ intorno a C_1 della intera parete dell'edificio i parametri del cinematismo sono:

$$\delta_{1x} = \frac{h_1}{2}$$

$$\delta_{2x} = h_1 + \frac{h_2}{2}$$

$$\delta_{N1} = h_1$$

$$\delta_{N2} = h_1 + h_2$$

Applicando il PLV dalla (2.1.1) si ricava il fattore moltiplicativo dei carichi orizzontali α_0:

$$\alpha_0 = \frac{\frac{P_1 t}{2} + \frac{P_2 t_2}{2} + N_1 d_1 + N_2 d_2 + T_1 h_{T1} + T_2 h_{T2}}{\frac{P_1 h_1}{2} + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right) + N_1 h_1 + N_2 (h_1 + h_2)} \qquad (2.1.3.1)$$

In assenza di tiranti si pone T_1=T_2=0.

A questo punto si può ricavare il valore di accelerazione limite a^*_0 sfruttando la (2.1.3) e si esegue la verifica.

Qualora la verifica non venisse soddisfatta bisogna inserire i tiranti; prima va calcolato il tirante T_2 adottando lo schema visto al punto 2.1.1 usando l'equazione (2.1.1.3). Per il tirante T_1 si definisce α_{01} il moltiplicatore dei carichi orizzontali ottenuto con la (2.1.3.1) noto T_2; l'accelerazione spettrale può essere considerata come somma di quella data da α_{01} più il contributo del tirante T_1 incognito. Imponendo l'uguaglianza fra a^*_0 definita con la (2.1.3) tenendo conto però del contributo dato dal tirante e l'accelerazione di progetto (a_d) si ricava l'incognita T_1:

$$T_1 = \left(a_d - \frac{\alpha_{01}}{e^*} g\right) \frac{\left[\frac{P_1 h_1}{2} + P_2 \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right) + N_1 h_1 + N_2 (h_1 + h_2)\right]}{h_{T1} g} e^*$$

2.2 Secondo modo di danno

Una volta accertato che i meccanismi locali non possano sopraggiungere si passa alla analisi dei meccanismi globali.

Se la parete è priva di aperture la rottura tale meccanismo si manifesta con delle fessure a 45° lungo la parete disposte a croce di Sant'Andrea come detto all'inizio nel capitolo 2, se però sono presenti aperture il quadro fessurativo è più complicato, in particolare si possono presentare due situazioni:

1) Collasso dei maschi murari, ossia gli elementi verticali compresi fra due aperture successive come mostrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** a); questo meccanismo è tipico di edifici bassi e tozzi in cui la fascia di piano è alta e robusta o rinforzata con cordoli in cemento armato.
2) Collasso fasce di piano, ossia gli elementi orizzontali compresi fra due aperture successive come mostrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** b); questo meccanismo si verifica tipicamente negli edifici snelli con un numero elevato di piani.

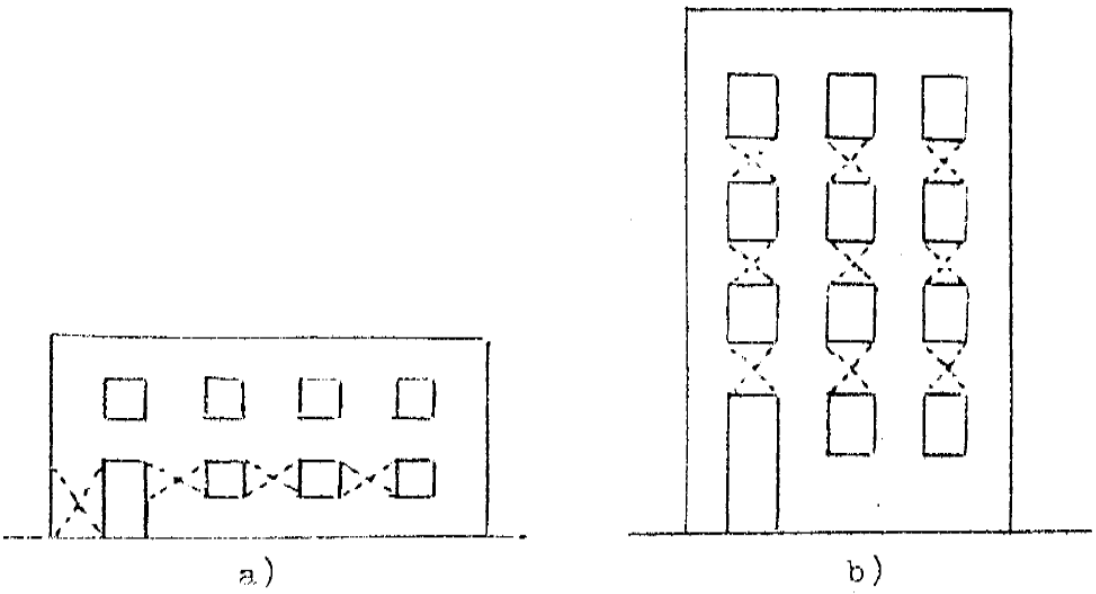


Figura 2.1.3.1- a) collasso dei maschi; b) collasso delle fasce di piano [10]

Fra i due meccanismi il migliore è quello di tipo a) poiché nel secondo caso una volta che le fasce di piano sono fessurate i maschi murari risultano totalmente scollegati gli uni dagli altri e ogni uno di essi si comporta come una mensola incastrata al piede, in questa configurazione sono soggetti ad instabilità e collasso per pressoflessione.

2.2.1 Modellazione della struttura

L'analisi dei meccanismi globali nel caso di strutture esistenti risulta particolarmente complesso, poiché per studiane il comportamento la struttura va idealizzata attraverso un modello che colga gli aspetti principali semplificando la complessità della realtà mediante delle ipotesi. Se nelle strutture di nuova concezione questo passaggio avviene dal modello alla struttura reale, negli edifici esistenti bisogna applicare un processo inverso passando dalla struttura reale al modello; perciò se nel primo caso le ipotesi vengono fatte a priori e per rispettarle basta seguire opportuni

dettagli costruttivi, nel secondo caso bisogna capire in funzione di determinati aspetti quali ipotesi è lecito fare e quali no.

Nella maggior parte dei casi per modellare una struttura si adotta un modello di tipo planare analizzando un setto per volta.

Per capire quali ipotesi semplificative assumere bisogna analizzare i seguenti aspetti:

1) **Comportamento diaframmatico di piano**: se il solaio è realizzato il latero cemento o interamente in cemento armato, allora si può adottare l'ipotesi di solaio infinitamente rigido; tale assunzione comporta che esso si comporta come un corpo rigido soggetto solo a traslazioni e rotazioni sul proprio piano. Quindi i setti collegati ad esso avranno una ripartizione degli sforzi iperstatica e ogni uno di essi riceverà una sollecitazione tagliente proporzionale alla sua rigidezza. Questa ipotesi semplifica molto il comportamento dell'edificio poiché in alternativa i setti subiranno una ripartizione isostatica delle sollecitazioni; quindi, ogni uno di essi andrà analizzato singolarmente considerando il suo carico di competenza oppure in alternativa si può adottare un modello spaziale del telaio tenendo conto della reale rigidezza del solaio.
2) **Stato di fatto dell'architrave:** In una analisi di un telaio piana, lo stato di fessurazione dell'architrave condiziona il modello a telaio da adottare. In generale un telaio piano di un edificio in muratura dotato di aperture può essere analizzato usando la modellazione a telaio equivalente proposta da M. Dolce (1989); essa considera la suddivisione della parete in maschi murari (elementi verticali) e fasce di piano (elementi orizzontali) che sono considerati elementi deformabili, l'intersezione fra questi due elementi determina i nodi rigidi del telaio, un esempio di tale schematizzazione è illustrato in **Errore. L'origine r iferimento non è stata trovata.**:

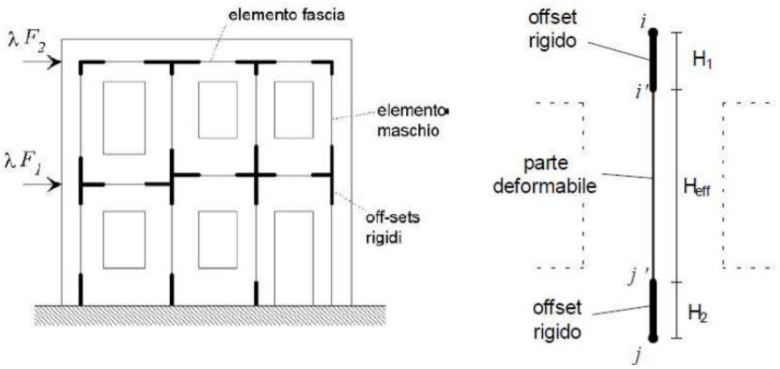


Figura 2.2.1.1- Schematizzazione telaio equivalente composta da [Dolce (1989)], si distinguono i maschi murari (componenti verticali) e le fasce di piani (componenti orizzontali) che sono considerate deformabili, e i nodi rigidi.

La definizione della parte rigida e di deformabile avviene nel modo seguente:

- Per i maschi murari si definisce l'altezza effettiva deformabile (H_{eff}) adottando la formula (2.2.1.1) considerando lo schema in Figura 2.2.1.2.

$$H_{eff} = h' + \frac{0.33D(H - h')}{h'} \qquad (2.2.1.1)$$

- Se la fascia di piano va considerata deformabile per i motivi detti sopra si assume tale solo la porzione di fascia compresa fra due aperture verticali successive.

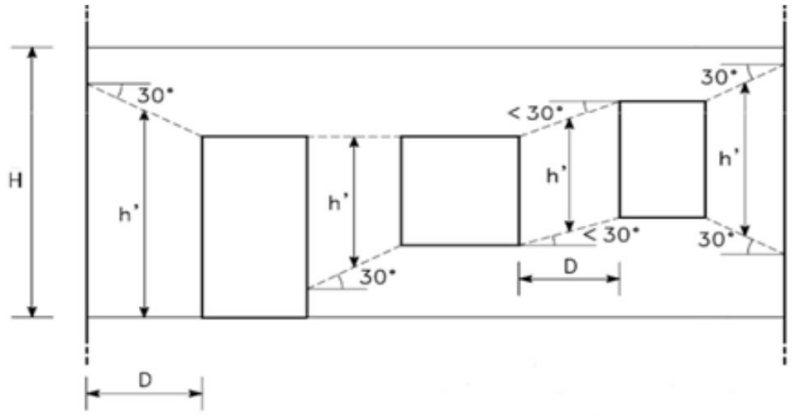


Figura 2.2.1.2- schema per la definizione della componente rigida e di quella deformabile [Dolce (1989)]

In funzione della condizione dell'architrave si possono assumere tre modelli:

a) **Modello a telaio:** come quello appena descritto, ciò vale se l'architrave è solida non fessurata ed in grado di trasmettere momento flettente e taglio;
b) **Modello a mensole inconsistenti:** se l'architrave risulta lesionata o presenta segni evidenti di inflessione allora non è grado di trasmettere sollecitazioni, quindi nel modello viene esclusa e si considerano solo i maschi secondo lo schema di singole mensole incastrate al piede;
c) **Modello a mensole e bielle:** se siamo nella stessa situazione descritta per il caso b) ma sono presenti delle catene che tengono insieme i setti, allora esse possono essere viste come bielle in grado di trasmettere solo sforzo normale.

2.2.2 Metodi di analisi e verifiche

L'analisi per la determinazione delle sollecitazioni può essere condotta secondo quanto indicato dal NTC 2018 con uno dei seguenti metodi:

1) Analisi lineare statica equivalente
2) Analisi dinamica modale
3) Analisi statica non lineare
4) Analisi dinamica non lineare

Per quanto riguarda la descrizione di tali metodi si rimanda al punto 4) del paragrafo 1.2.3.1.2.

Per quanto riguarda le verifiche, sui singoli maschi murari sono richieste:

- Verifica a pressoflessione nel piano
- Verifica a taglio
- Verifica a pressoflessione fuori piano

Per le verifiche sulle fasce di piano, se esse sono considerate nel modello come collaboranti con i setti secondo il modello descritto al paragrafo 2.2.1 allora sono prescritte:

- Verifica a taglio
- Verifica a pressoflessione

Per le formule e le metodologie con cui tali verifiche vanno condotte si fa riferimento al punto 6) del paragrafo 1.2.3.1.2.

3 Metodi di valutazione della vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica di un edificio è la tendenza dello stesso a subire un certo livello di danno per effetto una azione sismica di determinata entità.

Questa definizione permette di mettere in risalto due aspetti principali della vulnerabilità:

1) Essa non è solo funzione dell'edificio o del sito in cui esso sorge ma è l'iterazione fra questi due fattori che può rivelarsi particolarmente critica in determinate circostanze.
2) I metodi che studiano la vulnerabilità cercano di trovare la correlazione causa-effetto fra l'entità della azione sismica (causa) e il livello di danneggiamento atteso nella struttura (effetto).

Lo studio della vulnerabilità di un edificio può essere condotto con vari strumenti che dipendono dalla scala a cui si vuole valutare la vulnerabilità e dalla accuratezza del risultato che si vuole raggiungere.

Attualmente il metodo più accurato per lo studio di questo problema in un singolo edificio è quello di realizzare un modello con cui simulare l'effetto della azione sismica di progetto. Il modello viene realizzato mediante l'ausilio di software agli elementi finiti (FEM) e per essere più aderente possibile alla realtà richiede una grossa quantità di dati. Questo approccio però risulta molto oneroso sia in termini di risorse che in termini di tempi, ciò rende impossibile l'utilizzo di tale strumento su ampia scala come può essere ad esempio un intero comune.

Una alternativa sarebbe l'utilizzo di metodologie più speditive che richiedono meno dati e che sicuramente daranno dei risultati meno affidabili, ma tali strumenti sono da considerare solo come analisi preliminare per cercare di definire una gerarchia di priorità di intervento andando ad individuare le situazioni più critiche che necessitano valutazioni più accurate basate sulla analisi FEM.

I metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità possono essere suddivisi in tre categorie a secondo dell'approccio che utilizzano:

1) Metodi statistici
2) Metodi basati su giudizi esperti
3) Metodi meccanici

L'ordine di elenco rappresenta anche l'ordine cronologico con cui sono stati utilizzati.

Nel capitolo in questione andremo a vedere molto rapidamente questi strumenti, analizzando i metodi e definendo pregi e difetti per comprendere quali posso essere più congeniali allo sviluppo dell'oggetto della tesi.

3.1 Metodi statistici [19]

Tale approccio è stato il primo strumento di valutazione della vulnerabilità adottato in Italia, prevede di avere a disposizione una grande mole di rilievi effettuata su edifici che

hanno subito danni per effetto del sisma. Esso infatti consiste nella suddivisione degli edifici in tipologie con caratteristiche comuni come tecniche costruttive e tipi di orizzontamenti, annotando i danni subiti durante un terremoto da ogni tipologia.

Il metodo più adottato in passato appartenente a questa categoria è il "Metodo delle matrici di probabilità di danno" ideato da Braga et al., messo a punto sulla base dei danni subiti dagli edifici a seguito del terremoto dell'Irpinia del 1980. È di tipo quantitativo, tipologico, statistico e diretto. **Quantitativo,** perché fornisce un risultato numerico che è il danno in maniera probabilistica; **tipologico,** perché suddivide gli edifici per categorie con caratteristiche comuni; **statistico**, perché i dati sono elaborati con metodologia statistica; **diretto**, perché fornisce il risultato in un unico passaggio correlando l'intensità del sisma al livello di danneggiamento.

A seguito del terremoto dell'Irpinia del 1980 fu condotta una campagna di rilievo su circa 38 000 edifici. I risultati dello studio sono delle" matrici di probabilità di danno" (DPM) in cui in funzione della classe a cui appartiene l'edificio esprimono la probabilità che si verifichi un determinato livello di danno in funzione del livello di azione sismica.

Gli edifici sono stati inizialmente suddivisi in tre classi di vulnerabilità in funzione della tipologia di struttura verticale come mostrato in Tabella 3.1.1:

Tabella 3.1.1- classi di vulnerabilità in funzione della struttura verticale

Classe di vulnerabilità	Struttura verticlae
A	Pietrame
B	Mattoni
C	c.a

L'attribuzione dei danni è stata effettuata secondo la scala MKS tale scala ha valori compresi fra I e XII che sono stabiliti in funzione degli effetti ripostati, i primi 4 e gli ultimi 2 livelli della scala fanno riferimento alla stessa descrizione della scala MCS (Scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg), in questo caso l'intensità viene espressa in termini di percezione ma senza tener conto del danno sulle strutture perché nel caso delle

prime quattro classi il livello di scuotimento non è sufficiente ad arrecare danni agli edifici e nel caso delle ultime due perché l'intensità del sisma è così elevata che dal livello X in poi si ha il collasso di tutti gli edifici. Perciò per valutare il danno sulle strutture è stato considerato solo il livello di intensità compreso fra V e X; in questo intervallo l'intensità è stimata in funzione del danno subito dalle strutture in una scala che va da nessun danno a danno totale come riportato in Tabella 3.1.2:

Tabella 3.1.2-Livello di danno in funzione del tipo di danneggiamento

Intensità MKS	Livello di danno	Entità del danno	descrizione
V	1	Nessun danno	
VI	2	Danno lieve	Caduta e fessurazione intonaco
VII	3	Danno medio	Lesioni delle pareti e caduta dell'intonaco
VIII	4	Danno grave	Lesioni grandi e profonde nelle pareti
IX	5	Danno distruttivo	Crollo di tramezzio, tamponature e crolli parzioali
X	6	Danno totale	Collasso edificio

L'attribuzione dell'intensità per ogni tipologia di edificio è stabilità in funzione della percentuale di edifici che hanno presentato il danno riportato nella descrizione, in particolare sono state individuate tre soglie percentuali:

- Pochi edifici (circa il 5%)
- Molti edifici (circa 50%)
- La maggior parte degli edifici (circa il 75%)

I risultati della attribuzione delle intensità alle varie classi sono riportati in Tabella 3.1.3:

Tabella 3.1.3-classi di vulnerabilità in funzione della percentuale di edifici danneggiati

Intensità MKS	Classe A	Classe B	Classe C
V	5% danno 1		
VI	5% danno 2 50% danno 1	5% danno 1	
VII	5% danno 4 50% danno 3	50% danno 2 5% danno 3	50% danno 1 5% danno 2
VIII	5% danno 5 50% danno 4	5% danno 4 50% danno 3	5% danno 3 50% danno 2
IX	50% danno 5	5% danno 5 50% danno 4	5% danno 4 50% danno 3
X	75% danno 5	50% danno 5	5% danno 5 50% danno 4

In funzione delle caratteristiche dell'edificio e dei danni riportati gli autori hanno notato che i fattori principali che contribuivano alla vulnerabilità erano due; il tipo di strutture verticali e il tipo di strutture orizzontali, che a loro volta potevano essere suddivise per tipologie, da questa osservazione è scaturita una ulteriore suddivisione in 13 tipologie edilizie che sono riportate in Tabella 3.1.4:

Tabella 3.1.4-tipologie idilizie in funzione dell'organizzazione delle strutture verticali e orizzontali

Strutture orizzontali	Strutture verticali			
	Murature in pietrame non squadrato	Muratura in pietra sbozzata	Muratura in mattoni o blocchi	Cemento armato
Volte	1	5	9	/
Solai in legno	2	6	10	/
Solai con putrelle	3	7	11	/
Solai in c.a.	4	8	12	13

Ad ogni una di queste tipologie è stata assegnata una classe di vulnerabilità in funzione dei danni riportati:

Strutture orizzontali	Strutture verticali			
	Murature in pietrame non squadrato	Muratura in pietra sbozzata	Muratura in mattoni o blocchi	Cemento armato
Volte	A	A	A	/
Solai in legno	A	A	C	/
Solai con putrelle	B	B	C	/
Solai in c.a.	C	C	C	C

Il risultato finale è stato stabilire le DPM che rappresenta una matrice di probabilità condizionata che si verifichi un determinato livello di danno per una assegnata intensità, tali matrici sono di seguito riportate in Tabella 3.1.5:

Tabella 3.1.5- DPM costruite da Braga-Dolce-Liberatore a seguito del terremoto dell'Irpinia '80 (Polese,2002)

CLASSE A						
Intensità	*Livello di Danno*					
	0	1	2	3	4	5
VI	0.188	0.373	0.296	0.117	0.023	0.002
VII	0.064	0.234	0.344	0.252	0.092	0.014
VIII	0.002	0.020	0.108	0.287	0.381	0.202
IX	0.0	0.001	0.017	0.111	0.372	0.498
X	0.0	0.0	0.002	0.030	0.234	0.734

CLASSE B						
Intensità	*Livello di Danno*					
	0	1	2	3	4	5
VI	0.36	0.408	0.185	0.042	0.005	0.0
VII	0.188	0.373	0.296	0.117	0.023	0.002
VIII	0.031	0.155	0.312	0.313	0.157	0.032
IX	0.002	0.022	0.114	0.293	0.376	0.193
X	0.0	0.001	0.017	0.111	0.372	0.498

CLASSE C						
Intensità	*Livello di Danno*					
	0	1	2	3	4	5
VI	0.715	0.248	0.035	0.002	0.0	0.0
VII	0.401	0.402	0.161	0.032	0.003	0.0
VIII	0.131	0.329	0.330	0.165	0.041	0.004
IX	0.050	0.206	0.337	0.276	0.113	0.018
X	0.005	0.049	0.181	0.336	0.312	0.116

I vantaggi di questo approccio è che se si ha a disposizione una base statistica abbastanza ampia, quindi, il metodo è molto solido e di facile applicazione poiché richiede solo la conoscenza del tipo di organismo resistente verticale e degli orizzontamenti per pervenire al livello di danneggiamento in funzione dell'intensità, quindi è di facile implementazione per il censimento di intere città; tuttavia a causa dei pochi dati su uno specifico edificio

non permette di pervenire ad una stima affidabile del caso si abbia a che fare con un singolo stabile.

3.2 Metodi basati su giudizi esperti (Schede NGDT II livello) [20]

I metodi basati su giudizi esperti adottano delle schede con vari campi da compilare in loco in maniera molto rapida e basata sul rilievo a vista; la più usata è la scheda realizzata dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa del Territorio) nel 1994; essa si divide in due livelli a seconda dello scopo del sopralluogo:

- **Scheda di primo livello:** si adotta in situazioni post sisma e ha lo scopo di censire il tipo di edificio annotando gli aspetti principali che lo caratterizzano come il tipo di organismo verticale e gli orizzontamenti; inoltre, viene rilevata l'entità del danno subita dalla struttura in termini di collasso degli elementi e di lesioni dell'apparato strutturale. Tali schede se applicate ad un vasto campione di strutture risultano uno strumento molto valido per studiare il problema in termini statistici. Schede di questo tipo sono state adottate per il censimento degli edifici i cui dati sono stati elaborati per la realizzazione delle DPM descritte al paragrafo precedente.
- **Scheda di secondo livello:** si adotta in caso in cui sisma non abbia ancora interessato la struttura in esame e permette di definire un indice di vulnerabilità della stessa.

Per ogni uno dei suddetti livelli sono state realizzate due schede che si adottano a seconda se l'edificio da analizzare è in muratura o c.a.. Nel seguente paragrafo sarà illustrata solo quella di secondo livello relativa agli edifici in muratura, poiché quella di primo livello non è di interesse per l'oggetto della tesi.

La scheda GNDT di secondo livello per definire l'indice di vulnerabilità adotta un metodo ti tipo quantitativo, indiretto, semiotico e ibrido. E' un metodo **quantitativo** in quanto l'indice di vulnerabilità risultate è un valore compreso fra 0 e 1; è di tipo **indiretto** poiché la correlazione fra vulnerabilità e danno atteso in funzione dell'input sismico viene determinata tramite curve di fragilità stabilite da correlazioni empiriche; **semeiotico** e **ibrido**, poiché fa riferimento ad un indice numerico globale di vulnerabilità dato dalla somma pesata dei punteggi assegnati ai vari fattori di comportamento.

La scheda riportata in Figura 2.2.2.2 è caratterizzata da undici sezioni, ad ogni una di esse è associato un determinato fattore di comportamento sismico che infierisce sulla vulnerabilità dell'edificio; ad ogni sezione viene attribuito in punteggio in funzione della classe. Le sezioni riguardano nell'ordine i seguenti aspetti:

1) **Tipo di organizzazione del sistema resistente:** questo parametro riguarda la qualità dell'organismo resistente verticale, in maniera generale senza tenere conto delle caratteristiche di resistenza della muratura, in particolare serve a definire il comportamento scatolare della struttura, prendendo in considerazione la qualità degli ammorsamenti, la presenza di cordoli e se la costruzione è stata progettata secondo le regole dettate dalla nuova normativa del 1981**;** le classi si attribuiscono in funzione delle seguenti caratteristiche:

   Classe A

   - Edifici costruiti in accordo con le normative sismiche per le nuove costruzioni;
   - Edifici con murature consolidate e/o riparate secondo le prescrizioni delle norme sulle riparazioni.

   Classe B:

   - Edifici che presentano a tutti i livelli e su tutti i lati liberi collegamenti realizzati mediante cordoli perimetrali o catene e ammorsamenti in grado di trasmettere azioni taglianti verticali.

   Classe C:

- Edifici che, pur non presentando cordoli o catene a tutti i livelli, sono costituiti da pareti ortogonali ben ammorsate fra loro.

Classe D:

- Edifici con pareti ortogonali non efficacemente legate.

2) **Qualità del sistema resistente:** Si tiene conto del tipo di muratura utilizzata, in particolare per l'attribuzione delle classi si considera il tipo di materiale, omogeneità, dimensioni, presenza di ricorsi in mattoni pieni estesi a tutto lo spessore del muro; le classi di attribuzione sono definite come segue:

Classe A:

- Murature in laterizio di buona qualità, murature in pietrame o tufo ben squadrati, purché omogenee in tutta la loro estensione;
- Murature a sacco ben intessute ed omogenee, purché dotate di collegamenti fra i due fogli.

Classe B:

- Murature in laterizio, pietrame o tufo ben squadrati ma non omogenee, anche a sacco purché dotate di collegamenti fra i due fogli.

Classe C:

- Murature in pietrame grossolanamente squadrato o in laterizio di cattiva qualità, in presenza di irregolarità;
- Murature a sacco, in tufo o pietrame, bene intessute ma prive di collegamenti fra i due fogli.

Classe D:

- Murature in pietrame irregolari;
- Murature in laterizio di cattiva qualità con inclusione di ciottoli;
- Murature a sacco male intessute e prive di collegamenti fra i due fogli.

3) **Resistenza convenzionale:** Qual ora il comportamento scatolare dovesse essere garantito si può valutare la resistenza dell'edificio ipotizzando un meccanismo di piano in cui la resistenza alla azione sismica è data dal contributo di tutte le pareti che lavorano parallelamente alla azione sismica, in particolare si valuta il rapporto $\alpha=C/C_{conv}$ dove C_{conv} è funzione della zona sismica in cui sorge l'edificio (es. $C_{conv}=0.4$ se edificio situato in zona 1) e C si valuta come segue:

$$C = \frac{a_0\,\tau_k}{qN}\sqrt{1+\frac{qN}{1.5a_0\,\tau_k(1+\gamma)}} \qquad (3.2.1)$$

Dove:

$A_0=A/A_t$

$A= \min (A_x, A_y)$

A_x e A_y sono rispettivamente la sommatoria delle aree resistenti degli elementi in direzione x e y;

A_t=Area media di copertura al disopra del piano di verifica;

N = numero di piani a partire dal piano di verifica

$\gamma = B/A$

$B = \max (A_x, A_y)$

$q = \frac{(A+B)h}{A_t}P_m + P_s$= Peso al metro quadro di solaio comprendente il peso della muratura P_m e il peso del solaio P_s;

h = altezza d'interpiano;

Per l'assunzione della resistenza al taglio τ_k si può far riferimento ai seguenti valori:

Tabella 3.2.1- Valori della resistenza tangenziale di riferimento in funzione stabilite dal D.M del 1981

VALORI DELLA RESISTENZA TANGENZIALE DI RIFERIMENTO (T/MQ)

Tipo di muratura		τ_k	τ_k*
a)	*Murature non consolidate, non lesionate*		
	- Mattoni pieni - malta bastarda	6 -12	12
	- Blocco modulare con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni del D.M. 24.1.1986 - malta bastarda	8	8
	- Blocco in argilla espansa o calcestruzzo - malta bastarda	18	18
	- Murature in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro il valore di τ_k può essere incrementato del 30%)		
	- pietrame in cattive condizioni (non squadrato)	2	2
	- pietrame squadrato e ben organizzato	7-9	7
	- a sacco in buone condizioni	4	4
	- blocchi in tufo	2-10	10
b)	*Murature nuove*		
	- Mattoni "pieni" con fori circolari - malta cementizia Rm non minore di 1450 t/mq	20	20
	- Forati doppio UNI rapp. vuoto/pieno = 40% - malta cementizia - Rm non minore di 1450 t/mq	18	18
c)	*Murature consolidate*		
	- Murature, in mattoni pieni pietrame squadrato, consolidate con due lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo)	11	11
	- Pietrame iniettato - Murature in pietra a sacco consolidate con due lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo)	11	11

τ_k* valori suggeriti dal D.M. 2 luglio 1981

La determinazione di C va ricavata per ogni piano e si assume come C di riferimento il valore più basso.

In funzione del valore di α si attribuiscono le seguenti classi:

- **Classe A:** $\alpha \geq 1$
- **Classe B:** $0.6 \leq \alpha < 1$
- **Classe C:** $0.4 \leq \alpha < 0.6$
- **Classe D:** $\alpha < 0.4$

4) **Posizione dell'edificio e fondazione:** In questa sezione bisogna valutare l'influenza del terreno e delle fondazioni, analizzando i seguenti aspetti:

- Consistenza e pendenza percentuale del terreno
- Eventuali fondazioni a quota differente
- Spinte non equilibrate dai terrapieni

L'attribuzione delle classi viene stabilita mediante la Tabella 3.2.2

Tabella 3.2.2- Valutazione parametro 4

VALUTAZIONE PARAMETRO 4 POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONI			
Colonna 58	Colonna 56	Colonna 59	
TERRENO E FONDAZIONI	PENDENZA TERRENO	DIFF. QUOTA FONDAZIONI	CLASSE
1 roccia con fondazioni	p<=10	-	A
	10<p<=30	-	B
	30<p<=50	-	C
	p>50	-	D
2 roccia senza fondazioni	p<=10	-	A
	10<p<=30	-	B
	30<p<=50	-	C
	p>50	-	D
3 sciolto non spingente con fondazioni roccia	p<=10	Δh=0	A
	p<=10	0<Δh=1	B
	10<p<=30	Δh<=1	B
	30<p<=50	Δh<=1	C
	p>50	-	D
	-	Δh>1	D
4 sciolto non spingente senza fondazioni	p<=10	Δh=0	A
	p<=10	0<Δh<=1	B
	10<p<=20	Δh<=1	B
	20<p<=30	Δh<=1	C
	p>50	-	D
	-	Δh>1	D
5 sciolto spingente con fondazioni	p<=50	Δh<=1	C
	p>50	-	D
	-	Δh>1	D
6 sciolto spingente senza fondazioni	p<=30	Δh<=1	C
	p>30	-	D
		Δh>1	D

5) **Orizzontamenti:** In questa sezione si valuta la qualità degli orizzontamenti per definire l'efficacia del comportamento scatolare, in particolare si analizzano due aspetti:
    a) Comportamento diaframmatico del solaio;

b) Efficacia dei collegamenti fra orizzontamenti ed elementi verticali;

Le quattro classi sono definite come segue:

Classe A:

Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura purché questi soddisfino a tre condizioni:

a. deformabilità, nel piano del solaio, trascurabile

b. collegamenti efficaci fra orizzontamento e parete

c. assenza di piani sfalsati

Classe B:

Edifici con orizzontamenti come per la classe precedente ma che non soddisfano alla condizione C

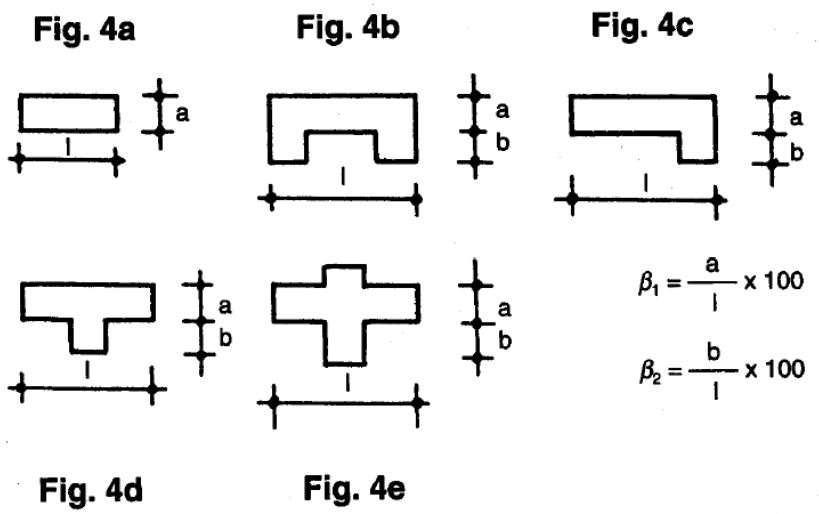
Classe C:

Edifici con orizzontamenti dotati di deformabilità nel piano significativa purché ben collegati alle pareti

Classe D:

Edifici con orizzontamenti di qualsiasi natura mal collegati alle pareti.

6) **Configurazione planimetrica:** il comportamento sismico di un edificio è strettamente correlato alla sua configurazione planimetrica, qualora essa risultasse diversa da quella rettangolare bisogna tenerne conto mediante i fattori β_1 e β_2 definiti come segue:



Classe A:	$\beta_1 \geq 80$	$\beta_2 \leq 10$
Classe B:	$60 \leq \beta_1 < 80$	$10 < \beta_2 \leq 20$
Classe C:	$40 \leq \beta_1 < 60$	$20 < \beta_2 \leq 30$
Classe D:	$\beta_1 < 40$	$\beta_2 > 30$

Figura 2.2.2.1-Valutazione dei coefficienti β_1 e β_2

7) **Configurazione in elevazione:** Nella valutazione della regolarità in altezza si tiene conto dei seguenti aspetti:
   - Variazione di massa fra piani successivi;
   - Presenza di porticati di superficie rilevante rispetto alla pianta totale dell'edificio;
   - Presenza di torri di altezza rilevante;

   L'attribuzione delle classi è definita nel modo seguente:

   Classe A:
   - Edifici con distribuzione di masse e di elementi resistenti praticamente uniforme su tutta l'altezza;
   - Edifici con massa ed elementi resistenti decrescenti con continuità;

- Edifici che presentano arretramenti comportanti una riduzione dell'area di pianta inferiore al 10%.

Classe B:

- Edifici con porticati e loggiati di modeste dimensioni, tali da interessare meno o al più il 10% dell'area totale del piano;
- Edifici che presentano arretramenti comportanti una diminuzione dell'area della pianta maggiore del 10% ed inferiore o uguale al 20%;
- Edifici con torrette o torri di altezza inferiore al 10% dell'altezza totale dell'edificio.

Classe C:

- Edifici con porticati o loggiati tali da interessare una superficie maggiore al 10% ed inferiore o eguale al 20% dell'area totale del piano;
- Edifici con arretramenti comportanti riduzioni dell'area di piano maggiori del 20%;
- Edifici con torrette o torri di altezza superiore al 10% ed inferiore o eguale a1 40% dell'altezza totale dell'edificio.

Classe D:

- Edifici con porticati o loggiati che interessano più de1 20% dell'area totale del piano;
- Edifici con torri di altezza superiore al 40% dell'altezza totale dell'edificio.

8) **Distanza massima fra le murature:** in questa sezione si tiene conto della presenza di muri perimetrali intersecati da muri trasversali eccessivamente distanti fra loro, per la definizione delle classi si tiene conto del rapporto fra l'interasse massimo e lo spessore del muro; le classi sono definite come segue:
Classe A: Edifici con rapporto interasse/spessore non superiore a 15;

Classe B: Edifici con rapporto interasse/spessore maggiore di 15 e non superiore a 18;

Classe C: Edifici con rapporto interasse/spessore maggiore di 18 e non superiore a 25;

Classe D: Edifici con rapporto interasse/spessore superiore a 25;

9) **Copertura:** questa sezione permette di considerare il tipo di copertura e la presenza di elementi spingenti, gli elementi da valutare sono:
   - Tipo di copertura (Spingente o non spingente)
   - Presenza di cordoli
   - Presenza di catene
   - Carico permanente copertura
   - Lunghezza di appoggio della copertura (si considera il perimetro di appoggio escludendo le aperture, ammenoché queste non presentino rigidezza paragonabile a quella del resto della muratura)

   Le classi sono definite come segue:

   Classe A:
   - Edifici con copertura non spingente provvisti di cordoli di sottotetto e/o Catene;

   Classe B:
   - Edifici con copertura non spingente ma privi sia di cordolo di sottotetto che di catene;
   - Edifici con copertura poco spingente provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene;

   Classe C:
   - Edifici con copertura poco spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene;

- Edifici con copertura spingente ma provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene;

Classe D:

- Edifici con copertura spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene;

10) **Elementi non strutturali:** la rottura di elementi non strutturali, anche se non comporta il collasso dell'edificio può causare danni a cose o persone, perciò è importante valutare la presenza di infissi, aggetti o appendici che possano crollare in caso di sisma. Le classi da adottare sono descritte come segue:

Classe A e B:

- Edifici privi di infissi, appendici o aggetti o controsoffitti;
- Edifici con infissi ben collegati alle pareti, con comignoli di piccole dimensioni e di peso modesto e con controsoffitti ben collegati;
- Edifici con balconi costituenti parte integrante delle strutture degli Orizzontamenti;

Classe C:

- Edifici con infissi esterni o insegne di piccole dimensioni mal vincolate alle pareti e con controsoffitti di piccola estensione mal collegati ovvero di grande estensione e ben collegati;

Classe D:

- Edifici che presentano: comignoli o altre appendici in copertura mal vincolate alla struttura, parapetti di cattiva esecuzione o altri elementi di peso significativo che possono crollare in caso di terremoto;
- Edifici con balconi o altri aggetti (servizi, ecc.) aggiunti in epoca successiva alla costruzione della struttura principale e ad essa collegati in modo sommario;
- Edifici con controsoffitti di grande estensione e mal collegati;

11) **Stato di fatto:** in questa sezione si considera lo stato di conservazione dello stabile, le classi sono definite come segue:

Classe A:

- Murature in buone condizioni senza lesioni visibili;

Classe B:

- Edifici che presentano lesioni capillari non diffuse, ad eccezione di casi in cui queste siano state prodotte da terremoti;

Classe C:

- Edifici con lesioni di media entità (ampiezza della lesione: 2-3 mm) o con lesioni capillari di origine sismica;
- Edifici che, pur non presentando lesioni, sono caratterizzati da uno stato di conservazione delle murature tale da determinare una significativa diminuzione di resistenza;

Classe D:

- Edifici che presentano pareti fuori piombo e/o lesioni gravi anche se non diffuse;
- Edifici caratterizzati da grave deterioramento dei materiali;
- Edifici che, pur non presentando lesioni, sono caratterizzati da uno stato di conservazione delle murature tale da determinare una grave diminuzione di resistenza;

L'indice di vulnerabilità della struttura è definito dalla somma dei punteggi pesati delle rispettive classi come mostrato in Tabella 3.2.3. Si può notare che relativamente ai paramenti 6,7 e 9 il loro perso risulta variabile e pertanto viene calcolato come segue:

- Parametro 6: $p_i = 0.5/\alpha_0$ dove α_0 è la percentuale di orizzontamenti rigidi e ben collegati.
- Parametro 7: $p_i = \begin{cases} 0.5 & se\ la\ variazione\ \text{è}\ dovuta\ alla\ presenza\ di\ porticati \\ 1 & altrimenti \end{cases}$
- Parametro 9: $p_i = 0.5 + \alpha_1 + \alpha_2$

Dove:

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.25 \; se \; copertura \; in \; latero - cemento \; con \; peso > 200 \; kg/m^2 \\ 0 \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad altrimenti \end{cases}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} 0.25 \; se \; \dfrac{perimetro \; opertura}{lunghezza \; complessiva \; zona \; d'appoggio} > 2 \\ 0 \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad altrimenti \end{cases}$$

Per ottenere un valore di vulnerabilità compreso fra 0 e 1 il valore ottenuto dalla sommatoria viene adimensionalizzato rispetto al valore massimo (382.5). Il valore prossimo a zero è indice che la struttura possiede delle buone capacità di resistenza alla azione sismica; viceversa, valori prossimi a 1 indica una scarsa resistenza dell'edificio nei confronti della azione simica.

I vantaggi di questo metodo di analisi è che permette di fare una stima veloce basata su rilievi a vista e specifica per ogni tipo di struttura ed è un metodo solido poiché è stato applicato su larga scala in passato, ma presenta lo svantaggio che l'accuratezza del risultato è funzione della capacità e della esperienza del tecnico incaricato della compilazione di riuscire ad assegnare le classi appropriate ad ogni parametro.

Tabella 3.2.3-Calcolo indice di vulnerabilità con punteggi e pesi di ogni parametro

	PARAMETRO	CLASSE CV				PESO
		A	B	C	D	pi
1	Tipo ed org. del sistema res.	0	5	20	45	1.00
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	.25
3	Resistenza convenzionale	0	5	25	45	1.05
4	Posizione edificio e fondaz.	0	5	15	45	.75
5	Orizzontamenti	0	5	25	45	Variab.
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	.50
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	Variab.
8	Distanza massima murature	0	5	25	45	.25
9	Coperture	0	15	25	45	Variab.
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	.25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1.00

INDICE GLOBALE DI VULNERABILITA'

$$V = \sum_{i=1}^{11} C_{vi} p_i$$

$$0 \le V \le 382.5$$

Indice normalizzato

$$0 \le V \le 100$$

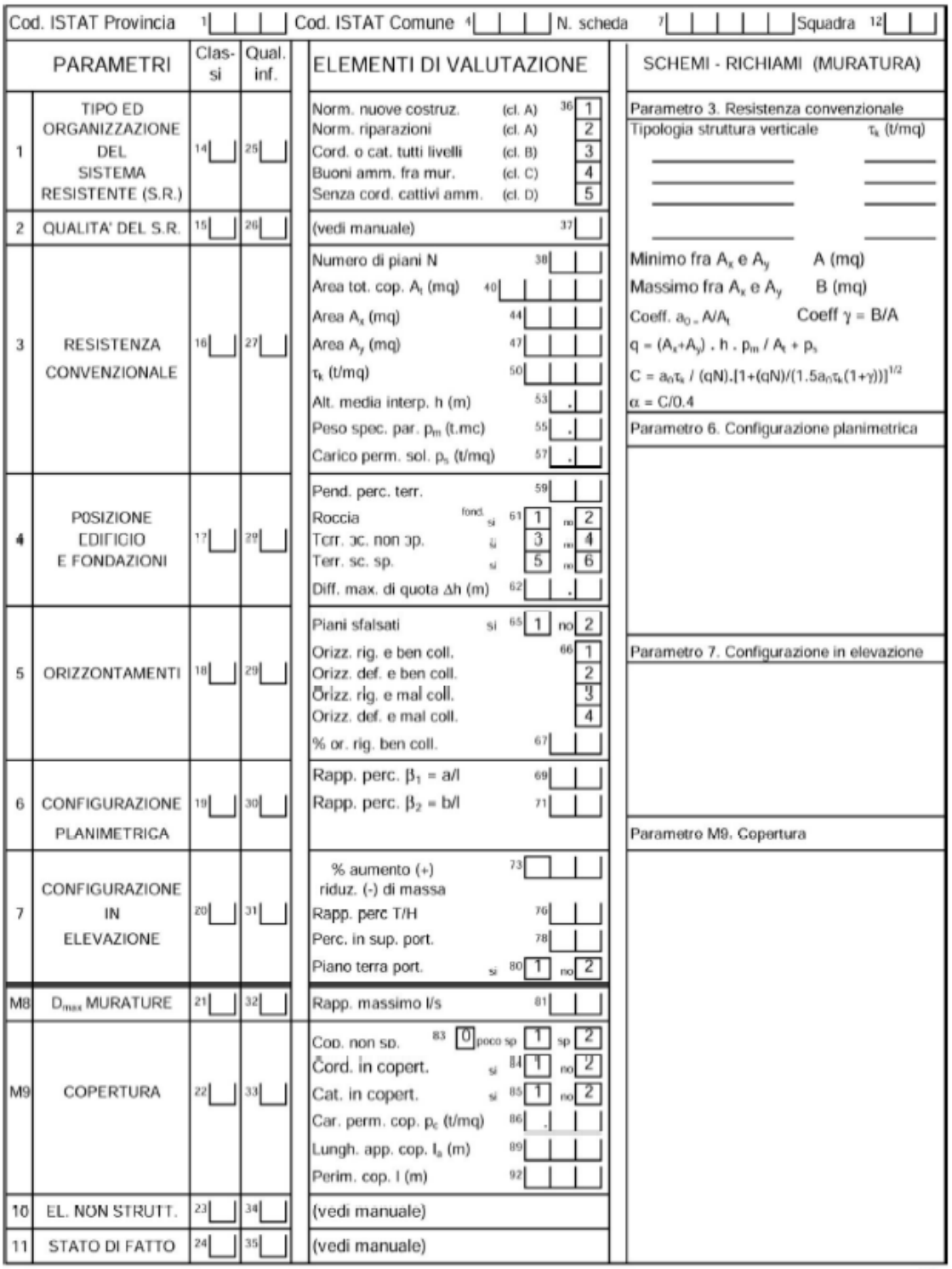


Figura 2.2.2.2-Scheda NGDT di II livello

3.3 Metodi meccanici

I metodi meccanici prevedono la schematizzazione dell'edificio mediante un modello che permetta di studiare il comportamento del singolo edificio sotto l'effetto del sisma tenendo conto delle proprietà dei materiali, dei carichi effettivi applicati e della geometria della struttura sia in elevazione che in pianta.

Questo tipo di approccio è quello che più si avvicina ad una analisi condotta secondo normativa ed è più oggettivo rispetto a quelli descritti nei paragrafi precedenti.

Uno strumento di questo tipo è stato messo a punto in occasione della estesa campagna di studio condotta dal 2000 al 2005 denominata progetto SAVE (Strumenti Avanzati di Vulnerabilità Edifici). Dagli studi condotti in questa occasione prende spunto la tesi per la definizione della metodologia speditiva perciò per l'illustrazione di questo strumento è stato dedicato un intero capitolo perciò si rimanda il lettore al capitolo 4.

4 Progetto SAVE

Nei primi anni 2000 il dipartimento di Protezione Civile in concerto con il gruppo GNDT, l'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e l'università degli studi di Napoli "Federico II" hanno dato vita al progetto SAVE (Strumenti Avanzati di Vulnerabilità degli Edifici) che si è concluso intorno al 2006; tale progetto ha previsto una intensa campagna di studio con lo scopo di definire degli strumenti per la valutazione della vulnerabilità sia per gli edifici in muratura che in c.a.. I risultati di questo studio sono pubblicati in una serie di relazioni che sono stati il punto di rifermento per lo sviluppo della procedura di cui è oggetto la tesi. Per questa ragione insieme al mio relatore il Professor Barpi abbiamo ritenuto necessario riassumere nel presente capitolo i principali risultati dello studio che sono serviti per mettere a punto lo strumento di valutazione di vulnerabilità che sarà illustrato nel prossimo capitolo.

4.1 TASK 2: Inventario di vulnerabilità sismica degli edifici pubblici e strategici dell'Italia centro-meridionale [22]

In questa relazione si fa particolare riferimento alla scheda GNDT di secondo livello già descritta nel paragrafo 3.2 al fine di sfruttare in maniera più efficace le informazioni in essa riportate.

Gli aspetti rilevanti di maggior rilevanza di questo rapporto sono essenzialmente 2:

1) Identificazione dei meccanismi di collasso (primo o secondo modo)
2) Nuova metodologia di valutazione della vulnerabilità

4.1.1 Identificazione dei meccanismi di collasso

Come già illustrato nel capitolo 2, esistono 2 modi di danneggiamento, primo modo e secondo modo di danno, possono verificarsi però situazioni intermedie in cui la distinzione non è così netta che chiameremo terzo modo.

L'innescarsi del primo modo piuttosto che il secondo dipende dalla qualità dei collegamenti fra mura ortogonali e fra mura e orizzontamenti, partendo da questa considerazione gli autori hanno definito quali parametri della scheda GNDT di secondo livello potessero aiutare a definire quale dei meccanismi è prevalente; tali parametri sono:

- Parametro 1: Tipo ed organizzazione del sistema resistente
- Parametro 5: Orizzontamenti
- Parametro 9: Copertura

La compresenza di questi parametri in classi di vulnerabilità basse (A o B) determina la prevalenza di meccanismi del secondo tipo, contrariamente qualora questi valori dovessero essere in classi di vulnerabilità alte (C o D) si ha un comportamento del primo tipo.

Tale ipotesi è stata confutata confrontando i dati relativi al danneggiamento con l'indice di vulnerabilità, su un campione statistico rilevante (oltre 15 000) di edifici pubblici appartenenti ad istruzione, sanità ed ospedali. Dai dati delle schede risulta che

gli istituti scolastici realizzati per la maggior parte dopo il secondo dopoguerra sono caratterizzati da una discreta qualità delle murature e da collegamenti efficaci perciò il loro indice di vulnerabilità risulta mediamente basso e la prevalenza dei danni subiti ricade nel secondo modo; Viceversa, per sanità e ospedali la maggior parte degli edifici è stata realizzata nei anni compresi fra il primo e il secondo dopoguerra e sono caratterizzati da muratura in pietrame, orizzontamenti deformabili e collegamenti meno efficaci fra le pareti; di conseguenza tali edifici sono caratterizzati da un indice di vulnerabilità più alto e i dati disponibili sul danneggiamento mostrano una maggiore tendenza ai meccanismi del primo modo. In Figura 4.1.1.1 si possono visionare i risultati della analisi statistica condotta, gli edifici sono stati raggruppati in funzione del meccanismo di collasso ed è stata calcolata la media e la varianza dell'indice di vulnerabilità. Si può notare che gli edifici caratterizzati dal primo modo di danno presentano mediamente un indice di vulnerabilità pari a 39.4; mentre nel caso del secondo modo gli edifici presentano un indice decisamente più basso con valore medio pari a 18.1; infine valore intermedio nel caso di meccanismo misto pari a 26.9.

Questa tendenza è messa maggiormente in risalto andando a vedere le curve di distribuzione degli edifici per meccanismo di collasso e per classi dell'indice di vulnerabilità in Figura 4.1.1.2.

I risultati dello studio mostrano quanto ipotizzato dagli autori cioè che gli edifici soggetti al primo modo di danno sono quelli caratterizzati da un elevato indice di vulnerabilità. Tale considerazione è stata utile nella procedura per distinguere i casi un cui non basta analizzare i meccanismi globali ma bisogna tenere conto anche di quelli locali.

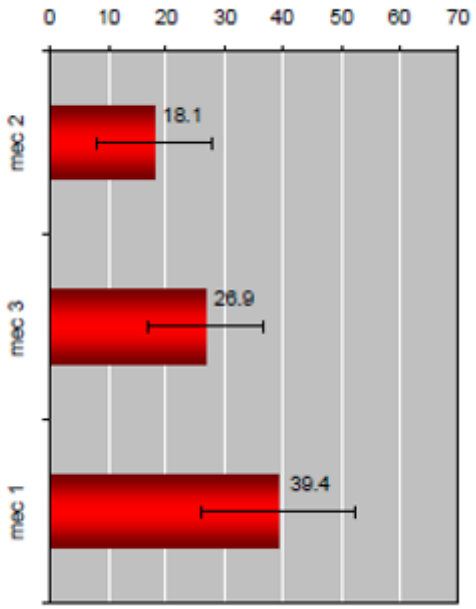


Figura 4.1.1.1- Valori statistici dell'indice di vulnerabilità degli edifici distinti per meccanismo di collasso prevalente, si possono distinguere i valori medi definiti dalle barre in rosso e le varianze dai baffi in nero

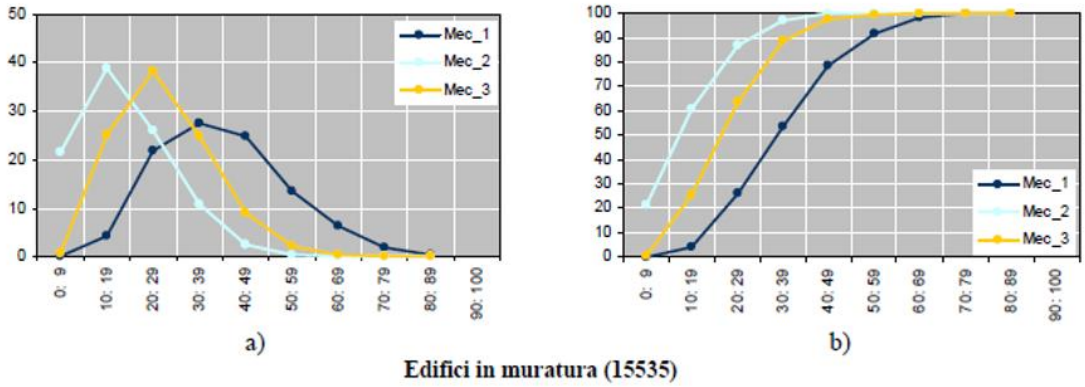


Figura 4.1.1.2 – Grafici delle distribuzioni degli edifici in muratura per meccanismo di collasso e per classi di vulnerabilità, a) Distribuzione in %; b) Distribuzione cumulata.

4.1.2 Nuova metodologia di valutazione della vulnerabilità

Nel caso di edifici che presentano un comportamento di rottura di tipo tagliente (secondo modo di danno) è stato messo a punto un modello meccanico basato sui parametri della scheda GNDT di secondo livello. In particolare, gli autori hanno cercato di migliorare l'attendibilità del calcolo della resistenza sismica ottenuta con il punto 3 della scheda modificando il parametro C definito dall'equazione 3.2.1 tenendo conto degli altri parametri della scheda che influiscono negativamente sulla resistenza, di seguito è riportata la procedura così come è stata elaborata dagli autori dell'articolo.

1) Sulla base dei dati disponibili in letteratura e sperimentali è stato stabilito il range di possibili valori della resistenza tangenziale unitaria (τ_k) in funzione del tipo di muratura come mostrato in Tabella 4.1.1.

Tabella 4.1.1 – Valori convenzionali minimo e massimi della resistenza a Taglio delle tipologie di muratura e dei moltiplicatori di conversione in valore ultimi a rottura

TIPO MURATURA SR = Senza Ricorsi; CR = Con Ricorsi;PS = Param. Scollegati; PC = Param. collegati		Valori massimi τ_k	Valori minimi τ_k	Moltiplic. Km
A	Pietra arrotondata, grezza, lastriforme e pseudoregolare – SR - PS	4.0	2.0	2.0
B	Pietra arrotondata, grezza, lastriforme e pseudoregolare - CR - PS	5.1	2.6	2.0
C	Pietra grezza, pseudoregolare - SR - PC	7.0	3.9	2.0
D	Pietra grezza, pseudoregolare. - CR - PC	8.9	5.0	2.0
E	Pietra arrotondata, - SR - PC	5.3	2.0	2.0
F	Pietra arrotondata, - CR - PC	6.8	2.6	2.0
G	Pietra squadrata, - CR - PC	13.0	3.8	2.0
H	Blocchi cls pesanti - SR - PC	18.0	6.0	1.5
I	Blocchi cls leggeri - SR - PC	18.0	6.0	1.5
L	Mattoni pieni o doppio UNI - SR - PC	20.0	6.0	1.5
M	Mattoni forati > 45%	10.0	3.0	1.5
N	Cls non armato	15.0	6.0	1.5
T	Mista(1)	20.0	2.0	1.5 / 2.0
(1) – Km dipende dal valore della τ_k indicata sulla scheda: è pari a 1.5 per τ_k > 10 e pari a 2.0 per τ_k <= 10.				

Il valore di resistenza a taglio effettiva è determinato dalla seguente equazione:

$$\tau'_k = \tau_k * K_m * K_q \quad (4.1.2.1)$$

Dove:

K_m è un moltiplicatore della resistenza che è funzione del livello di resistenza tangenziale della muratura i cui valori sono riportati in Tabella 4.1.1, mentre K_q è un fattore riduttivo che è funzione della classe associata al parametro 2 relativo alla qualità dei materiali, alla tessitura e omogeneità delle murature, tale fattore vale:

Tabella 4.1.2- valori coefficiente correttivo Kq funzione della classe associata al parametro 2

	A	B	C	D
Kq	1	0.95	0.9	0.85

Il valore di τ'_k così ricavato è da applicare alla 3.2.1 per ottenere "C".

2) Il valore di "C" va ridotto tenendo conto dei parametri 6,7,8 della scheda e del valore della altezza massima d'interpiano K_h secondo la Tabella 4.1.3:

Tabella 4.1.3 – Valori empirici assunti per i coefficienti correttivi K6, K7, K8 in funzione della classe di vulnerabilità dei parametri corrispondenti

Fattori correttivi	Classe di vulnerabilità dei Parametri 6,7,8			
	A	B	C	D
K6 (Par. 6 – Regolarità in pianta)	1.00	0.95	0.90	0.85
K7 (Par. 7 – Regolarità in elevazione)	1.00	0.95	0.90	0.85
K8 (Par. 8 – Distanza massima tra muri)	1.00	0.95	0.90	0.85

Il valore di K_h relativo alla altezza di interpiano fa riferimento all'interpiano massimo dell'edificio ad è funzione del numero di piani, come mostrato in Figura 4.1.2.1:

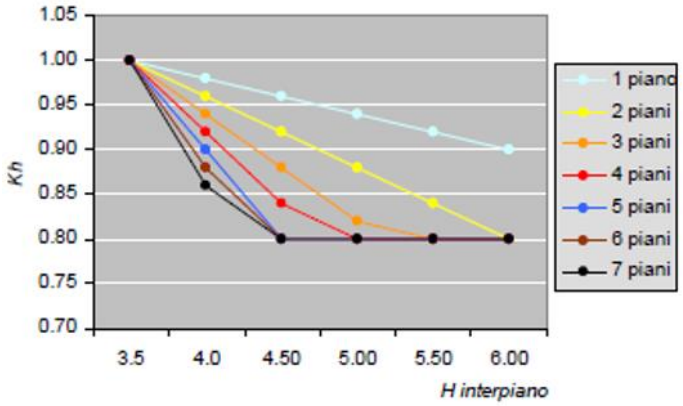


Fig. 1.32- Valori del fattore correttivo *Kh* in funzione dell'altezza d'interpiano e del numero di piani fuori terra dell'edificio

Figura 4.1.2.1- Valori del fattore correttivo Kh in funzione dell'altezza d'interpiano e del numero di piani fuori terra

Pertanto, il valore corretto di "C" è definito dalla seguente relazione:

$$C^* = \min(C_x, C_y) * K6 * K7 * K8 * K_h$$

3) Per concludere, noto il valore di C* è possibile risalire alla stima della accelerazione limite di collasso del piano su suolo rigido in esame poichè il valore C* così calcolato può essere assunto come stima approssimata del valore della accelerazione spettrale di collasso, perciò da questa è possibile risalire alla accelerazione su suolo rigido mediante la seguente relazione:

$$PGA = C^* \frac{q}{P_{mod} * \eta * A_{spett} * S}$$

Dove:

$$q = \begin{cases} 1 & (per\ edifici\ con\ meccanismo\ 1) \\ 1.5 & (per\ edifici\ con\ meccanismo\ 2) \\ 1.25 & (per\ edifici\ con\ meccanismo\ 3) \end{cases} = Coefficiente\ di\ duttilità$$

$$P_{mod} = \begin{cases} 0.8 & (per\ edifici\ con\ più\ di\ due\ piani) \\ 0.9 & (per\ edifici\ con\ 2\ piani) \\ 1 & (per\ edifici\ con\ 1\ piano) \end{cases} = coeff.\ di\ part.\ modale$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = fattore\ di\ smorzamento,$$

$$con\ \xi = coeff.\ smorzamento\ viscoso = 5\%\ (valore\ consigliato)$$

S = Fattore di amplificazione stratigrafica del terreno valutato analogamente a quanto definito al paragrafo 1.2.3.1.2.

A_{Spett} è il coefficiente di amplificazione spettrale desunto dallo spettro elastico di normativa tenuto conto del periodo proprio di oscillazione dell'edificio.

4.2 La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (Vulnerabilità c.a.) e VM (Vulnerabilità Muratura) [23]

La seguente procedura è stata messa a punto da M. Dolce e altri autori a seguito degli eventi tragici del 31/10/2002 e 1/11/2002 (terremoto San Giuliano in Molise) che hanno attirato l'attenzione dell'opinione pubblica sulla sicurezza degli edifici in particolare quelli scolastici, al fine di mettere a punto degli strumenti volti a determinare e ridurre il rischio sismico.

Tale strumento operativo permette di ottimizzare le indagini e i rilievi riducendo tramite ipotesi semplificative le complicazioni dei calcoli; tale strumento è stato ampiamente testato sugli edifici scolastici.

4.2.1 Metodologia

La valutazione della sicurezza è condotta in riferimento a due diversi stati limite:

- SLO (Stato Limite Operativo)
- SLC (Stato Limite di Collasso)

Si basa sull'approccio semplificato di una verifica piano per piano, definendo la vulnerabilità in due modi:

- Definendo il valore di intensità macrosismica (Imcs) su scala Mercalli del terremoto che porta alle 2 condizioni sopracitate e poi confrontarla con quella attesa in sito.
- Valutando il periodo di ritorno che determina un terremoto di intensità pari a quella del raggiungimento delle due configurazioni limite.

Per quanto riguarda lo SLO la verifica è condotta con riferimento allo spostamento limite che comporti la perdita di operatività della struttura a causa del danneggiamento.

Per lo SLC invece la verifica è condotta in termini di resistenza che gli elementi strutturali sono in grado di offrire.

Gli edifici italiani tipicamente possono essere suddivisi in due categorie:

- Edifici con telaio portante in Cemento Armato
- Edifici con pareti portanti in muratura

Le tipologie costruttive presentano meccanismi di collasso totalmente differenti e perciò sono state messe a punto 2 diverse metodologie per tenerne conto, ma comunque entrambe hanno in comune lo stesso approccio basato sulla verifica piano per piano e sulla adozione di un "fattore di duttilità" per tenere conto delle riserve plastiche che la struttura intrinsecamente possiede, esso rappresenta l'equivalente del "fattore di Struttura" presente nelle attuali normative.

Considerando che l'oggetto di studio della tesi sono gli edifici in muratura verrà illustrata solo la procedura relativa a tale tipologia.

4.2.2 Edifici in muratura

La capacità di una struttura in muratura di resistere alla azione sismica è subordinata alla qualità dei collegamenti (fra pareti ortogonali e fra pareti e solaio) che la caratterizzano.

In funzione di questa caratteristica si possono distinguere due principali meccanismi di danneggiamento primo e secondo modo di danno come già ampiamente illustrato nel capitolo 2.

Tipicamente gli edifici pubblici sono caratterizzati da collegamenti sufficientemente adeguati perché le parti sono ben collegate e i solai presentano cordoli in C.A, perciò nella procedura è stata esclusa la possibilità che si possa verificare il I modo di danno, ma è importante però verificare la validità dell'ipotesi fatta prima di effettuare la verifica.

4.2.3 Modello di comportamento

Secondo i meccanismi di taglio e pressoflessione dei maschi murari si valuta il taglio complessivo sopportato dalla muratura ad ogni piano nelle due direzioni pricipali di sviluppo della struttura.

La resistenza al maschio murario all'azione tagliente della parete i-esima del j-esimo piano viene valutata adottando la formula di Turnsek-Cacovic [PCM, 2005]:

$$V_{i,j} = A_{i,j} * \tau_{corr,i,j} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1.5\tau_{corr,i,j}}} \qquad (4.2.3.1)$$

Con:

$A_{i,j} = Area\ della\ parete$

$\sigma_{0,i,j} = tensione\ media\ di\ compressione$

Tale formulazione è adatta a modellare la rottura per taglio, ma qualora la parete dovesse risultare troppo snella si verificherebbe la rottura per pressoflessione del maschio prima che sopraggiunga in taglio, pertanto in questa eventualità la rottura a taglio risulterebbe un limite superiore della caratteristica di resistenza dell'elemento. Per tenere conto di questo aspetto si adotta una resistenza a taglio unitaria corretta ($\tau_{corr,i,j}$) in funzione del rapporto di snellezza del maschio e dello sforzo normale applicato.

Tale valore $\tau_{corr,i,j}$ viene valutato automaticamente dalla procedura note le caratteristiche geometriche del maschio, le fasce di piano inferiore e superiore e i carichi agenti.

L'area resistente ($A_{i,j}$) della parete è valutata escludendo tutte le aperture date da porte e finestre.

La resistenza complessiva del j-esimo piano è determinata sommando le resistenze dei singoli elementi in ciascuna delle direzioni principali di analisi:

$$V_j = \sum_{i=1}^{n} V_{i,j} \qquad (4.2.3.2)$$

Con "n" numero di pareti parallele alla direzione analizzata.

La rigidezza del singolo maschio invece, si valuta sommando il contributo flessionale e quello tangenziale del pannello:

$$K_{i,j} = r\frac{GA}{\chi h_{def}} * \frac{1}{1+\frac{Gh_{def}^2}{\chi E b^2}} \qquad (4.2.3.3)$$

Con:

$E = 6G$;

$G = 1100\ \tau_k$;

$r = fattore\ riduttivo\ di\ variazione\ di\ rigidezza\ per\ fessurazione\ 0 \leq r \leq 1$;

h_{def} è $altezza\ deformabile\ definita\ attraverso\ il\ modello\ a\ telaio\ equivalente\ illustato\ al\ pagarafo$ 2.2.1;

$\tau_k = resistenza\ a\ taglio\ caratteristica;$

$b = larghezza\ del\ maschio;$

$A = area\ della\ sezione\ orizontale\ del\ maschio;$

4.2.4 Taglio di piano

Per la determinazione della accelerazione spettrale (S_d) che porta al raggiungimento dei 2 stati limite prima si valuta il taglio agente sulla struttura utilizzando il metodo della analisi statica lineare applicando ad ogni piano una forza pari alla massa del piano soggetta ad una accelerazione di 1 g, con questo approccio la forza applicata al generico piano j-esimo sarà data dalla seguente relazione:

$$F_j = F_h \frac{z_j * W_j}{\sum_j z_j * W_j} \qquad (4.2.4.1)$$

Con:

$F_h = Forza\ orizzontale\ totale\ applicata, essa\ coincide\ con\ il\ peso\ dell'edificio$

$W_j = peso\ del\ piano\ j-esimo$

$z_j = quota\ dell'impalcato j-esimo$

Così il taglio agente del j-esimo piano sarà pari alla somma delle forze agenti ai piani al disopra di quello di analisi:

$$V_{ag,j} = \sum_{m=j}^{P} F_m \qquad (4.2.4.2)$$

Con "P" numero totale di piani dell'edificio.

Successivamente si valuta la prestazione strutturale del j-esimo piano (S_d) per entrambe le condizioni limite considerate, nel caso dell'SLC:

$$S_{d(coll)j} = \frac{V_{j(coll)}}{V_{ag,j}} \qquad (4.2.4.3)$$

4.2.5 Definizione accelerazione al suolo

Per definire l'accelerazione massima in sito (PGA) e su roccia (a_g) per i 2 stati limite bisogna tenere conto dei seguenti effetti:

1) Comportamento dinamico
2) Capacità duttili
3) Capacità dissipative degli elementi non strutturali
4) Forme spettrali in relazione al tipo di terreno

Tali effetti sono messi in conto mediante l'utilizzo di opportuni coefficienti, perciò per passare dalla accelerazione sul terreno alla accelerazione sulle masse in esame si edotta la seguente relazione:

$$S_{dj} = \frac{PGA * \alpha_{PM} * \alpha_{AD} * \alpha_{DS}}{\alpha_{DUT,j}} \qquad (4.2.5.1)$$

Da questa formula si ricava la PGA che rappresenta l'accelerazione al suolo di picco.
Dove:

$\alpha_{PM} = \begin{cases} 1 & (se\ edificio\ monopiano) \\ 0.9 & (se\ edificio\ a\ 2\ piani) \\ 0.8 & (se\ edificio > 2\ piani) \end{cases} = coeff.di\ partecipazione\ modale$;

α_{AD} è $il\ fatt.di\ amplificaz.spettrale, si\ definisce\ dallo\ spettro\ di\ normativa\ noto\ T_1$;

T_1 è $\ il\ periodo\ proprio\ principale\ della\ struttura\ dato\ dalla\ formula\ di\ Rayleigh$;

$\alpha_{DS} = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0.55\ (coeff.che\ tiene\ conto\ delle\ capacità\ dissipative)$;

α_{DS} vale 1 se si considera il sistema classicamente smorzato con indice di smorzamento (ζ) pari al 5%.

$\alpha_{DUT,j} = coeff.di\ duttilità$

α_{DUT} tiene conto della duttilità nel suo insieme, considera sia l'effetto causato da zone di bassa duttilità (effetti locali) che l'irregolarità geometrica o di rigidezza (effetti globali).

Nota la PGA che determina il collasso di ricava l'accelerazione al suolo su roccia dalla seguente relazione:

$$a_{g,j} = \frac{PGA_{cj}}{S} \ (Accelerazione\ su\ suolo\ rigido)$$

Dove:

$S = S_s * S_t$

S_s= Fattore di amplificazione stratigrafica

S_t=Fattore di amplificazione topografica

Per concludere si individua il piano debole e la direzione critica in funzione del valore più basso di accelerazione di collasso ottenuto ai vari piani e si assume la corrispondente accelerazione come valore di progetto di riferimento per l'edificio.

4.2.6 Coefficienti di duttilità

Per edifici in muratura perfettamente regolari il coefficiente di duttilità è pari a 2, ma esso può essere penalizzato mediante l'adozione di particolari fattori di penalizzazione p_k:

$$\alpha_{DUT,j} = 2 * p_{1,j} * p_2 * p_3 \geq 1$$

Con:

a) $p_{1,j}$ è $coeff.riduttivo\ di\ piano\ per\ variazione\ di\ resistenza\ in\ elevazione$

$$p_{1,j} = \begin{cases} 0.5 + 0.5R_j \geq 0.75 & (se\ R_j < 1) \\ 1 & (se\ R_j \geq 1) \end{cases}$$

Tale fattore penalizza i piani in cui immediatamente sopra di quello in esame si verifica un incremento di resistenza.

R_i è un coefficiente che tiene conto della variazione di resistenza fra un piano è quello immediatamente sopra:

$$R_j = \frac{V_j / V_{ag,j}}{V_{j+1} / V_{ag,j+1}}$$

Dove con "j+1" si fa riferimento al piano immediatamente sopra quello considerato.

b) Coeff. riduttivo irregolarità di massa in pianta (p_2):

Con tale parametro si tiene conto della distribuzione asimmetrica delle pareti, vano scala o nucleo ascensore decentrato ecc.

$$p_2 = \begin{cases} 1 & (per\ situazioni\ regolari) \\ 0.95\ (per\ situazioni\ mediamente\ irregolari) \\ 0.9\ (per\ situazioni\ fortemente\ irregolari) \end{cases}$$

c) Coeff. riduttivo irregolarità di forma geometrica (p_3)

Tiene conto delle irregolarità sia in pianta che in elevazione:

$$p_3 = \begin{cases} 1 & (per\ situazioni\ regolari) \\ 0.95\ (per\ situazioni\ mediamente\ irregolari) \\ 0.9\ (per\ situazioni\ fortemente\ irregolari) \end{cases}$$

Per valutare l'irregolarità si tiene conto dei seguenti parametri:

- Configurazione in pianta compatta e simmetrica rispetto a x e y
- Il rapporto fra i lati del rettangolo in cui l'edificio è inscritto è ≤ 4
- Nessuna delle sporgenze o rientri supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella stessa direzione
- Tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- Qualunque restringimento fra un piano e l'altro deve rispettare i seguenti criteri:
    - Il restringimento fra ogni piano e il piano terra è $\leq 30\%$
    - Il restringimento fra un piano e il successivo è $\leq 20\%$

  Fanno eccezione l'ultimo piano di un edificio di almeno quattro piani, in questo caso non si hanno limitazioni.

4.2.7 Definizione livello di prestazione SLO

Il limite è definito dal raggiungimento di una delle due condizioni seguenti:

1) $d_{r,lim} = 0.03 h_j$
2) Accelerazione a terra corrispondente a $\alpha_{DUT,j} = 1$

Per la prima condizione vale la relazione:

$$V_{op} = K_j h_j d_{r,lim}$$

Assumendo $\alpha_{DUT,j} = p_2$ e in seguito si valuta l'accelerazione spettrale come già illustrato in precedenza; mentre per la seconda condizione basta imporre $\alpha_{DUT,j} = 1$.

4.2.8 Definizione periodo di ritorno e valutazione del rischio

È possibile convertire le accelerazioni limite appena definite in intensità macrosismica sulla scala Mercalli mediante la seguente relazione:

$$I_{MCS} = \frac{1}{0.179} Log_{10}\left(\frac{PGA}{g}\frac{981}{4.864}\right) \qquad con\ PGA\ in\ {}^{cm}/_{s^2}$$

In alternativa si può determinare il periodo di ritorno corrispondente a tale condizione:

$$T = Ke^{\alpha \ln(a_g)} \qquad con\ \alpha\ e\ K\ funzione\ del\ sito\ su\ cui\ sorge\ l'edificio$$

E 'opportuno ricordare però che nel 2° caso se non sono stati utilizzati i coefficienti di sicurezza e i fattori di confidenza il confronto con il terremoto di progetto non acquisisce il significato di verifica di sicurezza.

4.2.9 Affidabilità delle stime e aspetti connessi

L'aderenza del modello con la realtà è strettamente correlata alla qualità delle informazioni che si riesce a reperire mediante sopralluoghi e documentazione storica disponibile.

In condizioni ottimali il metodo risulta molto affidabile come si evince anche dal confronto con metodologie più sofisticate. Se tali condizioni dovessero venire a mancare però il risultato andrebbe interpretato in maniera critica.

Le situazioni non considerate nel modello (per via della sua semplicità) che potrebbero causare una differenza non trascurabile fra risultato ottenuto dalla procedura e comportamento reale che dovrebbero destare preoccupazione sono:

1) Disposizione irregolare delle aperture nelle pareti strutturali che possono influenzare il comportamento sismico di un edificio in muratura.

2) Presenza di spinte statiche (tetti a falda, volte e archi con spinte statiche non riprese da catene o cordoli o pareti di sostegno contro terra).
3) Elevata snellezza dell'edificio.
4) Elevata snellezza delle strutture verticali.

Altri aspetti che potrebbero avere un effetto negativo sono:

5) Presenza di danni preesistenti
6) Giunti strutturali inadeguati
7) Evidenza di cedimenti fondali
8) Solai di caratteristiche non adeguate ai carichi applicati, di luci significative o con evidenti segni di inflessione
9) Murature di scarsa qualità
10) Presenza di pareti intersecate con pareti di interasse elevato (>7m) negli edifici in muratura
11) Parti non strutturali vulnerabili (in caso di rottura possono causare danni a cose o persone, o comunque determinare una perdita di operatività della struttura per rischio di crolli)

5 Nuova procedura di valutazione sismica

La nuova procedura di valutazione della vulnerabilità sismica proposta dalla tesi in questione adotta un approccio di tipo ibrido meccanico-semiotico, quantitativo e indiretto; è di tipo ibrido Meccanico-Semiotico perché alla base della procedura c'è la realizzazione di un modello meccanico semplificato che permette di valutare l'accelerazione limite che porta a collasso la struttura (PGA_C), ma tiene conto delle specificità dell'edificio sfruttando parametri che notoriamente influenzano la vulnerabilità ed adottando opportuni coefficienti riduttivi della accelerazione limite; in oltre, è di tipo quantitativo perché l'indice di vulnerabilità è definito dal complemento a 1 del rapporto fra la PGA_C determinata della procedura e l'accelerazione di progetto (PGA_D) funzione del sito su cui sorge l'opera; infine, è di tipo indiretto perché l'indice così determinato è solo qualitativo fa riferimento alla propensione della struttura a subire danno.

La metodologia per alcuni aspetti è piuttosto affine alla procedura RE.SIS.TO [23] ma a differenza di quest'ultima per la possibilità di tenere conto di due aspetti di rilevanza non trascurabile:

- Interazioni fra edifici adiacenti appartenenti ad un aggregato edilizio.
- Verificare meccanismi di modo I su schemi locali (vedi capitolo 2).

La procedura che verrà di seguito descritta è stata implementata con linguaggio di programmazione VBA (Visual Basic for Application) mediante l'ausilio del foglio di calcolo Excel per rendere il processo guidato ad automatizzato.

5.1 Valutazione della domanda di resistenza

La prima scheda da compilare è quella inerente alla determinazione della accelerazione massima su suolo rigido attesa (PGA_D).

Secondo quanto prescritto dalla NTC 2018 al paragrafo 2.4 l'azione sismica viene valutata in relazione al periodo di riferimento della struttura (V_R) definito come segue:

$$V_R[anni] = V_N * C_U$$

Dove:

V_N = Vita nominale (vedi Tabella 5.1.1)

C_U = Classe d'uso (vedi Tabella 5.1.2)

Tabella 5.1.1-Valori vita nominale riportati in tabella 2.4.I della NTC 2018

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 5.1.2- Valori classe d'uso riportati in tabella 2.4.II della NTC 2018

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

Definito il periodo di vita di riferimento si valuta il tempo di ritorno (T_R) della azione sismica tenendo conto della probabilità (P_R) di superamento dello stato limite considerato (vedi Tabella 5.1.3):

$$T_R = \frac{V_R}{Ln(1 - P_R)}$$

Tabella 5.1.3 – Probabilità di superamento in funzione del periodo di riferimento [tabella 3.2.I NTC 2018]

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

La valutazione della azione sismica viene condotta definendo l'accelerazione massima su suolo rigido (PGA_D) definita come segue:

$$PGA_D = a_g * S_T * S_S.$$

Dove:

a_g = f (ID località[1];T_R) =Accelerazione orizzontale massima al sito (Valori tabulati in allegati A e B NTC 2008)

[1] ID località: Codice identificativo del comune in cui sorge l'opera

S_T = Fattore di amplificazione Topografica (vedi Tabella 5.1.4)

S_S = Fattore di amplificazione Stratigrafica (vedi Tabella 5.1.5)

Tabella 5.1.4 – Valori del coefficiente di amplificazione topografica St [Tabella 3.2.V NTC 2018]

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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 5.1.5 – Espressioni di Ss e Cc [Tabella 3.2.IV NCT 2018]

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

5.2 Informazioni struttura

La seconda scheda fa riferimento a 10 degli 11 parametri della scheda GNDT di secondo livello. Il parametro 3, ovvero quello relativo alla resistenza convenzionale è stato omesso perché la resistenza verrà calcolata in maniera più accurata in seguito mediante un modello meccanico semplificato. Per la compilazione della scheda e l'attribuzione delle classi da associare ad ogni parametro si rimanda il lettore al paragrafo 3.2.

5.3 Informazioni aggregato

Qual ora l'edificio dovesse essere compreso all'interno di un aggregato edilizio con altre strutture a contatto, la loro interazione può essere positiva o negativa in caso di evento sismico, per questo motivo è stata aggiunta una ulteriore scheda per la valutazione di questo aspetto. La scheda in questione fa riferimento a quella prodotta dallo studio condotto da Formisano et al. (2009) [24], cui i primi 10 parametri sono analoghi alla scheda GNDT II e gli ultimi 5 fanno rifermento all'aggregato edilizio e sono di seguito riportati con i rispettivi punteggi e pesi (Tabella 5.1.1). Va puntualizzato che quando i punteggi sono negativi vuol dire che l'interazione in quel caso ha un effetto positivo sulla capacità di resistenza della struttura.

Tabella 5.3.1 - Sezione della scheda di vulnerabilità relativa agli aggregati edilizi

		Punteggi in funzione della classe				
Punto	Descrizione	A	B	C	D	Peso
1	Interazione altimetrica	-20	0	15	45	1
2	Interazione planimetrica	-45	-25	-15	0	1.5
3	Presenza di solai sfalsati	0	15	25	45	0.5
4	Discontinuità tipologiche e strutturali	-15	-10	0	45	1.2
5	Differenza percentuale fra bucature in facciata	-20	0	25	45	1

Vediamo adesso come sono definite le classi per ogni parametro:

1) **Interazione altimetrica**

   L'interazione altimetrica fra edifici adiacenti può risultare favorevole qual ora gli edifici dovessero avere tutti la stessa altezza per via del confinamento mutuo, ma

anche se un edificio basso si trova fra due edifici più alti comunque la sua probabilità di danneggiamento sarebbero inferiori di quelle di un edificio isolato, tuttavia esso può venire danneggiato dal collasso di quelli adiacenti. Alla luce di queste considerazioni sono state definite quattro classi:

- *Classe A: (Punti -20) L'edificio si trova compreso fra 2 di pari altezza*
- *Classe B: (Punti 0) L'edificio si trova in adiacenza a edifici più alti oppure ad un edificio più alto e ad uno di pari altezza.*
- *Classe C: (punti 15) L'edificio risulta adiacente ad un edificio più basso e ad uno di pari altezza, oppure ad un edificio più alto e ad uno più basso.*
- *Classe D: (Punti 45) L'edificio si trova in adiacenza a due edifici più bassi.*

2) Interazione planimetrica

La presenza di edifici vicini è sempre positiva, in particolare si possono avere tre configurazioni: di testata in un blocco a schiera se ha tre lati liberi (Figura 4.2.9.1c); d'angolo se ha due lati liberi (Figura 4.2.9.1b); Interclusa se ha solo la facciata libera o colma lo spazio fra due edifici (Figura 4.2.9.1a);

Le classi sono definite come segue:

- *Classi A: (Punti -45) L'edificio occupa una posizione interclusa tra altri edifici e risulta vincolato su tre lati. In questo caso gli edifici adiacenti operano una funzione di confinamento sull'edificio in esame, limitandone possibili spostamenti e deformazioni.*
- *Classi B: (Punti -25) L'edificio occupa una posizione interclusa e risulta vincolato su due lati, come nel caso di un edificio con alle spalle una corte. Gli edifici adiacenti operano, pertanto, una funzione di confinamento meno significativa rispetto al caso precedente.*

- *Classe C: (Punti -15) L'edificio occupa una posizione d'angolo nell'aggregato. In questo caso l'azione di confinamento non viene esercitata su due muri ortogonali dell'edificio e quindi risulta meno efficace.*
- *Classe D: (Punti 0) L'edificio occupa una posizione di testata nell'aggregato. Non si riscontra nessun tipo di azione di confinamento e quindi l'edificio è più esposto a spostamenti e deformazioni.*

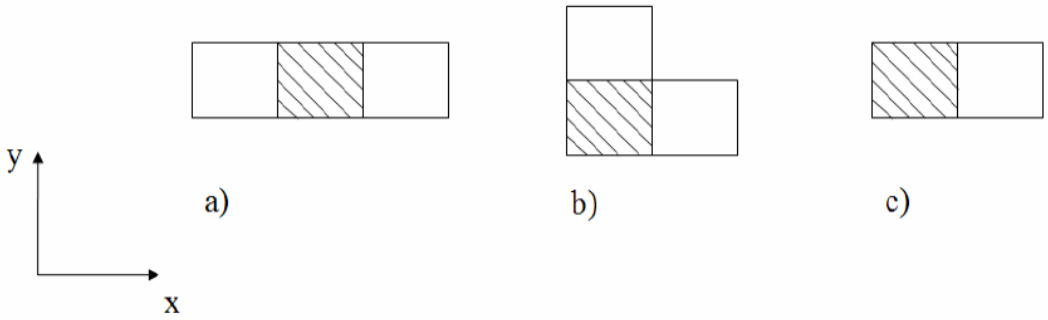


Figura 4.2.9.1 – Configurazioni possibili di interazione planimetrica a) interclusa; b) ad angolo; c) di tastata

3) Presenza di piani sfalsati

La presenza di solai sfalsati (differenza di quota di almeno 50 cm) può generare martellamento, quindi tale fattore è sempre negativo e le classi sono definite come segue:

- *Classe A: (Punti 0) Assenza totale di solai sfalsati.*
- *Classe B: (Punti 15) Presenza di una coppia di solai sfalsati.*
- *Classe C: (Punti 25) Presenza di due coppie di solai sfalsati.*
- *Classe D: (Punti 45) Presenza di più di due coppie di solai sfalsati*.

4) Discontinuità tipologiche e strutturali

Tale parametro prende in considerazione le diverse tecnologie ed epoche costruttive di strutture in adiacenza che determinano eterogeneità strutturale (es. solai in legno o in c.a.); le classi sono definite come segue:

- *Classi A: (Punti -15) L'edificio presenta un'eterogeneità strutturale rispetto all'edificio adiacente (ad es. un edificio in muratura adiacente ad un edificio in cemento armato).*
- *Classe B: (Punti -10) L'edificio confina con un altro costituito da muratura con caratteristiche migliori (ad es. un edificio in tufo ed uno in muratura a blocchi).*
- *Classe C: punti 0. L'edificio presenta una continuità sia di tipo tipologico che strutturale con gli edifici adiacenti*
- *Classe D: punti 45. L'edificio confina con un altro costituito da muratura con caratteristiche peggiori (ad es. un edificio in tufo ed uno in muratura caotica)*

5) **Differenza percentuale fra bucature in facciata**

Tale fattore può condizionare la risposta della facciata stessa perché la presenza di aperture influisce sulla distribuzione degli sforzi orizzontali, le classi sono definite come segue:

- *Classe A: (Punti -20) Un edificio risulta appartenente a questa classe quando la differenza fra le percentuali di bucatura tra lo stesso e l'edificio adiacente è minore del 5%.*
- *Classe B: (Punti 0) L'edificio risulta appartenente a questa classe se la differenza tra le percentuali di bucatura dello stesso e dell'edificio adiacente è compresa tra il 5% e il 10%.*
- *Classe C: (Punti 25) L'edificio risulta appartenente a questa classe se la differenza tra le percentuali di bucatura dello stesso e dell'edificio adiacente è compresa tra il 10% e il 20%.*
- *Classe D: (Punti 45) L'edificio risulta appartenente a questa classe quando la differenza fra le percentuali di bucatura tra lo stesso e l'edificio adiacente è maggiore del 20%.*

Questa scheda e quella vista al paragrafo 5.2 relativa alla singola struttura permettono di determinare il coefficiente di correzione (C_{COR}) da applicare alla accelerazione limite di collasso (PGA_C) definita con il modello meccanico che verrà illustrato al paragrafo 5.4, in particolare C_{COR} è così definito:

$$C_{COR} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{9} P_i * W_i + \sum_{j=1}^{5} P_j * W_j}{\sum_{i=1}^{9} P_{i-pegg} * W_i + \sum_{j=1}^{5} P_{j-pegg} * W_j}$$

Dove:

i = Parametri scheda relativa all' edificio

j = Parametri scheda aggregato

P = Punteggio

W = Peso

$P_{i\text{-}pegg}$ e $P_{j\text{-}pegg}$ sono i punteggi peggiori assegnabili ad ogni parametro rispettivamente della prima e della seconda scheda.

Si può notare che gli ì-esimi parametri dovrebbero essere 10 ma sono solo 9, questo perché il parametro 2 non è stato considerato nella sommatoria perché essendo il parametro relativo alla condizione della muratura, esso viene tradotto in un coefficiente riduttivo che viene direttamente applicato alla resistenza al taglio del materiale come vedremo nel paragrafo 5.4.1.

In conformità con quanto riportato dallo studio citato al punto 1 del paragrafo 4.1 i parametri 1,5,9 della scheda GNDT II che in questo caso avendo escluso il parametro 3 dalla scheda diventano 1,4,8 sono utili per identificare il verificarsi di meccanismi del primo modo. In particolare, si definisce un indice di vulnerabilità locale ($I_{V\text{-}LOC}$) tenendo conto solo di questi tre parametri come illustrato nella formula seguente:

$$I_{V-LOC}[\%] = \frac{\sum_{i=1}^{3} P_i * W_i}{\sum_{i=1}^{3} P_{i-pegg} * W_i} * 100$$

Lo studio condotto in termini statistici ha portato alla conclusione che se $I_{V\text{-}LOC} > 39$ % allora l'edificio è probabile che sia soggetto a modi di danneggiamento relativi al primo tipo, in questo caso al termine della analisi la procedura consiglia di verificare l'innesco di tali meccanismi rimandando alle verifiche locali condotte con metodi al equilibrio limite secondo quando già illustrato al paragrafo 2.1.

5.4 Modello meccanico

Il modello meccanico che permette di valutare la resistenza dell'edificio è analogo a quello identificato dal progetto SAVE descritto al paragrafo 4.2.

Riassumendo in breve quanto già detto al paragrafo sopracitato, la valutazione della vulnerabilità viene condotta valutando la resistenza offerta dalle pareti dell'edificio nelle rispettive direzioni di lavoro (per semplicità nella trattazione nelle formule verrà omesso il pedice relativo alla direzione x e y, ma è sottointeso che le formule vengono applicate separatamente in entrambe le direzioni), a partire dal valore di resistenza si determina l'accelerazione limite di collasso (PGA_C) ad ogni piano e si assume come PGA_C di collasso della struttura la minima.

5.4.1 Definizione del taglio resistente offerto dal piano

Il taglio resistente totale offerto dal piano i-esimo nelle due direzioni è definito dalla somma dei contributi di tutte le pareti mediante la formula 4.2.3.2 illustrata al paragrafo 4.2.1 e di seguito riportata:

$$V_i = \sum_{j=1}^{n} V_{ij} \qquad (4.2.3.2)$$

Dove n è il numero di pareti parallele alla direzione considerata.

La resistenza tangenziale offerta dalla parete j-esima dell'i-esimo piano viene valutata secondo la formula 4.2.3.1 di Turnsek-Cacovic:

$$V_{i,j} = A_{i,j} * \tau_{corr,i,j} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1.5\tau_{corr,i,j}}} \qquad (4.2.3.1)$$

Con:

$A_{i,j} = Area\ della\ parete$

$\sigma_{0,i,j} = tensione\ media\ di\ compressione$

L'area A_{ij} della parete viene definita al netto delle aperture e la tensione media di compressione viene valutata su ogni singola parete tenendo conto della area di competenza del solaio gravante su di essa.

Questa formula risulta molto efficace nel caso di rottura per taglio della parete, questo meccanismo si verifica qual ora la parete dovesse risultare tozza, me nel caso di parete snella, si potrebbe verificare la rottura per pressoflessione nel piano che in questo caso risulterebbe il limite inferiore rispetto alla rottura per taglio. Il modello trascura la rottura per pressoflessione nel piano poiché è statisticamente meno probabile rispetto a quella per taglio però cerca di tenerne conto mediante l'adozione di un coefficiente riduttivo della resistenza tangenziale unitaria (τ) definendo una (τ_{COR}) secondo la seguente procedura:

1) Si valuta la lunghezza effettiva della parete (L_{eff}) al netto delle aperture:

$$L_{eff} = L * perc.piena$$

Dove:

L=Lunghezza totale della parete, aperture comprese

Perc.piena = è la percentuale di parete piena valutata in lunghezza escludendo la lunghezza delle finestre.

2) Viene suddivisa la parete in un numero di maschi murari pari al numero di aperture + 1 tutti di uguale lunghezza:

$$L_{maschio} = \frac{L_{eff}}{n^{o}_{aperture} + 1}$$

3) Si definisce l'altezza effettiva deformabile del maschio (h_e) secondo il metodo a telaio equivalente proposto da Dolce già illustrato al paragrafo 2.2.1:

$$h_e = \begin{cases} h_m + \left(\frac{h_p}{h_m} - 1\right) * \frac{L_{maschio}}{3} & se < h_p \\ h_p & altrimenti \end{cases}$$

Dove:

h_m = Altezza della parete escludendo le fasce di piano

h_p = Altezza totale della parete

4) Si definisce la snellezza:

$$Snell = \frac{h_e}{L_{maschio}}$$

5) Si definisce il coefficiente di snellezza:

$$C_N = \begin{cases} \frac{3(\omega)^2 \alpha}{B_k(1 + \sqrt{1 + 9\omega^2}} & e\ \alpha < 0.9 \\ 0 & altrimenti \end{cases}$$

Dove:

$$\alpha = \frac{\sigma_s}{\sigma_{sk}}$$

σ_s = tensione media di compressione

σ_{sk} = tensione caratteristica di compressione

$$\omega = \frac{1 - \alpha}{Snell}$$

$$B_k = \frac{\tau_s}{\sigma_s}$$

τ_s = resistenza al taglio unitaria caratteristica

6) Si definisce la resistenza al taglio unitaria corretta (τ_{cor}):

$$\tau_{cor} = C_N * \tau_s$$

Il valore di τ_s può essere inserito direttamente con il suo valore di calcolo se è noto, in alternativa la procedura suggerisce un range di valori in funzione del tipo di muratura (Tabella 4.1.1) corrispondenti ai valori definiti nello studio citato al paragrafo 4.1.2.

Se si adotta questa seconda strategia, sempre facendo riferimento allo studio sopracitato la tensione media unitaria viene definita tenendo conto di un fattore correttivo (K_q) riportato in Tabella 4.1.2 funzione della classe di vulnerabilità attribuita al parametro 2 della scheda relativa all'edificio mediante la relazione 4.1.2.1:

$$\tau_s = \tau_k * K_m * K_q \qquad (4.1.2.1)$$

5.4.2 Definizione della rigidezza

La rigidezza totale del piano i-esimo è determinata dalla somma dei contributi delle rigidezze offerte da ogni singola parete j-esima (nella sua direzione di lavoro):

$$K_i = \sum_{j=1}^{n} K_{ij}$$

La rigidezza di ogni singola j-esima parete è data dalla somma dei contributi di taglio e flessione mediante la formula 4.2.3.3 riportata al paragrafo 4.2.3 che nella procedura assume la forma della 5.4.2.1:

$$K_{ij} = \frac{1}{\frac{1}{K_{flex}} + \frac{1}{K_v}} * \left(n°_{aperture} + 1\right) \qquad (5.4.2.1)$$

Dove:

Rigidezza flessionale = $K_{flex} = \frac{12EI}{h_e^3}$

Rigidezza tangenziale = $K_v = \frac{G*S*L_{maschio}}{1.2*h_e}$

G = Modulo di elasticità tangenziale =1100τ_{eff}

S = Spessore del pannello

E = Modulo elastico del materiale = 6G

I=Inerzia della sezione della parte nella direzione di lavoro

$n°_{aperture}$ = numero di aperture della parete

5.4.3 Definizione della accelerazione spettrale di collasso

La definizione della accelerazione spettrale di collasso ($S_{d(coll)i}$) è valutata per ogni piano in maniera approssimata mediante il rapporto fra il taglio resistente del piano (V_i) e il taglio sollecitante ($V_{ag,i}$) mediante la formula 4.2.4.3 illustrata al paragrafo 4.2.4:

$$S_{d(coll)i} = \frac{V_i}{V_{ag,i}} \qquad (4.2.4.3)$$

Per definire il taglio agente sulla struttura si utilizza il metodo della analisi statica lineare applicando ad ogni piano una forza pari alla massa del piano soggetta ad una accelerazione di 1 g, con questo approccio la forza applicata al generico piano i-esimo sarà data dalla seguente relazione 4.2.4.1 già illustrata al paragrafo 4.2.4 e di seguito riportata:

$$F_i = F_h \frac{z_i * W_i}{\sum_j z_i * W_i} \qquad (4.2.4.1)$$

Con:

$F_h = Forza\ orizzontale\ totale\ applicata\ \ (coincide\ con\ il\ peso\ dell'edificio)$

$W_i = peso\ del\ piano\ i-esimo$

$z_i = quota\ dell'impalcato\ i-esimo$

Così il taglio agente del i-esimo piano sarà pari alla somma delle forze agenti ai piani al disopra di quello di analisi così come descritto dalla formula (4.2.4.2):

$$V_{ag,i} = \sum_{m=i}^{P} F_m \qquad (4.2.4.2)$$

Con "P" numero totale di piani dell'edificio.

5.4.4 Definizione della PGA_C

La definizione della accelerazione limite di collasso di piano (PGA_C) viene valutata mediante la relazione 4.2.5.1 opportunamente invertita per ricavare PGA, che assume quindi la forma della 5.4.4.1:

$$PGA_C = \frac{S_{di} * \alpha_{DUT}}{\alpha_{PM} * \alpha_{AD} * \alpha_{DS}} \qquad (5.4.4.1)$$

Dove:

$\alpha_{PM} = \begin{cases} 1 & (se\ edificio\ monopiano) \\ 0.9 & (se\ edificio\ a\ 2\ piani) \\ 0.8 & (se\ edificio > 2\ piani) \end{cases} = coeff.di\ partecipazione\ modale$;

α_{AD} è $il\ fatt.di\ amplificaz.spettrale, si\ definisce\ dallo\ spettro\ di\ normativa\ noto\ T_1$;

T_1 è $\ il\ periodo\ proprio\ principale\ della\ struttura\ dato\ dalla\ formula\ di\ Rayleigh$;

$\alpha_{DS} = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0.55\ (coeff.che\ tiene\ conto\ delle\ capacità\ dissipative)$;

α_{DS} vale 1 se si assume un sistema classicamente smorzato con coefficiente di smorzamento (ζ) pari al 5%.

$\alpha_{DUT,j} = coeff.di\ duttilità$

Il valore di PGA_C più basso definisce il piano critico ed è assunto come valore di riferimento della accelerazione limite di collasso dell'edificio.

5.4.5 Definizione del coefficiente di duttilità

Per edifici in muratura perfettamente regolari il coefficiente di duttilità è pari a 2, ma esso è stato penalizzato di un fattore $p_i \leq 1$ per tenere conto della variazione di resistenza fra un piano e il successivo in analogia a quanto riportato al paragrafo 4.2.6; in particolare il coefficiente in questione penalizza gli edifici che hanno una maggiore resistenza ai piani superiori rispetto a quelli inferiori:

$$\alpha_{DUT,i} = 2 * p_i \geq 1$$

Con:

p_i è $coeff.riduttivo\ di\ piano\ per\ variazione\ di\ resistenza\ in\ elevazione$

$$p_i = \begin{cases} 0.5 + 0.5R_i \geq 0.75 & (se\ R_i < 1) \\ 1 & (se\ R_i \geq 1) \end{cases}$$

R_i è un coefficiente che tiene conto della variazione di resistenza fra un piano è quello immediatamente sopra:

$$R_i = \frac{V_i / V_{ag,i}}{V_{i+1} / V_{ag,i+1}}$$

Dove con "i+1" si fa riferimento al piano immediatamente sopra quello considerato.

5.4.6 Fattore di amplificazione spettrale

Il fattore di amplificazione spettrale (α_{AD}) tiene conto della amplificazione dovuta al periodo proprio della struttura; tale fattore presenta lo stesso andamento dello spettro di risposta ed è definito dalle seguenti equazioni:

$$T_1 < T_B \quad \rightarrow \quad \alpha_{AD} = F_0 * \left(\frac{T_1}{T_B} + \frac{1}{\eta * F_0} * \left(1 - \frac{T_1}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B < T_1 < T_C \quad \rightarrow \quad \alpha_{AD} = F_0$$

$$T_C < T_1 < T_D \quad \rightarrow \quad \alpha_{AD} = F_0 * \left(\frac{T_1}{T_B} \right)$$

$$T_D < T_1 \quad \rightarrow \quad \alpha_{AD} = F_0 * \left(\frac{T_C * T_D}{T_1^2} \right)$$

Dove:

$T_c = C_c T_c^*$

$T_B = T_c/3$

$T_D = 1.6+4°_g$

F_0= Valore massimo dello spettro di amplificazione spettrale

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0.55 \ (coeff.che\ tiene\ conto\ delle\ capacità\ dissipative)$$

5.4.7 Definizione periodo proprio fondamentale della struttura

La definizione del periodo proprio principale della struttura avviene mediante l'applicazione del metodo di Rayleigh descritto dalla seguente relazione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i W_i * d_i^2}{g \sum_i W_i * d_i}}$$

Con:

$W_i = peso\ piano\ i-esimo$

$d_i = spostamento\ piano\ i-esimo$

$g = accelerazione\ di\ gravità$

Lo spostamento d_i è lo spostamento del piano per effetto di una forza pari alla massa del piano per l'accelerazione di 1g che coincide proprio con il peso del piano (W_i); il modello adottato per il calcolo degli spostamenti è il modello definito Shear-type, descritto nell'esempio riportato di seguito.

Sotto l'ipotesi di telaio Shear-type si hanno traversi infinitamente rigidi e pilastri dal comportamento di tipo elastico-lineare. In questo modo l'unico spostamento consentito è la traslazione orizzontale dei piani per effetto delle accelerazioni indotte dal sisma che sono schematizzate come forze orizzontali applicate direttamente sui traversi.

Un edificio ad "n" piani quindi, può essere schematizzato come un sistema di molle e masse in serie, in cui le masse sono i pesi dei piani considerati puntuali e applicati nel baricentro del piano stesso e le molle sono rappresentate dai pilastri mediante le

rigidezze che essi offrono, come illustrato in Figura 5.4.7.1 che ha come esempio un edificio di tre piani:

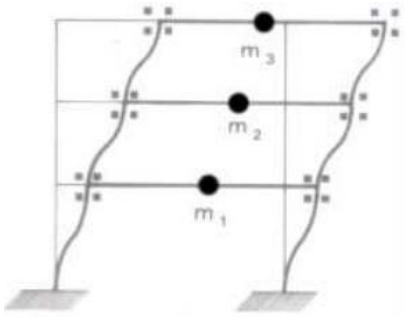


Figura 5.4.7.1 - Schema telaio Shear-type

Se al telaio in questione si applica un sistema di forze $\{F\}$, si può conoscere lo spostamento indotto utilizzando il legame costitutivo del materiale:

$$\{F\} = [K]\{d\}$$

Dove $[K]$ è la matrice di rigidezza del sistema, che sarà una matrice quadrata di rango n e $\{d\}$ è il vettore spostamento; quindi per inversione della detta matrice si ricava lo spostamento.

In queste condizioni la matrice di rigidezza può essere definita imponendo spostamenti unitari ai singoli piani uno per volta e ricavando le rispettive forze che saranno proprio le rigidezze; quindi, nel caso in esame la prima riga della matrice sarà la forza di richiamo elastico esercitata dai pilastri sulle masse per effetto di uno spostamento indotto sul traverso al piano 1, in maniera analoga si costruiscono le altre righe della matrice. Nel caso in esempio la matrice risulta la seguente:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix}$$

Dove K_1, K_2, K_3 sono le rigidezze dei singoli piani date dalla somma delle rigidezze dei pilatri.

Quanto detto vale per la definizione del periodo proprio della struttura in condizioni di muratura integra, tale condizione però è inverosimile specialmente per sismi di elevata intensità, quindi la procedura permette di tenere conto dello stato fessurativo adottando un fattore moltiplicativo della matrice di rigidezza, che di default è impostato pari a 0.5 ma che eventualmente può essere modificato a piacimento dall'utente.

5.4.8 Definizione della $PGA_{C\text{-}COR}$ e indice di vulnerabilità struttura

Il valore di PGA_C definito al paragrafo 5.4.4 viene corretto mediante il coefficiente (C_{COR}) definito al paragrafo 5.3 per tenere conto delle specifiche condizioni che possano incrementare o ridurre la vulnerabilità della struttura ottenendo così l'accelerazione limite di collasso corretta ($PGA_{C\text{-}COR}$):

$$PGA_{C-COR} = C_{COR} * PGA_C$$

A questo punto si definisce l'indice di vulnerabilità (I_V) come il complemento a 1 del rapporto fra $PGA_{C\text{-}COR}$ e PGA_D:

$$I_V[\%] = \left(1 - \frac{PGA_{C-COR}}{PGA_D}\right) * 100 \quad (5.4.8.1)$$

L'indice di vulnerabilità così definito è un valore compreso fra 0 e 100; quando è prossimo a 0 allora la struttura può ritenersi sicura nei confronti della azione di progetto, mentre se è prossimo al valore 100 allora la struttura avrà poche probabilità di resistere ad una azione sismica pari a quella di progetto.

Infine, è stato definito un range di valori del Iv a cui sono associati degli indici di rischio come mostrato in Tabella 5.4.1:

Tabella 5.4.1 - Indice di rischio in funzione del Iv

Range Iv [%]	Indice di rischio
0 – 20	Basso
20 – 40	Medio - Basso
40 – 60	Medio
60 – 80	Medio - Alto
80 – 100	Alto

5.5 Conclusioni

La procedura appena descritta è stata implementata mediante linguaggio VBA (Visual Basic for Application) che è il linguaggio di programmazione sfruttato da Office.

Questo strumento è stato scelto perché l'idea principale della tesi era quella di sviluppare una applicazione per sistemi Android, che però si è scontrata con la carenza di conoscenze di un linguaggio di programmazione appropriato a questo scopo. L'alternativa a questo era lo sviluppo di foglio Excel che però non avrebbe avuto la stessa efficacia di una applicazione poiché non è semplice realizzare un foglio intuitivo e facile da usare per un utente che non l'ha sviluppato.

Per queste ragioni l'utilizzo del linguaggio VBA è risultato il giusto compromesso per contravvenire all'esigenza di sviluppare una applicazione e alla carenza delle conoscenze del linguaggio per farlo. In questo modo la maggior parte del lavoro è stato progettato come un normale foglio Excel, e il linguaggio VBA è servito per la progettazione delle schermate utente, controllo sui valori, ordine di apparizione delle schede e per la gestione di eventi con più di due così possibili.

L'architettura del foglio è composta dalle seguenti schede:

- Valutazione della domanda di resistenza
- Informazioni struttura

- Informazioni aggregato
- Caratteristiche muratura (una scheda per ogni piano)
- Risultati
- Analisi di schemi locali

Le schede si presentano esattamente nell'ordine in cui sono state elencate, in particolare grazie al linguaggio VBA si può realizzare una vera e propria applicazione che poco ha a che vedere con i classici fogli di calcolo inquanto si può guidare l'utente nella compilazione facendo apparire le schede esattamente nell'ordine immaginato dal creatore della procedura, in modo che la compilazione delle varie schede avvenga nella sequenza corretta; inoltre, per impedire al utente errori di compilazione (ad esempio inserendo caratteri non validi o compilando che non dovrebbe) sono state progettate delle interfacce utente in cui egli è costretto ha compilare solo i campi riportati sulle interfacce, in questo modo l'utente non interagisce con il foglio di calcolo e gli sembrerà di lavorare con una vera e propria applicazione come quelle ormai di uso comune per smartphone e tablet.

Nel capitolo seguente verrà illustrata l'applicazione della procedura ad un caso studio, focalizzando l'attenzione sulla compilazione dei campi delle varie interfacce utente.

6 Caso studio

Il seguente caso è tratto da una tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile della facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa [25].

L'oggetto della tesi è la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio scolastico in muratura il cui prospetto principale è mostrato in Figura 5.4.8.1.

Figura 5.4.8.1 - Foto prospetto principale

6.1 Informazioni generali sullo stabile

L'edificio è realizzato in muratura portante di pietra sbozzata, presenta un unico piano che raccoglie tutti i servizi dell'istituto comprendenti:

- Quattro aule per l'insegnamento di dimensioni pari a circa 36 mq;
- Un'aula per attività fisica di circa 36 mq;
- Aula di informatica circa 20 mq;
- Sala cucina circa 29 mq;
- Servizi igienici 27 mq;

Tutti i locali affacciano su un ampio atrio di forma rettangolare di dimensioni circa 15 x 7 m, dotato di una copertura a falda unica in latero-cemento.

L'atrio presenta tre grandi aperture che affacciano sul prospetto principale da cui si accede all'edificio.

La zona ovest dove si trovano due aule è coperta da un tetto a falda unica, con solaio di sotto copertura, lo stesso vale per le altre due aule e servizi igienici a nord.

Figura 5.4.8.1- Foto prospetto Nord, si nota la presenza di 2 tetti a falda unica al centro e a sinistra della foto

La cucina, l'aula restante e l'aula di informatica sono coperte da un tetto a capanna anche esso con tetto di sotto copertura.

L'altezza interna dei locali è di circa 3,5 m, salvo l'atrio centrale che passa da un'altezza di 3,9 a 6,5 m circa.

La struttura risulta interamente rialzata da terra di circa 1,25 m.

Al disotto della cucina e di medesime dimensioni in pianta si trova un locare seminterrato di altezza 1,75 m adibito a locale tecnico. Tale locale rappresenta l'unica zona accessibile alla parte seminterrata e si trova ad una profondità di circa -0,50 m dal piano campagna.

È riportata di seguito in figura Figura 5.4.8.2 la pianta dell'edificio con la destinazione d'uso dei locali.

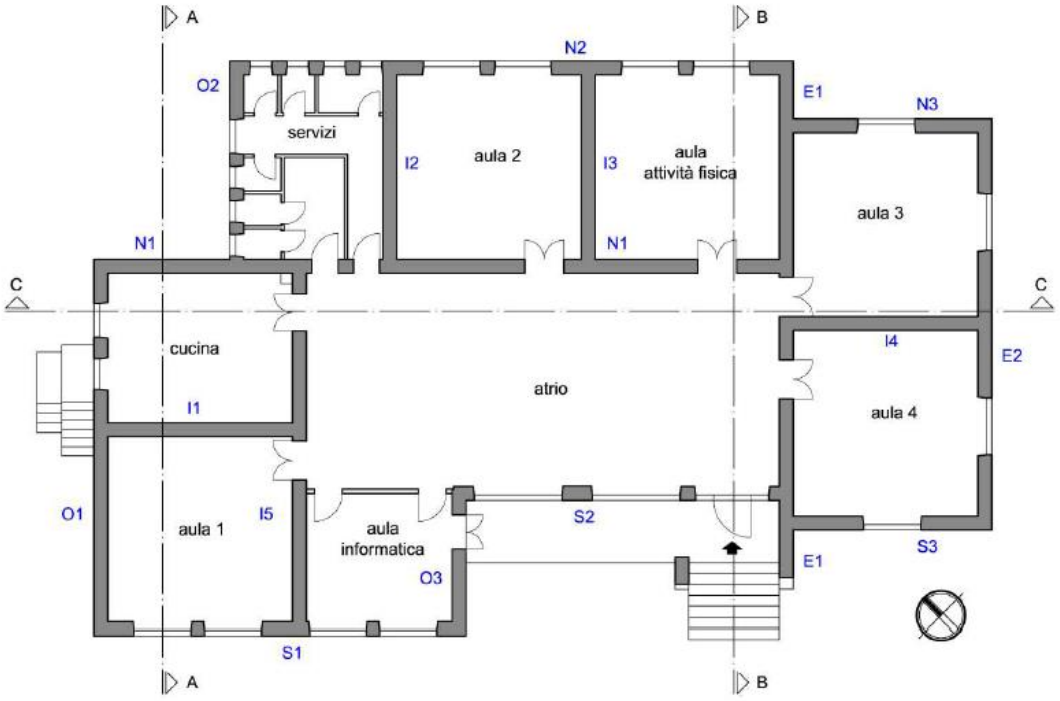


Figura 5.4.8.2- pianta piano terra

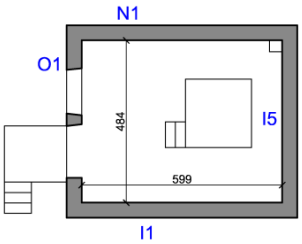


Figura 5.4.8.3-pianta locale seminterrato

La costruzione risale alla fine degli anni ’50, molto probabilmente terminata fra il 1957 e il 1958, dai dati a disposizione risulta che sia stata realizzata in un'unica soluzione senza modifiche o ampliamenti.

6.2 Rilievo geometrico

Sono state riscontrate irregolarità sia in pianta che in elevazione, in particolare in pianta si riscontra:

- La dimensione di rientri e sporgenze superiore al 25% della dimensione totale della struttura nella direzione corrispondente.
- Gli orizzontamenti di sotto-copertura non possono essere considerati rigidi rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

  In elevazione l’irregolarità è dovuta alla complessità del sistema di copertura che risulta non omogeneo con altezze diverse così composti:
  - Zona d’ingresso con atrio centrale coperta da solaio in laterocemento con inclinazione di circa 23° ed altezza di colmo 8,56 m, non è presente solaio di sottocopertura;
  - Zona nord e zona est sono coperte da 2 solai differenti in travetti e travelloni ad unica falda entrambe inclinate di circa 17° con diversa orditura e altezza di colmo rispettivamente di 6,93 m e 7,6 m. Sono presenti in entrambi i casi solai di sotto-copertura;

- La zona sud-est è coperta da solaio a capanna con inclinazione delle falde di 17° ed altezza di colmo pari a 7,3 m. È presente solaio di sotto-copertura.

La struttura è realizzata in muratura portante in discreto stato di conservazione, non sono presenti dissesti visibili o quadri fessurativi che possano far supporre meccanismi di collasso in atto, sia per quanto riguarda le strutture in elevazione sia per quanto riguarda gli orizzontamenti.

Di seguito sono riportati i prospetti e le sezioni dell'edificio e la planimetria quotata.

Figura 5.4.8.1 – Prospetto Sus-Est

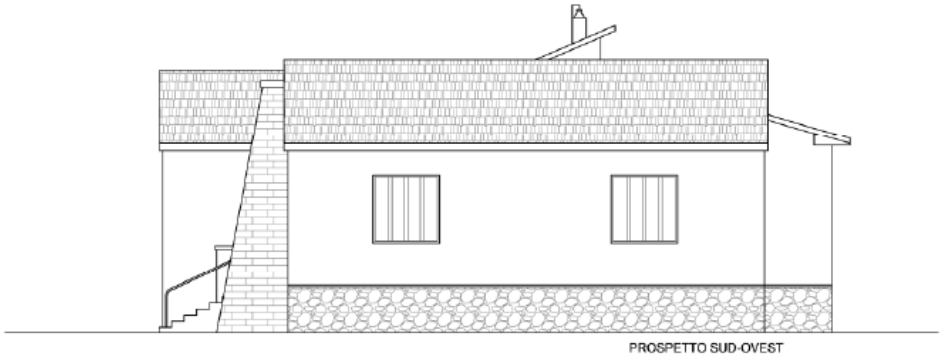


Figura 5.4.8.2 - Prospetto Sud-Ovest

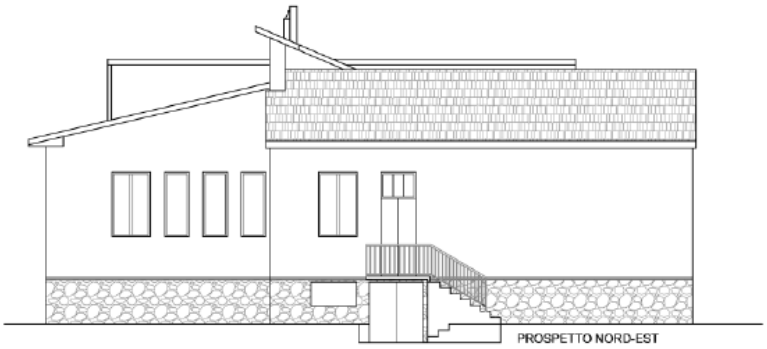


Figura 5.4.8.3 - Prospetto Nord-Est

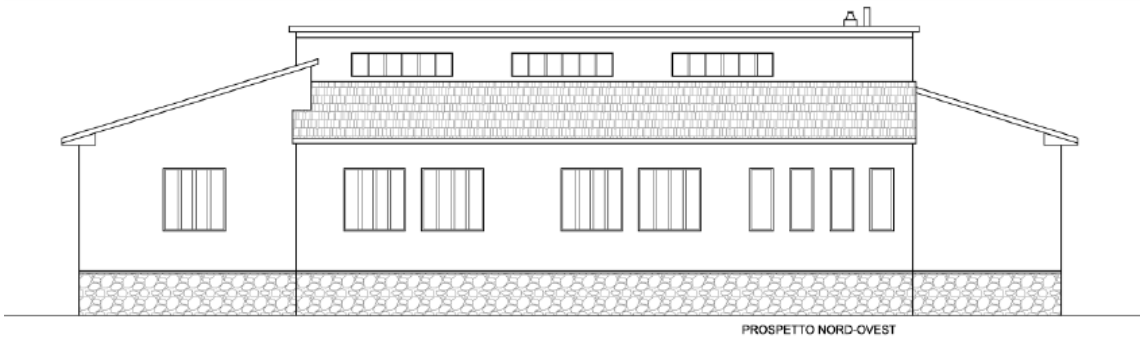


Figura 5.4.8.4 - Prospetto Nord-Ovest

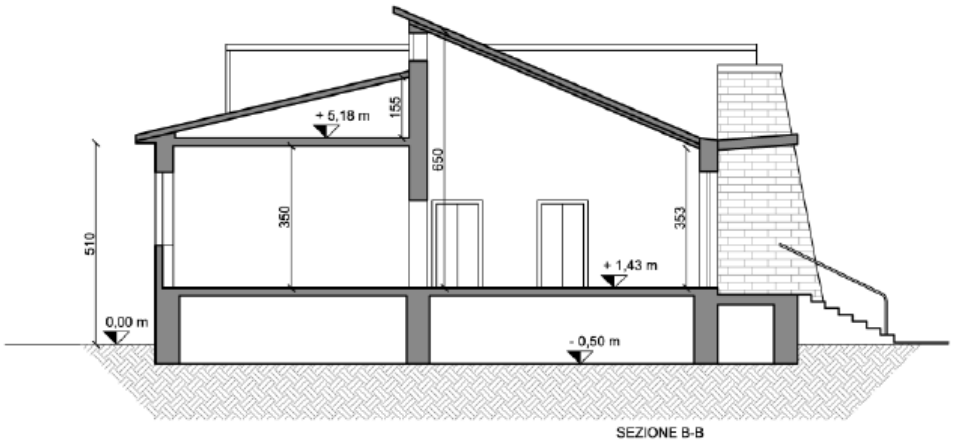


Figura 5.4.8.5 - Sezione B-B riportata in planimetria in Figura 5.4.8.2

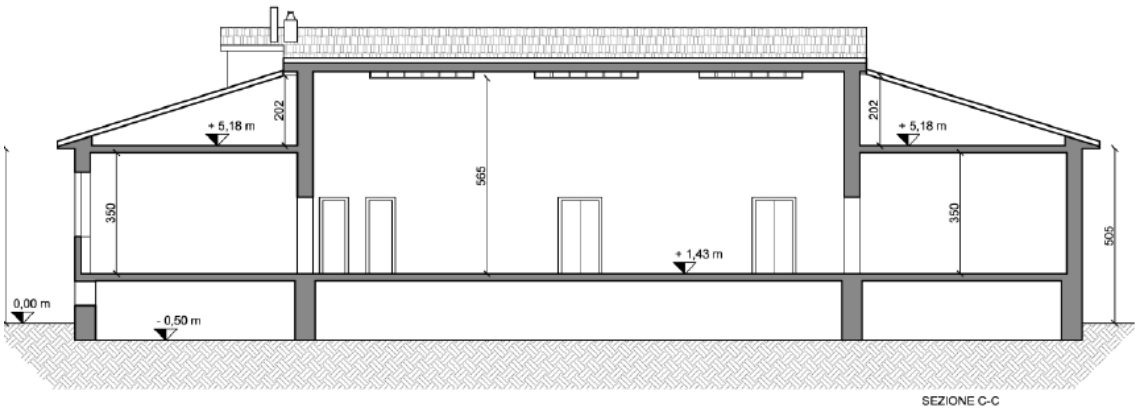


Figura 5.4.8.6 - Sezione C-C riportata in planimetria in Figura 5.4.8.2

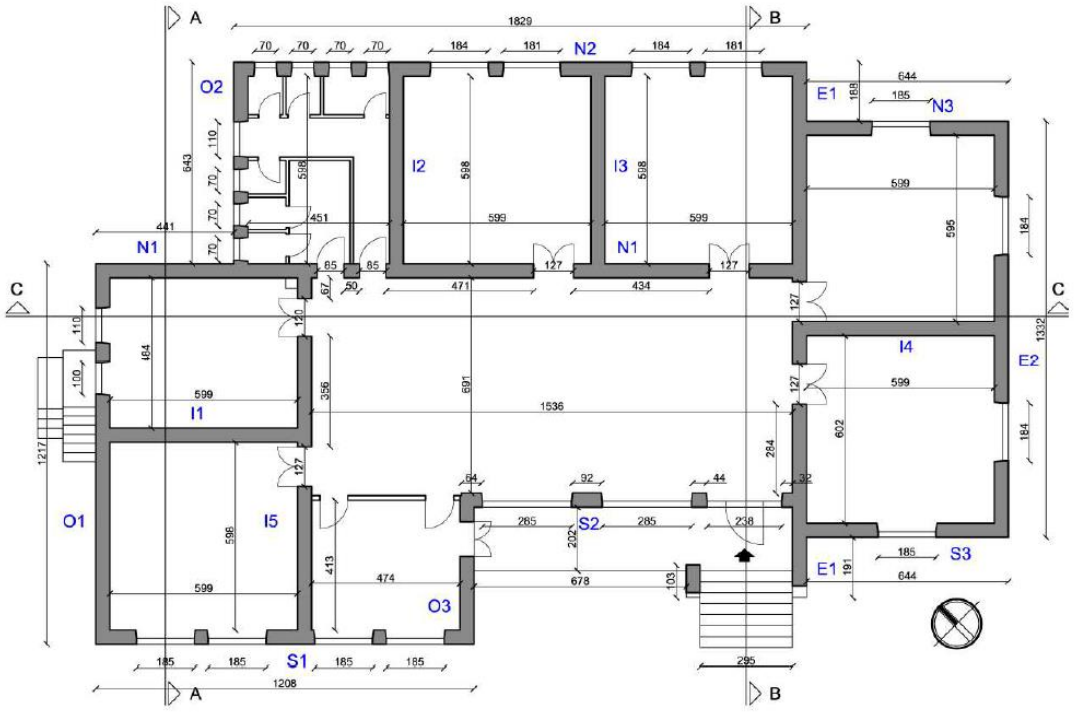


Figura 5.4.8.7 - Planimetria quotata

6.3 Indagini e caratteristiche meccaniche dei materiali

Sono state condotte indagini in sito al fine di valutare i seguenti aspetti:

- Qualità del sistema resistente

- Ammorsamento fra pareti ortogonali
- Qualità dei collegamenti fra pareti e solaio
- Tipologia di fondazioni e quota d'impronta

La planimetria in Figura 5.4.8.1 permette di individuare l'ubicazione dei saggi effettuati durante la campagna.

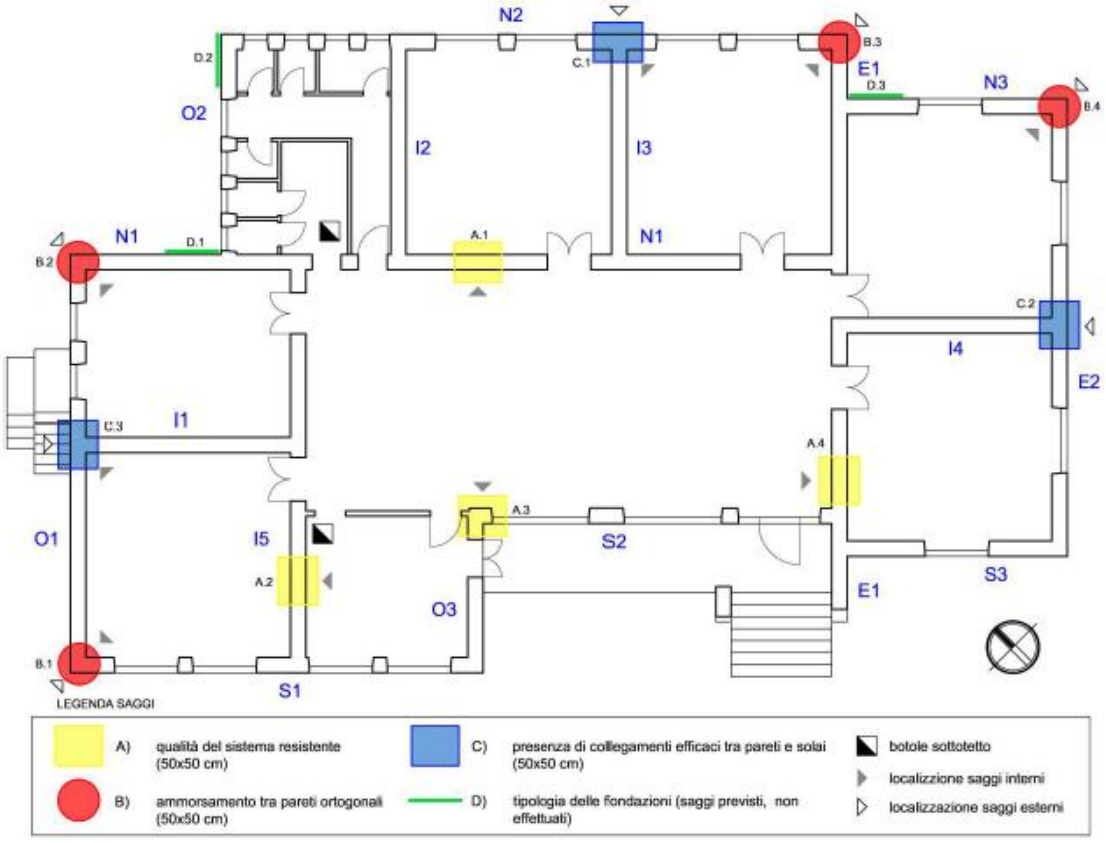


Figura 5.4.8.1-ubicazione sondaggi campagna d'indagine

6.3.1 Murature

Il locale seminterrato risulta realizzato in muratura con elementi sbozzati in pietra calcarea compatta, legati con malta di scarsa qualità con pezzatura irregolare come mostrato in Figura 6.3.1.1.

Figura 6.3.1.1-foto locale seminterrato adibito a locale caldaia

Dalle aperture presenti all'interno del locale è stato stimato uno spessore della muratura di circa 60 cm.

È stato valutato anche l'ammorsamento fra pareti ortogonali che non può considerarsi efficace a causa della mancanza di cantonali che è presente solo nella parte esterna della muratura come mostrato in Figura 6.3.1.2.

Figura 6.3.1.2-foto della muratura in pietra (altezza 1,25 m da terra). Assenza di cantonale sul paramento interno, presenza di elementi in pietra squadrata sul paramento esterno.

Le murature intonacate presenti al disopra della quota 1,25 m sono state asportate porzioni d'intonaco di 1 mq per valutarne pezzatura e qualità.

Tutte le pareti dell'edificio superiori ad 1,25 m dal piano campagna esclusi i divisori interni sono caratterizzate da uno spessore di 40 cm e dai saggi effettuati risultano

caratterizzate anche queste come quelle sottostanti da elementi sbozzati in pietra calcare compatta con pezzatura irregolare, sono anche presenti dei ricorsi in laterizio di mattoni pieni di dimensione 25x12x5 cm.

Si riscontra anche la presenza di cordoli sia in corrispondenza del sottotetto che fra la zona seminterrato e il piano rialzato, l'altezza del cordolo e di 20 cm e ha spessore pari alla larghezza della parete.

6.3.2 Solai e copertura

I solai di sotto-copertura sono realizzati con travetti tipo SAP in laterizio armato dimensioni 20x20 cm posti ad interasse di 1 m e tavelle di laterizio di dimensioni 80x25x6 cm. I solai di questo tipo sono caratterizzati da elevata fragilità e deformazione sul proprio piano a causa della mancanza di soletta.

I solai al piano terra invece sono caratterizzati da solaio in latero-cemento 12+4 cm con sottofondo di calcestruzzo alleggerito di 4 cm, l'orditura dei solai appena descritti è illustrata nelle seguenti planimetrie.

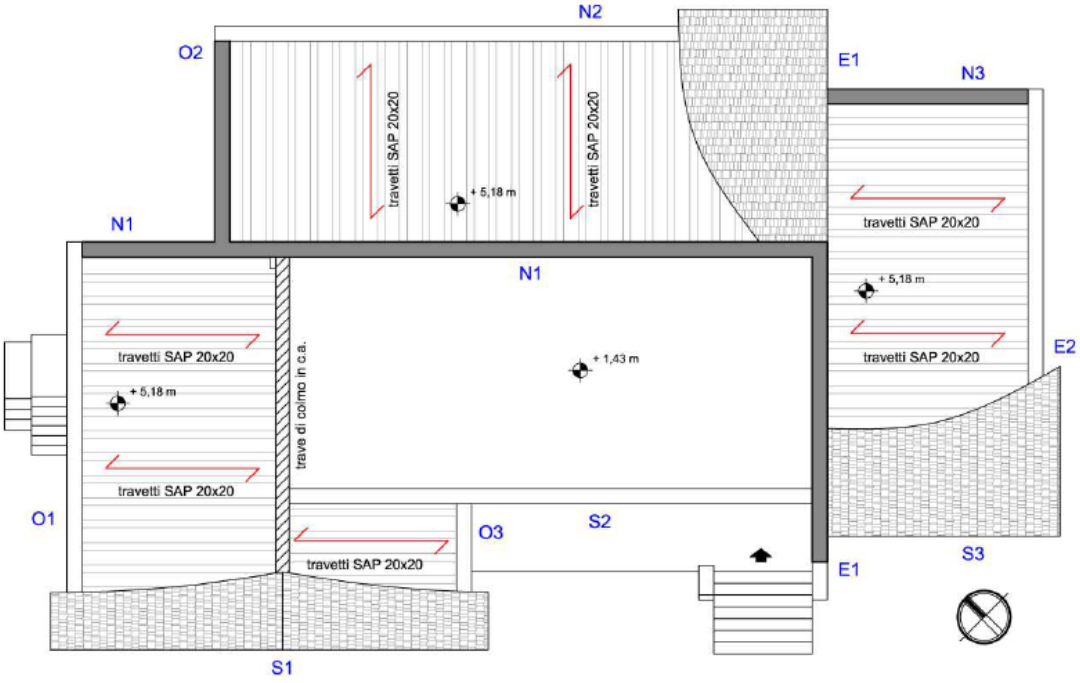


Figura 6.3.2.1- pianta orditura solai sotto-copertura

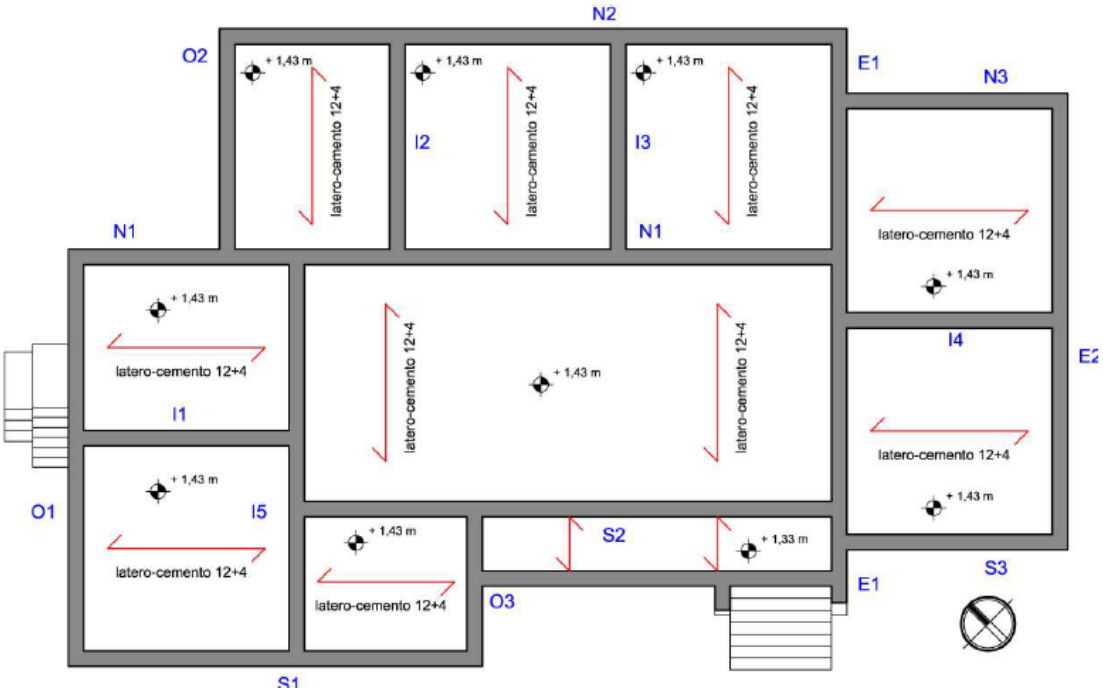


Figura 6.3.2.2- Pianta dell'orditura dei solai al piano terra

Il solaio di copertura, in analogia con quello di sottocopertura è caratterizzato da travetti tipo SAP in laterizio armato con interposte tavelle in laterizio forato; le tegole in cotto, alla marsigliese sono poggiate direttamente sui tavelloni.

Per quanto riguarda la copertura dell'atrio centrale è realizzata con solaio in latero-cemento con pignatte e getto di completamento di altezza 12+4 cm.

I manti di copertura e le tegole sono analoghe per tutte le coperture.

L'orditura delle coperture è mostrata in Figura 6.3.2.3.

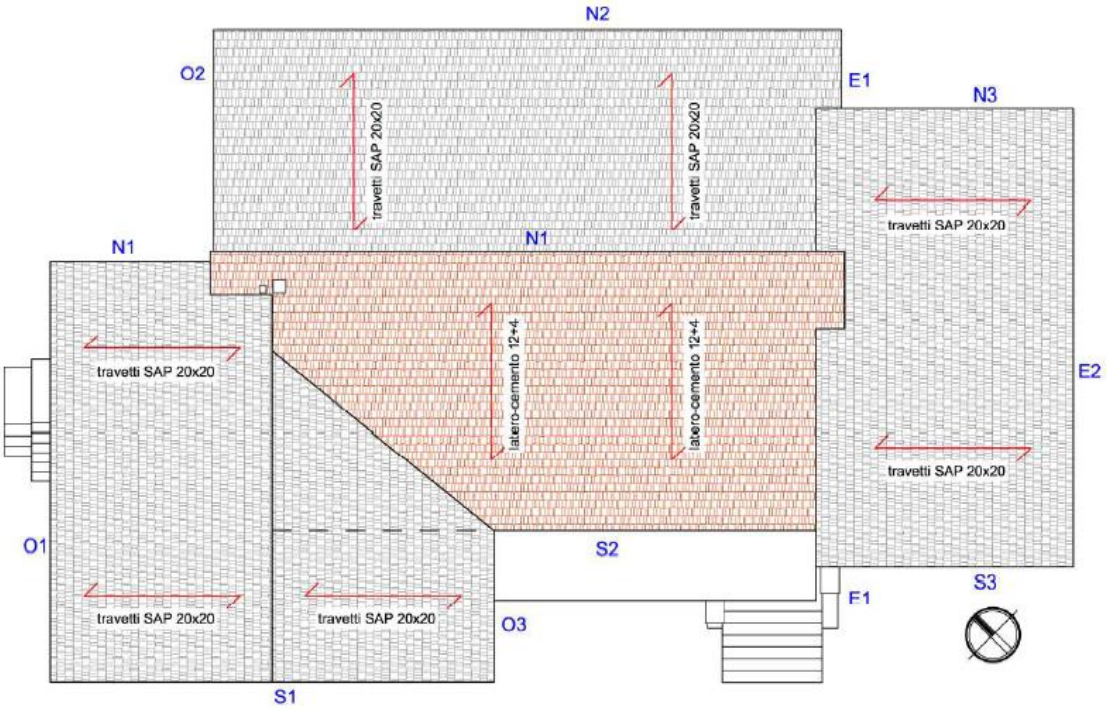


Figura 6.3.2.3- Pianta dell'orditura del solaio di copertura

6.3.3 Fondazioni

Le fondazioni sono realizzate con cordoli in c.a. di altezza 20 cm e spessore pari a quello della muratura (60 cm) posti al disotto di ogni muratura, la cui base d'impronta è posta a -0,5 m dal piano campagna come mostrato nelle seguenti immagini.

Figura 6.3.3.1- Foto locale seminterrato. Presenza di cordolo in c.a lungo tutti il perimetro di base della muratura

In funzione dei saggi effettuati è stato individuato la tipologia di muratura composta da conci sbozzati, quindi come riportato nello stralcio NTC 2008 alla tabella C8A.2.1, si assegnano i seguenti parametri.

Tabella 6.3.1 - Caratteristiche muratura

Piano	F_m [kN/mq]	τ_0 [kN/mq]	E [kN/mq]	G [kN/mq]	W [kN/mc]
seminterrato	2500	43	1230000	410000	20
terra	3000	51,6	1230000	410000	20

La muratura a piano terra e al piano seminterrato è dello stesso tipo, ma al piano terra a causa del ricordo in laterizio è stato assunto un coefficiente correttivo delle caratteristiche del materiale pari a 1,2.

6.4 Definizione delle azioni

La definizione delle azioni per valutare le sollecitazioni indotte dal sisma è stata condotta secondo la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + 0.6Q_k$$

I carichi assunti sono riportati nei successivi due paragrafi.

6.4.1 Carichi applicati sui solai

Tabella 6.4.1 - Pesi propri

elemento	Peso [kN/mq]
Solaio piano terra	3.87
Sottocopertura	1.9
Copertura centrale	3.30
Copertura rimanente	1.96

Tabella 6.4.2 - Carichi variabili

Tipo di carico	Q_k [kN/mq]	Coeff. comb. Ψ
Amb. Suscett. di affollamento	3	0.6
Coperture e sottotetti	0.5	0

6.4.2 Azioni sismiche

A_g=0.225 g;

F_0=2.424;

T_c*=0.281 s;

Tipo di suolo B : S_s=1.182 ;

Categoria topografica: T_1=1;

Fattore di struttura: q=2,25;

6.5 Risultati analisi elastica lineare

Dai risultati della analisi modale emerge che il periodo fondale della struttura risulta T_{1y}=0.345 s, T_{1x}=0.367 s.

Purtroppo, non è stato calcolato l'indice di sicurezza sismico (ζ_e) così come stabilito dalla attuale normativa perché la tesi risulta antecedente alla entrata in vigore della stessa, tale indice è definito come segue:

$$\zeta_e = \frac{a_{\lim\,(SLU)}}{a_g}$$

Dove $a_{lim(SLU)}$ è l'accelerazione limite che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo dell'edificio e a_g è l'accelerazione di progetto.

È possibile fare delle considerazioni sulla rottura degli elementi strutturali andando a vedere le planimetrie di seguito riportate, in cui in rosso sono evidenziati i setti che non hanno soddisfatto la verifica a taglio e pressoflessione.

Verifica pressoflessione sisma in direzione x:

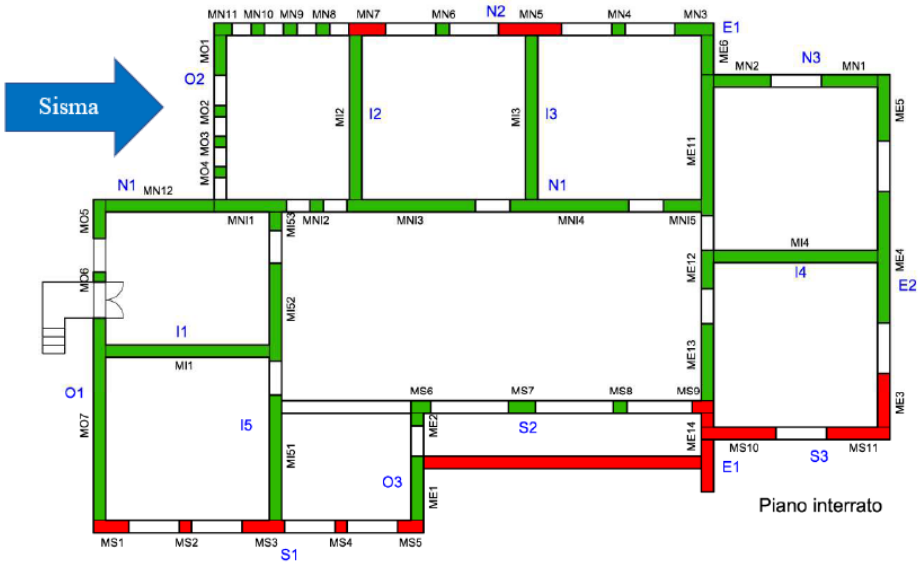


Figura 6.4.2.1- Planimetria piano interrato, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a pressoflessione

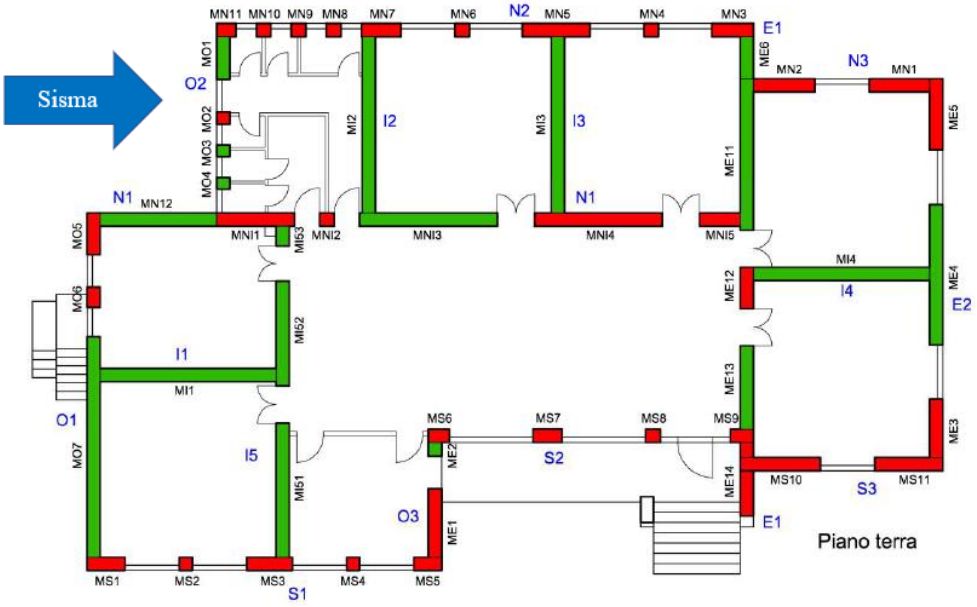


Figura 6.4.2.2 - Planimetria pianta piano terra, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a pressoflessione per sisma in direzione x

Verifica pressoflessione sisma in direzione y:

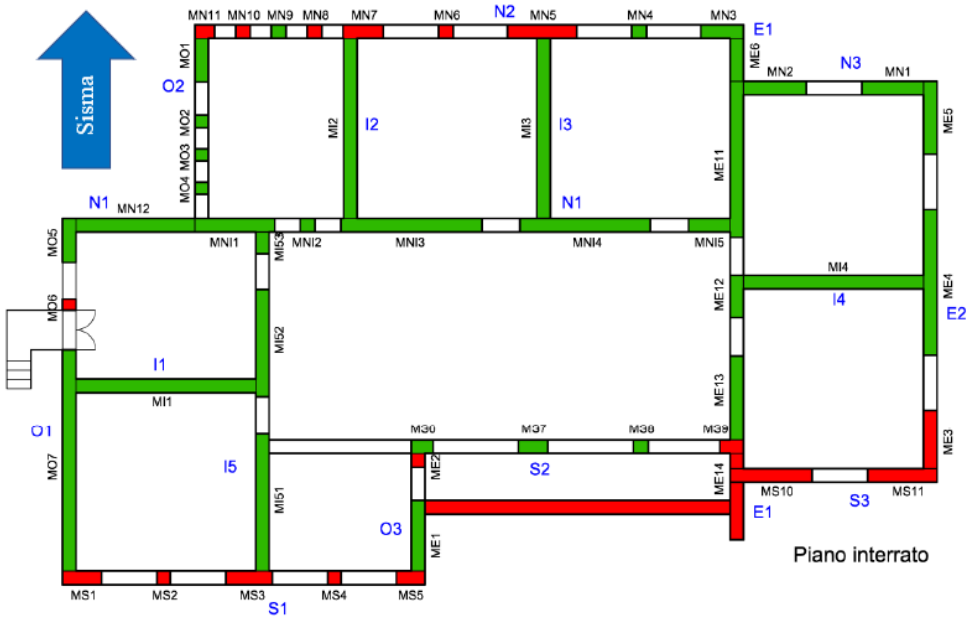


Figura 6.4.2.3 - Planimetria piano interrato, si possono notare in rosso gli elementi che nono hanno soddisfatto la verifica a pressoflessione in direzione y

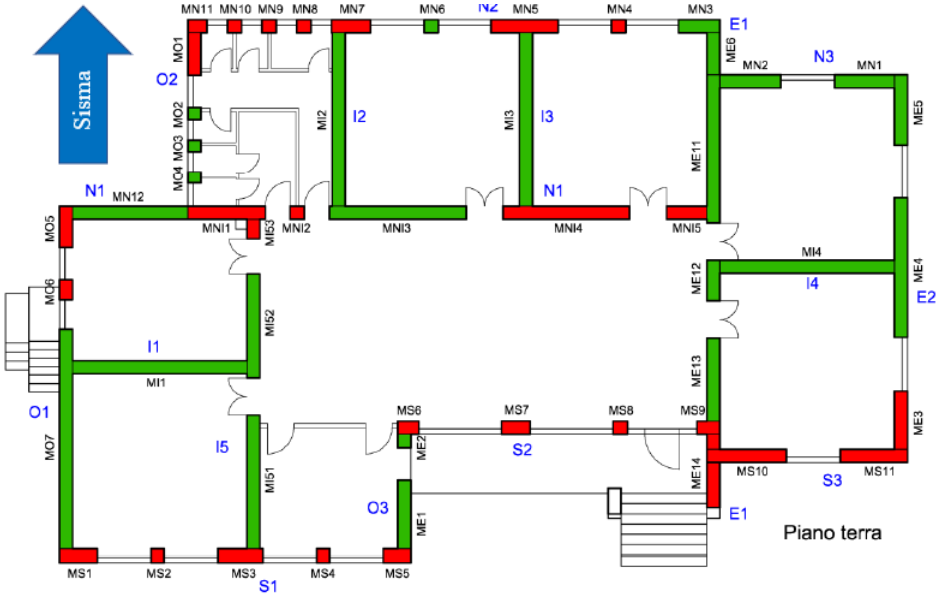


Figura 6.4.2.4 - Pianta piano terra, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a pressione per sisma in direzione y

Verifica a taglio sisma in direzione x:

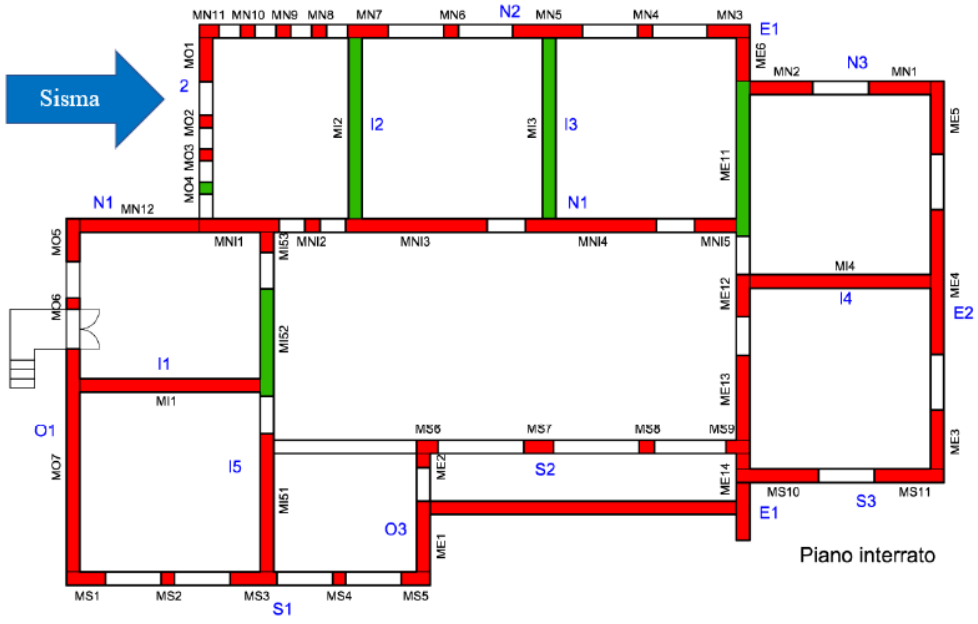


Figura 6.4.2.5 - Pianta piano interrato, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a taglio per sisma in direzione x

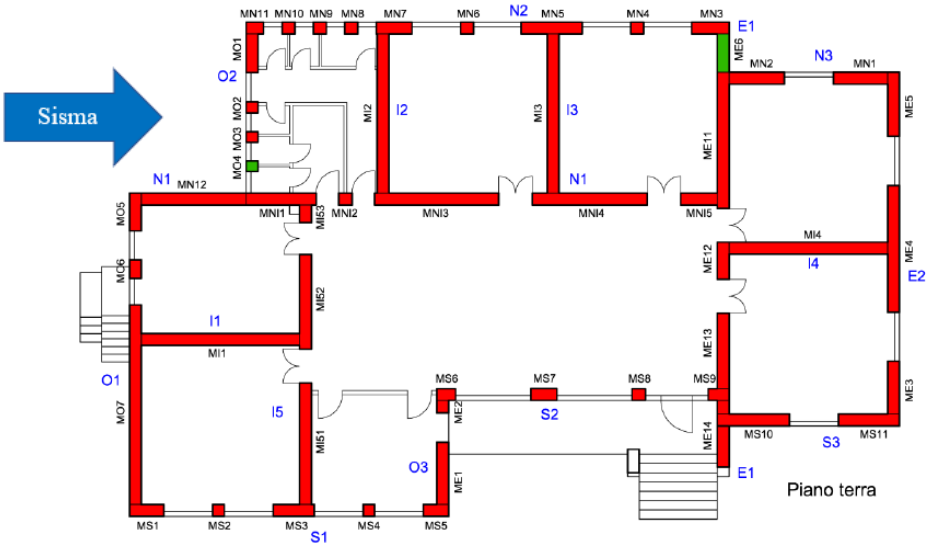


Figura 6.4.2.6 - Pianta piano terra, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a taglio per sisma in direzione x

Verifica a taglio sisma in direzione y:

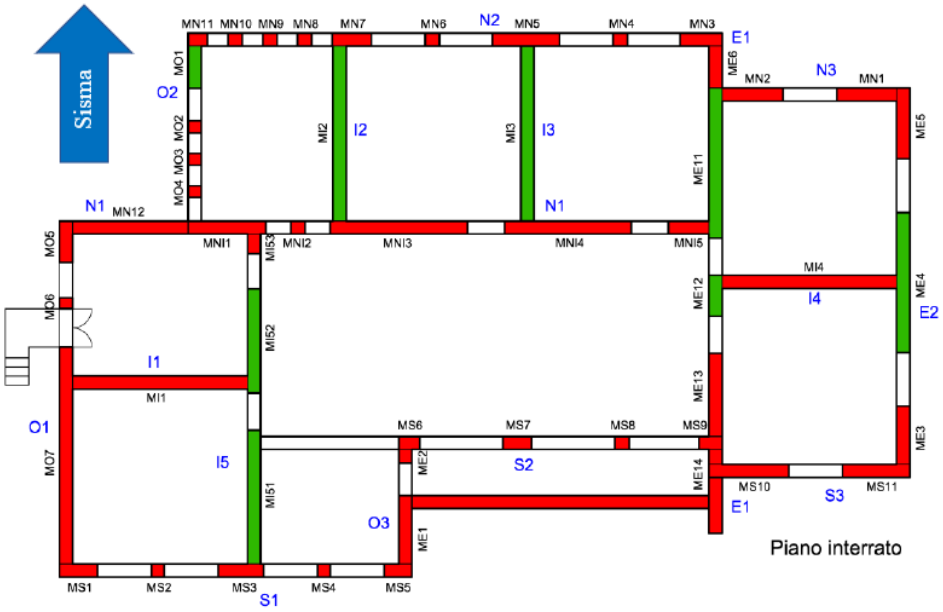


Figura 6.4.2.7- Pianta piano interrato, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a taglio per sisma in direzione y

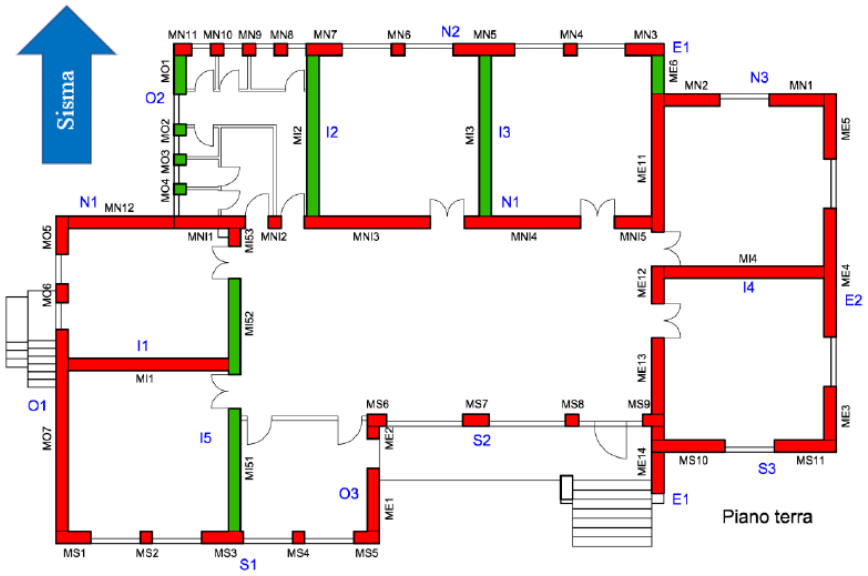


Figura 6.4.2.8 - Pianta piano terra, si possono notare in rosso gli elementi che non hanno soddisfatto la verifica a taglio per sisma in direzione y

Dalle planimetrie appena illustrate risulta evidente che l'edificio è caratterizzato da una scarsa resistenza nei confronti della azione sismica di progetto in quanto quasi tutti i maschi non soddisfano le verifiche a pressoflessione, tantomeno a taglio, quindi anche se non è stato possibile avere informazioni riguardo l'indice di sicurezza sismico, è lecito supporre che esso sia sicuramente inferiore all'unità.

6.6 Risultati analisi non lineare

L'analisi non lineare tiene conto della non linearità del materiale assumendo una legge costitutiva di tipo elastico perfettamente plastico. In un diagramma sforzo-deformazione essa risulta una legge bilineare in cui il materiale ha un primo tratto perfettamente elastico a pendenza costante fino alla sua soglia di snervamento, superato tale punto si entra nel secondo ramo in cui si ha perfetta plasticità; in questo tratto la pendenza della retta è nulla, il materiale non è più in grado di incrementare la tensione ma prima della rottura può tollerare un certo livello di deformazione. Questo tipo di legge

è sicuramente più adatta (rispetto a quella usata per l'analisi lineare che è di tipo fragile) ad interpretare il comportamento degli edifici in muratura poiché permette di tenere conto delle riserve plastiche del materiale. In questo caso la verifica di sicurezza è condotta nei confronti dello spostamento ultimo fissato per il raggiungimento dello stato limite considerato. Di fatto si esegue una analisi incrementale aumentando il livello di deformazione in maniera costante fra uno step e il successivo, la deformazione è ottenuta applicando delle forze orizzontali al sistema in corrispondenza di ogni piano, tale forza è proporzionale alla forza di inerzia del piano stesso così che i piani che hanno un peso maggiore ricevono una azione orizzontale superiore.

Il risultato della analisi è un diagramma V_b-d_c detto "curva di capacità" in cui V_b è il taglio alla base dato dai contributi di tutte le forze orizzontali applicate ai singoli piani e d_c invece è lo spostamento di un punto della struttura che viene indicato come punto di controllo (solitamente si assume come in questo caso il baricentro dell'ultimo piano considerato rigido).

Le curve di capacità con il sisma applicato delle due direzioni sono riportate di seguito:

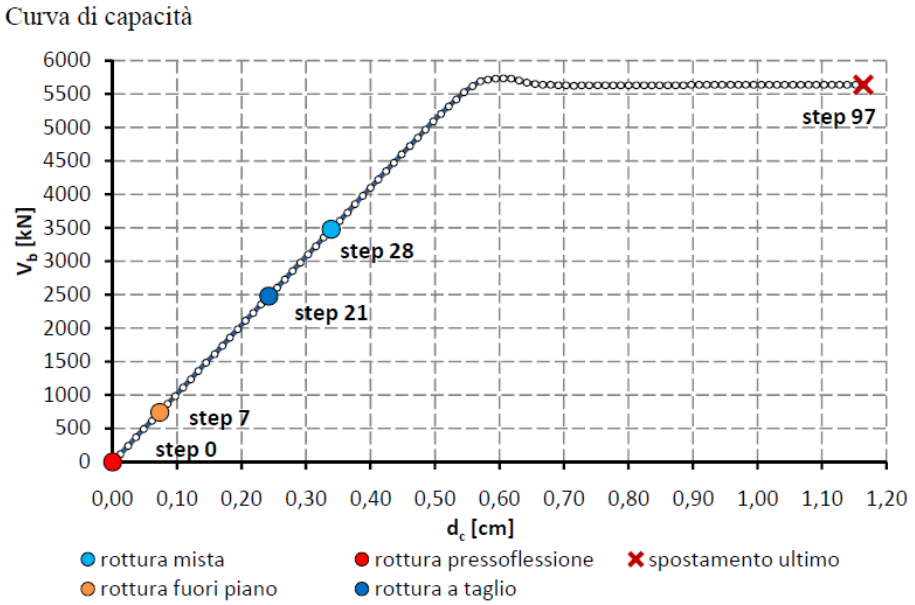


Figura 6.4.2.1-Curva di capacità con sisma in direzione prevalente in direzione x

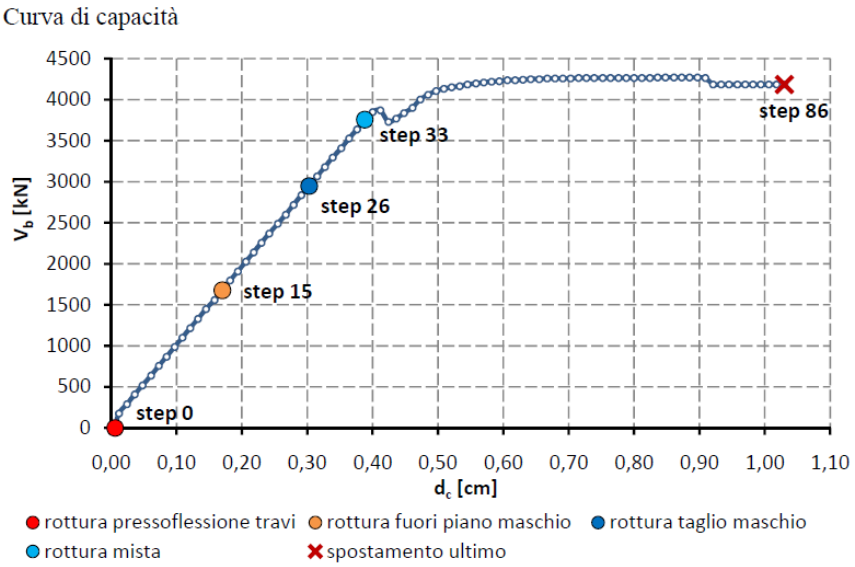


Figura 6.4.2.2-Curva di capacità con direzione sisma prevalente in direzione y

Nelle curve di capacità sono riportati i valori corrispondenti di taglio alla base (V_b) a cui sopraggiungono le rotture dei vari elementi. Con i metodi di analisi speditivi di cui abbiamo discusso fin ora siamo in grado di valutare principalmente le rotture per taglio dei maschi quindi focalizzeremo la nostra attenzione su tale meccanismo.

Anche in questo caso non è stato definito un indice di sicurezza sismica, ma in analogia con l'approccio adottato dal modello meccanico proposto da SAVE è possibile ricavarlo in maniera approssimata a partire dal valore del Taglio che causa la rottura per taglio del primo elemento in maniera analoga a quanto illustrato ai paragrafi 5.4.3 e 5.4.4.

Analizzando i 2 grafici è possibile stabilire che la direzione sismica più vulnerabile per la struttura è la direzione x infatti in questa direzione la rottura a taglio del primo elemento si verifica al 21° step mentre nella direzione y al 26°; al 21° step corrisponde un taglio alla base di circa 2500 kN.

La massa totale (M_{tot}) dell'edificio è circa 10 621 kN, dividendo il taglio alla base per la massa totale si ottiene il valore di accelerazione spettrale (S_{ad}) con l'equazione (4.2.4.3):

$$S_{ad} = \frac{V_b}{M_{tot}} = 0.235\ g$$

Da questo valore è possibile risalire alla PGA che determina la rottura per taglio del primo maschio mediante la formula (5.4.4.1):

$$PGA_c = \frac{S_{ad,rid} * \alpha_{DUT}}{\alpha_{PM} * \alpha_{AD} * \alpha_{DT}} = 0.218\ g$$

Con:

α_{pm}= 0.9

α_{AD}=2.424 poiché $T_B<T_1$ = 0.345 s<T_c

α_{DT}=1

α_{DUT}=q=2.25 così come riportato della relazione di calcolo

Quindi si ottiene un indice di sicurezza sismico nei confronti del taglio pari a:

$$\zeta_e = \frac{PGA/S}{a_g} * 100 = 82\%$$

Con S=S_s*S_t.

6.7 Caricamento dati sulla app

Nel paragrafo in questione andremo a vedere tutte le schermate che compongono la app e quali dati richiedono, verranno illustrate solo a titolo esemplificativo rimandando all'allegato A tutte le informazioni dettagliate sui calcoli. Il foglio è composto dalle seguenti schede:

1) Valutazione della domanda di resistenza
2) Informazioni struttura
3) Informazioni aggregato
4) Dati parete piano 0
5) Dati parete piano 1
6) Risultati
7) Verifiche locali

Le schede relative ai dati parete si aprono in funzione del numero di piani dell'edificio come vedremo in seguito (al momento il sistema è in grado di gestire un massimo di 2 piani perché il caso studio considerato era tale, ma si potrebbe estendere fino ad un numero massimo di 4 piani).

L'utente non interagisce con la app compilando le celle ma a traverso delle schermate utente, indirizzando così l'utente nella compilazione ed effettuando un controllo sull'inserimento dei caratteri. Ogni sotto-paragrafo del presente paragrafo è dedicato ad una scheda e sono descritti esattamente nell'ordine in cui appaiono all'utente.

6.7.1 Valutazione della domanda di resistenza

La scheda in questione è dotata di una sola schermata utente che è illustrata in Figura 6.7.1.1 e richiede l'inserimento di tutti i dati necessari alla definizione dell'input sismico (paragrafo 5.1):

- Vita nominale (Vn = 50 anni);
- Classe d'uso (Cu= III);
- Stato limite ultimo di riferimento (SLV con Prob. Di sup. Pr=10%);
- ID località (permette di identificare a_g, F_0 e Tc* in funzione del tempo di ritorno e dalle coordinate geografiche del sito su cui sorge l'opera);
- Categoria di suolo (B)
- Categoria topografica (T1)

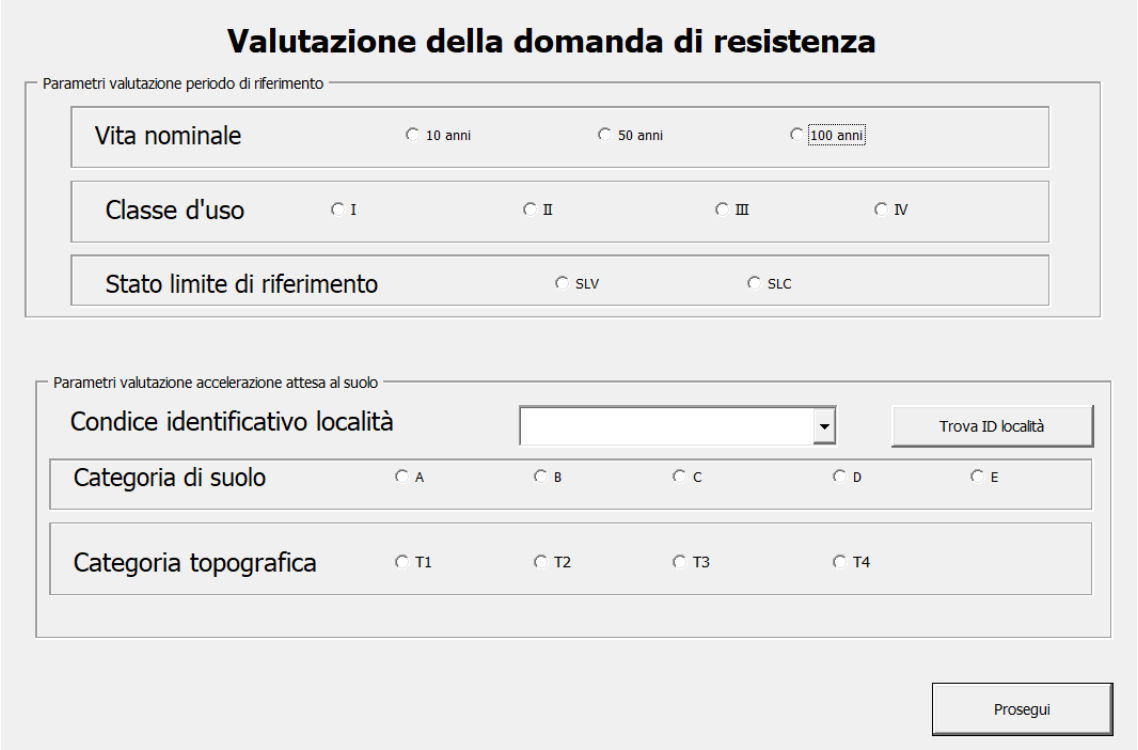


Figura 6.7.1.1 - Schermata di valutazione della domanda di resistenza

Definiti questi parametri il sistema ricava la l'accelerazione di picco di progetto (PGA_D =0.270 g)

6.7.2 Informazioni struttura

Questa scheda fa rifermento alla assegnazione delle classi di vulnerabilità ai 10 degli 11 parametri della scheda GNDT di secondo livello la cui schermata è riportata in Figura 6.7.2.1. per capire le motivazioni legate alla scelta della classe di ogni parametro si rimanda il lettore al paragrafo 3.2 pagina 2.2.2-84.

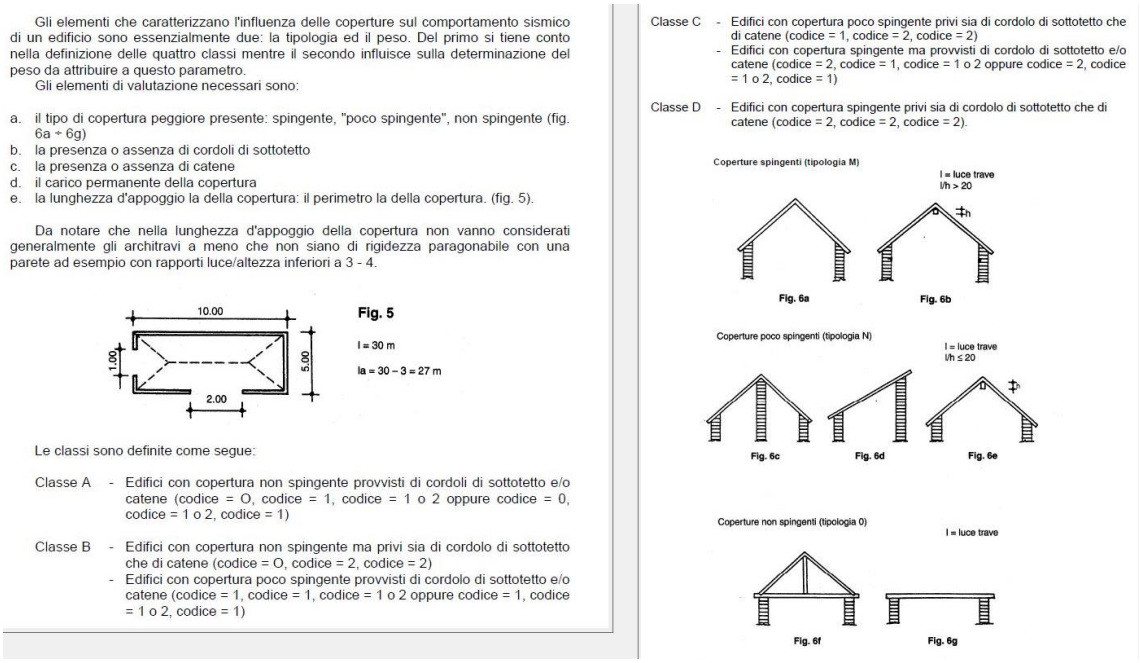
Figura 6.7.2.1 - Scheda info struttura

L'attribuzione delle classi è di seguito riportata:

- Parametro 1, è stata assunta la classe B perché le pareti risultano collegate da cordoli.
- Parametro 2, è stata assunta la classe peggiore D perché la muratura risulta composta da muratura sbozzata e ricorsi in mattoni pieni.
- Parametro 3, è stata assunta classe A perché le fondazioni risultano poggiate su terreno privo di pendenza e dalle discrete caratteristiche meccaniche.
- Parametro 4, è stata assunta la classe C perché gli orizzontamenti della copertura e sottotetti non possono considerarsi rigidi poiché realizzati con travetti tipo SAP in laterizio che sono molto fragili ma ben collegati grazie alla presenza di cordoli (% di orizzontamenti rigidi e ben collegati 50% solo quelli al piano terra possono considerarsi tali).
- Parametro 5, è stata assunta la classe C poiché in pianta è presente una sporgenza superiore al 25% rispetto al lato considerato.

- Parametro 6, è stata assunta la classe B poiché anche se l'edificio non presenta porticati si è tenuto conto della distribuzione complessa del sistema di copertura.
- Parametro 7, è stata assunta la classe D perché il rapporto fra interasse murature e spessore è superiore a 25 nell'atrio centrale.
- Parametro 8, è stata assunta la classe B perché sono presenti coperture poco spingenti ma con presenza di cordoli, con peso superiore a 200 kg/m^2, e rapporto fra perimetro copertura e lunghezza zona d'appoggio inferiore a 2.
- Parametro 9, è stata assunta la classe A perché non sono presenti elementi non strutturali vulnerabili.
- Parametro 10, è stata assunta la classe A perché lo stabile risulta in buone condizioni senza evidenti segni di lesioni relative a possibili dissesti in atto.

Nella scheda in Figura 6.7.2.1 si può notare che in corrispondenza di ogni parametro è riportato un pulsante "info" che premendolo aiuta l'utente nella assegnazione della classe al rispettivo parametro poiché rimanda ad una schermata che illustra quali aspetti prendere in considerazione per la scelta della classe (riporta le informazioni sulla scelta delle classi già riportate al paragrafo 3.2), a titolo di esempio in Figura 6.7.2.2 è riportata la schermata relativa al parametro 8.



Gli elementi che caratterizzano l'influenza delle coperture sul comportamento sismico di un edificio sono essenzialmente due: la tipologia ed il peso. Del primo si tiene conto nella definizione delle quattro classi mentre il secondo influisce sulla determinazione del peso da attribuire a questo parametro.
Gli elementi di valutazione necessari sono:

a. il tipo di copertura peggiore presente: spingente, "poco spingente", non spingente (fig. 6a ÷ 6g)
b. la presenza o assenza di cordoli di sottotetto
c. la presenza o assenza di catene
d. il carico permanente della copertura
e. la lunghezza d'appoggio la della copertura: il perimetro la della copertura. (fig. 5).

Da notare che nella lunghezza d'appoggio della copertura non vanno considerati generalmente gli architravi a meno che non siano di rigidezza paragonabile con una parete ad esempio con rapporti luce/altezza inferiori a 3 - 4.

Fig. 5

l = 30 m

la = 30 – 3 = 27 m

Le classi sono definite come segue:

Classe A - Edifici con copertura non spingente provvisti di cordoli di sottotetto e/o catene (codice = O, codice = 1, codice = 1 o 2 oppure codice = 0, codice = 1 o 2, codice = 1)

Classe B - Edifici con copertura non spingente ma privi sia di cordolo di sottotetto che di catene (codice = O, codice = 2, codice = 2)
- Edifici con copertura poco spingente provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene (codice = 1, codice = 1, codice = 1 o 2 oppure codice = 1, codice = 1 o 2, codice = 1)

Classe C - Edifici con copertura poco spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene (codice = 1, codice = 2, codice = 2)
- Edifici con copertura spingente ma provvisti di cordolo di sottotetto e/o catene (codice = 2, codice = 1, codice = 1 o 2 oppure codice = 2, codice = 1 o 2, codice = 1)

Classe D - Edifici con copertura spingente privi sia di cordolo di sottotetto che di catene (codice = 2, codice = 2, codice = 2).

Figura 6.7.2.2 - scheda info del parametro 8

6.7.3 Informazioni aggregato

In questo caso nello specifico l'edificio risulta isolato quindi questa scheda non è stata compilata, comunque in Figura 6.7.3.1 è riportata la schermata di inserimento dati da compilare secondo quanto già illustrato al paragrafo 5.3 a pagina 4.2.9-120.

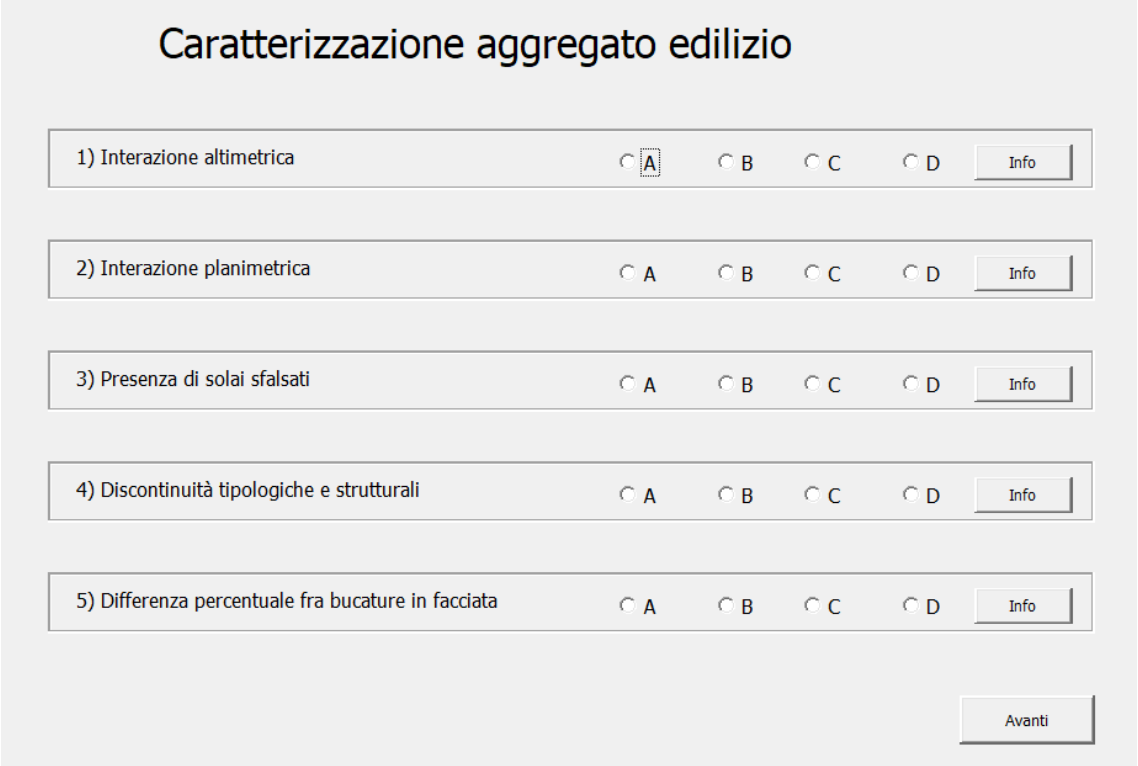


Figura 6.7.3.1 - Scheda info Aggregato edilizio

Compilata la scheda il sistema definisce e salva il coefficiente correttivo della PGA_C (C_{COR}) e l'indice di vulnerabilità relativo agli schemi locali (entrambi descritti al paragrafo 5.3) per usarli poi nella scheda relativa ai risultati.

6.7.4 Muratura piano i

Cliccando su avanti si accede alla scheda di inserimento dati del piano terra. Sii compila prima la schermata inerente alle informazioni generali del piano (Figura 6.7.4.1 già compilata con le caratteristiche del piano terra), terminata questa sezione si passa alla schermata dedicata all'inserimento dei dati relativi alle singole pareti (Figura 6.7.4.2). Si può notare che in corrispondenza della resistenza media a taglio è presente un pulsante "Calcola resistenza al taglio" questo permette qualora non si conoscano le caratteristiche di resistenza della parete di definire un valore in funzione del tipo di muratura (come già illustrato al punto 1 del sotto-paragrafo 4.1.2 a pagina 4.1.2-103).

Terminato l'inserimento delle pareti, cliccando sul pulsante di comando "riepilogo/modifica" è possibile avere un resosconto delle pareti inserite e apportare eventuali modifiche (Figura 6.7.4.3). Premendo il pulsante "definizione taglio resistente pareti" invece vengono visualizzate due caselle di riepilogo una per le pareti in direzione x e l'altra per quelle in direzione y in cui sono riportate tutte le informazioni necessarie per la definizione del taglio resistente nell'ordine (Figura 6.7.4.4):

- Lunghezza effettiva (escluse le aperture)
- Area di base
- Peso proprio muratura
- Peso proprio totale del solaio gravante sulla muratura
- Carico proveniente dal piano superiore
- Carico scaricato al piano inferiore
- Carico totale gravante sulla muratura (Contributo dato dal peso della muratura, solaio e carico proveniente dal piano superiore)
- Tensione media di compressione
- Resistenza tangenziale effettiva (secondo la procedura descritta al paragrafo 5.4.1 a pagina 5.4.1-125)
- Taglio resistente offerto dalla parete (secondo la formula 4.2.3.1)
- Il verificarsi o meno di collasso per schiacciamento (se la tensione di compressione supera il 90% della resistenza)

Completata la sezione se al disopra del piano appena inserito ne è presente un altro si può aggiungere, e ripetere la stessa procedura o in caso contrario proseguire verso alla sezione relativa ai risultati.

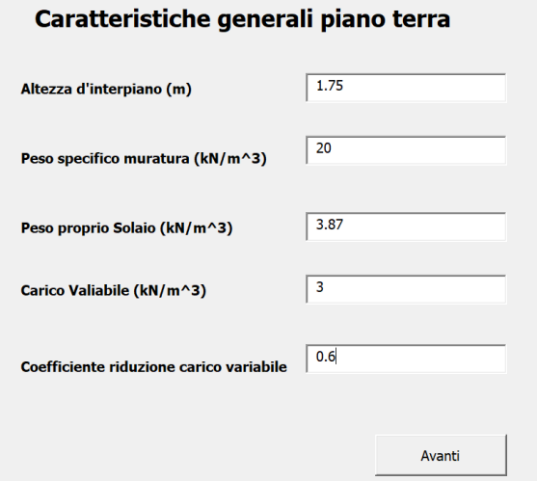


Figura 6.7.4.1 - Schermata di inserimento dati già compilata per piano terra

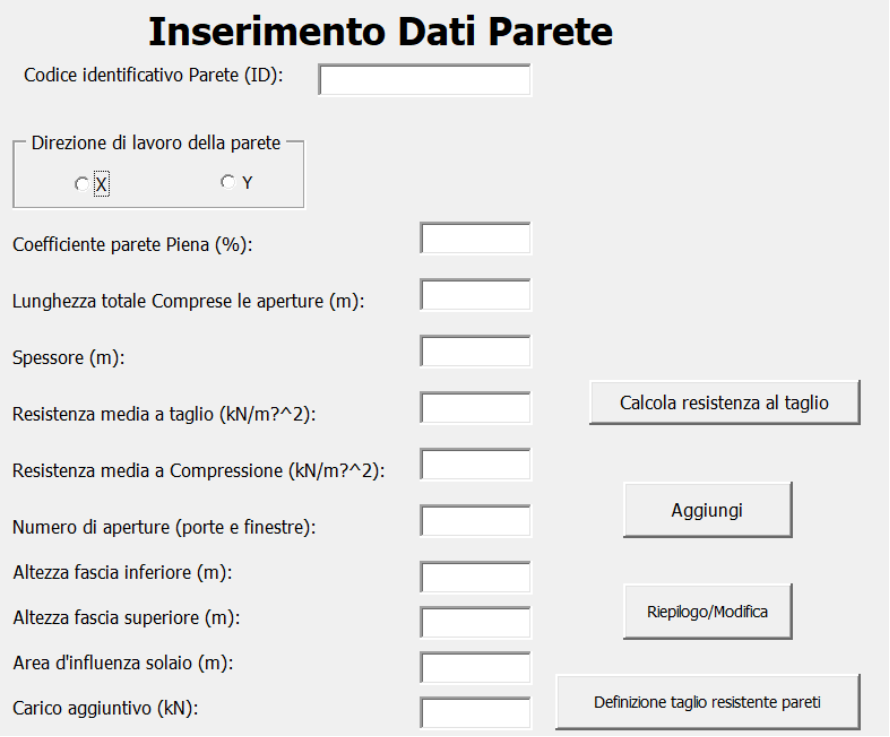


Figura 6.7.4.2 - schermata di inserimento dati parete

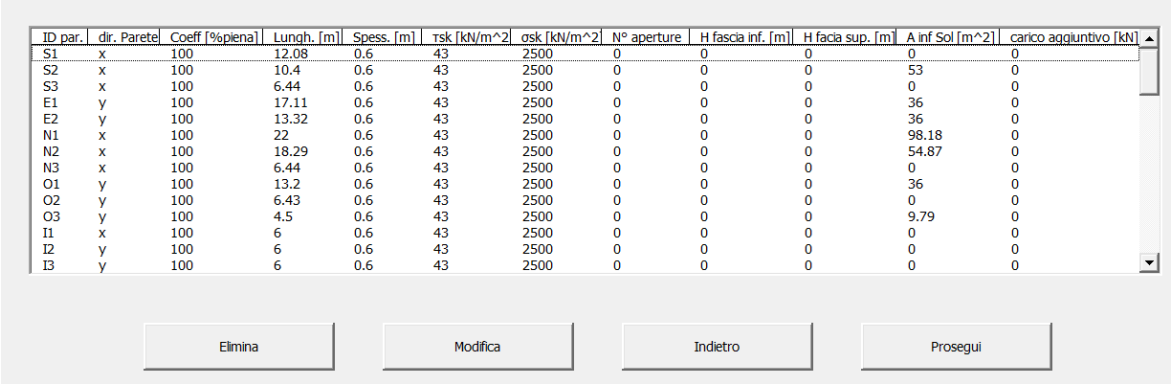


Figura 6.7.4.3 - schermata di visualizzazione e gestione dati pareti

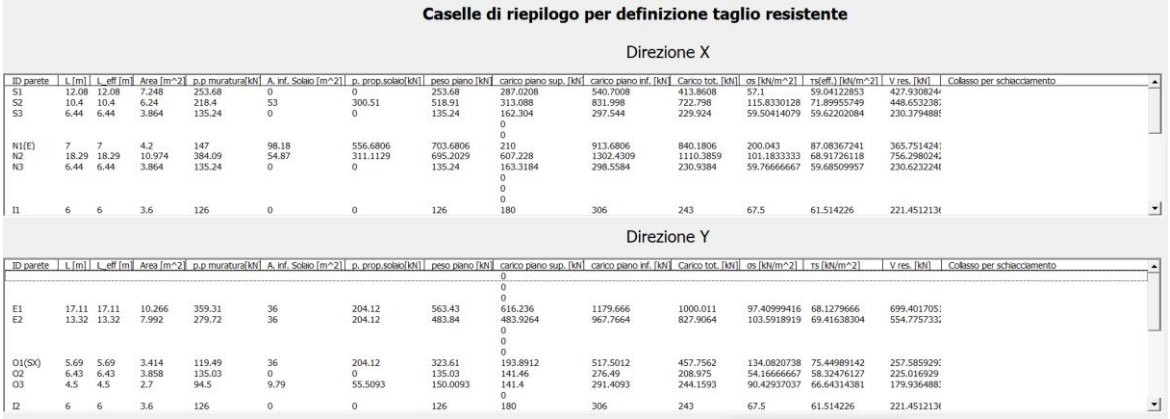


Figura 6.7.4.4 - Riepilogo caratteristiche e definizione taglio resistente

6.7.5 Risultati

La scheda dedicata ai risultati permette di visualizzare:

- Riepilogo del taglio resistente nelle due direzioni ad ogni piano (Figura 6.7.5.1).
- Riepilogo delle masse di piano, forze applicate ai traversi, taglio sollecitante e accelerazioni spettrali dovute all'applicazione del metodo statico equivalente illustrato al sotto-paragrafo 5.4.3 a pagina 5.4.3-130 (Figura 6.7.5.2).
- Definizione periodo proprio struttura (così come definito al sotto-paragrafo 5.4.7 a pagina 5.4.7-133) in condizioni di muratura integra che fessurata noto il coefficiente riduttivo che tiene conto del danneggiamento della muratura che di default è assunto pari a 0.5 (Figura 6.7.5.3).

- Risultati finali (Figura 6.7.5.4) in cui sono riportate nell'ordine le seguenti informazioni:
    - Casella di riepilogo PGAc ad ogni piano.
    - Ccor: Coefficiente correttivo che tiene conte delle schede di vulnerabilità (definito al paragrafo 5.3 a pagina 4.2.9-120).
    - PGA_C: accelerazione limite di collasso così come definita dalla applicazione del modello meccanico al sotto-paragrafo 5.4.4.
    - PGAc-cor: valore corretto tenuto conto del fattore di ottenuto con le schede e così come definiti al sotto-paragrafo 5.4.8.
    - Direzione critica
    - Piano critico
    - PGAd: Domanda di accelerazione al suolo definita al paragrafo 5.1 a pagina 4.2.9-117
    - indice di vulnerabilità così come definito al sotto-paragrafo 5.4.8.
    - Classe di vulnerabilità definita al paragrafo sopracitato
    - Indice di vulnerabilità per l'innesco di meccanismi locali definito al paragrafo 5.3.

Prima di visualizzare questi risultati una schermata preliminare (Figura 6.7.5.5) permette la definizione di due parametri necessari per il calcolo della PGAc:

1) Coefficiente di duttilità di base dei maschi murari (impostato come valore consigliato pari a 2) che poi verrà ridotto tenendo conto del fattore p_j che è funzione del rapporto di resistenza fra il piano in esame quello sopra (secondo la procedura illustrata al sotto-paragrafo 5.4.5 a pagina 5.4.5-131).
2) Coefficiente di smorzamento della struttura (ξ) posto pari al 5% come valore consigliato.

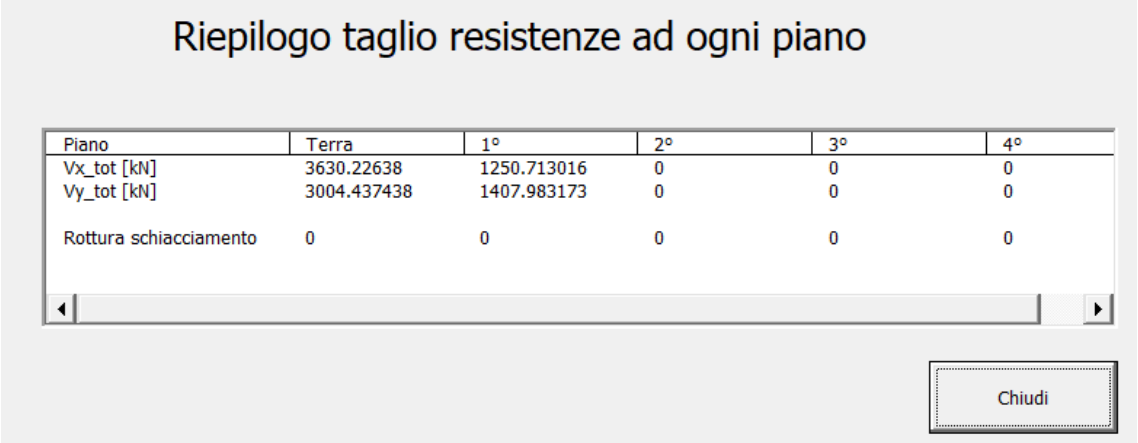


Figura 6.7.5.1 - Riepilogo taglio resistente

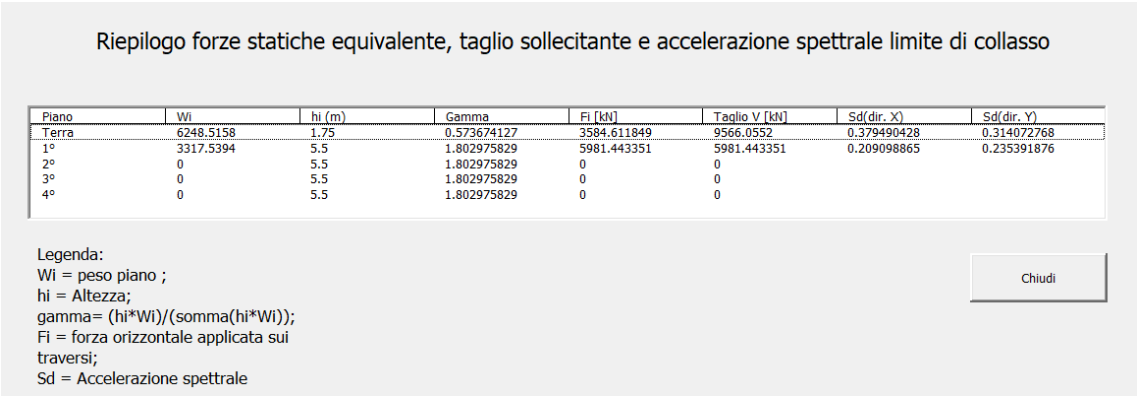


Figura 6.7.5.2 - Riepilogo forze statiche equivalente, taglio sollecitante e accelerazione limite di collasso ai vari piani

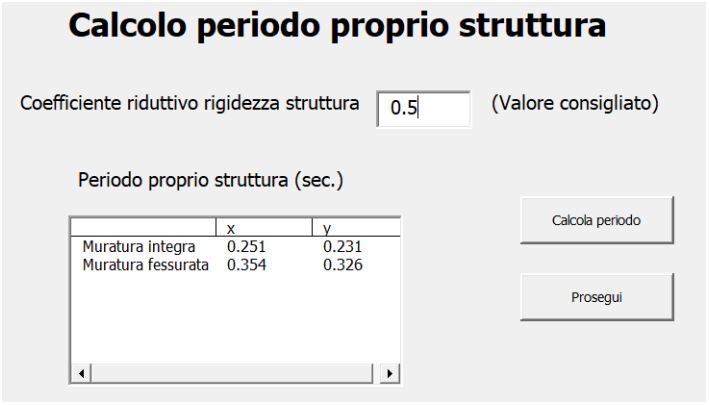


Figura 6.7.5.3 - Calcolo periodo proprio struttura

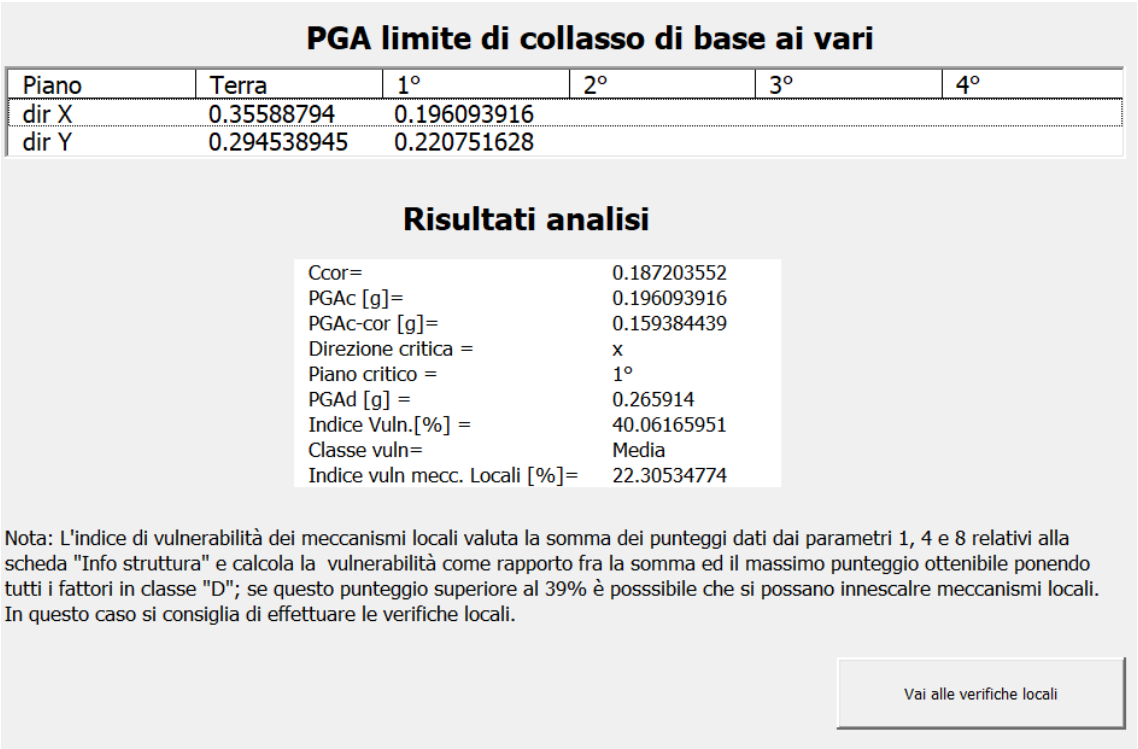


Figura 6.7.5.4 - Risultati finali analisi

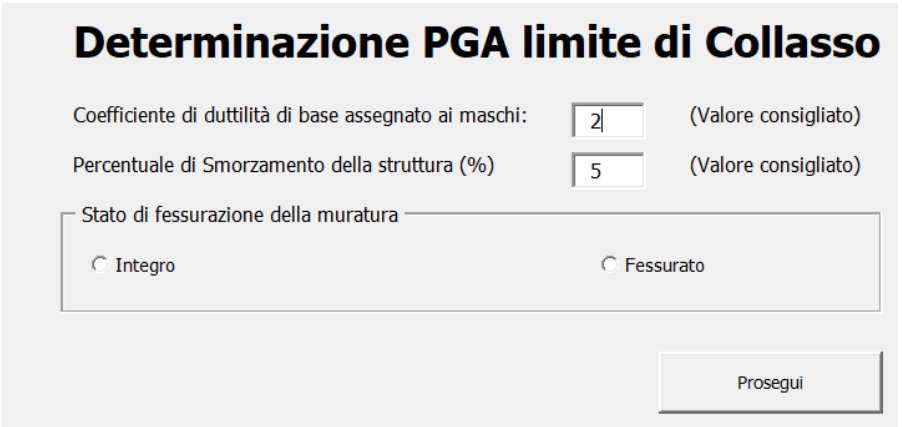


Figura 6.7.5.5 - Schermata inserimento coefficiente di duttilità di base dei maschi e percentuale di smorzamento della struttura

La nota al fondo della schermata dedicata ai risultati (Figura 6.7.5.4) ricorda quanto già discusso al paragrafo 5.3 ovvero che qualora l'indice di vulnerabilità dei meccanismi

locali ($I_{V\text{-}LOC}$) dovesse risultare superiore al 39% è consigliabile valutare la sicurezza della struttura nei confronti di tali meccanismi. In questo caso $I_{V\text{-}LOC}$ è pari al 22% quindi la verifica si potrebbe anche omettere, però per completezza della trattazione vediamo nel seguente sotto-paragrafo come essa andrebbe condotta.

6.7.6 Verifiche locali

Cliccando sul pulsante di comando denominato "Vai alle verifiche locali" nella schermata dei risultati (Figura 6.7.5.4) si accede alla scheda relativa ai meccanismi locali, la prima schermata da compilare è quella relativa alla scelta della parte su cui fare la verifica (Figura 6.7.6.1). Bisogna caricare le caratteristiche delle parete che si vuole verificare, perciò si seleziona il piano dal menu a tendina partendo da quello superiore; una volta scelto il piano nella casella di riepilogo verranno visualizzate tutte le pareti relative al piano, bisogna cliccare quella su cui si vuole effettuare la verifica e i campi relativi alle caratteristiche della parte vengono compilati in automatico, l'unico campo da compilare manualmente è la distanza "d" orizzontale fra il punto di applicazione delle forze esterne al sistema (esempio il peso scaricato dai solai sulla muratura) e il centro di rotazione del muro (facendo riferimento allo schema riportato in Figura 6.7.6.1). In seguito, premendo sul pulsante "assegna proprietà" tali caratteristiche vengono caricate e si può passare al caricamento dati della parete al piano inferiore in maniera analoga.

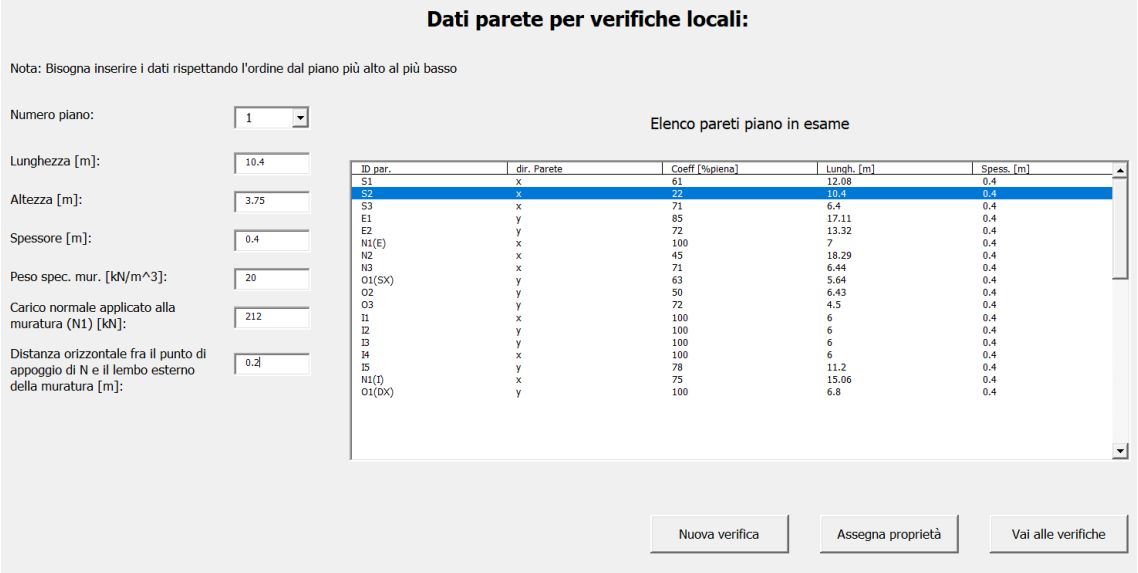


Figura 6.7.6.1 - schermata di selezione della parete per le verifiche locali

Terminato l'inserimento di tutte le pareti cliccando sul pulsante "vai alle verifiche" si accedere alla schermata di riepilogo mostrata in Figura 6.7.6.2. Nella parte superiore della schermata si possono notare quattro distinte sezioni in cui ogni una di esse fa rifermento ad una delle verifiche condotte:

1) Ribaltamento semplice di parete mono-piano
2) Ribaltamento semplice di parete a due piani
3) Rottura interna parete piano N
4) Rottura interna parete piano N-1

In ogni una delle sezioni sono riportate tutte le grandezze (masse, dimensioni e distanze) necessarie a descrivere il meccanismo considerato ed altre informazioni specifiche che sono di seguito riportate.

1) Nella sezione 1 (Figura 6.7.6.2) viene calcolata l'accelerazione limite di equilibrio del cuneo al sotto-paragrafo 2.1.1 a pagina 2.1.1-63 ed il fattore di sicurezza valutando il rapporto fra l'accelerazione limite d'equilibrio e quella di progetto. È importante sottolineare che detto fattore di sicurezza è determinato nell'ipotesi di assenza del tirante (T), infatti se si definisce la sua altezza (h_T) rispetto a C il

sistema calcola la forza minima (T) richiesta per garantire l'equilibrio del cuneo (Figura 6.7.6.3).

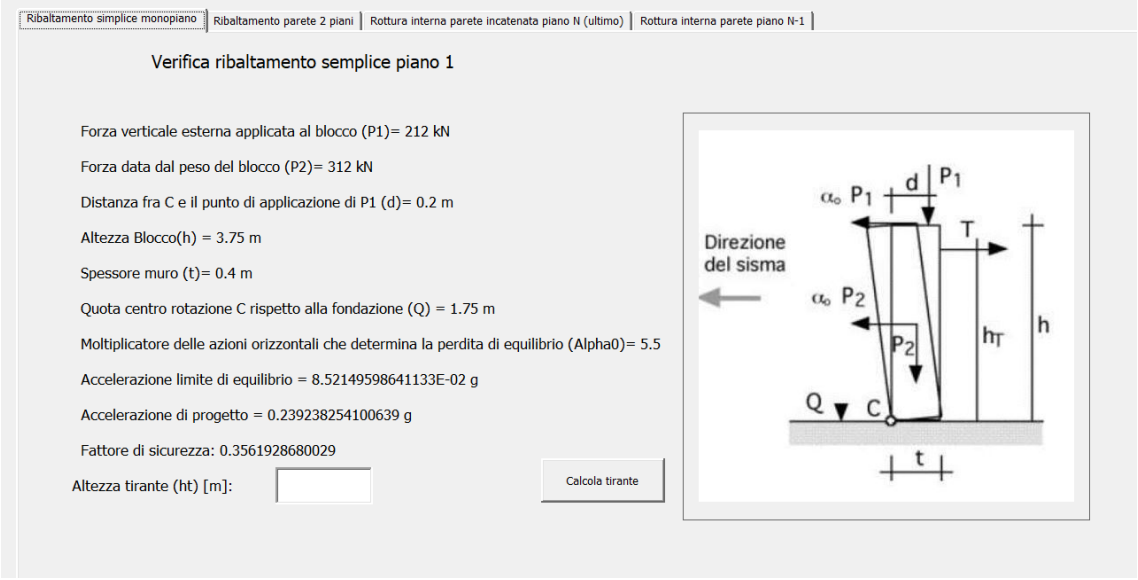


Figura 6.7.6.2 - Schermata verifica ribaltamento semplice parete mono-piano

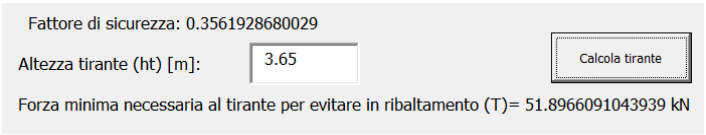


Figura 6.7.6.3 - Forza minima necessaria al tirante a garantire la stabilità

2) Selezionando la sezione "Ribaltamento parete a due piani" si passa alla schermata in Figura 6.7.6.4. Come per la schermata precedente viene definita l'accelerazione limite per la stabilità del cuneo (secondo il modello già illustrato al sotto-paragrafo 2.1.3 a pagina 2.1.3-68).e definito il fattore di sicurezza in assenza del tirante inferire (T_1) tenendo conto solo del tirante applicato al punto precedente (T_2).

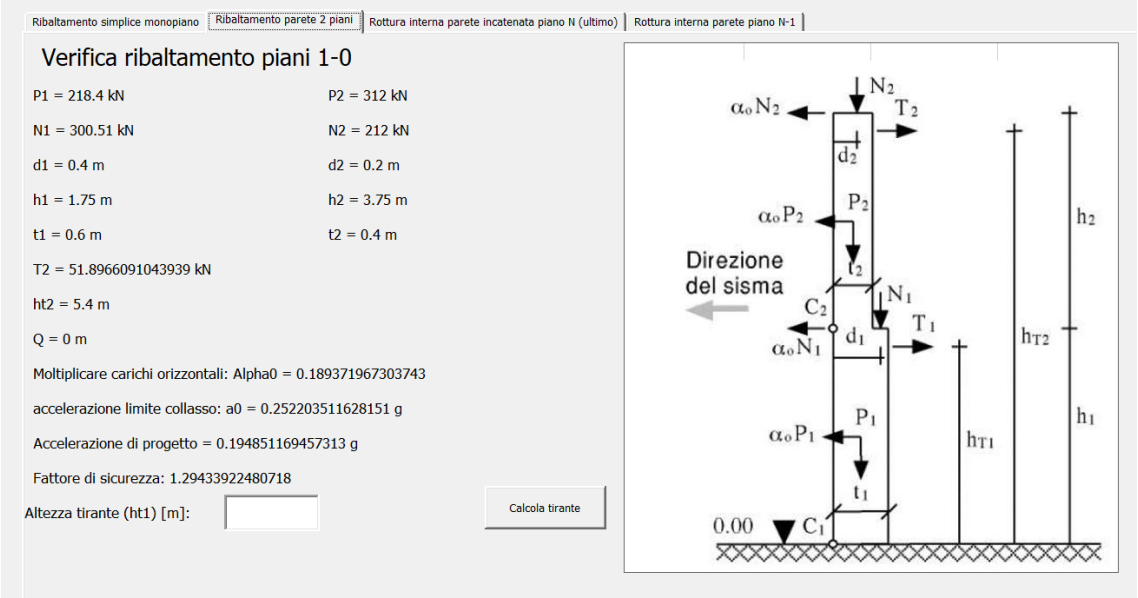


Figura 6.7.6.4 – Scheda di verifica ribaltamento parete a due piani

3) Selezionando la sezione “Rottura parete interna piano N” si accede alla schermata in Figura 6.7.6.5 relativa alla parete dell’ultimo piano. Nella schermata sono riportate il valore della accelerazione limite d’equilibrio (calcolate secondo le formule riporte al sotto-paragrafo 2.1.2 a pagina 2.1.2-66) e la forza T che il tirante deve garantire per fare in modo che si verifichi tale meccanismo.

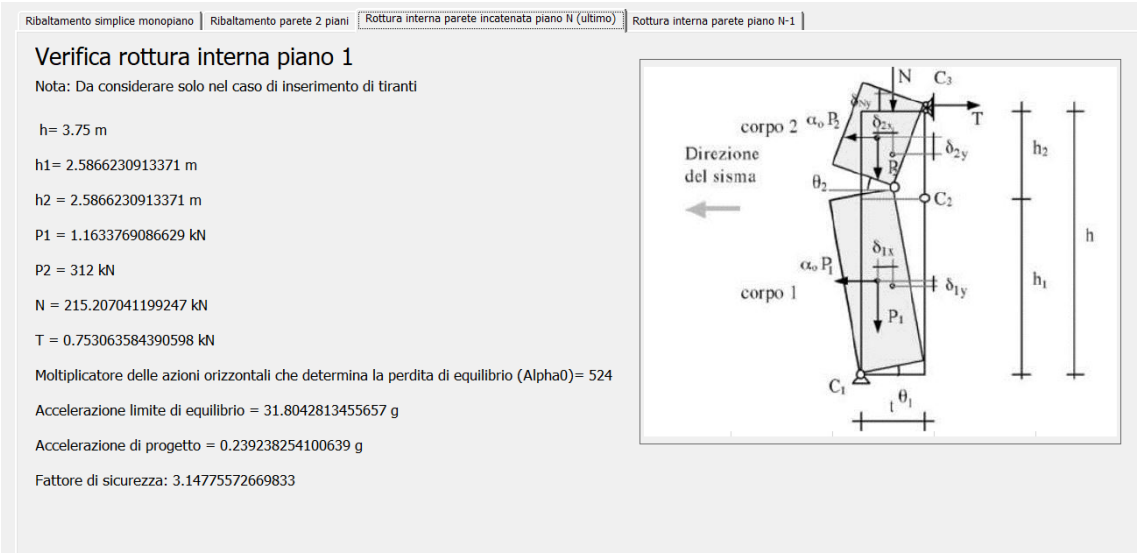


Figura 6.7.6.5 - Scheda di verifica rottura interna di parete ultimo piano

4) Selezionando la sezione “Rottura interna piano N-1” si passa alla verifica relativa al penultimo piano che in questo caso coincide con il piano terra. Anche qui sono presenti il valore di accelerazione limite che determina la perdita d’equilibrio (secondo cinematismo illustrato in figura e descritto al sotto-paragrafo 2.1.2) e la forza che il tirante deve avere per garantire tale meccanismo.

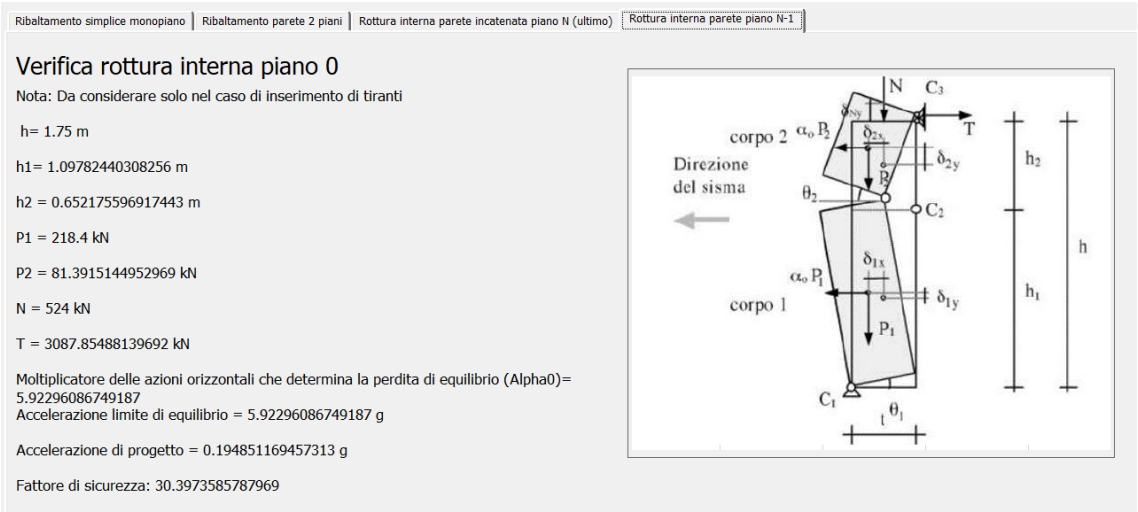


Figura 6.7.6.6 - Scheda verifica rottura interna di parete piano terra

È importante sottolineare che il sistema non è in grado di capire se la struttura è dotata di catene o cordoli, né di sapere il numero di piani perciò spetta all’utente capire quali verifiche tenere in considerazione.

Per esempio, nel caso in esame la struttura è un edificio dotato di cordoli quindi i meccanismi di ribaltamento al punto non sono da prendere in considerazione poiché non possono innescarsi. Però sfruttando tali verifiche potrebbe essere utile valutare se le armature dei cordoli siano in grado di resistere a tale sollecitazione. Viceversa, se non sono presenti catene o cordoli gli schemi relativi alle rotture interne non devono essere prese in considerazione.

6.8 Conclusioni

Il capito appena terminato aveva lo scopo di illustrare le caratteristiche generali della struttura e il funzionamento della applicazione, per non appesantire la trattazione non sono stati riportati tutti i dati usati perciò per maggiori informazioni si rimanda all'allegato A.

Nel capitolo successivo andremo ad analizzare nel dettaglio i risultati ottenuti confrontandoli sia con quelli dalla analisi FEM sia con quelli di procedure speditive della stessa tipologia di quella di cui è oggetto la tesi.

7 Risultati, conclusioni e sviluppi futuri

I risultati dalla applicazione sono stati confrontati con le due procedure speditive SAVE, RESISTO e con i risultati ottenuti dalla analisi FEM riportata sulla tesi da cui è strato il caso studio e i confronti sono di seguito discussi.

7.1 Individuazione del periodo proprio

Il periodo proprio fondamentale della struttura è stato individuato dalla procedura con sufficiente precisione; facendo rifermento alla condizione fessurata perché il sisma ha un'intensità piuttosto elevata, la differenza di periodo fra quello ottenuto dalla procedura e dalla analisi FEM risulta nell'ordine del 5% come mostrato in Tabella 7.1.1,

questo risultato è molto importante perché permette di definire il fattore di amplificazione spettrale (α_{AD}) corretto da usare nella formula (5.4.4.1) per il calcolo della PGAc; α_{AD} infatti, può variare in valori compresi fra 2.5 nella zona di massima amplificazione, fino ad 1 per edifici con periodi propri molto grandi, quindi la stima errata di questo parametro può portare a risultati anche molto differenti.

Tabella 7.1.1 – Confronto periodo proprio

	T_1 Procedura (s) (muratura fessurata)	T_1 FEM (s)	Errore relativo (%)
Direzione X	0.354	0.367	3.5
Direzione Y	0.326	0.345	5.5

7.2 Definizione indice di vulnerabilità

Confrontando i risultati ottenuti dalla applicazione con quelli relativi alla analisi statica non lineare descritta al paragrafo 6.6, risulta che il metodo è stato in grado di individuare il piano critico e la direzione critica in maniera esatta, in entrambe le analisi infatti risulta il primo piano in direzione x quello che ha determinato la PGAc minima.

L'indice di vulnerabilità definito dalla equazione (5.4.8.1) è stato confrontato con quello relativo alle procedure SAVE e RESISTO ed anche con quello ottenuto dalla analisi FEM e i risultati sono riportati in Tabella 7.2.1:

$$I_V[\%] = \left(1 - \frac{PGA_C}{PGA_D}\right) * 100 \quad (5.4.8.1)$$

Tabella 7.2.1 – Confronto indici di vulnerabilità

	SAVE	RESISTO	FEM	Procedura
Iv (%)	44	42	18	40

Dal confronto fra le due procedure speditive già di largo uso risulta un indice di vulnerabilità un po' meno cautelativo ma piuttosto coerente con delle differenze irrilevanti visto la grossa approssimazione dei modelli adottati. Passando al confronto con l'analisi FEM c'è una differenza molto più marcata ma comunque a favore di sicurezza e considerando la differenza in termini di tempo dello sviluppo delle due procedure può ritenersi un risultato soddisfacente.

7.3 Individuazione dei meccanismi locali

Per quanto riguarda l'indice di vulnerabilità per la determinazione dei meccanismi locali ($I_{V(LOC)}$) risulta pari al 22% quindi inferiore al limite minimo consigliato per effettuare le verifiche locali (39 %) per questo motivo tale verifica potrebbe essere omessa; essa però è stata condotta ugualmente su tutte le mura perimetrali per i quali sono stati verificati solo i meccanismi di rottura interna poiché la parete è dotata di cordoli (quindi il ribaltamento non può verificarsi), i risultati delle verifiche sono riportati in Tabella 7.3.1. In tale tabella sono riportati i fattori di sicurezza di ogni parete ad ogni piano per il meccanismo in questione. In alcune righe della tabelle è presente la scritta "soddisfatta a priori" ciò si verifica tutte le volte che la parete in questione non porta alcun carico, perché in questa condizione la "x" che indica la posizione della cerniera C2 (vedi Figura 2.1.2.1) ricavata con la formula (2.1.2.2) tende a infinito, il che porta h_1 con valori circa uguali ad h e h_2 circa pari a zero, in questo modo lo schema statico risulta analogo a quello della verifica a ribaltamento mono-piano e quindi in questo caso la verifica può essere considerata soddisfatta a priori.

Tutti i fattori di sicurezza riportati in Tabella 1.2.1 risultano maggiori dell'unità per cui tutte le verifiche sono soddisfatte.

Questo risultato è positivo perché indica che poteva essere omesse come la procedura suggeriva, anche se comunque occorrerebbe testare questo aspetto su altri casi studio.

Tabella 7.3.1 – Fattore di sicurezza nei confronti del meccanismo di rottura interna

	Meccanismo rottura parete interna	
ID muratura	Fs Piano 1	Fs Piano 0
S1	soddisf. A priori	5.03
S2	3.15	30.4
S3	soddisf. A priori	21.55
E1	2.11	25.14
E2	2.33	26.17
N1 (E)	soddisf. A priori	23.35
N2	2.44	26.7
N3	soddisf. A priori	21.64
O1(SX)	2.29	26.71
O2	soddisf. A priori	21.64
O3	2.14	25
N1(I)	3.61	32.94
O1(DX)	2.44	26.69

7.4 Conclusioni

È ovvio concludere che da un solo caso studio esaminato non si può stabilire la bontà della applicazione VIMA, ma andrebbe testata su un numero molto consistente di edifici; però dal risultato emersi applicando il metodo al caso studio e confrontandolo con quelli ottenuti dalle altre metodologie speditive, risulta che l'indice di vulnerabilità è decisamente confrontabile. Purtroppo, però si trattava di un edificio isolato perciò l'aspetto relativo all'interazione fra le strutture non ha potuto essere preso in

considerazione ed è questo uno dei motivi per cui i risultati sono così simili a quelli ottenuti con le altre metodologie.

Dal punto di vista teorico confrontando il metodo VIMA con le metodologie speditive equivalenti SAVE e RESISTO si possono fare le seguenti considerazioni:
Rispetto a SAVE il metodo VIMA presenta i seguenti vantaggi:

1) Tiene conto delle condizioni specifiche dell'edificio e nel caso di edifici appartenenti ad un aggregato edilizio anche delle strutture a contatto.
2) La metodologia SAVE è nata per opere pubbliche che tendenzialmente erano caratterizzate da una buona qualità delle murature e dei collegamenti per questa ragione nella procedura non sono stati contemplati i meccanismi di rottura del primo modo, VIMA supera questo limite perché in un qualunque tipo di edificio non è detto che questa condizione sia garantita, quindi permette di fare una analisi nel caso più generale possibile andando a verifica che possono verificarsi o meno meccanismi locali.

Rispetto a RESISTO:

1) Permette di tenere conto della presenza di edifici in aggregato.
2) La conversione da Sd a PGAc è più accurata perché RESISTO considera il fattore di amplificazione spettrale massimo (α_{AD}=2.5), questo se da un lato mette a favore si sicurezza dal altro nel caso di edifici snelli può risultare troppo cautelativo; VIMA invece note le rigidezze riesce a definire il periodo proprio in maniera più tosto accurata come illustrato a paragrafo 7.1.
3) Tiene conto degli effetti del primo ordine.

7.5 Sviluppi futuri

L'ideale per un'applicazione di questo tipo sarebbe quello di averla a disposizione per dispositivi Android, in modo da poter applicare il metodo in maniera immediata in fase di rilievo.

Nell’ottica di un utilizzo su larga scala come quello che potrebbe farne la protezione civile, si potrebbe pensare ad una versione on line della applicazione che permette di geo-referenziare l’edificio e che renda i dati della analisi disponibili a tutti coloro che si occupano dei rilievi. In questo modo facendo una analisi su un edificio all’interno di un aggregato edilizio si potrebbero trarre le informazioni degli edifici adiacenti e valutare in maniera più accurata l’aspetto relativo all’interazione fra le strutture. Un esempio potrebbe essere che se gli edifici adiacenti hanno periodi propri molto differenti fra loro allora è possibile che si verifichi martellamento e note le masse si gioco si potrebbe valutare la forza scaricata reciprocamente fra i due edifici.

Si potrebbe migliorare l’aspetto che riguarda le verifiche locali aggiungendo al modello del ribaltamento eventuali spinte prodotte da coperture spingenti non riprese da catene o cordoli.

8 Riferimenti

[1] F. Boscotrecase e L. Piccaretta, Edifici in muratura in zona sismica, Dario Flaccovio Editore s.r.l, Ristampa:aprile 2009.

[2] *RD 18 aprile 1909 n.193,* Gazzetta ufficile, 1909.

[3] *DL 1526/1916,* Gazzetta ufficiciale, 1916.

[4] *RDL 431/1927,* Gazzetta ufficiale, 1927.

[5] *RDL 640/1935,* Gazzetta ufficiale, 1935.

[6] *Legge n.1684 del 25 novembre 1962,* Gazzetta ufficiale, 1962.

[7] *Legge n.64 del 2 febbraio 1974,* Gazzetta ufficiale, 1974.

[8] «Protezione civile,» [Online]. Available: http://www.protezionecivile.gov.it/attivita-rischi/rischio-sismico/attivita/normativa. [Consultato il giorno 15 luglio 2020].

[9] *DM n. 40 del 3 marzo 1975,* Gazzetta ufficiale.

[10] *DM del 2 giugno 1981,* Gazzetta uffuciale, 1981.

[11] *DM LL.PP del 24 gennaio 1986,* Gazzetta ufficiciale.

[12] *OPCM3274/2003,* Gazzetta ufficiale, 2003.

[13] *OPCM 3431/2005,* Gazzetta ufficiale, 2005.

[14] *Allegato 1 del OPCM 3431 del 2005,* Gazzetta ufficiale, 2005.

[15] *Allegato 2 OPCM 3431 del 2005,* Gazzetta ufficiale, 2005.

[16] *OPCM 3519 del 2006,* Gazzetta ufficiale, 2006.

[17] *NTC 2008,* Gazzetta ufficiale, 2008.

[18] *NTC 2018,* Gazzetta ufficiale, 2018.

[19] T. Ricci, *Relazione sui metodi di valutazione della vulnerabilità sismica,* 2017.

[20] *Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici, instruzioni per la compilazione della scheda di secondo livello.*

[21] M. Dolce e A. Martinelli, «Inventario e vulnerabilità degli edifici pubblici e strategici dell'italia centro-meridionale, Vol II,» L'Aquila, 2005.

[22] M. Dolce e C. Moroni, «LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITà E DEL RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LA PEROCEDURA VC (VULNERABILITà C.A.) E VM (VULNERABILITà MURATURA),» Dipartimento di strutture, Geotecnica. Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza, 2005.

[23] C. Chinni, C. Mazzotti, M. Savoia e G. Perri, *RE.SIS.TO: Una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e cemento armato,* Bologna: DICAM-Dipartimento di ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei materiali. Università di Bologna., 2012.

[24] A. Formisano, G. Florio, R. Landolfo e F. M. Mazzolani, *Un metodo per la valutazione su larga scala della vulnerabilità sismica degli aggragati storici,* Napoli: Dipartimento di Ingegneria strutturale, Dipartimento di Costruzioni e Metodi Matematici in Architettura, Università di Napoli "Federico II", .

[25] G. Zuccaro, «Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio-economiche,» GNDT, Napoli, 2004.