POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi di vulnerabilità sismica di un edificio strategico adeguato con tecniche tradizionali e moderne eseguito con approccio BIM

Relatori:

Prof. Ceravolo Rosario

Ing. Andrea Alberto, PhD

Candidata:

Nika Polinkina

Aprile 2019

Sommario

La presente tesi di laurea magistrale viene eseguita in collaborazione con l'azienda LGA Engineering. In conformità allo scopo della tesi vengano analizzati, verificati e progettati cinque interventi di adeguamento sismico relativi al corpo B e corpo D dell'ospedale S.S. Annunziata.

La presente tesi consiste dai tre parti principali.

La prima parte è dedicata alle indagini preliminari che vengono eseguiti prima di realizzazione del progetto di adeguamento sismico. In particolare, è riportata la parte teorica ed eseguiti opere pratiche relative a:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo della struttura;
- Individuazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Individuazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza;
- Individuazione delle azioni.

All'inizio della seconda parte è riportato un riassunto delle prescrizioni più importanti della normativa italiana NTC 2018 relative alle costruzioni nella zona sismica. Successivamente, l'oggetto dello studio viene rappresentato tramite un modello 3D, in tal modo che comportamento del modello sia al più possibile realistico. Dopo di che, vengono realizzate le analisi dinamica e statica con software CDM Dolmen al fine di determinare l'azione sismica agente ed individuare tutti i dati che caratterizzano il comportamento della struttura e che siano necessari per realizzare un progetto di adeguamento sismico.

La terza parte è dedicata allo sviluppo dei diversi interventi di adeguamento sismico, ovvero quelli classici ed innovativi. Nello specifico, vengono specificati gli aspetti teorici relativi ai metodi di adeguamento sismico classici e innovativi e vengono sviluppati i progetti dettagliati dei seguenti interventi:

- Accoppiamento tra due edifici adiacenti;
- Controventi elastici concentrici a "Croce di Sant'Andrea";
- Isolamento sismico alla base – vengono realizzati isolatori elastomerici;
- Controventi dissipativi – vengono realizzati controventi ad instabilità impedita.

I progetti vengono eseguiti in conformità alle norme: NTC 2018, Eurocodice, ASCE 7, FEMA 356, AISC 341.

Alla fine della terza parte viene eseguito un calcolo di vulnerabilità sismica della struttura prima e dopo degli interventi di adeguamento sismico, e viene riportato un confronto tra diversi metodi di adeguamento sismico dell'edificio esistente, evidenziando i parametri più importanti.

La presente tesi di laurea magistrale si conclude con le arguitone e la propria opinione su interventi di adeguamento sismico classici e innovativi.

Indice

Sommario III
1. Introduzione 1
2. Indagini 4
2.1 Analisi storico-critica 5
2.1.1. Risultati 6
2.2. Rilievo 10
2.2.1. Risultati 11
2.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali 13
2.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza 17
2.4.1. Risultati 18
2.5. Azioni 18
3. Analisi sismica 20
3.1. Requisiti generali degli edifici in zona sismica 20
3.1.1. Obiettivo 20
3.1.2. Prescrizioni della normativa 20
3.1.3. Caratteristiche principali dell'edificio 23
3.1.4. Duttilità strutturale 23
3.1.5. Fattore della struttura del progetto presente 26
3.2. La modellazione strutturale 27
3.2.1. La tipologia della struttura 28
3.2.2. Solaio 29
3.2.3. Elementi non strutturali 29
3.2.4. Fondazione 31
3.2.5. Azione del vento 31
3.3. Azione sismica 34
3.3.1. Prescrizioni della normativa 34
3.3.2. Spetri di risposta del progetto presente 39
3.4. Analisi sismica 39
3.4.1. Analisi lineare dinamica 40
3.4.2. Analisi lineari statica 45
3.4.3. Analisi statica non lineare (Analisi Pushover) 47
3.4.4. Analisi dinamica non lineare 51

3.4.5. Analisi sismica del progetto presente 52
4. Interventi di adeguamento sismico 60
4.1. Calcolo dell'accoppiamento tra due edifici 61
4.1.1. Modellazione 61
4.1.2. Calcolo della rigidezza indispensabile 62
4.1.3. Calcolo della lunghezza di ancoraggio 64
4.1.4. Risultati 65
4.2. Determinazione dei controventi 66
4.2.1. Tipologia 66
4.2.2. Modellazione 68
4.2.3. Determinazione dell'area indispensabile 70
4.2.4. Determinazione dei bulloni 71
4.2.5. Risultati 73
4.3. Isolamenti sismici 73
4.3.1. Tipologia 77
4.3.2. Individuazione degli isolamenti sismici 78
4.3.3. Modellazione della struttura isolata sismicamente 82
4.4. Controventi dissipativi 84
4.4.1. Confronto tra isolamento sismico e controventi dissipativi 85
4.4.2. Tipologia dei dispositivi per la dissipazione energetica 86
4.4.3. Individuazione del dispositivo dissipativo 92
4.5. Confronto degli interventi di adeguamento 98
5. Conclusione 103
Bibliografia 104
Allegato Nr. 1 106
Allegato Nr. 2 108

Indice delle Figure

Figura 1.1: Ospedale SS. Annunziata 1
Figura 1.2: Planimetria con individuazione dei corpi 2
Figura 2.1: Gli archivi richiesti 6
Figura 2.2: Pianta del piano rialzato 7
Figura 2.3: Sezione trasversale del progetto 8
Figura 2.4: Archivio Nr.399 8
Figura 2.5: Archivio Nr.0454 8
Figura 2.6: Fattori che provocano un degrado della struttura 11
Figura 2.7: Danneggiamento del rivestimento 12
Figura 2.8: Danneggiamento dell'intonaco 12
Figura 2.9: La fessura sul cartongesso 13
Figura 2.10: La schematizzazione del principio delle indagini soniche 16
Figura 2.11: Livello di Conoscenza/ Fattore di Confidenza 18
Figura 2.12: Valori dei coefficienti di combinazione 19
Figura 3.1: Due tipi di collasso della struttura 24
Figura 3.2: Macrozonazione 26
Figura 3.3: Fattore di struttura 27
Figura 3.4: Il modello strutturale del corpo D e corpo B 28
Figura 3.5: Dimostrazione di indipendenza delle due strutture adiacente 29
Figura 3.6: Diversi tipi della muratura 30
Figura 3.7: La mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano 32
Figura 3.8: Definizione delle categorie dell'esposizione 32
Figura 3.9: Coefficienti di forma per gli edifici 34
Figura 3.10: Vita nominale del progetto 35
Figura 3.11: Categorie del sottosuolo 37
Figura 3.12: Categorie topografiche 37
Figura 3.13: Spetri di risposta 39
Figura 3.14: Trasformazione della struttura durante analisi modali 40
Figura 3.15: Posizione dell'eccentricità accidentale 44
Figura 3.16: Risposta sismica reale 45
Figura 3.17: Distribuzione delle forze statiche orizzontali lungo l'altezza 46
Figura 3.18: Creazione della curva di capacità 48

Figura 3.19: Sistema e diagramma bilineare equivalente 49
Figura 3.20: La verifica 51
Figura 3.21: Dati INPUT per Analisi Dinamica 52
Figura 3.22: Valori relativi al Corpo D 53
Figura 3.23: Valori relativi al Corpo B 54
Figura 3.24: Dati INPUT per Analisi Statica 55
Figura 3.25: Zona di contatto 56
Figura 3.26: Spostamenti massimi del Corpo D nella direzione X 56
Figura 3.27: Spostamenti massimi del Corpo D nella direzione Y 57
Figura 3.28: Spostamenti massimi del Corpo B nella direzione X 58
Figura 3.29: Spostamenti massimi del Corpo B nella direzione Y 58
Figura 4.1: Reazioni notevoli della trave di accoppiamento incastrata. Caso dello spostamento imposto Y 62
Figura 4.2: Reazioni notevoli della trave di accoppiamento incastrata. Caso dello spostamento imposto X 62
Figura 4.3: Cambiamento del comportamento con introduzione dei controventi 66
Figura 4.4: Rappresentazione dei controventi concentrici 67
Figura 4.5: Rappresentazione dei controventi eccentrici 67
Figura 4.6: Elissi di rigidezza 68
Figura 4.7: Posizionamento dei controventi 69
Figura 4.8: Collegamento tra controvento e nodo trave-pilastro 72
Figura 4.9: Parametri significativi per i collegamenti 73
Figura 4.10: Incremento del periodo e dissipazione 74
Figura 4.11: Limitazione della forza e dissipazione 74
Figura 4.12: L'effetto dell'isolamento sismico 75
Figura 4.13: Deformati modali dell'edificio con base fissa e isolata 76
Figura 4.14: Spetro della risposta al variare dello smorzamento 76
Figura 4.15: isolamento Elastomerico 77
Figura 4.16: Schematizzazione dell'isolatore FPS 78
Figura 4.17: Schematizzazione dell'isolatore DCFP 78
Figura 4.18: Spetro di risposta del progetto 79
Figura 4.19: Rinforzo del pilastro e fondazione 82
Figura 4.20: Schematizzazione dell'isolamento sismico 82
Figura 4.21: I risultati dell'analisi dinamica 83
Figura 4.22: Autovettore 1 84
Figura 4.23: Differenza tra effetti dei diversi metodi di adeguamento sismico 85

Figura 4.24: Dissipatore sismico viscoso della Taylor Device Inc. 87
Figura 4.25: Dissipatore visco-elastico (3M Company) 88
Figura 4.26: Dispositivi visco-elastici 88
Figura 4.27: Dissipatore ad attrito 89
Figura 4.28: Schematizzazione del comportamento del dispositivo attritivo/ Rigido-plastico 89
Figura 4.29: Schematizzazione del comportamento del dispositivo elasto-plastico 90
Figura 4.30: Schematizzazione del dissipatore BRAD 91
Figura 4.31: Schematizzazione del comportamento del dispositivo elasto-plastico incrudente 91
Figura 4.32: Disposizione dei controventi dissipativi 92
Figura 4.33: Analisi dinamica della struttura con controventi dissipativi 93
Figura 4.34: La curva isteretica adimensionale 95

Indice delle Tabelle

Tabella 3.1: carico di tamponatura 31
Tabella 3.2: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione 33
Tabella 3.3: Classe d'uso e relativo coefficiente d'uso 35
Tabella 3.4: Probabilità di superamento e periodo di ritorno 35
Tabella 3.5: I risultati del Corpo D 57
Tabella 3.6: I risultati del Corpo B 59
Tabella 4.1: I risultati 65
Tabella 4.2: I risultati delle elissi di rigidezza 69
Tabella 4.3: Posizionamento dei fori per unione bullonate 73
Tabella 4.4: Prestazioni dell'isolamento sismico scelto 81
Tabella 4.5: Confronto tra applicabilità dei due metodi di protezione sismica passiva 86
Tabella 4.6: Livelli di prestazioni 99
Tabella 4.7: I parametri degli interventi 100
Tabella 4.8: Confronto tra diversi metodi di adeguamento sismico 100
Tabella 4.9: Coefficienti di vulnerabilità sismica 102

Indice delle Diagrammi

Diagramma 2.1: Schematizzazione del percorso complesso delle indagini preliminari 5
Diagramma 4.1: Confronto tra diversi interventi di adeguamento sismico..... 100

Capitolo 1

Introduzione

Nel corso dei secoli gli strutturi civiche e diverse costruzioni occuperanno gran parte della vita umana. Uomini eressero gli edifici e loro usarono non solo come condomini, residenze e palazzi, ma anche come edifici municipali e opere d'arte architettoniche, cioè fu continua partecipazione diretta degli edifici nella vita umana. Diversi operi a base del suo scopo, il territorio locale e il secolo di costruzione eressero usando diversi tecnici e materiali, nonché raffigurando diversi valori culturali e spirituali a seconda del popolo. Quindi ogni opera pervenuta fino a noi rispecchia la nostra storia e la nostra cultura.

Purtroppo durante la sua vita lunga e a causa dei fattori negativi come effetto dell'ambiente (precipitazioni, sismo, vento) ed effetto umano durante sfruttamento della struttura, uno stato dell'opera si peggiora con ogni anno della sua vita. Perciò il nostro scopo principale salvare tutte le opere prevenute fino a nostri giorni, ovvero salvare la parte della nostra storia.

Come già detto, ogni periodo di costruzione si distingue tra di loro con la sua propria particolarità e questo fatto ci dà difficolta in relazione di progetto di consolidamento dell'opera. Dobbiamo prestare attenzione effettuando un progetto, perché non è raro che gli interventi di consolidamento degli edifici siano risultati inefficaci o addirittura dannosi per nostro patrimonio edilizio storico.

Prevenzione e restauro del patrimonio storico è aspetto molto importante, soprattutto nel caso degli edifici strategici dove un crollo può portare alle perdite di vite umane. Per questo motivo ho deciso che la tema della mia tesi di laurea debba essere legata al consolidamento di edificio strategico, ovvero un'Ospedale SS. Annunziata a Savigliano provincia di Cuneo.

Figura 1.1: Ospedale SS. Annunziata

Ospedale SS. Annunziata ha grande e lunga storia. La prima notizia dell'esistenza di un ospedale a Savigliano risale al 1200. Successivamente furano diversi ristrutturazioni e cambiamenti dei nomi di ospedale e solo in data lunedì 1° gennaio 1560, e con l'approvazione del Duca Emanuele Filiberto

di Savoia e della Curia Arcivescovile di Torino, nasce l'attuale Ospedale sotto il titolo della SS. Vergine Annunziata.

L'ospedale SS Annunziata così come lo vediamo è stato realizzato su progetto di Antonio Bertola tra il 1703 ed il 1710 nella parte più antica ed in seguito ampliato tra il 1738 ed il 1792. L'edificio si presenta come un complesso su più piani con facciata in cotto a vista. Nel periodo da 1969 fino a 1975 alla parte storica sono stati aggiunti successivamente i corpi del nuovo ospedale, incluso i corpi D e B rispetto a quali sviluppo un progetto corrente. Il progetto nel 1963 fu affidato all'Architetto Vaudetti. Nel periodo da 1975 anno fino a 2018 anno sono stati costruiti sopraelevazioni del corpo D, così raggiungendo un'altezza finale del Corpo D 26.10m e 32.90m altezza del corpo B. Inoltre, durante periodo di esercizio non erano eseguiti ricostruzioni rielevanti con interventi di adeguamento sismico.

Le Norme Tecniche per le Costruzione 2018, ovvero paragrafo 8.4, individuano le seguenti categorie di intervento strutturale per gli edifici esistenti:

1) Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle citate norme;
2) Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza previsti strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle citate norme;
3) Riparazione o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Nella mia tesi di laurea farò un progetto di adeguamento sismico dei corpi D e B, che fa parte dei corpi nuovi sopracitati (nella Figura 1.2 i corpi d'ospedale da studiare sono assegnati con colore verde).

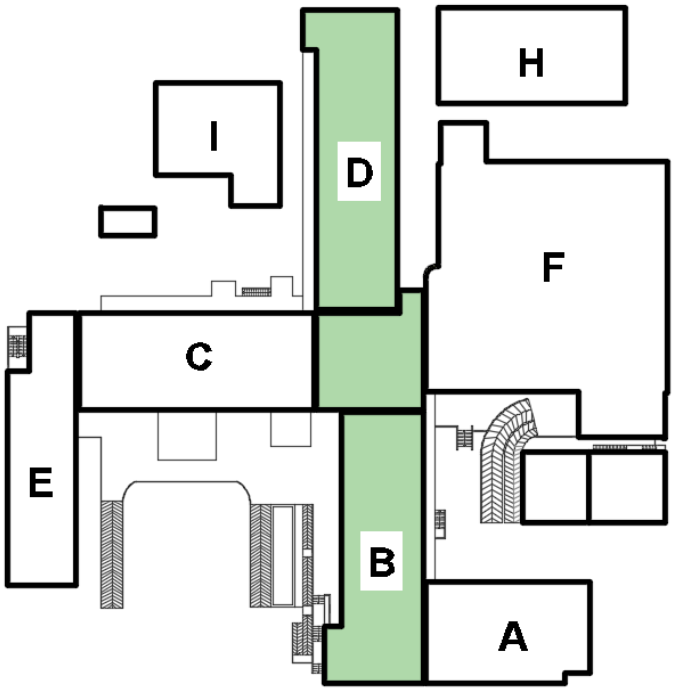


Figura 1.2: Planimetria con individuazione dei corpi

Alla base del paragrafo 8.7.5 delle Norme tecniche per la costruzione il progetto dell'adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

1) L'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU;

2) La scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
3) La scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;
4) Il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
5) L'analisi strutturale della struttura post-intervento;
6) La verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU.

Questo lavoro, ossia il progetto dell'adeguamento sismico, viene organizzato in conformità con i requisiti e suggerimenti delle Norme tecniche per le costruzioni 2018.

Capitolo 2

Indagini

Prima di relazione del progetto dell'adeguamento sismico, soprattutto prima di eseguire qualsiasi tipi di interventi va stimato un coefficiente di vulnerabilità sismica globale della struttura. Questo coefficiente è un valore numerico che viene utilizzato per riassumere gli esiti di una valutazione di vulnerabilità sismica, però esso non può rappresentare nel modo complesso la vulnerabilità della struttura neanche il suo comportamento. Per questo motivo, al fine di determinare un comportamento reale della struttura, la sua vulnerabilità, possibili carenze e un livello di sicurezza nel suo complesso, vanno realizzati indagini complessi della struttura interessata, per simulare successivamente un modello strutturale attendibile della costruzione reale. Queste indagini vengano effettuati attraverso un percorso metodologico e consistano in cinque indicazioni prescritti nel capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzione 2018, che riguardano:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza;
- Azioni.

Questi tipi di indagini vengano effettuati prima di tutti altri tipi di lavoro e servano per fare preventivo e ottenere l'idea primaria dello stato della struttura. Nello specifico per individuare: i danni, elementi resistenti, gli interventi di adeguatamente necessari.

Schematicamente posso rappresentare un percorso di realizzazione delle indagini complessi come nel diagramma sotto riportata:

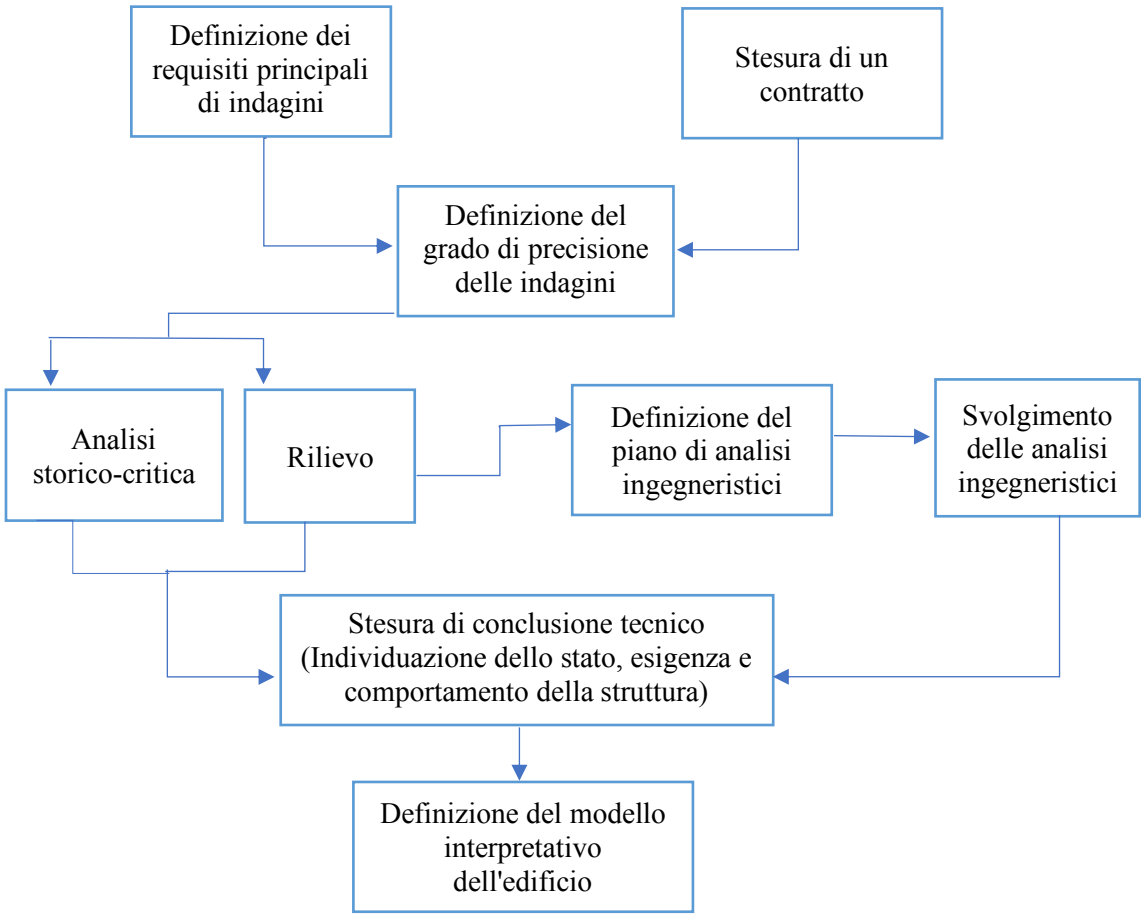


Diagramma 2.1: Schematizzazione del percorso complesso delle indagini preliminari

2.1 Analisi storico-critica

Analisi storici vengano effettuati al fine di una corretta individuazione del sistema strutturale resistente e del suo stato di sollecitazione. Per questo scopo servano tutti i dati relativi al processo di realizzazione della costruzione e le successive modificazioni di essa. Essenzialmente importante ottenere informazione relativa al progetto al più possibile non alterato e complessa. Per far ciò si raccoglie e si fa uno studio dei tutti documenti disponibili (pubblicati e non pubblicati), che include:

- Tutti i documenti relativi al progetto originale;
- Tutti i documenti relativi agli progetti della ristrutturazione e ricostruzione della struttura;
- I documenti bibliografici e d'archivio;
- I rapporti ed atti precedentemente tenuti relativi a valutazione dello stato di edificio;
- Informazione ambientali, soprattutto si fa lo studio degli eventi sismici (loro pericolosità) e tutti gli altri eventi pericolosi che possono causare i danni elevati;
- Si esegua uno studio della testimonianza storica su pittura.

A volte non è possibile ricevere tutti i documenti necessari per fare indagini profondi e complessi. In questo caso la informazione mancante si ottengano facendo un sondaggio tra personale chi lavorano nell'impianto o facendo l'ispezione visiva.

Bassandosi sullo studio dei documenti disponibili, si ottengano informazione seguente:

- Informazione relativa al progetto originale:
  - La data e luogo di costruzione;

- I nomi dell'architetto, ingegnere e committente;
- Il valore d'arte;
- I materiali usati e loro sorgenti;
- I metodi di costruzione d'opera;
- Vita nominale e azioni agenti a base di categoria della struttura e classe d'uso;
- Dati ambientali;
- Gli schemi costruttivi con tutte le grandezze importante;

- Informazione relativa agli progetti della ristrutturazione e ricostruzione:
  - La data di ricostruzione;
  - I materiali usati durante ricostruzione e loro sorgenti;
  - Gli schemi costruttivi di ricostruzione;
  - I risultati delle prove di laboratorio dei materiali e malte utilizzate (proprietà fisiche, chimiche e composizione chimica);
  - Eventuale cambiamento di funzionalità della struttura (o suoi parti) e conseguentemente cambiamento delle azioni agenti.
- Informazione generale:
  - Incidenti o fuochi precedentemente esistenti.

Informazione sopraccitato consente capire meglio uno stato e un comportamento della struttura nel suo complesso, è pure le sue problematiche esistente ed eventuali propagazioni dei essi. Inoltre, la ricerca e comparazione della informazione ottenuta ci permette evidenziare eventuali nodi di collegamenti e certi zone che richiedano indagini con maggior accuratezza.

In seguito, alla base di informazione ottenuta si crea un piano delle analisi ingegneristici preliminari, dove si indica un elenco dei parti di costruzione e dei nodi di collegamento dove è necessario eseguire le indagini ingegneristici. Inoltre, si indica i tipi e metodi di indagini ingegneristici ed apparecchiatura necessaria.

2.1.1. Risultati

Siccome la mia struttura non fa parte dei beni di interesse culturale, il mio progetto dell'adeguamento sismico non richiede uno studio così profondo dei documenti storici e tutte gli altri fonti di informazione come sopradescritto. Perciò il primo passo che ho fatto al fine di conoscere una struttura e sua essenza era indagini dei documenti d'archivio. Erano richiesti sei archivi storici (Figura 2.1) dall'Archivio Storico Comunale della Città di Savigliano che sia uno dei più preziosi e completi archivi del Piemonte.

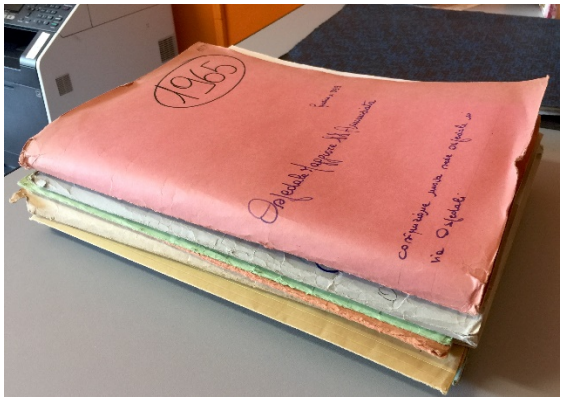


Figura 2.1: Gli archivi richiesti

Siccome il mio oggetto di studio sono corpi D e B, non tutti gli achivi erano utili. Ovvero, per capire meglio un comportamento della struttura interessata devo studiare tutti i corpi, cioè tutti strutturi circostanti, ma in base al mio obiettivo ho deciso eseguire analisi dei documenti relativi al solo corpi di studio (corpi D e B). Quindi erano studiati e analizzati i seguenti archivi storici dall'Archivio Storico Comunale:

Oggetto: Ospedale SS. Annunziata/ Via degli Ospedali/ nuova sede	**Oggetto**: Sopraelevazione del corpo D/ piani quarto e quinto/ dello Ospedale SS. Annunziata
Archivio: Archivio Storico Comunale	**Archivio**: Archivio Storico Comunale
Categoria/ Serie: S07 – Pratiche edilizie	Categoria/ Serie: S07 – Pratiche edilizie
Data: 20/09/1965	**Data**: 03/06/1977
Periodo: Post'900	**Periodo**: Post'900
Fascicolo: 1965/120/1	**Fascicolo**: 1977/286
Allegati: n°13 allegati	**Allegati**: -

Primo archivio storico del 1965 relativo a progetto di nuova costruzione della sede dell'Ospedale contiene l'informazione generale, nonché schemi costruttivi e 15 tavole disegni. Costruzione del modello FEM è principalmente stato basato sulle tavole architettoniche storici, che soprattutto contribuiscano alla determinazione della struttura portante. Esempio del tavolo architettonico è rappresentato nella Figura 2.2.

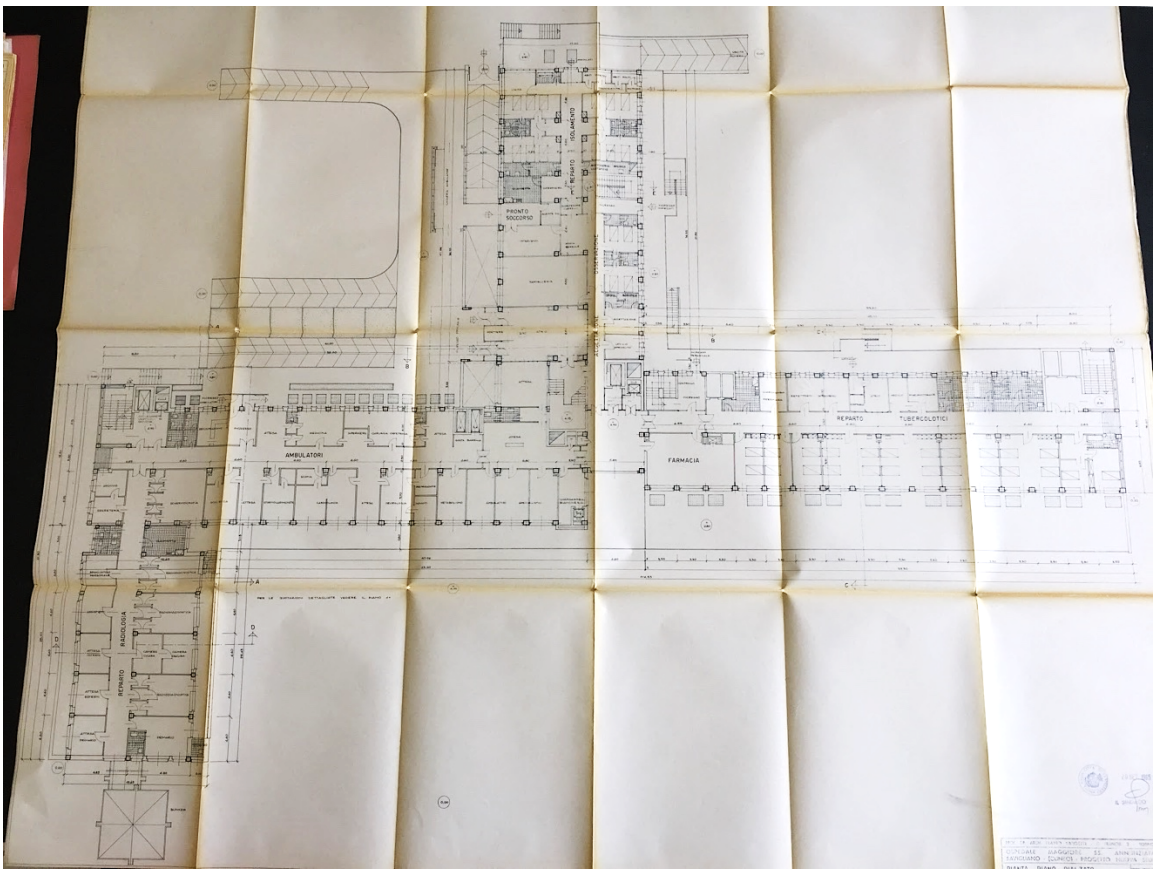


Figura 2.2: Pianta del piano rialzato

Secondo l'archivio storico relativo al progetto di ampliamento e ristrutturazione presidio ospedaliero SS. Annunziata – Corpo D (Sopraelevazione) e progetto di ricostruzione del corpo D del 1977. Questo archivio contiene l'informazione generale, 3 tavole disegni, 2 prospetti e sezioni trasversali del progetto. Esempio del disegno di sezione trasversale è rappresentato nella Figura 2.3.

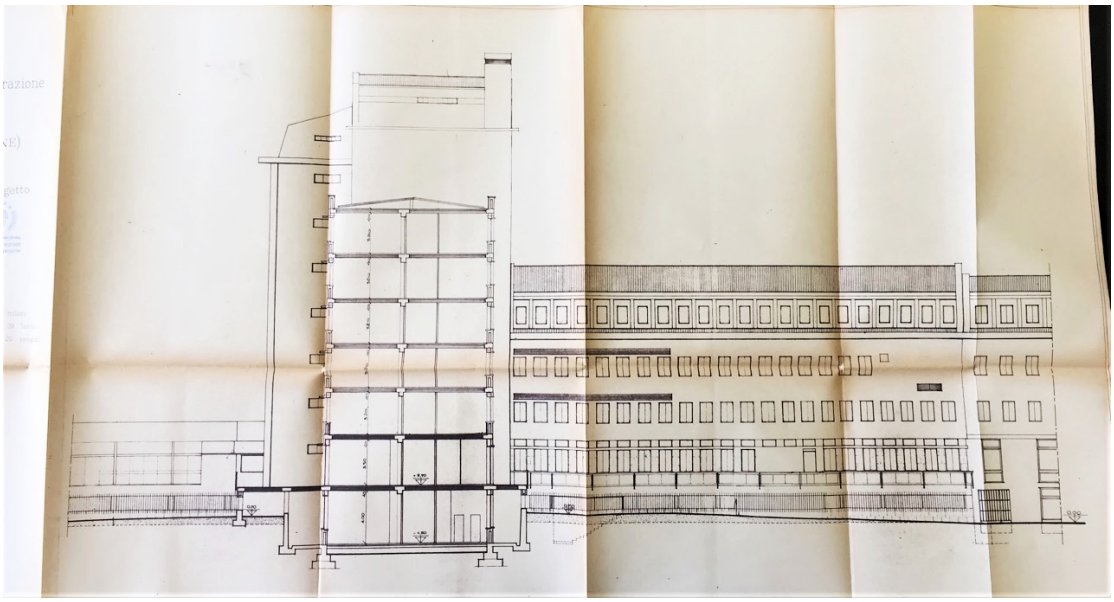


Figura 2.3: Sezione trasversale di progetto

Dopo uno studio e un confronto di tutti i documenti disponibili posso evidenziare seguente informazione importante:

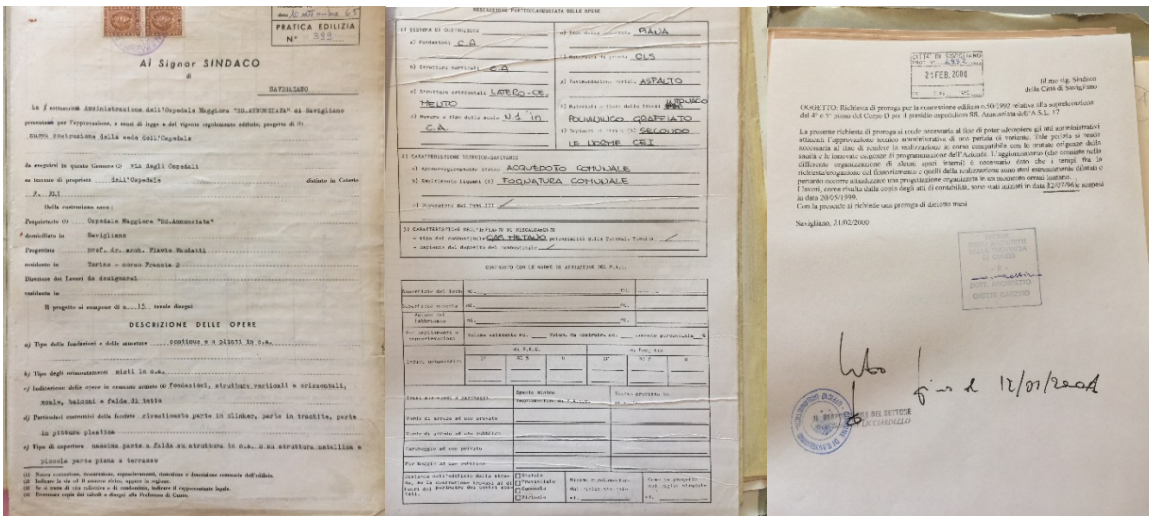


Figura 2.4: Archivio Nr. 399

- Informazione relativa al progetto (originale) di nuova costruzione della sede dell'Ospedale (Figura 2.4):
  - La data: 10 settembre 1965 anno;
  - Luogo: via degli Ospedali;
  - Nome del progettista: Prof. Dr. Arch. Flavio Vaudetti;
  - Proprietario: Ospedale Maggiore "SS. Annunziata";

- Descrizione delle opere:
  - Tipo delle fondazioni e delle murature: continue a plinti in c.a.;
  - Tipo degli orizzontamenti: misti in c.a.;
  - Indicazione delle opere in cemento armato: fondazioni, strutture verticali, scale, balconi e falde di tetto;
  - Strutturi orizzontali fu costruiti da latero-cemento;
  - Tipo della struttura: piana;
  - Tipo di copertura massima parte a falde su struttura in c.a. o su struttura metallica e piccola parte piana a terrazzo;
  - Particolari costruttivi della facciata: rivestimento parte in clinker, parte in trachite, parte in pittura plastica

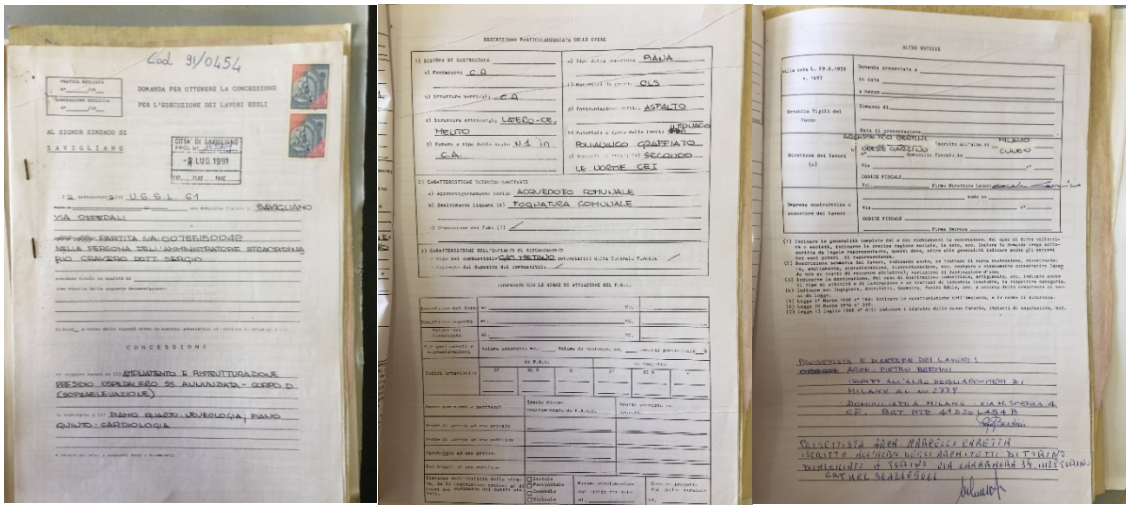


Figura 2.5: Archivio Nr. 0454

- Informazione relativa al progetto di ampliamento e ricostruzione del corpo D (Figura 2.5):
  - Nome del progettista e direttore dei lavori: Arch. Pietro Bertini e Arch. Marrello Ehretta
  - La durata dei lavori di ampliamento: dalla data 12/07/1996 fino alla data 12/01/2001;
  - Descrizione della sopraelevazione:
    - Struttura portante in c.a. e muratura di tamponamento;
    - Indicazione delle opere in cemento armato: strutture verticale, scale;
    - Strutturi orizzontali fu costruiti da latero-cemento;
- Informazione generale: Incidenti o fuochi precedentemente esistenti essenti.

Con passo successivo ho analizzato i documenti, ovvero gli scemi costruttivi e tavole disegni che mi ha concesso il funzionario tecnico del A.S.L. CN1. Avevo in disposizione 32 tavoli dei disegni con planimetria dei piani e prospetti. Questi documenti hanno chiarito quali modificazioni della struttura vengano effettuati durante esercizio per ultimi 18 anni.

Alla base delle piante disponibile posso concludere che la struttura portante dei corpi B e D non è stata modificata e vengano eseguiti solo lavori decorativi che non comprendano modificazione del comportamento della struttura e risposta sismica.

Nel 2008 anno va costruito un nuovo corpo F che sta vicino al corpo D e B e che teoreticamente possono urtarsi durante azione sismica. Quindi durante analisi dinamica devo tenere questo fatto conto.

2.2. Rilievo

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi. Lo scopo principale del rilievo consiste in individuazione l'organismo resistente della costruzione tenendo conto la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi. Deve essere posto particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi perché essi possono ridurre la resistenza del materiale notevolmente.

Svolgimento dell'ispezione visiva viene effettuato al fine dell'identificazione degli elementi resistenti e del loro stato di dissesto e degrado. Cioè si esegua una valutazione dello stato della struttura portante alla base dei suoi indicazioni esterni. Indagini visivi vengano sistematizzati alla base del tipo di costruzione (fondazioni, solai, pilastri eccetera) e alla base della particolarità di utilizzo (zoni di elevata umidità, irraggiamento termico eccetera). Informazione ottenuto aiuta capire la corrispondenza della resistenza reale dei strutturi portanti con suoi valori teorici, al fine di scoprire e successivamente modellare un comportamento della struttura portante reale.

Se sulla struttura presentano i defetti, si realizza un fissaggio e misurazione degli essi. Successivamente a questa struttura o questa parte della struttura vengano effettuati indagini ingegneristici al fine di trovare un valore di resistenza reale.

I difetti che indicano riduzione della resistenza della struttura:

- Presenza delle zone distrutti;
- Rottura dell'armatura;
- Scheggiatura del calcestruzzo nelle zone compressi;
- Slittamento degli elementi adiacenti;
- Flessione delle travi;
- Presenza delle fessuri con apertura elevata;
- Presenza di corrosione.

Tutti i difetti sopraccitati devano essere fissati, misurati ed assegnati. Nonché devano essere scoperti le cause dei difetti con successiva prevenzione della propagazione dei essi. Questo aspetto è molto importante perché questi degradi che scopro durante analisi visivi sono difetti esterni (sulla facciata o sulla superficie dell'elemento). Il degrado indotto dal tempo non si arresta alla sola facciata, ma entra in profondità indebolendo in primi i legami tra gli elementi resistenti: malta, appoggi di travi, pilastri etc. Questo indebolimento profondo non riesco vedere ad occhio e se non elimino la causa del defetto può succedere che dalla parte esterna uno stato della struttura sembrerà normale, ma dentro della struttura un defetto si propagherà diminuendo notevolmente la resistenza della struttura e appena arriva un sismo la struttura si crolla immediatamente (avrò la rottura fragile). Azione sismica è azione molto pericolosa, non solo perché ci dà sollecitazioni aggiuntivi ma anche perché mette in evidenza ed amplifica tutti gli indebolimenti della struttura.

Fattori che provocano degradi della struttura nel complesso ed anche i suoi parti possono essere suddivisi in due grandi famigli: impatti esterni ed impatti interni. Questi impatti sono schematizzati nella Figura 2.6.

Impatti esterni – sono fattori climatiche (la temperatura, radiazione solare, umidità), fattori ambientali (il vento, polvere con sabbia od altri particeli abrasivi, fattori biologici), la presenza dei composti aggressivi.

Impatti interni – sono fattori tecnologici e funzionali, in particolare sollecitazioni che nascono dai carichi applicati, procedimenti fisici e chimici che avvengano dentro i materiali, defetti di produzione etc.

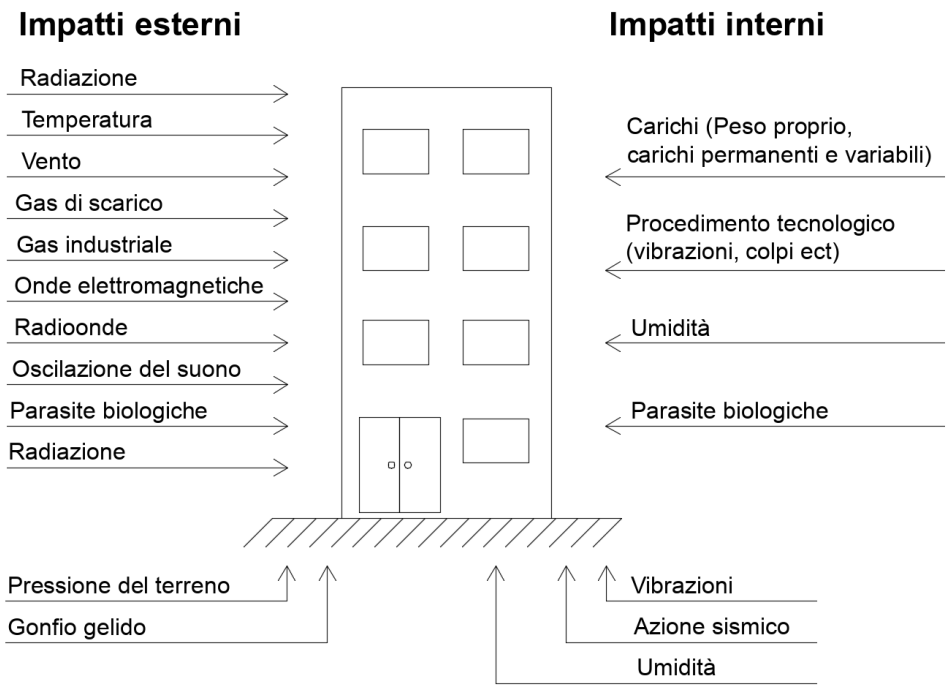


Figura 2.6: Fattori che provocano un degrado della struttura

2.2.1. Risultati

Con lo scopo di ricevere conoscenza completa dello stato e comportamento della struttura nonché la presenza dei difetti, degradi e danni che possano portare alla diminuzione della resistenza della struttura portante, ho fatto analisi visivi sia della parte esterna sia della parte interna della struttura del corpo D e del corpo B. A causa della presenza del rivestimento non potevo eseguire analisi visivi con la dovuta accuratezza e precisione di tutta la struttura portante e i suoi elementi, ma sono stata in grado valutare i nodi di collegamento, alcuni parti degli elementi importanti ed anche la zona di sotterraneo. Inoltre, la geometria complessa della struttura e dei suoi elementi strutturali viene presa dalle piante dell'archivio.

Durante ispezione visiva sono stati scoperti alcuni danneggiamenti dell'edificio causati durante il tempo di utilizzo ed insufficiente manutenzione (Figura 2.7, Figura 2.8, Figura 2.9). Difetti presentati, a sua volta, sono difetti di rivestimento o intonaco, ma non della struttura portante.

Figura 2.7: Danneggiamento del rivestimento

Figura 2.8: Danneggiamento dell’intonaco

Figura 2.9: La fessura sul cartongesso

Alla base della informazione ottenuta posso concludere che la resistenza della struttura portante e dei suoi elementi principale corrisponde a resistenza teorica, perché non ho trovato nessun difetto e/o danneggiamento significativo che può provocare la riduzione della resistenza.

2.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Al fine di individuare le caratteristiche dei materiali attendibile si fa studio della documentazione disponibile (analisi storico-critico), si fa verifiche visive (rilievo) e si esegua indagini sperimentali.

Indagini sperimentali si svolge al fine di identificare i parametri meccanici del materiale di costruzione e quindi determinare la resistenza attuale della struttura nel suo complesso. È necessario eseguire indagini dettagliati per tutti gli elementi dove si presentano i difetti e degradi significativi. Questo passo è molto importante perché aiuta capire la resistenza attuale della struttura e quindi individuare un modello interpretativo dell'edificio corretto che riassumerà un suo comportamento strutturale reale.

Alla base dello stato di costruzione si esegua indagini sperimentali complessi o selettivi. Nel caso di indagini sperimentali complessi si controlla tutta la struttura portante. Nel caso di indagini sperimentali selettivi si controlla gli elementi individuali della struttura portante, dove devano essere studiati almeno 20% degli strutturi identici che rimangano nella condizione il più peggiore (travi, pilastri, fondazioni etc.).

Indagini sperimentali si dividono in prove distruttive e prove non distruttive:

Le prove distruttive – le prove che compromettono l'integralità del materiale (alterazione della struttura). Vengano effettuati al fine di individuare le caratteristiche principali dei materiali (proprietà fisiche, chimiche, meccaniche, ecc.). Le prove si svolgono con strumentazione quali carotieri o martinetti piatti. In categoria di prove non distruttivi sono inclusi: prelievo dei campioni con successiva elaborazione nel laboratorio, prova taglio diagonale, prova con martinetto piano, prova con endoscopio, prova penetrometrica, prova di estrazione Pull-Out.

Le prove non distruttive – comprendono metodi di indagine che non inducono perturbazioni sulla struttura. Si esegua al sito, senza prelevazione dei campioni. In questo caso le non alterano esistenza del materiale non lasciano segni evidenti. In categoria di prove non distruttivi sono inclusi: la prova di termografia, le prove soniche – ultrasoniche e le scansioni radar.

2.3.1. Le provi distruttivi

Prelievo dei campioni cilindrici con successiva elaborazione nel laboratorio – è la prova moderatamente distruttiva. Prima di tutto si effettua un limitato scasso di rivestimento, poi mediante carotatrice a rotazione con testa diamantata si estragga dei campioni cilindrici. Per cemento armato un diametro di campione è da 3 cm fina a 100 cm. Prelevazione dei campi deve essere eseguito con elevata accuratezza e nelle zone preliminarmente individuati. Poi questi campioni vengano portati nel laboratorio dove vengano sottoposti a provi di trazioni e compressione fino a distruzione. Durante indagine si usa tanti campioni, successivamente si trova un valore medio. I prelievi di campioni cilindrici sono stati effettuati in conformità alle norme UNI EN 12504-1:2009. La resistenza alla compressione dei provini sono stata individuata in conformità alle norme UNI EN 12390-3:2003.

Prova di carbonatazione – è la prova moderatamente distruttiva, vengano realizzata sui campioni cilindrici. Idea principale consiste nella determinazione della profondità di carbonatazione del profilo di calcestruzzo, al fine di controllare lo stato del PH all'interno del calcestruzzo. Un mancato viraggio della fenolftaleina indica sulla presenza di un ambiente in cui il calcestruzzo ha perduto la sua originaria basicità, favorendo la strada per una aggressione chimica delle armature metalliche con successivo decadimento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e una contrazione della matrice cementizia con potenziale aumento di fessurazioni. In seguito a quanto rilevato si è potuto constatare che il calcestruzzo della struttura indagata, mediante la prova colorimetrica, ha una profondità di carbonatazione variabile di 0,5 cm a 2,5 cm. Le prove do carbonatazione sono state effettuate in conformità alle norme UNI EN 14630:2007.

Prova con martinetti piati – la prova più utilizzata in situ, moderatamente distruttiva. Si usa principalmente per murature. Tale prova fornisce informazioni attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche di una muratura in termine di stato di sforzo, deformabilità e resistenza. La prova è condotta introducendo un martinetto piatto in un taglio effettuato lungo un giunto di malta con disco rotante, fornito di una lama diamantata. La prova può essere svolta con uno o due martinetti. Con uno martinetto è possibile definire la sola tensione di esercizio, mentre con due martinetti si possono determinare tutte le caratteristiche meccaniche della muratura (E, G, f_m, τ_0). La prova con singolo martinetto prosegue ponendo il martinetto piatto nell'apertura e aumentando la pressione in modo da riportare i lembi della fessura alla distanza originaria, misurata prima del taglio. La parte interessata dall'operazione deve essere misurata con estensimetri rimovibili. Questi estensimetri misurano degli spostamenti tra due lembi della fessura. Sapendo pressione idraulica del martinetto che serve per portare alla posizione originale due lembi della fessura è molto facile calcolare un valore dello sforzo. Vantaggi (relativi alla prova con due martinetti piati): fornisce informazioni attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche della muratura in termini di deformabilità, stato di sollecitazione e resistenza. Svantaggi: informazione sul paramento di prova; inapplicabilità per edifici bassi; sensitività neo confronti della pressione di equilibrio; difficoltò nella muratura di pietrame informe o sbozzato. Le prove con martinetti piati sono state effettuate in conformità alle norme americane: ASTM C 1196-91; ASTM C 1197-91; Rilem Lum 90/2 Lum.D.2.

Prova con endoscopio – è la prova in situ moderatamente distruttiva, ci permette eseguire un'ispezione diretta, viene svolta in murature, strutturi in calcestruzzo e fondazioni. Lo scopo delle indagini endoscopiche di osservare direttamente in punti inaccessibili tipologia, morfologia e stato di conservazione superficiale dei materiali. Prima di tutto si effettua un limitato scasso nella struttura, poi mediante una punta di trapano si crea un foro trasversale da 35mm. All'interno delle perforazioni, viene inserito una cannula endoscopica attrezzata con una videocamera per la ripresa video e fotografica. Vantaggi: visione diretta della sezione; prova più indicata per l'analisi della morfologia muraria; permette ottenere informazioni importanti sulla presenza di cavità. Svantaggi: numero di prove non elevato; informazioni locali; impossibilità di prelevare campioni integri.

Prova penetrometrica – è la prova poco distruttiva e poco invasiva. Tale prova fornisce informazione sulla resistenza a compressione del calcestruzzo. La prova consiste nella penetrazione delle sonde d'acciaio (8 mm di diametro) per circa 4 mm su superfici piane di strutture in calcestruzzo. La sonda viene penetrata nel calcestruzzo con uno certo carico balistico, standardizzato. La sonda frantuma e comprime una zona di circa 1 dm^3. Per una singola stima si impiegano tre sonde, poste ai vertici di un triangolo individuato mediante una dima di dimensioni standard. La dima permette di regolare la perpendicolarità della pistola alla superficie del calcestruzzo e di azionare il meccanismo di sparo. Il valore della lunghezza della sonda che fuoriesce dalla superficie di calcestruzzo, integrato al valore di durezza Mohs dell'aggregato, consente di estrapolare la resistenza a compressone del calcestruzzo. Le prove penetrometriche sono state effettuate in conformità alle norme americane ASTM C 803-02:2003, e norme britanniche BS 1881-207:1992.

Prova di taglio diagonale in sito – la prova distruttiva, generalmente si applica alla muratura. Permette individuare i valori della resistenza a taglio ed il modulo di elasticità tangenziale G della muratura (a volte è possibile individuare anche informazione sulla duttilità). Prima di tutto si isola un panello rappresentativo della muratura, facendo un taglio rettangolare attorno un esso. La prova si effettua in situ, sollecitando a compressione la diagonale principale dell'elemento. Il carico si realizza tramite martinetto idraulico. Vantaggi: semplicità di esecuzione. Svantaggi: necessità di sostenere il pannello nella posizione di prova; particolare cura per non disturbare il panello; durante la prova è possibile danneggiare le parete circostanti.

Prova di estrazione Pull-Out – è una prova semidistruttiva, che consente valutare della resistenza media a compressione del calcestruzzo attraverso l'inserimento e la successiva estrazione di un inserto metallico ad espansione standardizzati. Questa prova è molto veloce, ha un costo non elevato ed arreca un danno limitato all'elemento: diametro 55mm, profondità 25mm. Le prove di Pull-Out sono state effettuate in conformità alle norme UNI EN 12504-3:2005.

2.3.2. Le provi non distruttivi

Lo scopo delle prove non distruttivi sono:

- Verifica delle proprietà meccaniche e fisiche dei componenti;
- Individuazione di zone non omogenee nella parete;
- Individuazione di elementi strutturali nascosti;
- Individuazione del degrado superficiale;
- Valutazione dell'estensione del danno meccanico;
- Controllo di alcune tecniche di riparazione.

Termografia - è una tecnica di diagnostica non distruttiva che, misurando la radiazione infrarossa di un oggetto, è in grado di determinarne la temperatura superficiale. Il funzionamento della termocamera si basa sulla capacità che hanno i corpi di assorbire e rilasciare il calore. Come risultato si ottiene una immagine termica dell'oggetto in diversi colori o diversi toni del grigio. Ad ogni colore o tono della scala di grigi, corrisponde un intervallo di temperatura. L'analisi termografica può essere condotta in modo attivo o passivo. Nelle applicazioni di tipo passivo si analizzano gli effetti di cicli termici naturali (insolazione e successivo raffreddamento). Nel caso attivo le superfici sono riscaldate artificialmente. Grazie alla termografia è possibile individuare di lesioni strutturali e distacchi di intonaco, rilevare di infiltrazioni, localizzare di dispersioni e ponti termici, individuare dei punti rugiada per la prevenzione delle muffe. Principali vantaggi sono: immediatezza delle diagnosi; rapidità di esecuzione; nessuna interruzione delle attività svolte negli edifici durante l'esecuzione delle prove. Principali svantaggi sono: sensibilità alle condizioni al contorno; necessità di calibrazione degli algoritmi di acquisizione; in assenza adeguata sollecitazione termica, la termovisione di antichi manufatti si limita agli stati più esterni. La

termografia viene eseguita in conformità alle norme UNI 10824-1:2000, UNI EN 13187:2000, CAN/CGSB 149-GP-2MP, ASTM C1060, ASTM E1933, ASTM D4788, ASTM E1934.

Indagini soniche – è la tecnica di indagine non distruttivi che si basa sulla generazione di impulsi sonici in un punto della struttura, attraverso la percussione con appositi strumenti o con trasduttori elettrodinamici. L'elaborazione dei dati consiste nel calcolo del tempo impiegato da un'onda elastica per attraversare la struttura e del calcolo della velocità di attraversamento dell'impulso. Alla base della frequenza si distinguano indagini soniche ed indagini ultrasoniche. Indagini ultra sonichi hanno frequenza più elevata. Applicando indagine soniche è possibile individuare nelle zone intercettate lungo il precorso di trasmissione dell'onda la presenza di cavità macroscopiche, fessure, difetti, lesioni o anche porzioni del materiale della struttura aventi caratteristiche differenti. La individuazione è possibile svolgere grazie a principio di Fermat che dice che l'onda sonora segue sempre il precorso a velocità maggiore ovvero attraversando materiale a maggiore densità. Inoltre indagine soniche ci permette effettuare un controllo della qualità degli interventi mediante confronto delle proprietà caratteristiche fisiche della struttura pre e post intervento. Principali vantaggi sono: applicabilità a vaste zone della struttura; affidabilità in relazione al periodo di impiego. Principali svantaggi sono: le prove ultrasoniche mostrano limiti severi per indagini su materiali altamente porosi; i risultati colgono caratteristiche qualitative e non quantitative della struttura; a causa dell'elevato numero di misure richieste il costo delle operazioni abbastanza alto; servano l'elaborazione dei risultati; la necessità di una calibrazione dei valori per le differenti tipologie della struttura. Schematicamente posso rappresentare proseguimento delle prove soniche come nella Figura 2.10. Le indagini soniche vengano eseguita in conformità alle norme UNI EN 583-1/2004, UNI EN 12504-4/2005.

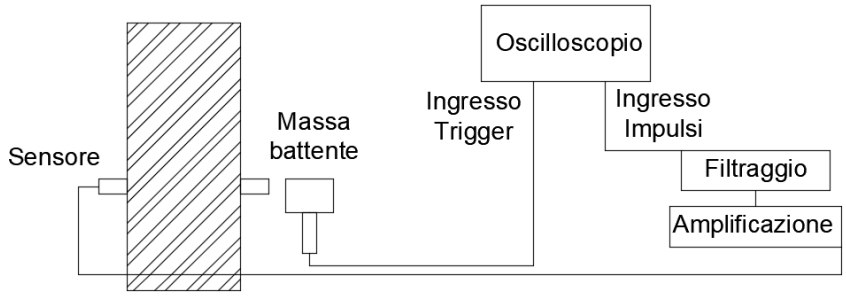


Figura 2.10: Schematizzazione del principio delle indagini soniche

Georadar – è la prova non distruttiva. La tecnica radar consiste nell'irraggiamento con un'antenna il mezzo di indagine con impulsi di energia elettromagnetica caratterizzati da una brevissima durata (qualche nanosecondo) e da un'elevata cadenza di emissione. Successivamente un flusso di energia elettromagnetica sia alterato e riflesso dagli oggetti incontrati sul suo percorso e tale alterazione vengano rilevata attraverso degli echi di ritorno. Rilevazione viene effettuato tramite una seconda antenna, che funziona come ricevitore. Impulsi rilessano dalle superfici di discontinuità tra materiali a differente costante dielettrica, che vengono poi trasformati dal sistema radar in segnali elettrici. I segnali vengono riprodotti sul monitor del sistema e genera un radiogramma che, opportunamente interpretato, dà informazioni quantitative sul sito investigato. Permette individuare stratigrafie; individuare e mappare strutture e manufatti sepolti; individuare strutture in fondazione; effettuare un controllo dell'efficacia di iniezioni; individuare dei difetti, fessure e vuoti, inclusioni di materiali diversi; individuare della morfologia delle sezioni; rilevare della presenza di umidità. Le indagini con georadar vengano eseguiti in conformità alle norme ASTM E 837-01.

Indagini sclerometriche – è una prova non distruttiva. Permette determinare durezza superficiale del calcestruzzo e resistenza a compressione del calcestruzzo. Individuazione delle caratteristiche di calcestruzzo si basa sulla determinazione dell'indice di rimbalzo sclerometrico di un'area di calcestruzzo indurito utilizzando un martello di acciaio azionato da una molla, noto come sclerometro o martello di Schmidt. A seconda della resistenza del calcestruzzo cambia la durezza d'urto. Quanto più elevata è la resistenza del calcestruzzo, tanto maggiore è il rimbalzo. Misurando su una scala tale rimbalzo e riportandolo sulle curve del diagramma applicato allo strumento, si ricava la resistenza alla compressione. Devano essere effettuati al minimo 9 battute nella zona da controllare evitando le zone ammalorate e i nodi di ghiaia. Il valore della resistenza si ottiene dalla mediana delle letture. Le indagini sclerometriche vengano eseguiti in conformità alle norme UNI EN 12504-2:2012.

Prova termoigrometrica – È una prova non distruttiva. Permette di misurare la temperatura e l'umidità relativa della struttura. La misurazione avviene con la sonda, legata allo strumento, che è dotata di un sensore grazie al quale le informazioni di temperatura ed umidità vengono immagazzinate. Tali valori, permettono la stima del punto di rugiada, parametro importante per prevenzione di condense e muffe.

Indagini pacometriche – è una prova non distruttiva per l'identificazione delle armature all'interno dei getti di calcestruzzo. Per localizzare armatura un pacometro sfrutta le proprietà magnetiche del ferro. Mediante tale indagine di tipo magnetico è possibile rilevare con buona precisione la posizione di barre di armatura presenti, la loro profondità (copriferro) ed il loro diametro. Lo strumento consiste in una sonda che emette un campo magnetico, collegata ad una unità di elaborazione digitale ed acustica. Le indagini pacometriche vengano eseguiti in conformità alle norme BS 1881:204, Eurocodice 2, DIN 1045, ACI 318, SIA 162, CP 110.

2.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Alla base delle informazioni ottenuti e elaborati durante passi precedentemente citati, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi, materiali), e definiti i correlati "fattori di confidenza". Questi "fattori di confidenza" vengano usati come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Il "Livello di conoscenza" e successivo "Fattore di confidenza" si individua alla base di Appendice al Capitolo 8 (C8A) delle Norme Tecniche per le Costruzione 2018. Si distinguono i tre livelli di conoscenza per strutturi in cemento armato:

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

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Si definisce i livelli di conoscenza alla base di:

- Geometria, cioè le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- Dettagli strutturali, cioè la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Le proprietà meccaniche dei materiali.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Figura 2.11, dove con calore verde viene assegnato un caso relativo al progetto presente.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 2.11: Livello di Conoscenza/Fattore di Confidenza

2.4.1. Risultati

Geometria - Livello di Conoscenza Limitata: perché la geometria della struttura è nota in base ai disegni originali e per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni viene effettuato solamente un rilievo visivo a campione.

Dettagli costruttivi - Livello di Conoscenza Limitata: perché i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base dei tavoli dei disegni architettonici originali dell'epoca della costruzione.

Proprietà dei materiali - Livello di Conoscenza Limitata: perché non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi (non disponibile) né da certificati di prova (non vegano effettuati).

Fattori di confidenza vengano usati nella definizione delle resistenze dei materiali anche per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili e quelli fragili. Però, sulla base dello scopo della mia tesi di laurea eseguirò solo analisi dinamica al fine di individuare uno spostamento massimo della struttura. Quindi un fattore che determina la risposta (spostamento) della struttura è la rigidezza della struttura, ma fattore di confidenza non influisce sulla rigidezza. Perciò nelle relazioni successivi non lo tengo conto.

2.5. Azioni

I valori delle azioni e le loro combinazioni sono definiti dalla Norme Tecniche per le Costruzione 2018 per le nuove costruzioni.

Si distinguano azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- **Permanenti (G)** - azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità. Si include: peso proprio degli elementi strutturali G_1, peso proprio degli elementi non strutturali G_2, spostamenti e deformazioni impressi, presollecitazione P;
- **Variabili (Q)** – azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura. Si include: sovraccarichi, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura;
- **Eccezionali (A)** – azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura. Si include: incendi, esplosioni, erti e impatti;
- **Sismiche (E)** – azioni derivanti dai terremoti.

Valore di progetto delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k moltiplicato per fattore parziale relativo alle azioni γ_F e per coefficiente di combinazione $\psi_{i,i}$ corrispondenti ad un certo condizione di carico. Nel caso di azione sismica si definisce la seguente combinazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \cdots \qquad (2.1)$$

Dove:

$\psi_{2,i}$ - coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico. Viene definito dalla Tabella 2.5.I del capitolo 2.5.2 delle Norme Tecniche di Costruzione 2018. Il caso della mia costruzione viene assegnato con rettangolo verde nella Figura 2.12.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Figura 2.12: Valori dei coefficienti di combinazione

Nel progetto presente tutti i carichi permanenti e variabili vengano calcolati automaticamente tramite programma di calcolo automatico. Però devo calcolare manualmente il peso della tamponatura e carico di vento.

Capitolo 3

Analisi sismica

Analisi sismica è uno dei passi più importanti nella redazione del progetto di adeguamento sismico e consiste dei provvedimenti seguenti:

1) Valutazione dell'azione sismica di progetto;
2) Modellazione della struttura reale;
3) Applicazione del metodo di analisi idoneo;
4) Verifica di resistenza;
5) Regolazione dei dettagli.

Tutti provvedimenti sono rilevanti e devano essere eseguiti con notevole accuratezza e in conformità delle Norme Tecnici di Costruzione 2018. Però, i primi passi richiedano maggior attenzione perché se venisse commesso un errore durante modellazione della struttura o durante valutazione dell'azione sismico, anche se analisi sismica venisse fatti correttamente, questo errore iniziale porterebbe ai risultati sbagliati nei tutti passi successivi.

Ad esempio, capire come rappresentare un comportamento reale della struttura è il compito più responsabile per progettista strutturale. Inoltre, questo passo distingue un buon progettista dal quello non competente. Il buon progettista "sente" il comportamento della struttura e modifica quest'ultima in modo da ottimizzarlo.

3.1. Requisiti generali degli edifici in zona sismica

3.1.1. Obiettivo

L'obiettivo principale - assicurare un comportamento della struttura tale da garantire un assorbimento delle azioni orizzontali efficace, cioè senza eccessive deformazioni e con comportamento duttile.

3.1.2. Prescrizioni della normativa

Lo scopo principale della normativa consiste in assicurazione della protezione della vita umana, limitazione dei danni e garanzia che rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile, nel caso di evento sismico.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limiti che si individua alla base dei due metodi di calcolo proposti per strutturi in zona sismica:

1) **Performance-based design** – Il principio del questo metodo è individuare diversi livelli di prestazione (stati limite) che dovrebbero essere soddisfatti. Grandezza principale di progetto è la domanda di spostamento.
2) **Gerarchia delle resistenze (Capacity Design)** – dove viene definito a priori il meccanismo di collasso desiderato, ossia che i modi duttili precedano quelli fragili.

In ogni caso, le Norme Tecniche di Costruzione 2018 prevedano i seguenti requisiti che devano essere sodisfati:

- **Sicurezza nel confronto si Stati Limiti Ultimi (SLU)** - capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- **Sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE)** - capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **Sicurezza antincendio** - capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- **Durabilità** - capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **Robustezza** - capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto E_d sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto R_d.

$$R_d \geq E_d \tag{3.1}$$

Dove:

R_d – rappresenta la capacità del progetto, espressa nei termini di resistenza o duttilità, o spostamento della struttura;

E_d – rappresenta corrispondente valore di domanda di progetto, calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze. Valore di progetto di ciascuna sollecitazione è in funzione dei valori di progetto delle azioni F_d e dei valori geometriche della struttura.

Le verifiche nei confronti degli stati limite degli elementi strutturali (ST), degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di rigidezza (RIG), resistenza (RES), duttilità (DUT), funzionamento (FUN) e stabilità (STA), in dipendenza della Classe d'Uso (CU). Correlazioni tra Classe d'Uso, tipi di elementi e verifiche necessari sono rappresentati nella Figura 3.1, che viene presa dalla Tabella 7.3.II delle Norme Tecniche di Costruzione 2018. Classe d'Uso relativo alla costruzione presente è indicato con rettangolo verde (Classe d'Uso IV).

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	*SLO*					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	*SLV*	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 3.1: Stati Limite

Soddisfazione della verifica di sicurezza relativo a SLU e SLE, significa che nel caso di correspettiva azione sismica viene raggiunto una data prestazione della costruzione. Riguardando più in dettaglio posso mettere in evidenza i seguenti prestazioni in merito a un certo elemento e un certo stato limite.

Elementi strutturali (ST)

Descrizione della prestazione:

- Stato Limite di Operatività (SLO):
  - Contenimento del danno degli elementi non strutturali, da non rendere la costruzione temporaneamente inagibile;
- Stato Limite di Danno (SLD):
  - Limitazione degli spostamenti interpiano. La verifica va eseguita per strutturi portanti di muratura e tamponature considerata come elemento strutturale. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h, le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti;
  - Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno;
- Stato Limite di salvaguarda della Vita (SLV):
  - Tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, e la struttura nel suo insieme possiedano la resistenza R_d sufficiente, cioè maggiore del valore di progetto di ciascuna sollecitazione E_d calcolato in presenza delle azioni sismiche;
  - Assenza di martellamento tra strutture contigue;
  - Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali;
  - Resistenza del sistema fondazione-terreno;
  - Duttilità delle strutture - singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità: nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti; nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):
  - Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate;
  - Capacità di spostamento degli isolatori

Elementi non strutturali (NS)

Verifica di stabilità (STA) - Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto forza orizzontale F_a che simula azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale. L'azione orizzontale può essere definita dall'equazione:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a} \tag{3.2}$$

Dove:

F_a – è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a - è il peso dell'elemento;

S_a - è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame;

q_a - è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni i valori dei S_a e q_a possono essere presi in accordo al capitolo 7.2.3 delle Norme Tecniche di Costruzione 2008.

Elementi impianti (IM)

Descrizione della prestazione:

- Stato Limite di Operatività (SLO):
  - Funzionalità degli impianti - gli spostamenti strutturali o le accelerazioni prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi;
- Stato Limite di salvaguarda della Vita (SLV):
  - Verifica di stabilità - resistenza sufficiente dei sostegni e collegamenti degli impianti.

3.1.3. Caratteristiche principali dell'edificio

Semplicità strutturale – se struttura fosse geometricamente semplice, sarebbe meno probabile che sia commesso un errore nella modellazione di essa. Per di più, otteniamo migliore valutazione della risposta strutturale ed agevole verifica dei meccanismi di trasmissione delle forze agenti. Che, a sua volta, anche abbassa probabilità di ricevere risultati sbagliati.

Regolarità della distribuzione delle masse, delle rigidezze e delle resistenze – la configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali. In questo modo si favorisce riduzione degli effetti torsionali, delle concentrazioni di domanda di resistenza e di duttilità, della formazione di meccanismi di piano debole.

Iperstaticità – la ridondanza degli elementi strutturali migliora la ridistribuzione delle sollecitazioni ed aumenta dissipazione di energia, così è agevolata evitazione delle rotture fragili ed è ritardato il collasso.

Resistenza e rigidezza flessionale in due direzioni ortogonale – in questo modo viene assicurata la possibilità di assorbire in modo efficace il sisma, indipendente dalla direzione in cui esso agisce.

Rigidezza e resistenza torsionale – effetti torsionali provocano spostamenti distingui. La rigidezza e resistenza torsionale sufficiente elimina sollecitazioni non uniforme indotti da spostamenti differenziali.

Rigidezza e resistenza dei solai nel proprio piano – garantiscano la continuità strutturale, con altre parole assicurano un comportamento scatolare della struttura ridistribuendo le azioni indotte dal sisma in modo efficace.

Distanze adeguate - deve essere assicurata la completa solidarietà strutturale tra edifici realizzati a contato. Invece per gli edifici adiacenti, la distanza non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per SLV calcolati per ciascun edificio, al fine di evitare fenomeno di martellamento. In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurati dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g S/0.5g \leq 1$.

Fondazione adeguate – garantiscano eccitazione sismica uniforme di tutta la struttura. Inoltre, la fondazione non devano subire spostamenti permanenti, indotti dall'azione sismico, incompatibile con lo Stato Limite di Riferimento. Con altre parole, deve essere garantita un'adeguata rigidezza estensionale nel piano orizzontale ed a flessione.

3.1.4. Duttilità strutturale

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti in c.a. soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione deve essere posta alla duttilità. Duttilità della struttura in c.a. è possibilità di dissipare energia in campo inelastico, cioè è capacità complessa dei dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni e

sopportare elevati spostamenti anche dopo il superamento delle soglie di plasticizzazione o di frattura. In sostanza, la struttura deve potere deformarsi in campo plastico ma non collassare.

Meccanismo di collasso di tipo duttile, dal punto di vista pratico, significa che viene assicurato una formazione di cerniere plastiche controllate e diffuse alle estremità delle travi e alle estremità inferiori dei pilastri a piano terra. In questo caso viene applicata l'ipotesa della trave forte e pilastri deboli (Figura 3.1). Per di più, è rilevante che la crisi nelle travi, nei pilastri e nelle pareti snelle avvenga per flessione, siccome le rotture per taglio o torsione sono di tipo fragile.

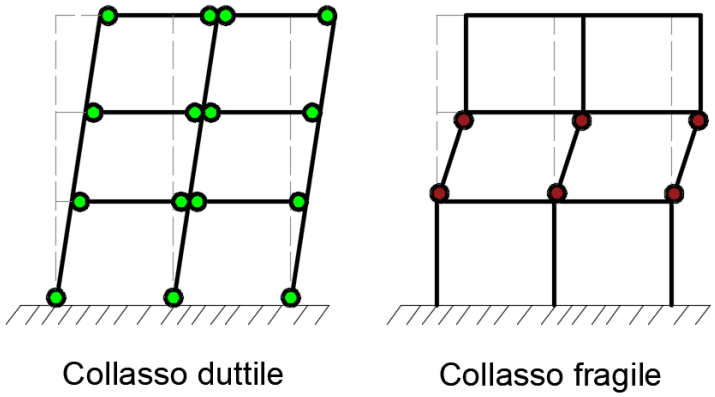


Figura 3.1: Due tipi di collasso della struttura

Meccanismo di collasso di tipo fragile contempla che la formazione del numero minimo di cerniere plastiche sia concentrata soltanto alle estremità superiore e inferiore dei pilastri dell'unico piano (piano debole).

La duttilità della struttura, ossia capacità dissipativa per attenuare la risposta sismica e comprende tre diversi tipi di duttilità:

1) **Duttilità di sezione o flessione (duttilità locale)** – riguarda duttilità di rotazione. Misurata dal fattore di duttilità flessionale μ_φ. Nel caso di sezioni in c.a. questa duttilità è fortemente condizionata dall'armatura disposta. Generalmente pari a $\mu_\varphi = 8$.

$$\mu_\varphi = \frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{\chi_y + \chi_p}{\chi_y} \tag{3.3}$$

Dove:

χ_u - è la curvatura ultima;
χ_y – è curvatura al limite di snervamento;
χ_p – è tratto di curvatura plastica.

2) **Duttilità del singolo elemento strutturale (duttilità locale)** – è misurata dal fattore di duttilità traslatoria μ_δ. Generalmente per elemento in c.a. pari a $\mu_\delta = 4.5$

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_y + \delta_p}{\delta_y} \tag{3.4}$$

Dove:
δ_u – è lo spostamento ultimo;
δ_y – è lo spostamento al limite di snervamento;
δ_p – spostamento plastico.

3) **Duttilità di struttura μ_Δ (duttilità globale)** – è data dal rapporto tra lo spostamento ultimo della struttura (spostamento di collasso) d_u e lo spostamento corrispondente alla prima plasticizzazione nell'edificio d_y. Questi spostamenti vengano valutati in corrispondenza dell'centro di massa dell'impalcato. Per strutturi a più gradi di libertà duttilità di struttura non è proporzionale alla duttilità locale, perché dipende dal meccanismo di collasso. Questa duttilità è fattrice importantissima per strutturi in zona sismica.

$$\mu_\Delta = \frac{d_u}{d_y} = \frac{d_y + d_p}{d_y} \tag{3.5}$$

L'obiettivo principale della progettazione nella zona sismica è conferire alla struttura sia buona duttilità locale, cioè al livello delle singole sezioni, sia buona duttilità globale.

Per ogni tipo di duttilità ai fini della verifica locale o globale di duttilità esistano due fattori:

- **Duttilità disponibile μ_d** – che dato da rapporto tra spostamento (oppure curvatura, rotazione ecc., cioè dipende dal tipo di duttilità e la verifica) di collasso e spostamento (o altri) corrispondente alla plasticizzazione.
- **Richiesta di duttilità μ_r** - l'atro fattore importantissimo, dato dal rapporto tra lo spostamento relativo massimo d_{max}, ottenuto come risposta al sisma, e lo spostamento corrispondente alla plasticizzazione d_y. Viene anche detto "*Domanda di duttilità*" richiesta alla struttura da un certo sisma.:

$$\mu_r = \frac{d_{max}}{d_y} \tag{3.6}$$

La struttura è in grado di sopportare il terremoto se la duttilità disponibile è maggiore, o almeno pari, alla duttilità richiesta:

$$\mu_d \geq \mu_r \tag{3.7}$$

Negli edifici nuovi soddisfazione di questa verifica viene imposta basandosi sul *principio della gerarchia della resistenza* (*capacity design*) e applicando i regoli generali già sopracitati per strutturi nella zona sismica. Principio di capacity design significa definire a priori il meccanismo do collasso desiderato. Nelle strutture esistente la duttilità disponibile si può conseguire con interventi di consolidamento o di miglioramento in modo da preventivare un collasso globale secondo il criterio della gerarchia delle resistenze.

La struttura con comportamento strutturale dissipativo si divide su due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD). Si distingua due classi di duttilità alla base della entità delle plasticizzazione cui si riconduce in fase di progettazione e anche dalla loro distribuzione:

- **CD "A"** - classe di duttilità alta: viene garantito individuando le zone che devano plasticizzarsi e dissipare energia ed imponendo una opportuna sovraresistenza nelle restanti zone, in modo da evitare rotture fragili o formazione di meccanismi di collasso non previsti.
- **CD "B"** - classe di duttilità bassa: viene ottenuta con prescrizioni relative a minimi di armatura, dettagli costruttivi, tensioni medie di lavoro delle sezioni, che sono più vincolati nel caso di alta duttilità.

Praticamente il ruolo della duttilità è consentire di progettare le strutture facendo riferimento ad uno spettro ridotto rispetto a quello elastico (spetro di progetto). La riduzione delle forze di progetto viene eseguita con *fattore di struttura q*, è fattore che sintetizza la capacità della struttura dissipare energia. Con altre parole, con fattore di struttura q riduco un'azione sismico. Più fattore di struttura alto è meglio è.

Fattore di struttura viene determinato mediante espressione:

$$q = q_0 K_R \tag{3.8}$$

Dove:

q_0 – rappresenta il massimo valore che può assumere il fattore di struttura ed è legato alla capacità dissipativa della tipologia strutturale in sé, al livello di duttilità previsto, alla inevitabile sovraresistenza della struttura. Sovraresistenza della struttura viene rappresentata, a sua volta, con rapporto α_u/α_1. Coefficiente q_0 viene rappresentato nella Tabella 7.3.II delle Norme Tecniche di Costruzione 2018;

α_1 – è moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

α_u – p il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;

K_R – è un fattore riduttivo che tiene conto della regolarità in altezza della struttura.

3.1.5. Fattore della struttura del progetto presente

La definizione del fattore di struttura q è un punto essenziale della progettazione di strutture antisismiche.

Considero che la struttura abbia classe di duttilità B (CD B). La confirmatio della mia scelta viene argomentato in successivo. Prima, il progetto viene realizzato nel 1965 anno nel questo periodo la zona di Savigliano fu considerata come la zona senza pericolosità sismica (La mappa della pericolosità sismica relativo al periodo prima 1998 anno viene rappresentata nella Figura 3.2). Questo significa che la struttura viene progettata per soli carichi verticali, ma edifici intelaiati in c.a. esistenti e progettati per soli carichi verticali rientrano nella categoria di collasso pilastro debole-trave forte che è contrario al principio di gerarchia di resistenza, caratterizzata per strutturi con comportamento dissipativo. Secondariamente, un principio di gerarchia di resistenza, che garantisca la adeguata duttilità della struttura, viene assunto nelle Norme Tecniche di Costruzione solo nel 2008 anno come principio obbligo per strutturi in calcestruzzo armato, cioè dopo la data di costruzione dell'edificio. Nel secolo scorso fu stato assunto un comportamento della struttura elastico lineare per zoni con terremoti deboli e comportamento non lineare per zoni con terremoti più forti. Quindi posso concludere che progetto viene realizzato con prescrizioni relative a minimi di armatura che è tipico per classe di duttilità bassa.

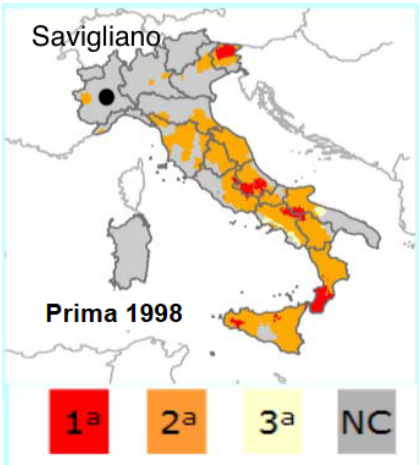


Figura 3.2: Macrozonazione

La struttura è considerata non regolare in pianta perché la distribuzione delle masse e delle rigidezze non possono essere assunti simmetrici rispetto due direzioni ortogonali. Per di più, il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è maggiore a 4, ovvero per Corpo D è paro a 4.1 e per corpo B è pari a 4.8.

La struttura è considerata non regolare in altezza perché non tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione.

Tutti le condizioni di regolarità in pianta en in altezza sono prescritti nel capitolo 7.2.2 delle Norme Tecniche di Costruzioni 2018.

I risultati del calcolo del fattore di struttura sono rappresentati nella Figura 3.3.

Figura 3.3: Fattore di struttura

3.2. La modellazione strutturale

La modellazione strutturale consiste nella rappresentazione efficace del comportamento della costruzione reale attraverso modello strutturale. Rappresentazione efficace significa che il modello della struttura deve essere tridimensionale e deve rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

Per modellazione strutturale viene usato un software CDM Dolmen in cui la struttura è modellata con il metodo di elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali (Figura 3.4) e dove a ogni elemento vanno imposti i certi caratteristici. Con altre parole, viene applicato un approccio BIM (Building Information Modeling).

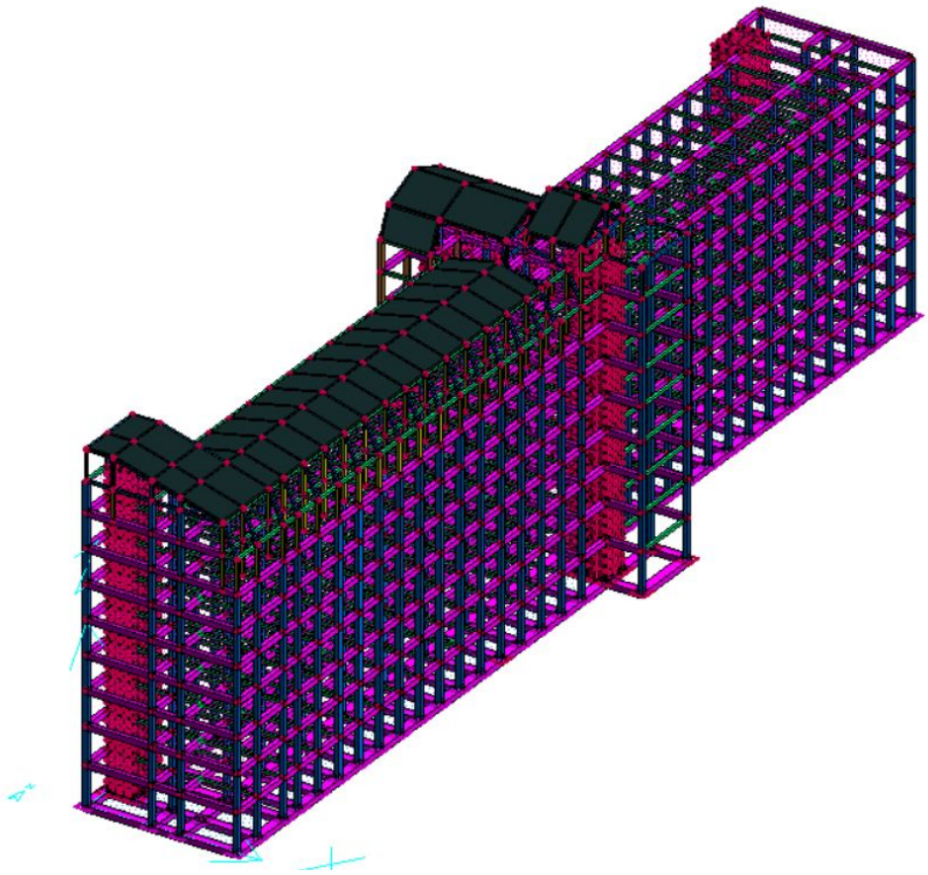


Figura 3.4: Il modello strutturale del corpo D e corpo B

3.2.1. La tipologia della struttura

Alla base del paragrafo 7.4.3 delle Norme tecniche per le costruzioni considero la tipologia della struttura come "*Struttura mista telaio-pareti*" (Gravity Frame System), dove la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai in c.a., la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti.

Basandosi sui tavoli dei disegni dall'archivio (Figura 3.5) considero due strutturi (Corpo B e Corpo D) separati, perché:

- Hanno pilastri doppi con distanza 3 cm tra loro;
- Ipotizzo che non c'è giunto antisismico tra loro, perché nel periodo di costruzione fu costruiti edifici senza tenere conto un comportamento antisismico. Inoltre, nel periodo di esercizio non erano eseguiti ricostruzioni rielevanti con interventi di adeguamento sismico;
- In conformità dei requisiti delle Norme Tecniche di Costruzione tra due strutturi contigue deve essere assente un effetto di martellamento. Con altre parole, devo garantire che nei zoni di contatto la somma degli spostamenti massimi determinati per SLV calcolati per ciascun edificio sia minore di 3 cm.

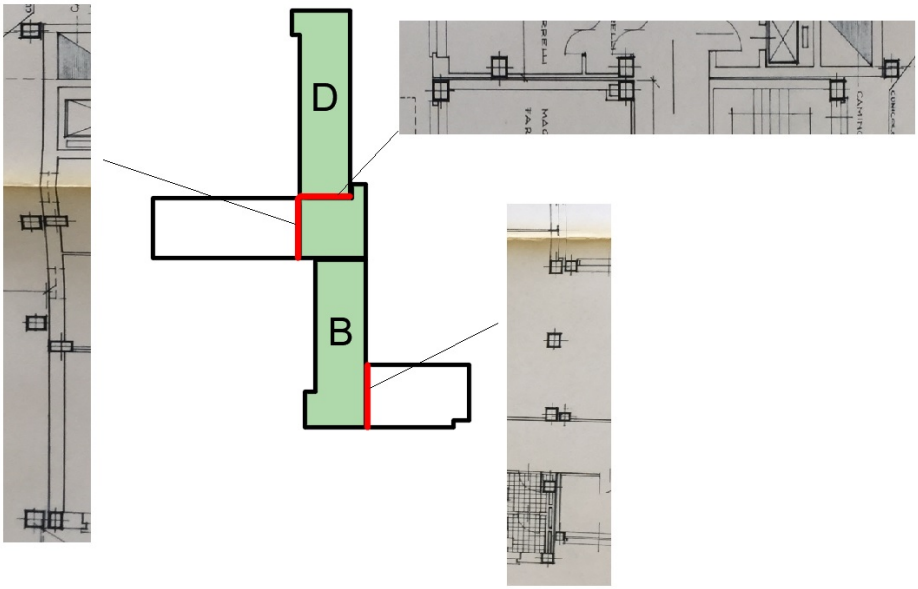


Figura 3.5: Dimostrazione di indipendenza delle due strutture adiacente

La struttura portante di c.a. è costituito da:

- Elementi verticali: pilastri in c.a. con dimensioni 50x50, 30x30, nuclei in c.a. con spessore 30cm;
- Elementi orizzontali: travi in c.a. con dimensioni 50x60, 30x30, 25x25, travi di fondazione in c.a. con dimensioni 100x60;
- Diaframmi orizzontali: solaio costruito da latero-cemento.

Assumo un valore di smorzamento, che manifesta la struttura grazie ad elementi non strutturali (tramezzi, tamponamenti), pari a $\xi = 5\%$.

3.2.2. Solaio

Considero un solaio costruito da latero-cemento (so dall'archivio) con soletta in calcestruzzo armato di spessore 40 mm ed elemento alleggerimento in laterizio. L'altezza del solaio totale è pari a 20+4=24 cm per tutti piani tranne ultimo piano sottotetto, dove l'altezza del solaio è pari a 18+4=22 cm.

Siccome le aperture che presentano nel solaio non ne riducano significativamente la rigidezza, nella modellazione strutturale considero solaio infinitamente rigido nel loro piano medio, così trascuro la deformabilità e rotazione del solaio nel proprio piano. Stessa considerazione faccio per tetto, cioè assumo modellazione del tetto tramite diaframmi rigidi nel proprio piano. Questi elementi hanno proprietà di distribuire gli sforzi tra tutti elementi verticali, e quindi la rigidezza dei piani permette di avere semplificazioni nei calcoli.

3.2.3. Elementi non strutturali

Al contorno della struttura presentano i muri del tamponamento. La distribuzione dei tali elementi secondari è regolare sia in pianta sia in altezza. La tamponatura si intende costruita in aderenza con il telaio in c.a., realizzando un giunto di collegamento in malta tra tamponatura e telaio, senza collegamento rigido tra tamponatura e telaio. Quindi posso trascurare la rigidezza e la resistenza dei muri di tamponamento nell'analisi della risposta perché non danno il contributo

significativo della rigidezza nella risposta totale della struttura. Con altre parole, considero che tali elementi sono resistenti ai soli carichi verticali e sono in grado di assorbire le deformazioni della struttura.

Tuttavia, nell'analisi dinamici i tamponamenti sono stati modellati solo in termini di massa e carico trasmesso applicandogli sul contorno dell'ogni piano, ovvero sulle travi al contorno.

Carichi indotti dai muri di tamponamento vengano calcolati alla base della Tabella C8A.2.1 del "Circolare 2 febbraio 2009. N 617" (Figura 3.6) ipotizzando che muri di tamponamento vengano fatti dalla muratura in blocchi laterizi semipieni.

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

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

Figura 3.6: Diversi tipi della muratura

Carico di tamponatura trovo usando la formula:

$$Q = W \cdot h \cdot b \tag{3.9}$$

Dove:

h - altezza della tamponatura;

b - larghezza di tamponatura;

W – peso specifico medio della muratura; $W = 12\ kN/m^3$.

I resultati sono rappresentati nella Tabella 3.1:

Piano	Altezza [m]	Larghezza [m]	Carico [kN/m]
Sottoterra	4.0	0.4	19.20
Terra	3.5	0.4	16.80
Primo ÷ Sesto	3.2	0.4	15.36
Settimo	3.0	0.2	7.20

Tabella 3.1: Carico di tamponatura

3.2.4. Fondazione

Viene usato unico tipologia di fondazione, ovvero sono usati travi di fondazione in c.a. di forma rettangolare con dimensioni 100x60 cm per tutta la planimetria. La rigidezza estensionale nel piano orizzontale viene simulata con "vincolo orizzontale". In aggiunto, la rigidezza flessionale viene rappresentata con Coefficiente di Winkler pari a 5 daN/cm^3.

3.2.5. Azione del vento

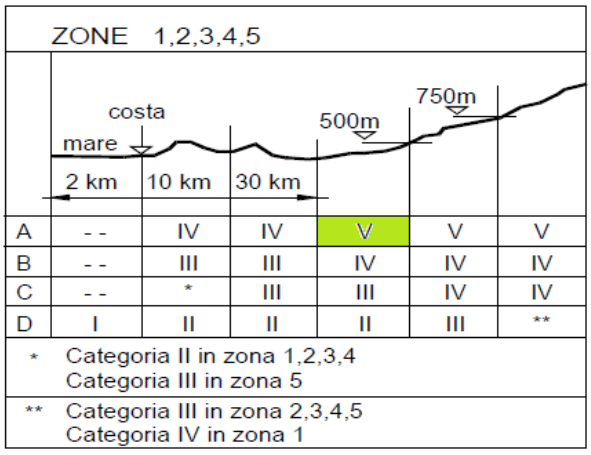
Avendo la struttura con altezza elevata ed area delle superficie frontale vaste ipotizzo che azioni del vento possano avere un impatto molto significativo, ovvero possano dare un luogo ad effetti dinamica del sistema, perfino maggiore dell'azione del sismo. Per il fatto che la programma CDM Dolmen non abbia impostazioni automatiche dell'azione del vento, considero calcolare un'azione del vento manualmente alla base della normativa "NTC2018 – Cap.3 Azioni sulle costruzioni" e "NTC2008 – Circolare di applicazione –D.M. 14 Gennaio 2008".

Dati input:

- Località: Savigliano;
- Regione: Piemonte;
- Altitudine sul livello del mare: $a_s = 316\ m$;
- Zona in cui è suddiviso il territorio italiano (Figura 3.7): 1

Figura 3.7: Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

- Classe di rugosità del terreno: A [Tabella 3.3.III di NTC2008]
- Categoria di esposizione (Figura 3.8): V



A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Figura 3.8: Definizione delle categorie di esposizione

La velocità di riferimento v_b viene determinata tramite la Formula 3.3.1 di NTC2018:

$$v_b = v_{b,0} \quad per\ a_s \leq a_0 \tag{3.10}$$

Dove:

$v_{b,0}$, a_0 - sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I di NTC2008 e legati alla regione in cui sorge la costruzione; $v_{b,0} = 25\ m/s$; $a_0 = 1000\ m$.

$$a_s = 316\ m < a_0 = 1000 \rightarrow v_b = v_{b,0} = 25\ m/s$$

Pressione del vento p viene determinato tramite la Formula 3.3.2 di NTC2008:

$$p = q_b c_e c_p c_d \tag{3.11}$$

Dove:

q_b - è la pressione cinetica di riferimento [Formula 3.3.4 di NTC2008]:

$$q_b = \frac{1}{2} p v_b^2 = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 390.63\ N/m^2 \tag{3.12}$$

Dove:

ρ – è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $p = 1.25\ kg/m^3$.

c_e - è il coefficiente di esposizione [Formula 3.3.5 di NTC2008]:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad per\ z \geq z_{min} \tag{3.13}$$

$$c_e(z) = C_e(z_{min}) \quad per\ z < z_{min} \tag{3.14}$$

Dove:

k_r, z_0, z_{min} - sono assegnati nella Tabella 3.3.II di NTC2008 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. I dati relativi al progetto presente vegano rappresentati nella Tabella 3.2:

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
V	0.23	0.7	12

Tabella 3.2: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

z – altezza sul suolo del punto considerato;

c_t - è il coefficiente di topografia; $c_t = 1$.

c_d - è il coefficiente dinamico; $c_d = 1$; per edifici < 80 m.

c_p - è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico). È funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il valore è dato da "NTC2008 – Circolare di applicazione –D.M. 14 Gennaio 2008".

Il vento esercita sulle due facce delle superfici degli edifici una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i. Il coefficiente di forma c_p anche si distingue alla base delle superfici della struttura e alla base di inclinazione dei essi α rispetto all'orizzontale.

Alla base della normativa NTC2008 Capitolo C3.3.10 assumo una struttura con aperure di superficie < 33% di quelli totale. Inoltre, avendo quattro tipi di inclinazione del tetto α: 15°, 65°, 23°, 24° ed ancora 90° per pareti verticali, considero due gradi di inclinazione della superficie sull'orizzontale $\alpha > 60°$ e $20° \leq \alpha \leq 60°$ e $20° < \alpha$. Per valutare della pressione interna assumo il segno del coefficiente di forma c_{pi} che da più sfavorevole combinazione.

Valori dei coefficienti di forma sono rappresentati nella Figura 3.9 presa dalla Figura C3.3.3 di NTC2008.

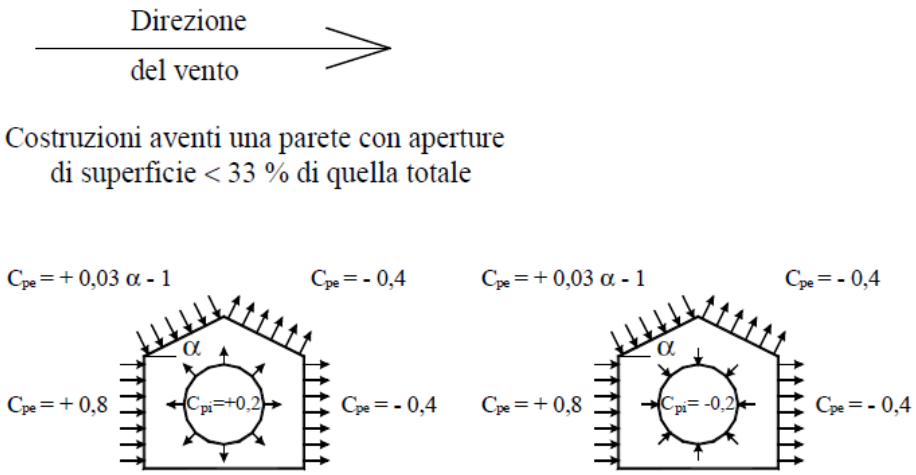


Figura 3.9: Coefficienti di forma per gli edifici

Per motivi tecnici applico una pressione del vento come azioni orizzontali normali all'ogni piano della struttura. Siccome ho copertura della struttura multipla, cioè con diverse inclinazioni dello spiovente teoreticamente devo considerare sia azione del vento diretto normalmente alle linee di colmo sia azione del vento diretto parallelamente alle linee di colmo. Nell'ultimo caso la pressione del vento viene ridotto tramite coefficiente d'attrito c_f, che nel caso della superficie liscia è pari a $c_f = 0.01$. Però, facendo i calcoli ho scoperto che azioni del vento tangenti alla superficie del tetto sono poco rilevante e quindi posso trascurare contributo dei essi.

3.3. Azione sismica

3.3.1. Prescrizioni della normativa

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del luogo di costruzione e sono in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengano valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione.

La normativa prevede la verifica nei confronti di uno o più stati limiti, dove per ciascuno stato limite esiste relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R e periodo di ritorno T_R, che ricava dall'equazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{C_U V_N}{\ln(1-P_{V_R})} \tag{3.15}$$

Dove:

V_N – La vita nominale di progetto, è il numero di anni nel quale l'opera mantenga specifici livelli prestazionali. Viene definita dalla Tabella 2.4.I delle Norme Tecniche di Costruzione 2018. La vita nominale del progetto corrente viene assegnata con verde nella Figura 3.10.

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

	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

Figura 3.10: Vita nominale del progetto

C_U – Coefficiente d'uso, è definito, al variare della classe d'uso come mostrato nella Tabella 3.3, dove valore relativo a progetto corrente viene assegnato con calore verde.

Classi d'uso		Coefficiente d'uso C_U
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7
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.	1.0
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.	1.5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2.0

Tabella 3.3: Classe d'uso e relativo coefficiente d'uso

I risultati con la probabilità di superamento e relativo periodo di ritorno sono rappresentati nella Tabella 3.4.

Stato Limite		P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	T_R: Periodo di ritorno (per $V_R = 100\ anni$)
SLE	SLO	81%	60 anni
	SLD	63%	100 anni
SLU	SLV	10%	950 anni
	SLC	5%	1950 anni

Tabella 3.4: Probabilità di superamento e periodo di ritorno

Azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali indipendenti tra di loro, due orizzontali in direzione X e Y ed una verticale in direzione Z. Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- Accelerazione massima in superficie;
- Accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- Storia temporale del moto del terreno.

Dal punto di vista pratica, non ci interessa l'evoluzione temporale di spostamento e sollecitazioni. Ci interessa le massime sollecitazioni provocati da massimi spostamenti che subirà la struttura in risposta ad un assegnato terremoto. Per ottenere valori massimi degli spostamenti della struttura e di conseguenza valutare le massime sollecitazioni a cui sottoposta la struttura deformata ci serve *spetro di risposta* e quindi per noi il più conveniente descrivere i componenti dell'azione sismica tra accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie.

Le forme spettrali, sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g – accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 – valore massimo del fattore di amplificazione dello spetro in accelerazione orizzontale;

T_C^* - valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spetro in accelerazione orizzontale.

Sia la forma spettrale dello spetro di risposta elastico che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}. Tuttavia, tutti i spetri di risposta possono essere divisi in intervalli simili, in funzione del periodo. La normativa utilizza le seguenti espressioni analitiche per lo spetro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico S_e:

$$per\ 0 \le T \le T_B \quad \rightarrow \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \tag{3.16}$$

$$per\ T_B \le T \le T_C \quad \rightarrow \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \tag{3.17}$$

$$per\ T_C \le T \le T_D \quad \rightarrow \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \tag{3.18}$$

$$per\ T_D \le T \quad \rightarrow \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) \tag{3.19}$$

Dove:

T - è il periodo proprio di vibrazione;

S - è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

η - è coefficiente che rappresenta smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%,

F_0 - è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C - è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

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

T_D - è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Tutte le espressioni che permettano calcolare i parametri sopracitati sono riportati nel capitolo 3.2 delle Norme Tecniche di Costruzione 2018. Il software CDM Dolmen permette di costruire i spetri di risposta nel modo automatico inserendo i dati "INPUT" che influiscano sulla forma del spetro di risposta. Dicendo più in dettaglio, vengano considerati categoria del sottosuolo (Categoria attuale è assegnata con calore verde nella Figura 3.11) e condizione topografiche (Categoria attuale è assegnata con calore verde nella Figura 3.12)

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 3.11: Categorie di sottosuolo

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Figura 3.12: Categorie topografiche

La Normativa anche prescrive le espressioni analitiche per lo spetro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, per lo spetro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali.

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \tag{3.20}$$

$$v_g = 0.16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \tag{3.21}$$

Come già è detto l'azione sismica viene valutata alla base del spetro di risposta, individuando prima spettro di risposta elastico e poi spetro di risposta di progetto per i diversi stati limiti. Dove lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è, in realità, lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

Per valutare la domanda verrà utilizzato spettro di risposta di progetto, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule che descrivano spetro di risposta valore di η con 1/q, dove *q* è il *fattore di struttura* (Nel Eurocodice usa il termine *coefficiente di comportamento*) che tiene conto la duttilità locale e globale della struttura. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0.2a_g$.

Dal punto di vista calcolo automatico spetro di risposta elastico è un grafico dove viene sintetizzato la risposta dell'oscillatore semplice ad un assegnato terremoto. I valori massimi vengano ottenuto applicando all'oscillatore semplice la forza che provoca gli spostamenti massimi:

$$F = m(\ddot{u} + \ddot{u_g}) \tag{3.22}$$

Dove:

m – la massa della struttura;

$(\ddot{u} + \ddot{u_g})$ – accelerazione assoluto, ossia accelerazione della massa più accelerazione del suolo. Viene definita come:

$$\left(\ddot{u} + \ddot{u_g}\right) = \frac{k}{m} u_{max} = \omega^2 u_{max} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u_{max} \tag{3.23}$$

Dove:

$\omega^2 u_{max}$ – è detto pseudo-accelerazione, dove "pseudo" significa che assente smorzamento.

Ogni terremoto fornisce un spetro di risposto diverso. Dove nell'ascissa si riportano il periodo proprio dell'oscillatore T e come ordinata si rappresentano pseudo-accelerazione $S_e(T)$, o pseudo-spostamenti $S_d(T)$, o pseudo-velocità $S_v(T)$. Quindi la risposta dell'oscillatore dipende dal periodo proprio T, ovvero dalla rigidezza e dalla massa della struttura, e dal percentuale di smorzamento *ξ*. Strutture diverse, ma con uguali valori di T e *ξ* avranno gli stessi valori dello spostamento e dell'accelerazione massima.

Spetro di progetto si ottiene riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico in funzione della duttilità disponibile nella struttura. Per essere precisi, alla base del principio di eguaglianza degli spostamenti scoperto nel 1960 anno con Newmark è possibile utilizzare un modello lineare elastico per valutare il comportamento di un sistema non lineare elasto-plastico. Applicando al modello le forze minore di quelle necessarie per mantenere il comportamento elastico, ridotte rispetto a queste in proporzione alla duttilità disponibile.

Per periodo elevati (T maggiore del valore corrispondente al colmo della campana della curva spetrale) la forza applicata vale:

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\mu} \tag{3.24}$$

Per periodo minore la forza applicata vale:

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{3.25}$$

Dove:

μ – duttilità disponibile.

3.3.2. Spetri di risposta del progetto presente

Come sopracitato il software CDM Dolmen calcola i spetri di risposta automaticamente, inserendo i dati input. Tutti i dati "INPUT" già ho menzionato in precedenza. I risultati, ovvero i spetri di risposta sono rappresentati nella Figura 3.13.

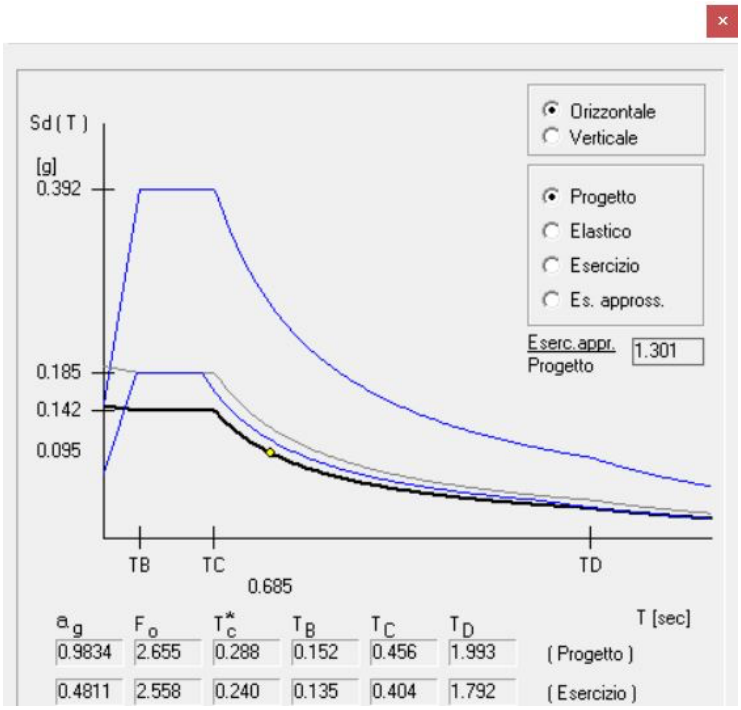


Figura 3.13: Spetri di risposta

Alla base del paragrafo 7.2.1 delle Norme Tecniche di Costruzione siccome nella struttura presentano pilastri in falso devo considerare sia due componenti orizzontali (ortogonali principali) sia componente verticale dell'azione sismico. Però, a causa dei problemi tecnici relativi al programma di calcolo CDM Dolmen, avevo opportunità applicare solo azioni orizzontali.

3.4. Analisi sismica

Le analisi delle strutture soggette ad azione sismica possono essere distinte in relazione al fatto che:

- Le analisi siano lineare o non lineare;
- L'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Analisi lineari – il calcolo delle sollecitazioni è fatto sempre in regime lineare elastico. In tali analisi, la non linearità di comportamento strutturale viene presa in considerazione attraverso lo spettro di progetto, che differisce da quello elastico per la presenza di un fattore di struttura q che sia maggiore dell'unità per strutturi dissipativi, e assuma valore unitario per strutturi non dissipativi. Con altre parole, effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto.

Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

Spostamenti della struttura sotto azione sismica di progetto relativa a SLV sia per analisi statica lineare sia per analisi dinamica lineari vengano valutate applicando il fattore di duttilità, ovvero tramite espressione:

$$d_e = \pm \mu_d d_{Ee} \quad (3.26)$$

Dove:

d_{Ee} – gli spostamenti ottenuti dall'analisi lineari dinamica o statica;

μ_d – fattore di duttilità in spostamento. Viene assunto pari a:

se $T_1 \geq T_C$ $\quad \mu_d = q \quad (3.27)$

Se $T_1 < T_C$ $\quad \mu_d = 1 + (q - 1)\frac{T_C}{T_1} \quad (3.28)$

Analisi non lineare - si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi. Cioè il calcolo delle sollecitazioni è fatto considerando la reale risposta non lineare dei materiali che compongono la struttura.

L'analisi non lineare, dinamica o statica, si usano nei casi seguenti:

- Valutare gli spostamenti relativi allo SL di interesse;
- Seguire le verifiche di duttilità relative allo SLC;
- Individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q;
- Valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1;
- Come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- Come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

3.4.1. Analisi lineare dinamica

Analisi lineare dinamica – è il metodo d'analisi di riferimento, viene anche chiamato "analisi modali". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel disaccoppiamento delle equazioni del moto;
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione dei questi effetti.

Con altre parole, fare analisi modale significa fare scomposizione, cioè trasformazione del sistema a n gradi di libertà ai n oscillatori semplice. Dove ogni oscillatore semplice viene caratterizzato con suo proprio modo di oscillazione, dette *deformata modale*, e relativo periodo (o frequenza) di oscillazione, detti *periodo (o frequenza) principali o propri della struttura* (Figura 3.14).

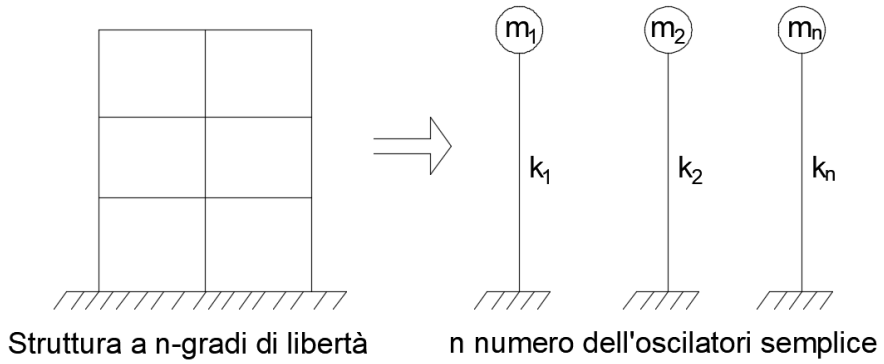


Figura 3.14: Trasformazione della struttura durante analisi modali

Da punto di vista matematico si risolve il sistema:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \tag{3.29}$$

Dove:

$[M]$ – La matrice delle masse è di tipo "diagonale" ipotizzando che massi siano concentratati nei traversi;

$[C]$ – la matrice di coefficienti di smorzamento;

$[K]$ – la matrice di rigidezza della struttura, che mette in relazione forze e spostamenti orizzontali;

$\{\ddot{u}\}$ – il vettore di accelerazione;

$\{\dot{u}\}$ – il vettore di velocità;

$\{u\}$ – il vettore di spostamento;

$\{P(t)\}$ – vettore della forzante.

Fare analisi modali dal punto di vista matematico, significa trasformare la sistema di n gradi di libertà che rappresenta equazione di equilibrio dinamico, generalmente composto da equazioni differenziali accoppiate, in n equazioni disaccoppiate.

La soluzione del sistema, ovvero l'oscillazione del sistema sarà una combinazione dei due funzioni:

$$\{u\} = [\phi]\{q\} \tag{3.30}$$

Dove:

$\{u\}$ – vettore dello spostamento è funzione del tempo e dello spazio;

$\{q\}$ – è vettore dei coordinati principali, è in funzione del tempo;

$[\phi]$ – matrice che raccoglie tutti gli autovettori $\{\phi\}_i$ ordinati per colonna ed è in funzione dello spazio.

Autovettore - rappresenta un modo di vibrare, cioè la forma della deformata modale, senza valori assoluti.

Nel caso di presenza di azione sismica, facendo definiti operazioni algebrici e rappresentando equazione del moto tramite incognite $\{q\}$, posso disaccoppiare il sistema di equazione differenziali in n equazioni disaccoppiati contenenti ciascuna una sola funzione incognita:

$$\ddot{q}_j(t) + 2\xi_j\omega_j\dot{q}(t) + \omega_j^2 q(t) = -g_j\ddot{u}_g(t) \tag{3.31}$$

Dove:

ξ_j – rappresenta lo smorzamento relativo al modo j;

ω_j – è la frequenza angolare del modo j;

ω_j^2 - è autovalore.

Autovalore – rappresenta pulsazione (periodo/frequenza) propria relativa al modo di vibrare. Il periodo di oscillazione del primo modo viene generalmente nominato "periodo fondamentale di vibrazione";

$\ddot{u}_g$ – accelerazione al suolo;

g_j - coefficienti di partecipazione modale del modo j-esimo.

Questa equazione è simile ad equitazione di equilibrio dinamico dell'oscillatore semplice smorzato e forzato, con unica differenza che consista in presenza del coefficiente di partecipazione modale g_j.

Coefficiente di partecipazione modale g_i – rappresenta il contributo del singolo modo di vibrare al moto complessivo del sistema. Non è valore che caratterizza la struttura, ma dipende come è normalizzato autovettore. Ottengo tramite espressione:

$$g_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i\phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{n} m_i\phi_{i,j}^2} \tag{3.32}$$

Dove:

n – numero di gradi di libertà totale;

i – significa i-esimo grado di libertà;

j – significa modo di vibrare j-esimo.

Dal punto di vista ingegneristico non serve sapere la storia dei forzi durante tutto il tempo, ma ci serve solo i valori massimi. Il massimo valore del coefficiente di partecipazione modale può essere ricavato dallo spetro di risposta elastico in termini di pseudo-accelerazione:

$$g_{j,max} = g_j S_{d,e}\left(T_j, \xi_j\right) = \frac{g_j S_{a,e}(T_j,\xi_j)}{\omega_j^2} \tag{3.33}$$

Gli spostamenti massimi corrispondenti del modo j possono essere ricavati usando spetro di risposta elastico in termini di spostamento:

$$u_{j,max} = \{\phi\}_j g_{j,max} = \{\phi\}_j g_j S_{d,e}(T_j, \xi_j) \tag{3.34}$$

Il taglio alla base (forza massima) corrispondente al modo di vibrare j-esimo può essere ricavato dallo spetro di risposta elastico in termini di pseudo-accelerazione:

$$V_{b,j} = M_j^* S_{a,e}(T_j, \xi_j) \tag{3.35}$$

Dove:

M_j^* – è la massa partecipante modale relativa a j-esimo modo di vibrare.

Massa partecipante - rappresenta la massa (che contribuisce nel modo j-esimo) che moltiplicata per l'ordinata spettrale fornisce il taglio alla base relativo al modo j-esimo. Espressa come percentuale della massa totale ed indica, meglio del coefficiente di partecipazione modale, l'entità complessiva del contributo del singolo modo. Espressa come:

$$M_j^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_{i,j}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_{i,j}^2} \tag{3.36}$$

La somma dei tutti massi modali uguale alla massa totale della struttura. In conformità delle Norme Tecniche di Costruzione 2018 devono essere considerati tutti i modi con partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{n} \rho_{j,k} E_j E_k} \tag{3.37}$$

Dove:

E_j – valore dell'effetto sismico relativo al modo j;

$\rho_{j,k}$ – coefficiente che tiene conta interazione tra de modi di vibrare.

Eccentricità accidentale

Ogni impalcato può essere caratterizzato con suo baricentro della massa, che dipenda da come sono distribuiti i forzi applicati, e dal baricentro della rigidezza, che dipenda dalla distribuzione degli elementi irrigidenti. Nel caso di struttura "idealmente regolare", baricentro della massa coincide con baricentro della rigidezza. In questo modo, la forza relativa ad azione sismica viene applicato nel centro dei due baricentri e come risultato otteniamo che i singoli impalcati subiscano solo traslazione nella direzione della forza applicata. Cioè ottengo solo spostamento in direzione X, nel caso dell'analisi in direzione X, ed un solo spostamento nella direzione Y nel caso dell'analisi in direzione Y. In entrambe le situazioni non esistono rotazione degli impalcati, né spostamenti nell'altra direzione.

Però, nelle strutture reali non abbiamo mai la perfetta coincidenza del baricentro della massa e del baricentro d rigidezza. In questo caso la forza orizzontale che rappresenta azione sismica viene applicata al baricentro della massa, ma risultante delle reazioni degli elementi resistenti viene manifestata dal baricentro delle rigidezze, come risultato otteniamo eccentricità tra due forzi risultanti. Questa eccentricità introduce azioni aggiuntivi, ovvero momento torcente, che a sua volta porta ad incremento di spostamento degli elementi più lontani.

Per questo motivo, la normativa italiana prevede che per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'*eccentricità accidentale* rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione dei carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata tramite equazione (3.31), moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro

delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. Questa eccentricità accidentale viene considerata nei tutti i quattro possibile direzione orizzontali (Figura 3.15) e viene calcolata tramite espressione:

$$e_i = \pm 0.05B \tag{3.38}$$

Dove:

B – direzione dell'impalcato perpendicolare alla direzione dell'azione sismica.

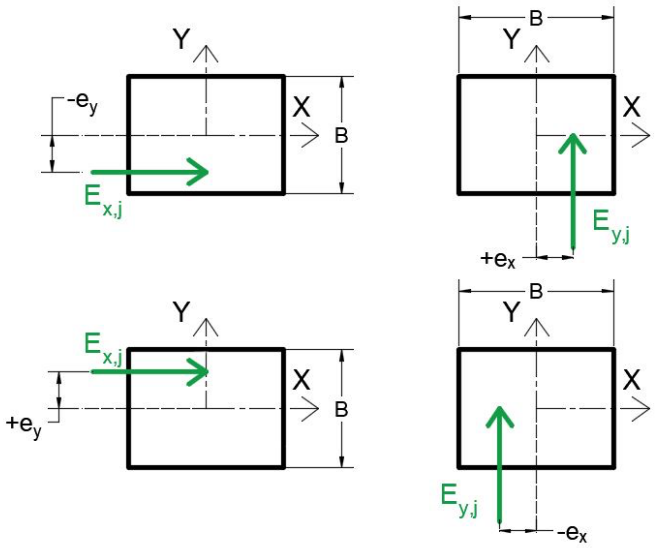


Figura 3.15: Posizione dell'eccentricità accidentale

Quindi ottengo quattro condizioni di carico che producano effetto torsionale, cioè devo eseguire i quattro analisi.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione. Cioè al generico piano j si combinano le azioni calcolati agli n modi di vibrare tramite espressione:

$$F_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(F_i^j\right)^2} \tag{3.39}$$

Dove:

F_i^j - è la forza da applicare alla massa i-esima relativa al modo j-esimo;

Alla fine, si calcola il momento torcente equivalente:

$$M_{t_j} = F_j e \tag{3.40}$$

Tale momento torcente viene decomposto in una serie di forze statiche, in modo da generare lo stesso momento torcente. Cioè la risposta sismica in ciascuna direzione viene data dalla somma dell'effetti valutati con l'analisi modali più effetti valutati con un'analisi statica, come rappresentato nella Figura 3.16.

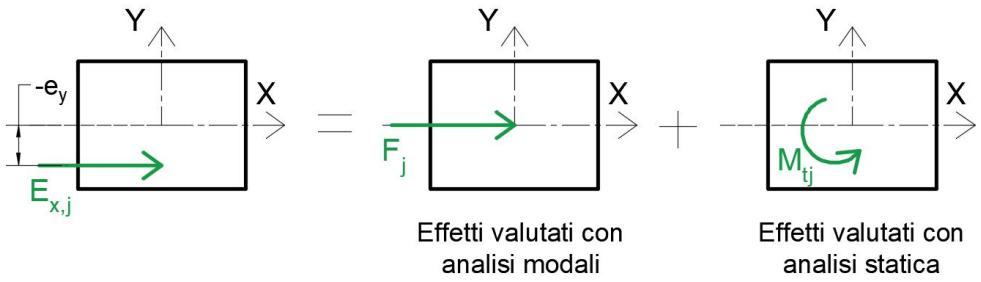


Figura 3.16: Risposta sismica reale

Nella via pratica, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti) sono gli effetti E calcolati con le analisi modali eseguite separatamente nelle direzioni X e Y, sia con il metodo rigoroso che con quello semplificato. Si combina quindi gli effetti dell'azione sismica E prodotti dalle analisi nelle varie direzioni con le formule:

$$1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \tag{3.41}$$

$$1.0E_y + 0.3E_x + 0.3E_z \tag{3.42}$$

$$1.0E_z + 0.3E_y + 0.3E_x \tag{3.43}$$

Dove:

E_x, E_y, E_z – è l'effetto prodotto dall'analisi sismica in corrispondente direzione X, Y oppure Z.

Ad esempio se voglio analizzare il valore del momento flettente M_x in un pilastro del generico impalcato i-esimo, devo fare i 4 analisi, cioè ottengo 4 valori di M_x. In questo modo, se considero componenti del simo solo in direzioni orizzontali, devo fare inviluppo dei 32 situazioni più ancora una equazione dove considero i carichi verticali. Così facendo, alla fine ottengo 33 equazioni del momento M_x.

3.4.2. Analisi lineari statica

Analisi statica lineare rappresenta una semplificazione dell'analisi dinamica lineare (modale), e consiste nell'applicazione alla struttura delle forze statiche equivalenti a quelle che produce l'azione sismica (forze d'inerzia indotte dall'azione sismica). Come nel caso di analisi dinamica lineare, si ipotizza un comportamento lineare della struttura, facendo ricadere le non linearità nel fattore di struttura q.

Analisi statica lineare può essere effettuata solo per costruzioni che rispettino i requisiti specifici, ovvero:

- Costruzioni regolari in altezza ed in pianta;
- Il primo modo di vibrare è da solo rappresentativo del comportamento della struttura sotto l'azione sismica, ossia il periodo del primo modo di vibrare T_1 (quello principale) nella direzione in esame deve sodisfare i seguenti diseguaglianze:

$$\begin{cases} T_1 \leq 2{,}5T_C \\ T_1 \leq T_D \end{cases} \tag{3.44}$$

Dove la prima condizione garantisce che gli effetti taglianti relativi al primo modo di vibrare siano effettivamente predominanti sugli altri modi. Tale ipotesi è alla base del metodo statico lineare.

Alla base delle Norme Tecniche di Costruzione 2018 per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \tag{3.45}$$

Dove:

d - è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, ottenuto applicando orizzontalmente i carichi gravitazionali.

La risultante delle forze statiche orizzontali, detto taglio alla base F_h, che sia equivalente all'azione dinamica è data dalla formula seguente:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda \frac{1}{g} \tag{3.46}$$

Dove:

W - è il peso complessivo della costruzione;

$S_d(T_1)$ - è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto in corrispondenza del periodo fondamentale T_1;

λ – è un coefficiente che pari a 0,85 se $T_1 < 2T_c$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g - è l'accelerazione di gravità.

Forze statiche orizzontali sono distribuiti lungo i piani proporzionalmente alle forze d'inerzia corrispondenti al primo modo di vibrare (Figura 3.17).

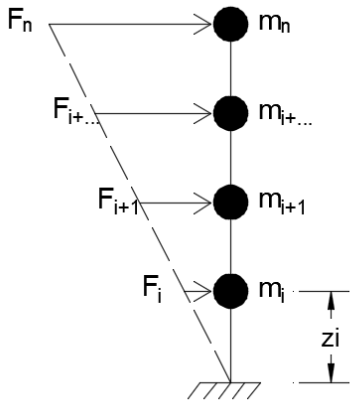


Figura 3.17: Distribuzione delle forze statiche orizzontali lungo l'altezza

Dunque, la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione, cioè la forza di piano i-esimo è data dalla formula:

$$F_i = F_h z_i \frac{W_i}{\sum_j^n z_j W_j} \tag{3.47}$$

Dove:

F_i - è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i, W_j - sono i pesi delle masse, rispettivamente, ai piani i e j;

z_i, z_j – altezze dei piani i e j rispetto al piano di fondazione.

Eccentricità accidentale

Con modello piano non tengo conto eccentricità della massa che si sviluppi nel piano ortogonale che, a sua volta, provoca momento torcente accidentale. Per questo motivo, per considerare effetti torsionali accidentali vengano amplificati le forze da applicare a ciascun elemento verticale (ogni elemento resistente) mediante il fattore correttivo:

$$\delta = 1 + 0{,}6\frac{x}{L_e} \tag{3.48}$$

Dove:

x – è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e – distanza tra due elementi resistenti più lontani.

3.4.3. Analisi statica non lineare (Analisi Pushover)

Analisi statica non lineare permette valutare, dal punto di vista statico, quale sono i riservi della struttura di dissipare energia oltre al limite elastico. Con altre parole, permette di misurare la prestazione della struttura relativo alla capacità della struttura di assorbire la domanda sismica.

L'analisi statica non lineare è sono anche chiamati *analisi pushover* (andare oltre), perché porta ad esplorare quello che succede dopo il comportamento elastico.

Al fine di ottenere la risposta della struttura vera, analisi statica non lineare possono essere applicati solo ai strutturi regolari in pianta ed in altezza. Nelle queste condizioni di regolarità, l'analisi pushover è possibile eseguirla usando due modelli piani (2D), ciascuno per ognuna delle due direzioni principali.

Analisi statica non lineare è composta dai vari passi. Il primo passo consiste nell'applicazione alla struttura piana i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali (funzione della massa di ogni singolo piano) monotonamente crescente fino al raggiungimento delle condizioni ultimi.

Il sistema di forze che porta a collasso deve simulare azione sismica, ovvero gli effetti di inerzia prodotti dal sisma, nel piano orizzontale. La distribuzione delle forze applicate può essere considerata constante durante analisi è viene assunta uguale alla distribuzione di forze d'inerzia relativi al primo modo di vibrare (Figura 3.18).

Le forze orizzontali sono scalate tutte, monotonamente, di un fattore α fino al raggiungimento delle condizioni di collasso. Durante tale incremento si misura lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

Successivamente, si calcola la capacità resistente di una struttura che sia rappresentata dal diagramma con curva di risposta (curva di pushover), che lega il taglio alla base V_b allo

spostamento del punto di controllo d_c (Figura 3.18). Per definire questa curva di risposta occorre calcolare progressivamente lo spostamento del punto di controllo d_c corrispondente ad ogni incremento del carico orizzontale F_i. È necessario quindi, eseguire un'analisi non lineare, generalmente di tipo numerico (FEM), in cui la risposta delle singole sezioni della struttura è rappresentata dal legame momento curvatura.

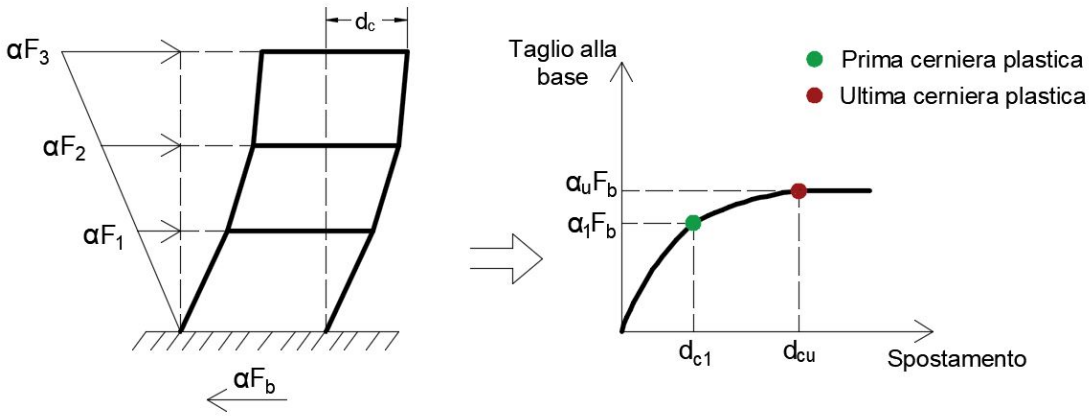


Figura 3.18: Creazione della curva di capacità

Uno dei problemi principali dell'analisi pushover è considerazione giusta della distribuzione delle forze orizzontali. La normativa prevede che debbano essere applicati almeno due distinti distribuzione di forze orizzontali, ossia:

1) Gruppo 1 – Distribuzioni:

a) Se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

i) Distribuzione proporzionale alle forze statiche che siano dati da equazione (3.46). In questo caso come seconda distribuzione si utilizza la distribuzione che sia descritta nel punto (a) del Gruppo 2;

ii) Distribuzione dove le forze orizzontali F_i applicati ad ogni piano, sono proporzionali alla deformata modale relativa al primo modo di vibrare;

b) In tutti i casi può essere utilizzata e nel caso se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1.3T_C$ (cioè la struttura è molto deformabile) utilizzo è obbligatorio, la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%.

2) Gruppo 2 – Distribuzioni secondari:

a) Distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) Distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;

c) Distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

In seguito, devono essere eseguiti le verifiche di duttilità e di resistenza per la distribuzione più sfavorevole. Nel caso di analisi evolutiva si applica la sola distribuzione di forze modali.

Con secondo passo, vanno determinati caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà con comportamento bilineare-equivalente. Cioè passo dalla struttura piana, con la risposta $\alpha F_d - d_c$, all'oscillatore semplice con un grado di libertà, con una risposta $F^* - d^*$.

La massa dell'oscillatore semplice sarà pari a:

$$m^* = \sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i \tag{3.49}$$

Dove:

ϕ_i – sono gli elementi del vettore del primo modo di vibrare della struttura, normalizzati al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

In campo elastico, la forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{g} \tag{3.50}$$

$$d^* = \frac{d_c}{g} \tag{3.51}$$

Dove:

g – è coefficiente di partecipazione modale, calcolato tramite espressione (3.32).

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico, come è rappresentato nella Figura 3.19 che sia presa dal capitolo C7.3.4.1 del circolare di Norme tecniche di Costruzione 2008).

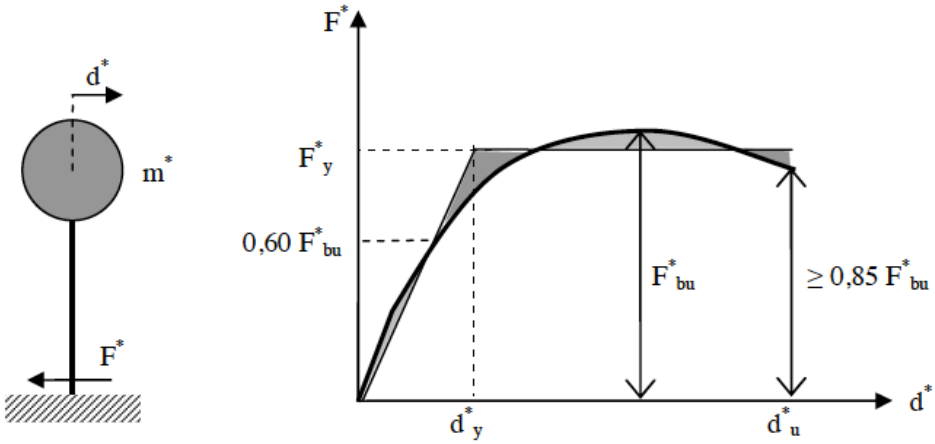


Figura 3.19: Sistema e diagramma bilineare equivalente

Dove F_{bu}^* rappresenta la resistenza massima del sistema equivalente e viene determinata tramite equazione:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{g} \tag{3.52}$$

Dove:

F_{bu} – è la resistenza massima del sistema strutturale reale.

La curva di capacità è generalmente trasformata in una bilineare. Il primo ramo passa nell'origine e cresce fino alla resistenza F_y^*., mentre il secondo ramo è orizzontale e passa da d_y^* fino a d_m^*. Il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0{,}6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza non maggiore di $0{,}15F_{bu}^*$. Cioè definisco inclinazione della retta che rappresenta la rigidezza dell'oscillatore semplice K^* uguagliando l'area tagliata con quella aggiunta.

Successivamente si può individuare la rigidezza iniziale dell'oscillatore semplice:

$$K^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \tag{3.53}$$

La sua pulsazione dell'oscillatore semplice:

$$\omega^* = \sqrt{\frac{K^*}{m^*}} \tag{3.54}$$

Il periodo elastico del sistema bilineare:

$$T^* = \frac{2\pi}{\omega^*} \tag{3.55}$$

Come terzo passo, viene determinata la risposa massima in termini di spostamento massimo del sistema ad un grado di libertà d_{max}^*.

Si distingue due casi separati:

- $T^* \geq T_C$ – Nel caso se il periodo proprio del sistema equivalente ad un grado di libertà sia sufficientemente elevato, cioè la struttura sia molto deformabile, il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è assunto pari a quello di un sistema elastica. Nelle altre parole, la risposta del sistema è ottenuta direttamente dallo spettro di risposta elastico in spostamento:

  $$d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*) \tag{3.56}$$

- $T^* < T_C$ – Nel caso se la struttura sia abbastanza rigida, la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

  $$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right] \geq d_{e,max} \tag{3.57}$$

  Dove:

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

  $$q^* = \frac{m^* S_{a,e}(T^*)}{F_y^*} \tag{3.58}$$

  Nel caso se $q^* \leq 1$ si assume $d_{max}^* = d_{e,max}$.

Con pass successivo, viene eseguito una conversione dello spostamento del sistema equivalente nello spostamento massimo effettivo del punto di controllo del sistema a più gradi di libertà utilizzando relazione:

$$d_{c,max} = d^*_{max} \cdot g \tag{3.59}$$

Come passo ultimo, viene eseguita la verifica di compatibilità. Nello specifico, devo verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto il valore di spostamento imposto dalla normativa (Figura 3.20). Se spostamenti massimi che ho raggiunto con la curva di pushover siano maggiore di quelli richiesti dallo spetro di risposta, la verifica sia sodisfatta. Nel caso contrario, significa he la struttura non è in grado di sviluppare i spostamenti richiesti.

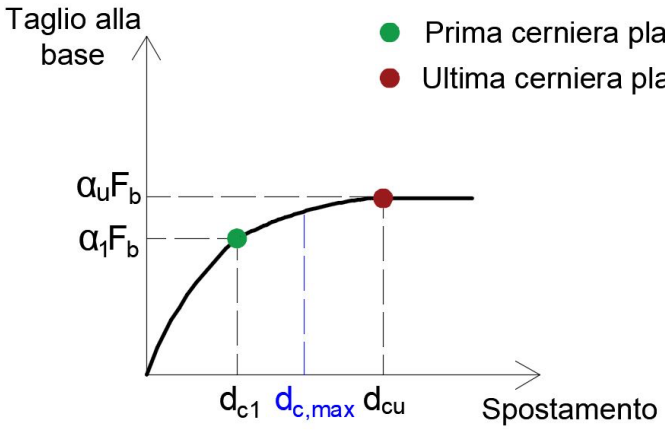


Figura 3.20: La verifica

3.4.4. Analisi dinamica non lineare

Nel caso di analisi dinamica non lineare si integrano direttamente le equazioni non lineari del moto del sistema, utilizzando un modello di struttura tridimensionale e gli accelerogrammi (analisi time history):

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \tag{3.60}$$

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Analisi dinamica non lineare consiste dai passi successivi:

1) Si definisce un modello geometrico tridimensionale della struttura e gli spostamenti da considerare {u(t)}. Devo prestare particolare attenzione alla relazione di un modello accurato al fine di ottenere i risultati corretti;
2) Si definiscono le masse applicate alla struttura [M] che siano sottoposte all'azione sismica e loro modellazione sotto forma dei carichi gravitazionali;
3) Si definisce la matrice di smorzamento [C] del sistema da considerare;
4) Si definisce i legami costitutivi non lineari dei materiali (modelli a fibre) o delle caratteristiche delle cerniere plastiche (modelli a plasticità concentrata);
5) Si definisce dell'input sismico dalla accelerogramma selezionata;
6) Si risolve al passo l'equazione del moto modificando, ad ogni step, la matrice di rigidezza [K] (ed anche [C]) in relazione al livello di non linearità raggiunto. Cioè ad ogni istante di tempo, si risolve un sistema di equazioni differenziali tenendo conti tutti variazioni dei componenti;
7) Si fanno la verifica di sicurezza della struttura (come nel pushover).

3.4.5. Analisi sismica del progetto presente

Al fine di eseguire analisi sismica viene usato un software CDM Dolmen. Questo software permette di eseguire analisi dinamica modale (analisi dinamica lineare), ed analisi statica lineare. Come risultato, vengano determinati gli autovalori e gli autovettori, ossia vengano trovati le pulsazioni proprie della struttura e le corrispondenti forme di vibrazione.

Con primo passo viene eseguito analisi dinamica, che consenta lo studio dinamico di una struttura, secondo la tecnica della sovrapposizione modale e dello spettro di risposta. Per realizzazione analisi modali vengano considerati i seguenti parametri (Figura 3.21):

- **Metodo di combinazione degli autovettori**: combinazione quadratica completa (CQC);
- **Numero massimo di autovettori da calcolare**: Il numero effettivo di autovalori utilizzati sarà determinato dal programma in base alla percentuale minima di massa attivata richiesta per ciascuna direzione di vibrazione (5%);
- **Direzioni attive / Massa Minima**: Vengano considerati due direzione principali (X e Y), con percentuale delle masse totali almeno 85 %;
- **Il parametro "Accorpamento masse"**: viene preso 0 (ovvero nessun accorpamento) per corpo D e paria 2 per corpo B. Assegnato allo scopo di ridurre il numero di masse distinte applicata alla struttura, riducendo così i tempi di calcolo.

Figura 3.21: Dati INPUT per analisi dinamica

Per completare l'analisi vengano eseguiti nell'ordine, le seguenti azioni:

1) **Condensazione Statica**: in questa fase viene generata ed archiviata su file la matrice di rigidezza della struttura;
2) **Calcolo Autovettori**: il programma calcola un autovalore per ogni grado di libertà vibrazionale della struttura; Il programma visualizza i corrispondenti periodi, se significativi numericamente, dopodiché passa al calcolo ed all'archiviazione degli autovettori, di cui visualizza le percentuali di massa attivata, fino a superare l'85% delle masse totali, per ogni direzione di eccitazione.
3) **Visualizza Autovettori**: attiva la visualizzazione animata delle forme modali, perché sia possibile controllare qualitativamente il risultato dell'analisi modale.
4) **Generazione Condizioni sismiche**: in questa fase vengono calcolate le forze d'inerzia applicate alla struttura; ogni autovettore può generare fino a tre differenti condizioni di carico, ed in

effetti una per ciascuna direzione globale in cui il corrispondente coefficiente di partecipazione è diverso da zero. Ciascuna di queste condizioni di carico è automaticamente aggiunta in fondo alla lista delle condizioni già esistenti. Vengano proposti i modi con la massa maggiore di 5%.

Come risultato viene generato il file “dinamica.txt”, che contiene il riassunto del calcolo eseguito. I risultati più importanti relativi al corpo D sono rappresentati nella Figura 3.22 e relativi al corpo B nella Figura 3.23.

```
Valori risultanti per :
ag  0.983  [g/10]
Fo  2.655
TC* 0.288

Edificio con struttura in cem. armato  :
Fattore di struttura q             = 2.760

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 1.301

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [daN]
                1.                1.000            3170414.6
                2.                1.000            3425404.7
                3.                0.300             656724.9

                  ***  TABELLA AUTOVETTORI  ***

 n | PERIODO  |      MASSA ATTIVATA     |        COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE
   |  [sec]   |    %X      %Y      %Z   |   n+1    n+2    n+3    n+4    n+5    n+6    n+7
 1 | 1.458023 |  78.016   0.208   0.000 |  0.031  0.024  0.001  0.001
 2 | 0.848505 |   0.276  26.411   0.000 |  0.641  0.004  0.003
 3 | 0.787336 |   0.738  55.781   0.000 |  0.005  0.003
 4 | 0.227230 |  12.902   0.210   0.000 |  0.204
 5 | 0.186684 |   1.461   5.442   0.000 |
-----------------------------------------
   MASSA TOTALE  93.393  88.052   0.000 |
-----------------------------------------
```

Figura 3.22: Valori relativi al Corpo D

Valori risultanti per :
ag 0.983 [g/10]
Fo 2.655
TC* 0.288

Edificio con struttura in cem. armato :
Fattore di struttura q   = 2.760

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 1.301

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	5628180.9
2.	1.000	5790621.1
3.	0.300	1110452.3

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	1.829697	69.956	0.043	0.000	0.043	0.032	0.002	0.001			
2	1.152507	0.358	75.238	0.000	0.651	0.005	0.002				
3	1.071173	9.090	5.357	0.000	0.006	0.003					
4	0.338548	9.499	0.210	0.000	0.072						
5	0.237711	0.890	12.036	0.000							
	MASSA TOTALE	89.794	92.884	0.000							

Figura 3.23: Valori relativi al Corpo B

Come passo successivo viene realizzato analisi statica (Figura 3.24). Analisi statica è obbligatore, in quanto da esso verranno ricavati i torcenti addizionali di piano: genera delle nuove condizioni di calcolo, nelle quali vengono convogliate le forze sismiche come forze concentrate ai nodi. La forza sismica sui singoli nodi sarà proporzionale alla massa di ogni piano, come pure l'eventuale momento torcente addizionale. Le masse nodali sono calcolate a partire dai carichi presenti nelle condizioni date come riferimento, purché rivolti verso la direzione negativa dell'asse Z globale.

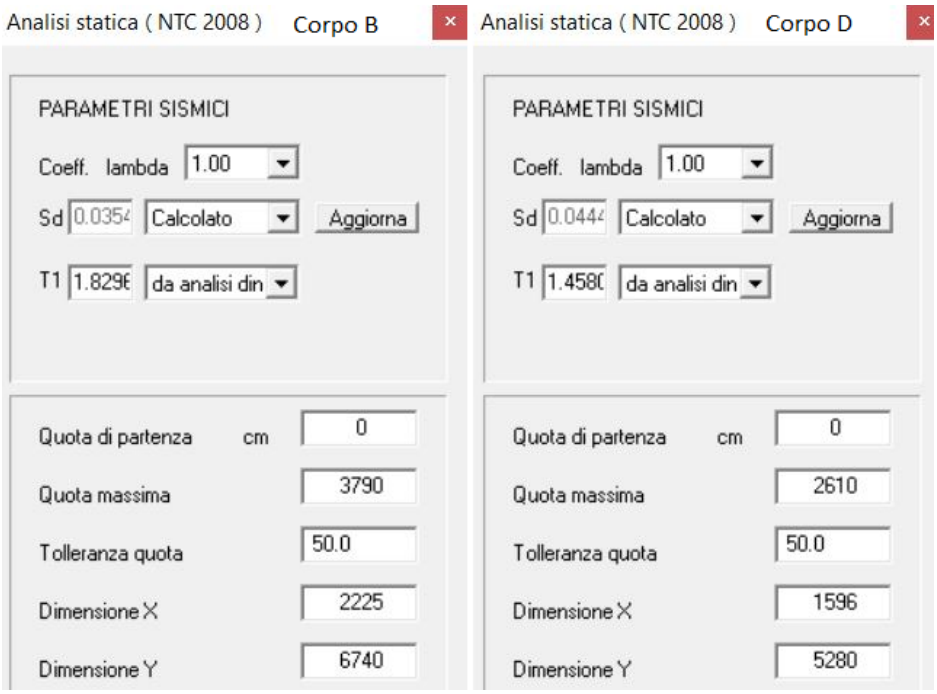


Figura 3.24: Dati INPUT per Analisi Statica

In seguito, vengano calcolati "Casi di carico", ovvero delle combinazioni di condizioni o altri casi, da utilizzare per le verifiche.

Ogni caso è composto da:

- Numero progressivo e descrizione alfanumerica;
- Tipo di verifica a cui è associato (Tensioni, ammissibili, Stato Limite Ultimo, Stati limite di Esercizio, ecc.);
- Tipo di combinazione: somma caratteristiche o inviluppo di esse.

Tutti i parametri sono proposti automaticamente dal programma di calcolo in conformità con le Norme Tecniche di Costruzione 2018, quindi non ho fatto nessun cambiamento. Possono essere scelti i casi di carico da calcolare, ma ho scelto calcolare tutti.

Successivamente vengano valutati le sollecitazioni per gli assegnati casi di carico, ovvero viene eseguito il calcolo della struttura per le condizioni di carico statiche e per quelle generate dall' "analisi dinamica".

Le operazioni che vengono compiute durante l'analisi statica sono le seguenti:

- Conversione dati grafica - struttura: questa opzione è necessaria per trasformare l'input grafico effettuato all'interno dell'"Ambiente Grafico" in un file leggibile dal modulo agli elementi finiti;
- Analisi statica vera e propria: consiste nel calcolo agli elementi finiti di tutta la struttura;

Come risultato viene creato un file Struttur.txt che contiene tutte le informazioni relative al modello strutturale, ovvero tutta la informazione relativa ai nodi, aste, gusci, caratteristiche aste, caratteristiche gusci, materiali, vincoli, aree di carico, carichi.

Però, in conformità allo scopo della mia tesi di laurea non mi interessa tutta la informazione. Sono interessata in informazione relativa agli spostamenti, soprattutto agli spostamenti massimi nella zona d'interessa.

Con la "zona di interessa" intendo la zona di contato tra due edifici adiacenti (Figura 3.25).

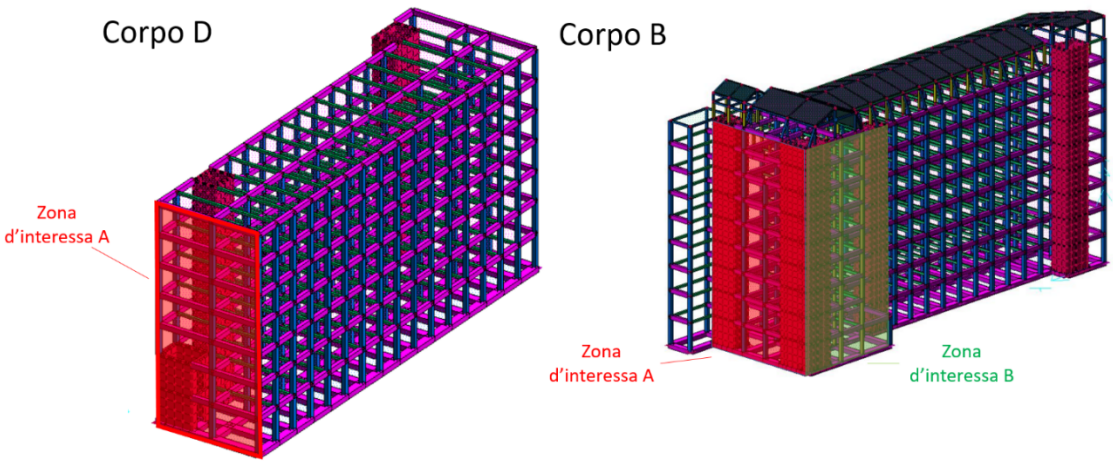


Figura 3.25: Zona di contatto

I risultati significanti relativi al corpo D sono rappresentati nella Figura 3.26 e Figura 3.27.

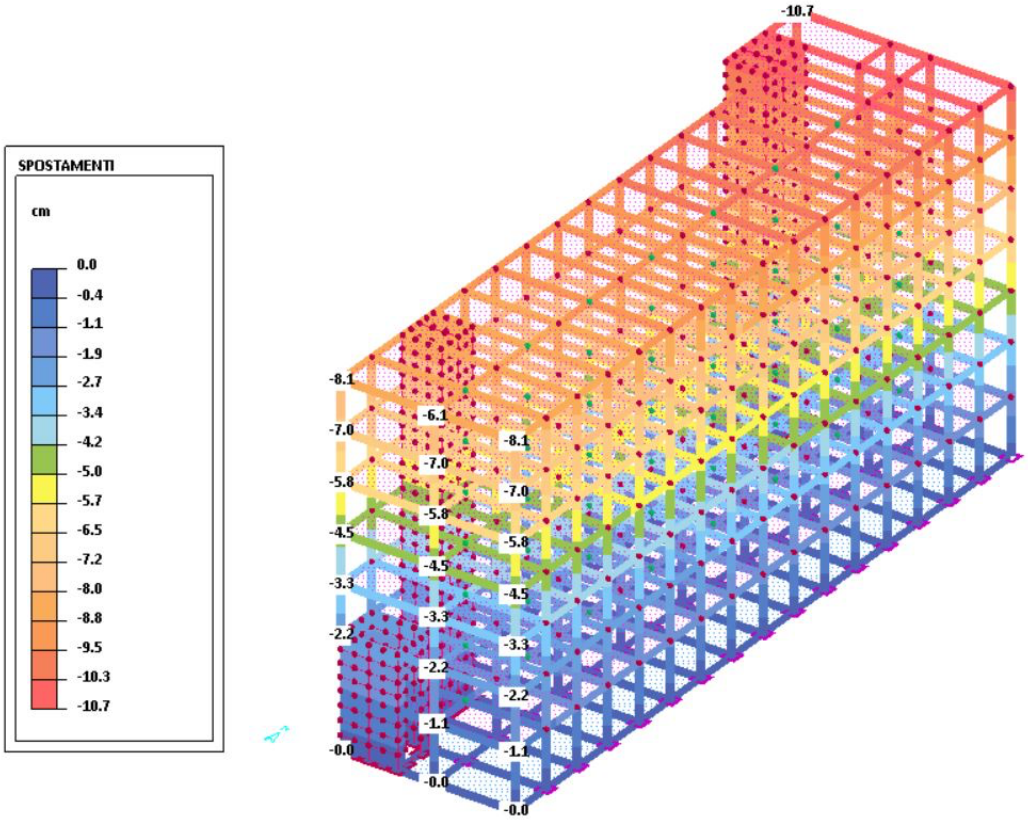


Figura 3.26: Spostamenti massimi del Corpo D nella direzione X

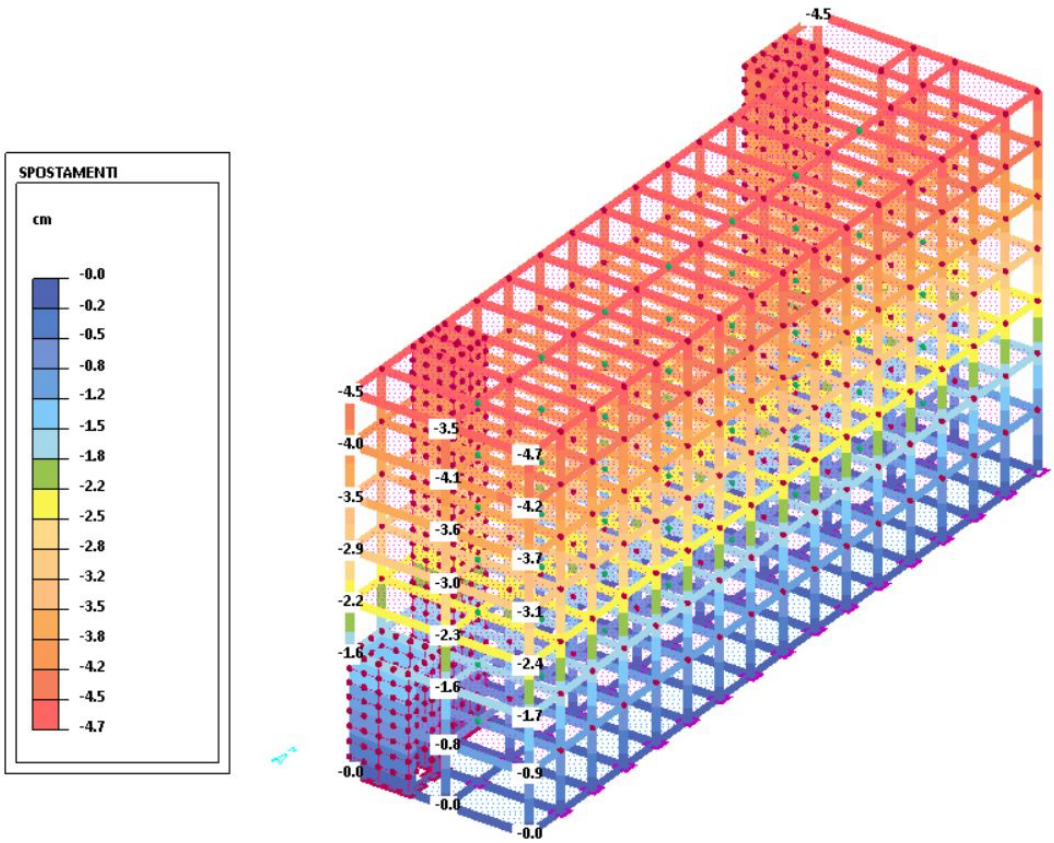


Figura 3.27: Spostamenti massimi del Corpo D nella direzione Y

I risultati rilevanti sono rappresentati nella Tabella 3.5:

Piano [cm]	Peso [daN]	Forza orizzontale equivalente [daN]	Spostamento X della zona A [cm]	Spostamento Y della zona A [cm]
420	852338	11066	1,1	0,9
810	831169	20811	2,2	1,7
1170	839331	30355	3,3	2,4
1530	834262	39456	4,5	3,1
1890	835387	48805	5,8	3,7
2250	836512	58180	7,0	4,2
2610	501342	40448	8,1	4,7

Tabella 3.5: I risultati del Corpo D

La massa complessiva della struttura: $m = 8891233\ kg$;

Taglio alla base: $F_b = 266211\ daN$;

Spostamento massimo nella direzione X: 8.5 cm;

Spostamento massimo nella direzione Y: 3.9 cm.

I risultati significanti relativi al corpo B sono rappresentati nella Figura 3.28 e Figura 3.29.

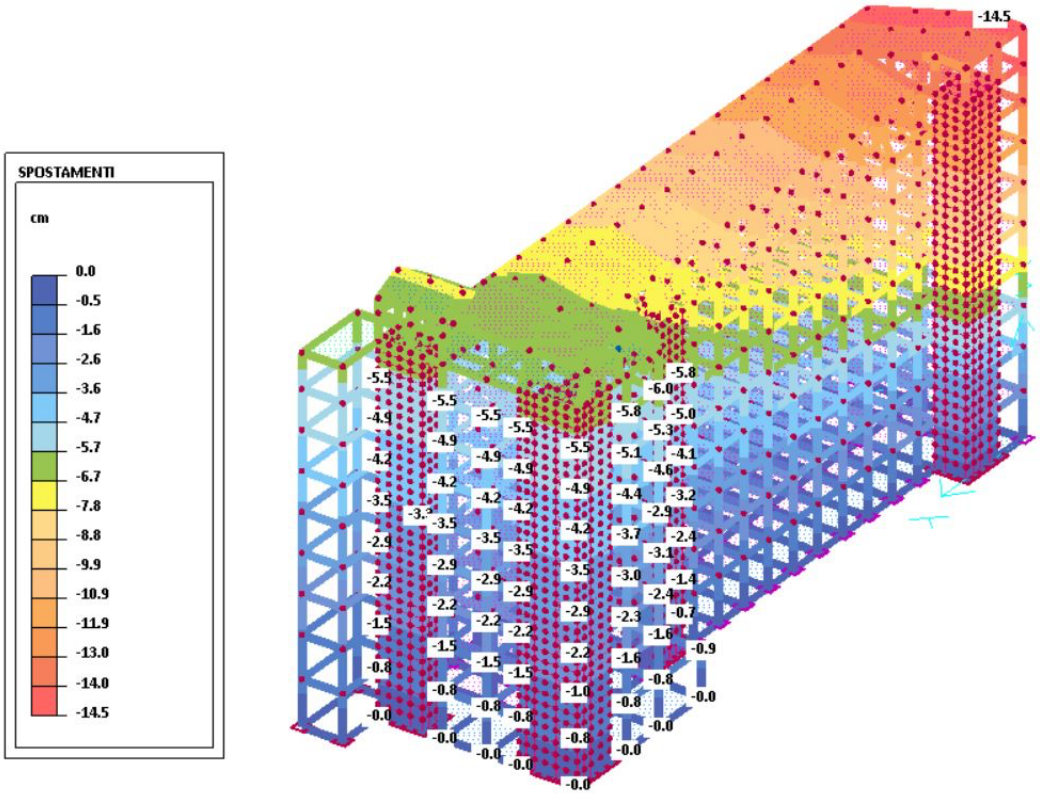


Figura 3.28: Spostamenti massimi del Corpo B nella direzione X

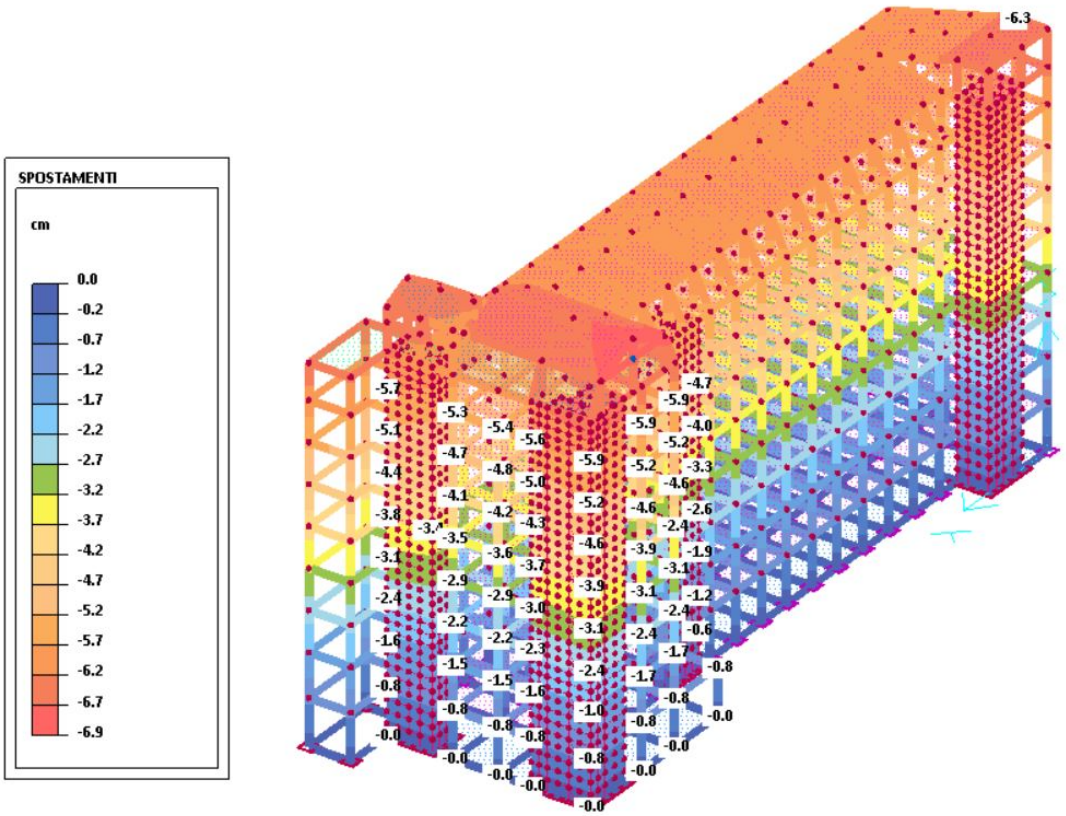


Figura 3.29: Spostamenti massimi del Corpo B nella direzione Y

I risultati significanti relativi al corpo B sono rappresentati nella Tabella 3.6.

Piano [cm]	Peso [daN/cm^3]	Forza orizzontale equivalente [daN]	Spostamento X della zona A [cm]	Spostamento X della zona B [cm]	Spostamento Y della zona A [cm]	Spostamento Y della zona B [cm]
420	1143029	9240	0.8	0.8	0.8	0.8
810	1104574	17220	1.5	1.6	1.6	1.7
1170	1099315	24755	2.4	2.4	2.4	2.4
1530	1100440	32405	2.9	3.1	3.1	3.1
1890	1100440	40030	3.5	3.9	3.9	3.9
2250	1101018	47680	4.2	4.6	4.6	4.6
2610	1104551	55486	4.9	5.3	5.2	5.2
2970	936219	53517	5.5	6.0	5.9	5.9
3290	681871	43177	6.1	6.4	6.5	6.5

Tabella 3.6: I risultati del Corpo B

La massa complessiva della struttura: $m = 15230367\ kg$;

Taglio alla base: $F_b = 383089\ daN$;

Spostamento massimo nella direzione X: 14,5 cm;

Spostamento massimo nella direzione Y: 6,9 cm.

Capitolo 4

Interventi di adeguamento sismico

Gli interventi di adeguamento consistano in consolidamento della struttura in modo da modificare la funzionalità di essa. Queste variazioni del comportamento della struttura hanno finalità di rinforzare struttura contro le azioni indotte dal sismo al fine di minimizzare i danni.

Alla base del capitolo 8.7.5 delle Norme Tecniche di Costruzione, per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- Verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- Scelta motivata del tipo di intervento;
- Scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- Dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- Analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- Verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

Il secondo punto: "La scelta motivata del tipo di intervento", è uno dei passi più importanti, perché dal tipo di intervento dipende il nuovo comportamento della struttura. Esistano i numerosi possibili interventi ed è obbligo del progettista scegliere quello giusto. I criteri di scelta posso essere diversi: tipo di intervento (tradizionale o innovativo), socio-economici, tecnici ecc. Però, come primo passo devano essere individuate le carenze dell'edificio. Con altre parole, va scelto uno scopo dell'intervento di adeguamento.

Possono essere migliorati i seguenti caratteristiche delle prestazioni sismiche:

- **Incremento della resistenza alle azioni orizzontali** – può essere realizzata modificando le sezioni strutturali (aumentando l'area della sezione resistente e/o aggiungendo armatura tesa) e introducendo nuovi controventi. Allo stesso tempo, l'aumento della sezione resistente provoca l'aumento della rigidezza della struttura.
- **Incremento della rigidezza tagliante** – introduzione dei sistemi di controventi mediante realizzazione di pareti di taglio in c.a. o telai in c.a. o acciaio. L'incremento di rigidezza consente di migliorare la risposta sismica della struttura in termini di deformazione, cioè migliora la capacità della struttura nei confronti dello stato limite di danno e migliora comportamento latero-torsionale. Però, devo fare attenzione perché si modifica lo schema strutturale.
- **Incremento delle caratteristiche complessive di duttilità** – permette ad aumentare la capacità di dissipazione di energia. La duttilità della sezione può essere incrementata aumentando il grado di confinamento della stessa mediante il cerchiaggio delle di potenziale formazione di cerniere plastiche con elementi metallici o in fibrorinforzati.
- **Modifica delle caratteristiche del moto sismico trasmesso alla struttura** – viene realizzato riducendo le masse. La riduzione delle masse consente di diminuire le azioni inerziali e quindi gli effetti indotti da un evento sismico su una struttura. L'alleggerimento può essere eseguito mediante sostituzione degli elementi strutturali con quelli più leggeri, mediante un cambio di destinazione d'uso, e mediante la demolizione di uno o più livelli.

Infatti, queste tecniche di adeguamento sismico possono essere differenziate come:

- **Tecniche di intervento locali** - a questa categoria sono inclusi: incremento di sezione ed armature, confinamento con sistema CAM, calastrellatura, confinamento con FRP;
- **Tecniche di intervento globale** – a questa categoria sono inclusi: inserimento di controventi metallici; inserimento di pareti sismo-resistenti, inserimento isolamento alla base, inserimento dei sistemi dissipatori, incamiciatura delle aste.

Riassumendo, tutti questi metodi sono finalizzati o ad aumentare la capacità sismiche del sistema (aumento della resistenza e/o duttilità) o a diminuire la domanda sismica. Questi sono tre strategie principale alla base dei quale scelgo un tipo di intervento.

Come già è detto, la struttura corrente viene realizzata nel 1965, quindi questa struttura sia stata progettata per soli carichi verticali. Siano evidenti le seguenti deficienze della struttura presente:

- **Carenza di duttilità** – principio della progettazione degli strutturi sollecitati ai soli carichi verticali sia principio della minima armatura, che porta ai meccanismi di collasso di tipo fragile (pilastri deboli-trave forte). Per di più, sono presenti la irregolarità in pianta e in elevazione;
- **Carenza di rigidezza** – è innegabile la mancanza di controventi alle azioni sismiche orizzontali in entrambe le direzioni principali, che porta agli spostamenti eccessivi che, a sua volta, provoca un effetto di martellamento tra Corpo B e Corpo D;
- **Carenza di capacità dissipativa** – fattore di struttura evidenzia la mancanza della capacità dissipativa dell'edificio.

Il problema consiste in fatto che non esista unica soluzione che può coprire tutte le carenze della struttura esistente. Quindi, per forza devo usare una combinazione delle soluzioni diversi. Per questo motivo, come interventi di adeguamento vengano scelti quelli che possono aumentare la duttilità e la rigidezza della struttura. Ossia, ho deciso eseguire la combinazione dei seguenti operazioni:

- Congiungimento rigido dei due corpi;
- Inserimento dei controventi;
- Introduzione degli isolamenti sismici;
- Introduzione dei sistemi dissipativi.

4.1. Calcolo dell'accoppiamento tra due edifici

Al fine di sodisfare i requisiti proposti da Norme Tecniche di Costruzione 2018, ovvero che debba essere assicurata la completa solidarietà strutturale tra edifici realizzati a contato con lo scopo di evitare fenomeno di martellamento, va realizzato un collegamento rigido tra due corpi adiacenti. Nello stesso tempo questi travi di accoppiamento devano possedere un'elevata duttilità per essere in grado di seguire a deformazione dei due strutturi collegate.

Un progetto delle travi di accoppiamento viene realizzato in parte con software CDM Dolmen in parte con un software Microsoft Excel.

4.1.1. Modellazione

Modellazione viene eseguito usando software CDM Dolmen. Travi di accoppiamento vengano schematizzati come aste doppiamente incastrati da garantire un collegamento rigido tra due corpi. Messi nei punti di incrocio delle travi principali, pilastri e travi secondari.

Al fine di ottenere le sollecitazioni delle travi di accoppiamento i due modelli del Corpo D e Corpo B, vengano messi nell'unico lavoro, collegati e sottoposti ad azione sismico e carichi verticali. Con altre parole, vengano eseguiti di nuovo analisi modali, ma in questo caso, della struttura

complessa. Imponendo gli stessi caratteristici dell'azione sismica e eseguendo analisi dinamica modale e poi quella statica come in precedenza, ho ottenuto le sollecitazioni massimi negli entrambi direzioni, che corrispondano a SLU e SLD.

4.1.2. Calcolo della rigidezza indispensabile

La valutazione della rigidezza, ovvero l'area della sezione delle travi di accoppiamento, viene eseguita usando un software Microsoft Excel.

Una connessione va effettuato con le travi di cemento armato, però nel calcolo la rigidezza del calcestruzzo non viene presa in considerazione, perché le sollecitazioni a cui sono sottoposti le travi di accoppiamento sono i prevalentemente sollecitazioni di taglio. Sapendo che calcestruzzo non resista a taglio e si fessura quasi subito dopo di applicazione del carico, ho trascurato un contributo della sua rigidezza. Nel questo caso calcestruzzo funge da materiale che copre l'armatura affinché protegga essa ed assicuri un collegamento adeguato. Per di più, viene usato un calcestruzzo di classe C32/40 con additivi antiritiro, ovvero con opposito superfluidificante. Siccome nello stesso tempo le travi di accoppiamenti devano possedere un'elevata duttilità per essere in grado di deformarsi secondo la deformazione delle strutture collegati, considero i barri di armatura fatti da acciaio duttile di classe B450C, con resistenza caratteristica dell'armatura pari a $f_{yk} = 450MPa$. Però, prima di mettere in opera l'armatura essa deve essere elaborata con trattamenti anticorrosivi. Riassumendo tutto, nei miei calcoli non ho preso modulo elastico effettivo, ma solo modulo elastico dell'acciaio, che sia pari a $E_{acciaio} = 2{,}1 \times 10^{11}\ N/m^2$.

Travi di accoppiamento, come già è sopracitato, al fine di simulare un comportamento dell'unica struttura, vengano considerati come travi doppiamente incastrati da garantire una connessione rigido tra due edifici. Affinché valuti l'area necessaria da garantire rigidezza della connessione richiesta, ho preso i due schemi strutturali della trave doppiamente incastrata (Figura 4.1 e Figura 4.2).

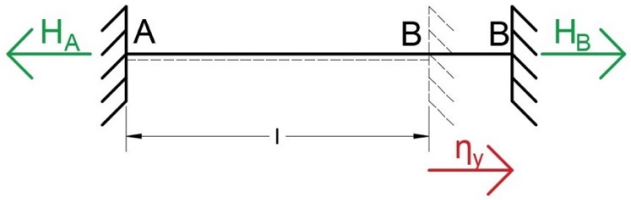


Figura 4.1: Reazioni notevoli di trave doppiamente incastrata. Caso di spostamento imposto Y

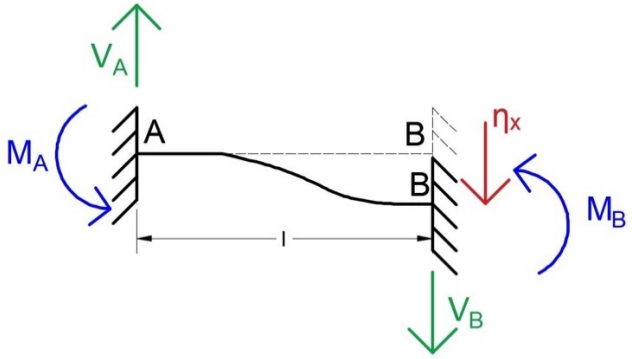


Figura 4.2: Reazioni notevoli di trave doppiamente incastrata. Caso di spostamento imposto X

Sia al caso di sollecitazione assiale sia al caso di sollecitazione tagliante corrispondano i certi equazioni delle reazioni vincoli:

Caso di sollecitazione assiale:

$$H_A = \frac{EA\eta}{l} \tag{4.1}$$

Caso di sollecitazione di taglio:

$$V_A = \frac{12EI\eta}{l^3} \tag{4.2}$$

Dove:

$\frac{EA}{l}$ — rappresenta la rigidezza della trave allo sforzo normale;

$\frac{12EI}{l^3}$ — rappresenta la rigidezza della trave al taglio;

l – lunghezza della trave;

η – spostamento imposti nella direzione considerata.

Gli spostamenti imposti η vengano determinati tramite la differenza tra gli spostamenti che subiscano i due strutturi separatamente nella direzione X e nella direzione Y, infatti sono gli spostamenti equiversi.

Successivamente, sapendo le reazioni vincolari delle travi di accoppiamento dall'analisi dinamica, altresì sapendo gli spostamenti imposti e modulo di elasticità, ho espresso i contributi dell'area:

$$H_A = \frac{AE\eta}{l} \rightarrow A = \frac{H_A l}{E\eta} \tag{4.3}$$

$$V_A = \frac{12EI\eta}{l^3} \rightarrow I = \frac{V_A l^3}{12E\eta} \tag{4.4}$$

Sapendo che per sezione circolare l'area e momento d'inerzia valgono:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \tag{4.5}$$

$$I = \frac{\pi d^4}{62} \rightarrow d = \sqrt[4]{64I\pi} \tag{4.6}$$

Esprimo A nel caso di sollecitazioni di taglio:

$$A = 2\pi\sqrt{I\pi} \tag{4.7}$$

In seguito, ho confrontato due aree espressi tra due equazioni corrispondenti al caso di sollecitazioni assiale e al caso di sollecitazione di taglio, e ho scelto l'area maggiore. Questa l'area della sezione assicura la rigidezza della sezione tale da raggiugere gli spostamenti imposti.

Mi serve la rigidezza della trave di accoppiamento tale da garantire una situazione come se fosse una struttura unica. Però, nello stesso tempo non devo sovrarigidire le travi per non ottenere situazione di "travi forte e pilastri deboli". Per questo motivo, assegno gli spostamenti ammissibile tale da garantire un comportamento rigido della struttura complessa. Ovvero, impongo gli

spostamenti imposti nella direzione Y pari a $\eta_y = 0{,}1\ cm$ e spostamenti nella direzione X pari a $\eta_x = 2\ cm$ e determino nuove aree necessarie tale da garantire omogeneità della struttura.

4.1.3. Calcolo della lunghezza di ancoraggio

Le travi di accoppiamento sono ancorate in fori predisposti e sigillati con malte cementizie antiritiro o resine epossidiche. La lunghezza di ancoraggio idonea è importante al fine della trasmissione delle sollecitazioni di interazione tra telaio esistente e travi di accoppiamento. Affinché semplifichi la trapanatura dei fori considero ancoraggi diritti, che vengano creati come prolungamento delle travi principali esistenti, al fine di garantire la omogeneità della struttura.

Determinazione della lunghezza di ancoraggio viene eseguita tramite equazioni prescritti nel Eurocodice:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min} \tag{4.8}$$

Dove:

α_1 - tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia adeguato; $\alpha_1 = 1$;

α_2 - tiene tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo; $\alpha_2 = 1$;

α_3 - tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto ad armatura trasversale; $\alpha_3 = 1$;

α_4 - tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd}; $\alpha_4 = 0{,}7$;

α_5 - tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto; $\alpha_5 = 1$;

$l_{b,rqd}$ - lunghezza di ancoraggio necessaria di base:

$$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd}) \tag{4.9}$$

$\emptyset$ - diametro della barra di armatura longitudinale;

σ_{sd} - tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio. Sia pari a tensioni di snervamento:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1{,}15} = 391{,}3\ MPa \tag{4.10}$$

f_{bd} - tensione di aderenza supposta uniforme e trova tramite equazione:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \tag{4.11}$$

f_{ctd} - valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo. Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo di classe C32/40 pari a $f_{ck} = 32\ MPa$. Valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo è data dall'espressione:

$$f_{ctd} = 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}/1{,}5 = 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot 32^{\frac{2}{3}}/1{,}5 = 1{,}41\ MPa \tag{4.12}$$

η_1 - coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto; In condizione di "buona" aderenza: $\eta_1 = 1$;

η_2 - riferito al diametro della barra; Per $\emptyset \leq 32\ mm$ vale $\eta_2 = 1$ per diametri maggiore vale $(132 - \emptyset)/100$;

Calcolo della lunghezza di ancoraggio minima nel caso di trazione:

$$l_{b,min} \geq max\begin{cases} 0{,}3 \cdot l_{b,rgd} \\ 10 \cdot \emptyset \\ 100\ mm \end{cases} \tag{4.13}$$

Va sodisfatta disequazione:

$$l_{bd} > l_{b,min} \tag{4.14}$$

4.1.4. Risultati

I risultati sono rappresentati nella Tabella 4.1:

Piano	Nr. dell'asta	H [daN]	V [daN]	η_y [cm]	η_x [cm]	A [cm^2]	Numero dei barri	D [mm]	l_{bd} [mm]
ST	3126	88	744	0,1	2	21,20	3	30	650
	3127	72	744	0,1	2	21,20	3	30	650
	3125	35	10	0,1	2	3,14	1	20	440
	3124	130	338	0,1	2	14,13	2	30	650
T	3132	88	22	0,1	2	6,28	2	20	440
	3133	72	53	0,1	2	6,28	2	20	440
	3131	35	101	0,1	2	9,42	3	20	440
	3130	130	134	0,1	2	9,42	3	20	440
1	3138	103	121	0,1	2	9,42	3	20	440
	3139	31	280	0,1	2	14,13	2	30	650
	3137	64	688	0,1	2	21,15	3	30	650
	3136	373	3213	0,1	2	50,86	5	36	810
2	3144	27	40	0,1	2	6,28	2	20	440
	3145	16	7	0,1	2	3,14	1	20	440
	3143	27	13	0,1	2	3,14	1	20	440
	3142	24	47	0,1	2	6,28	2	20	440
3	3154	15	25	0,1	2	6,28	2	20	440
	3157	20	32	0,1	2	6,28	2	20	440
	3151	16	8	0,1	2	3,14	1	20	440
	3148	21	14	0,1	2	3,14	1	20	440
4	3155	30	10	0,1	2	3,14	1	20	440
	3158	13	24	0,1	2	6,28	2	20	440
	3152	8	32	0,1	2	6,28	2	20	440
	3149	31	30	0,1	2	6,28	2	20	440
5	3156	59	40	0,1	2	6,28	2	20	440
	3259	8	32	0,1	2	6,28	2	20	440
	3153	20	1	0,1	2	3,14	1	20	440
	3250	29	4	0,1	2	3,14	1	20	440
6	3168	187	118	0,1	2	9,42	3	20	440
	3169	18	80	0,1	2	9,42	3	20	440
	3167	73	294	0,1	2	14,13	2	30	650
	3166	110	357	0,1	2	14,13	2	30	650

Tabella 4.1: I risultati

4.2. Determinazione dei controventi

I controventi metallici tradizionali hanno funzione di irrigidire la struttura esistente. In particolare, i controventi cambiano il comportamento strutturale globale da telaio a mensola incastrata alla base, con un incremento del taglio alla base così riducendo gli spostamenti di interpiano. Comportamento della struttura come una mensola significa che deformata del telaio segua quella dei pilastri, cioè vale l'ipotesa di "pilastri forti e travi deboli" (Figura 4.3).

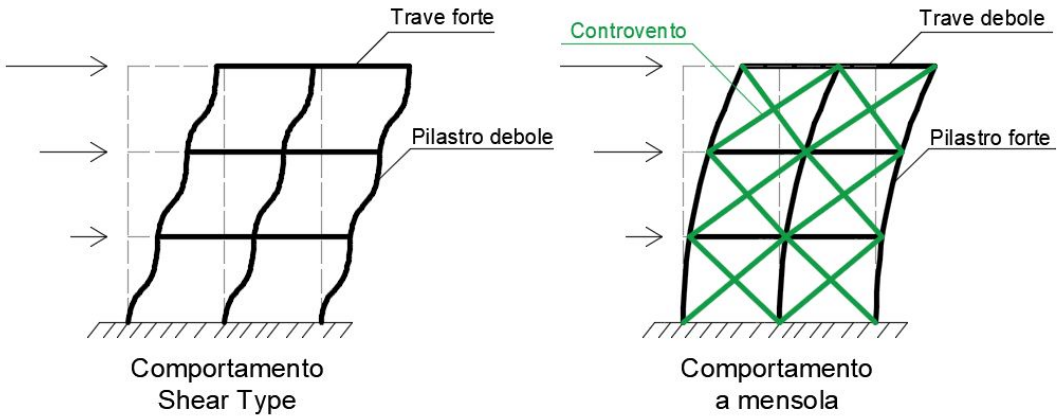


Figura 4.3: Cambiamento del comportamento con introduzione dei controventi

La scelta del tipo di controvento da inserire dipende da diversi aspetti:

- Estetici o architettonici;
- Presenza di aperture;
- Capacità di dissipazione che si vuole conseguire;
- Impiantistici;
- Posizione in pianta e in elevazione del controvento;
- Dimensioni ammissibili del controvento.

Difficoltà del progetto dei controventi consiste in:

- Definizione dei criteri di modellazione dei controventi;
- Verifiche locali dei collegamenti – va garantita la sovraresistenza delle connessioni;
- Assicurazione della distribuzione uniforme del sistema dei controventi;
- Esclusione di rotture fragili in pilastri e travi adiacenti i campi controventati.

4.2.1. Tipologia

Alla base del capitolo 7.5.2.1 delle Norme Tecniche di costruzione si distingue i seguenti tipi di controventi:

- **Controventi reticolari concentrici** (Figura 4.4) – nei strutturi con questo tipo dei controventi le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:

- **Controventi con diagonale tesa attiva** - in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;
- **Controventi a V** - in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;
- **Controventi a K** - in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna;

- **Controventi eccentrici** (Figura 4.5) - nei strutturi con questo tipo dei controventi le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.

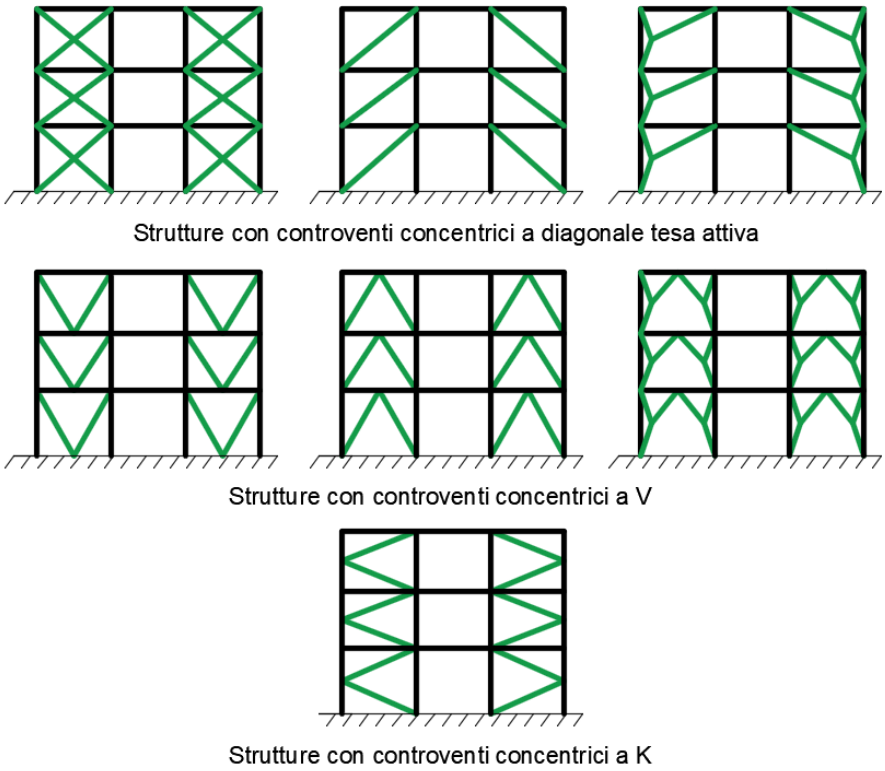


Figura 4.4: Rappresentazione dei controventi concentrici

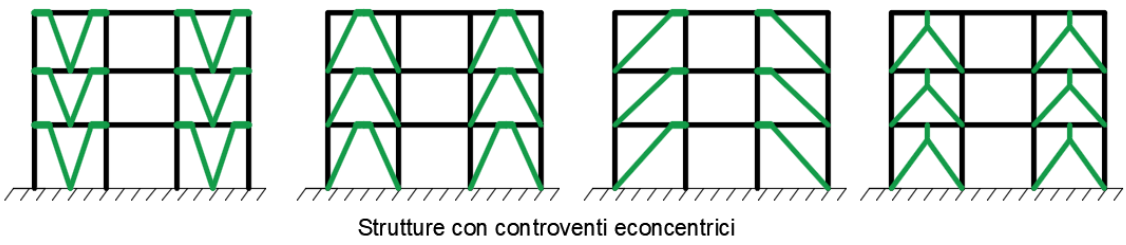


Figura 4.5: Rappresentazione dei controventi eccentrici

Al fine di ottenere un corretto funzionamento del comportamento strutturale, cioè riparazione delle azioni uniforme e conforme, vanno costruiti i collegamenti appropriati tra controventi e telai.

4.2.2. Modellazione

La modellazione è eseguita usando un software CDM Dolmen tramite elemento "asta" modificando gli svincoli interni. Cioè impongo gli svincoli in cui si annullano completamente i momenti flettenti alle due estremità ed il torcente ad una sola estremità.

Posizionamento dei controventi è individuato alla base dei criteri seguenti:

- La regolarità strutturale;
- Presenza delle aperture – finestre.

La regolarità strutturale è valutata alla base del "elisse di rigidezza". In specifico, per ogni piano, ovvero per ogni livello strutturale, sono calcolati l'ellisse delle rigidezze, la regione di nocciolo e l'area baricentrica (Figura 4.6).

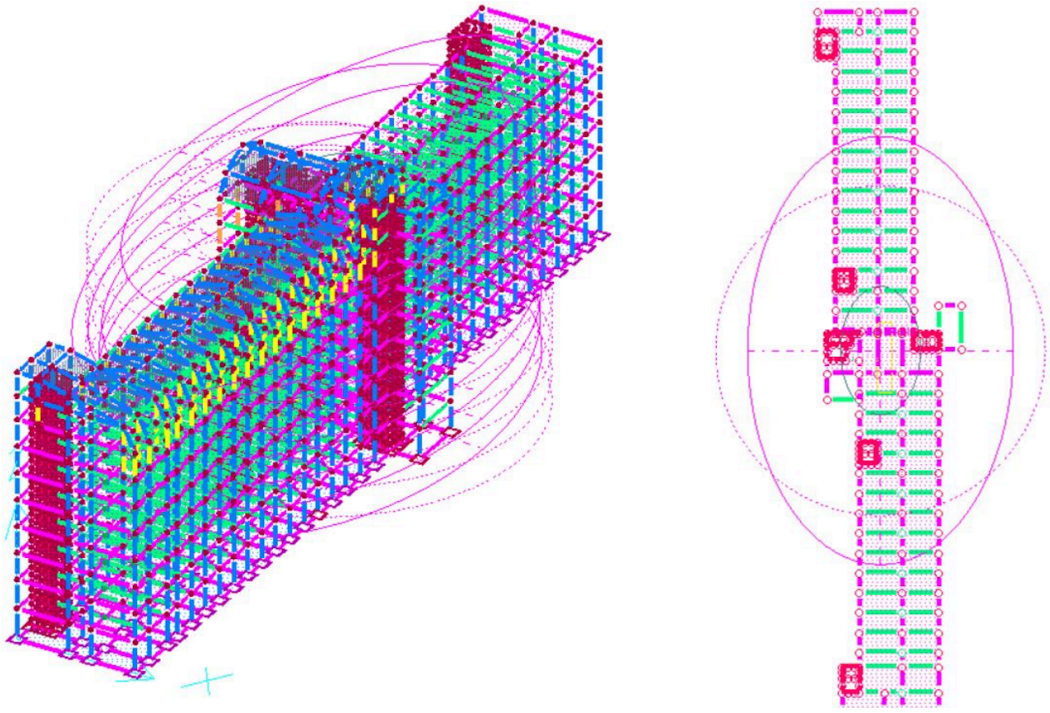


Figura 4.6: Elissi di rigidezza

La valutazione delle ellissi di rigidezza è realizzata tramite un software CDM Dolmen, dopo effettuazione dei Analisi Dinamica e Statica e calcolazione delle sollecitazioni. Per ogni livello struttura sono individuati i parametri seguenti: rigidezze flessionale in entrambi direzioni principali, rigida torsionale, coordinate del centro di rigidezze, coordinate del baricentro, raggi di inerzia, raggio di giratorio, i rapporti tra più piccolo raggio di rigidezza e il raggio di giratorio, distanze tra baricentro e centro delle rigidezze rapportate al rispettivo raggio di rigidezza, percentuale dinamica.

Per me i parametri più importanti sono: coordinate X_k, Y_k del centro rigidezze, che rappresentano il punto attorno al quale avviene la rotazione del piano, e corrisponde al centro dell'ellisse di rigidezza (o delle rigidezze); coordinate X_g, Y_g del baricentro, che rappresentano il punto di applicazione della risultante delle azioni gravitazionali, e perciò anche delle forze

sismiche. Al fine di garantire la regolarità strutturale, ovvero annullamento del momento torcente aggiuntivo questi due baricentri di rigidezza e delle masse devano coincidere.

Altri parametri importanti da vedere sono rapporti tra distanze tra baricentro e centro delle rigidezze e raggio di rigidezza. Questi rapporti misurano l'eccentricità della forza sismica, che idealmente dovrebbe essere nulla (baricentro delle masse coincidente col centro delle rigidezze). Alla base del Eurocodice 8 si considera una struttura "regolare in pianta", se i rapporti sono minori di 0.3. Nella grafica la regolarità in pianta significa che il rettangolo baricentrico cada all'interno della regione di nocciolo.

Quindi, il mio obiettivo consiste in posizionamento dei controventi in modo tale da garantire al più possibile la coincidenza dei baricentri di massa e dei baricentri di rigidezza, affinché annulli momento torcente. I risultati delle analisi sono rappresentati nella Tabella 4.2:

Quota del piano [cm]	X_k [cm]	Y_k [cm]	X_g [cm]	Y_g [cm]	$(X_g - X_k)/r_x$ ok (< 0.3)	$(Y_g - Y_k)/r_y$ > 0.3
420	626.7	5980.7	691.0	5860.3	0.0287	0.0343
810	624.8	5984.0	710.4	5859.5	0.0387	0.0354
1170	632.4	5979.3	709.6	5858.4	0.0350	0.0341
1530	640.7	5971.5	711.4	5856.3	0.0323	0.0323
1890	649.6	5960.7	711.3	5859.3	0.0286	0.0284
2250	658.6	5947.2	711.4	5862.2	0.0249	0.0239
2610	667.4	5932.0	755.8	5148.3	0.0434	0.1894
2970	673.3	5918.3	838.2	3492.6	0.0847	0.5127
3290	678.6	5904.8	812.0	3595.1	0.0705	0.7004

Tabella 4.2: I risultati delle ellissi di rigidezza

Dai analisi vedo che fino a sesto piano (quota 2610 cm), la struttura è abbastanza regolare. Però, dalla quota 2610 cm, per una ragione di assenza dei piani nel corpo D, i due baricentri non coincidano nella direzione Y.

La presenza delle finestre lungo tutta la struttura anche complica il posizionamento dei controventi.

Analizzando tutte le difficoltà e dopo certi numeri dei tentativi, ho deciso posizionare controventi nel modo simmetrico lungo i due bordi della struttura lasciando intervallo libero per le finestre. Per di più, considero i controventi nella zona centrale, nonché interni, al fine di diminuire l'eccentricità degli ultimi piani. Nella Figura 4.7 i controventi sono rappresentati con colore blu.

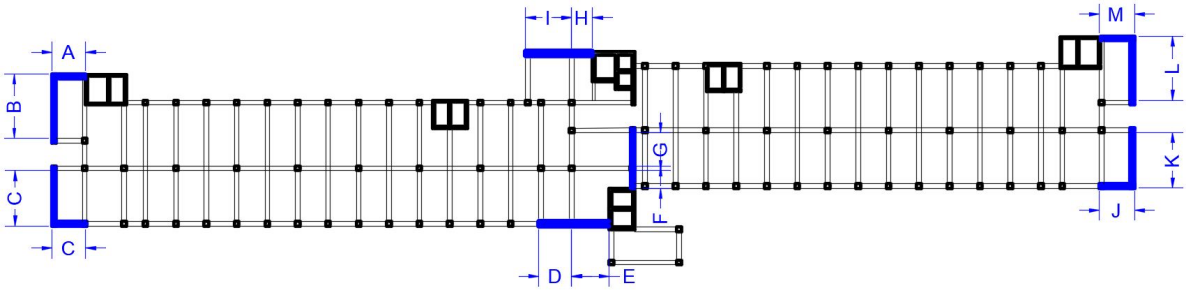


Figura 4.7: Posizionamento dei controventi

Come risultato, sono riuscita trasformare la struttura in più regolare, ma non ho ricevuta la coincidenza dei baricentri negli ultimi due piani.

4.2.3. Determinazione dell'area indispensabile

Considero i controventi concentrici a X (anche chiamati a "Croce di Sant'Andrea) con diagonale tesa attiva. I controventi fatti da acciaio S355, con resistenza a snervamento $f_y = 355\ N/mm^2$.

Le aree indispensabile vengono calcolate alla base delle sollecitazioni agenti, ovvero sforzi normali agenti, ricevuti dall'analisi dinamica che è stata eseguita con CDM Dolmen. Però, senza tener conto del comportamento non lineare del materiale.

Come già è sopracitato nei controventi a X le zone dissipativi sono principalmente disposti nelle diagonali tesi, in cui, in conformità al criterio di gerarchia di resistenza, lo snervamento deve precedere il raggiungimento della resistenza delle travi e dei pilastri. Però, prima di raggiungere lo snervamento della diagonale tesa esiste la fase in cui è attiva anche la diagonale compressa. Nel caso se la resistenza all'instabilità della diagonale compressa è troppo elevata, si può avere un picco iniziale di sollecitazioni di taglio e come risultato, al fine di rispettare un criterio di "capacity design", sarà richiesta una resistenza elevata di travi, colonne e fondazione, che a sua volta può portare a sovraccarico di essi.

Per evitare il picco di carico nella fase di comportamento elastica delle diagonali la NTC2018 prescrive i limiti della snellezza adimensionale, che nel caso di controventi concentrici ad X e per edifici con più di due piani sono pari a:

$$1{,}3 \leq \bar{\lambda} \leq 2 \tag{4.14}$$

Il limite superiore serve per garantire al controvento un sufficiente capacità dissipativa.

La snellezza adimensionale è data dalla formula:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr,E}}} \tag{4.15}$$

Dove:

$N_{cr,E}$ – è rappresenta il carico critico di Eulero:

$$N_{cr,E} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{l_0^2} \tag{4.16}$$

Dove:

E – modulo di elasticità, che sia pari a $E = 210000\ N/mm^2$;

I_{min} – è il momento di inerzia relativo all'asse ortogonale al piano di minore rigidezza;

l_0 – lunghezza libera d'inflessione; per l'asta incernierata a due estremità è uguale alla lunghezza della asta.

Però, al fine di rispettare i margini della snellezza adimensionale è necessario di assumere per le diagonali sezioni con raggi giratori molto piccoli. Le sezioni generalmente usati per controventi, quelli a U o doppio L, prossedano raggio giratorio elevato. Perciò, considero come sezioni dei diagonali i piatti semplici. Dispongo i piatti con il lato maggiore in direzione perpendicolare al controvento, così facendo evito l'instabilità fuori piano, che può provocare i gravi danni ai tamponamenti. Per di più, impiego dei piatti semplici mi permette risolvere facilmente il problema dell'esatta calibrazione della sezione delle diagonali in base alla resistenza richiesta. In questo

modo, evito i sovradimensionamenti delle sezioni che sono imprescindibile quando si usa i profili comuni.

Le aree indispensabile dei controventi sono esplicitate dalla resistenza richiesta:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \leq f_d \rightarrow A = \frac{N}{f_{yd}} \tag{4.17}$$

Dove:

N – azione assiale di trazione;

A – l'area richiesta;

f_{yd} – la resistenza a snervamento di calcolo, viene valutata tramite l'equazione (4.10) e pari a $f_{yd} = 308{,}70\ MPa$.

Però, per una ragione di presenza del valore elevati di sforzo normale di compressione, a parte di verifica della snellezza adimensionale, decido fare verifica di instabilità, ossia controllo la resistenza di sezione con carico critico di Eulero che provoca instabilità nella asta.

Per di più, al fine di garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti di sovra-resistenza devono differire non più del 25%. Cioè calibro manualmente la resistenza ai vari piani affinché soddisfaccia questo criterio. Il coefficiente di sovra-resistenza viene valutato tramite equazione:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \tag{4.18}$$

Dove:

$N_{pl,Rd,i}$ - è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale;

$N_{Ed,i}$ – è la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica.

I risultati ottenuti relativi ai profili usati per controventi sono rappresentati nell'Allegato 1.

4.2.4. Determinazione dei bulloni

Le diagonali sono collegate ai fazzoletti mediante giunti bullonati con doppio coprigiunto e dimensionati con un'opportuna sovra-resistenza. I fazzoletti sono saldati ai piastri d'angolo, che a sua volta, sono collegati con nodi trave-pilastro tramite giunti bullonati (Figura 4.8). Impiego delle soluzioni bullonate per realizzare collegamenti tra i diagonali e i nodi di estremità è preferibile rispetto a soluzione saldata, siccome durante processo di saldatura si generano gli stati di coazione che favoriscano sovra-resistenza a compressione nelle diagonali.

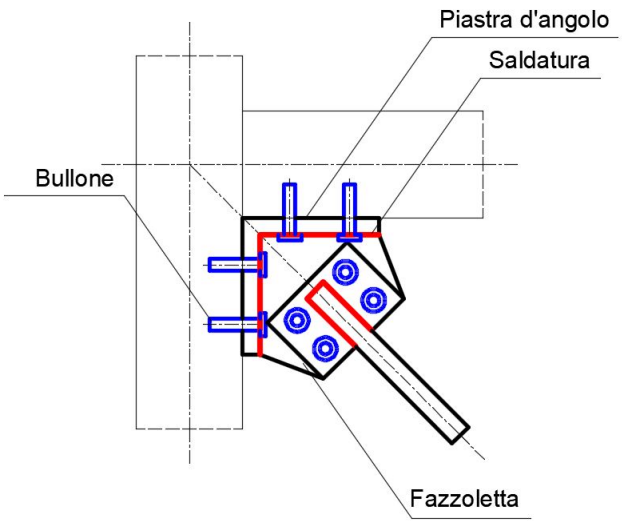


Figura 4.8: Collegamento tra controvento e nodo trave-pilastro

La quantità dei bulloni necessari viene calcolato alla base di Eurocodice 3 e NTC2018.

Considero i bulloni di alta resistenza di classe 10,9 con tensioni di snervamento $f_{yb} = 900\ N/mm^2$, tensioni di rottura $f_{tb} = 1000\ N/mm^2$, tensioni di progetto a trazione $f_{t,Rd} = 720\ N/mm^2$, tensioni di progetto a taglio $f_{v,Rd} = 400\ N/mm^2$.

Avendo unione a taglio trovo la quantità indispensabile dei bulloni alla base della verifica a taglio del bullone che dovrà risultare:

$$\tau \leq f_{v,Rd} \tag{4.19}$$

Dove:

τ – tensioni tangenziali agenti. Siccome ho considerato un collegamento con doppio coprigiunto le sezioni resistenti del bullone a taglio sono due. Assumo che tensioni sono ripartiti uniformemente e trovo tramite equazione:

$$\tau = \frac{V}{2nA} \tag{4.20}$$

V – sforzo di trazione agente;

t – è il numero di sezioni resistenti;

A – è l'area resistente;

Siccome ho considerato un collegamento con doppio coprigiunto le sezioni resistenti del bullone a taglio sono due. Alla fine, vengano usati i bulloni M20, M22, M24, M27. La quantità dei bulloni generalmente è pari a 4, nell'alcuni controventi è pari a 2 e 6.

La quantità dei bulloni necessaria da garantire la resistenza a trazione, cioè la quantità dei bulloni che assicurano unione tra piastra d'angolo e nodo trave-pilastro, viene definita alla base della verifica a trazione che dovrà risultare:

$$\sigma \leq f_{t,Rd} \tag{4.21}$$

Nel questo caso vengano realizzato coprigiunto semplice, cioè presente una sola sezione resistente. Nel questo caso, le tensioni agenti sono determinate alla base di equazione:

$$\sigma = \frac{N}{nA} \tag{4.22}$$

Vengano usati stessi bulloni come per collegamento a taglio, cioè quelli M20, M22, M24, M27. La quantità dei bulloni generalmente è pari a 4, nell'alcuni controventi è pari a 2 e 6. Tutti i risultati sono disposti nell'Allegato 1.

La posizione dei fori per le unioni bullonate venga disposta alla base delle limitazioni riportati nel NTC2018 e sono rappresentati nella Figura 4.9 e descritti nella Tabella 4.3 relativa a condizioni attuale, cioè per caso di unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali.

Distanze ed interassi	Minimo	Massimo
e_1	$1{,}2d_0$	$4t \div 40\ mm$
e_2	$1{,}2d_0$	$4t \div 40\ mm$
p_1	$2{,}2d_0$	$\min(14t; 200\ mm)$
p_1	$2{,}4d_0$	$\min(14t; 200\ mm)$

Tabella 4.3: Posizione dei fori per unione bullonate

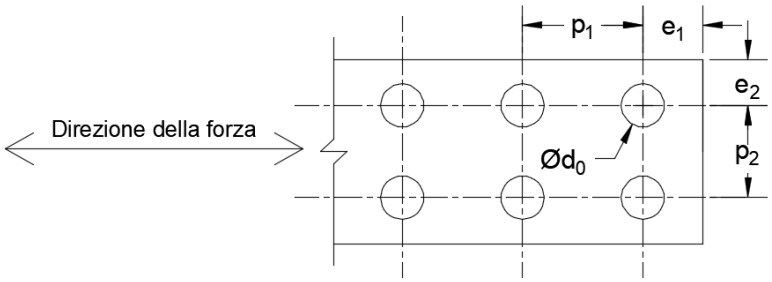


Figura 4.9: Parametri significativi per i collegamenti

4.2.5. Risultati

Tutti i risultati sono disposti nell'Allegato 1.

4.3. Isolamenti sismici

L'isolamento sismico rientra nel sotto gruppo di strategie di protezione come "controllo passivo delle vibrazioni", che venga usata per la protezione sia delle costruzioni nuovi che quelli esistenti. Questa tecnica di protezione è finalizzata a ridurre la risposta sismica orizzontale tramite uno dei seguenti effetti d'isolamento:

- Incrementando il periodo fondamentale della costruzione, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare (Figura 4.10). Come risultati ottengo:
  - Riduzione accelerazioni spetrali;
  - Riduzione dipendenza della risposta strutturale da caratteristiche sisma;
  - Vincolo contorno azioni orizzontali ambientali di breve periodo di ritorno;
- Limitando la massima forza orizzontale trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare (Figura 4.11). Come risultati ottengo:
  - Riduzione di forzi di inerzia sulla sovrastruttura;

- Sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

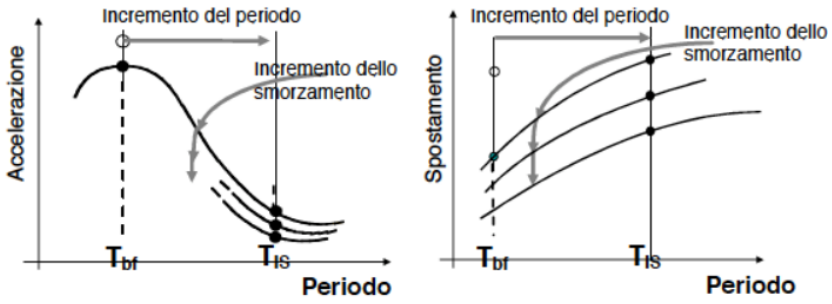


Figura 4.10: Incremento del periodo e dissipazione

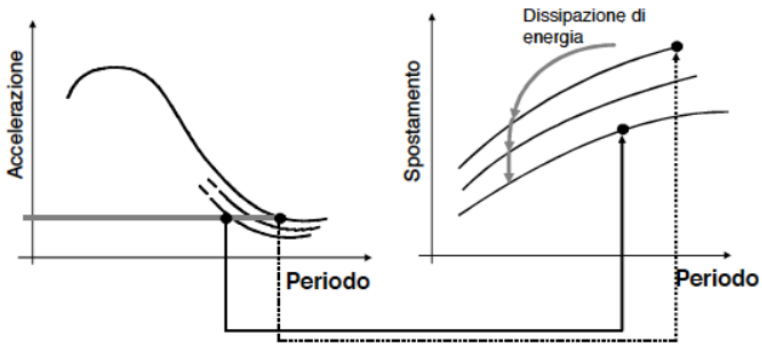


Figura 4.11: Limitazione della forza e dissipazione

Queste tecniche di protezione si utilizzano per conseguire migliori prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche.

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e di dissipazione. Ciascuno dei componenti di dispositivo d'isolamento deve possedere i seguenti funzioni:

- Sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- Dissipazione di energia con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- Ricentraggio del sistema;
- Vincolo laterale, con adeguata rigidezza sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche degli isolatori consente di "disaccoppiare" la sovrastruttura dalla sottostruttura nelle oscillazioni. Il "disaccoppiamento" consiste nella diversificazione del comportamento dinamico delle due suddette porzioni della costruzione: durante un moto oscillatorio, mentre la sottostruttura subisce deformazioni di modesta entità, tanto più quanto maggiore è la sua rigidezza, la sovrastruttura compie oscillazioni tanto più ampie quanto minore è la rigidezza e resistenza degli isolatori, come dimostrato nella Figura 4.12.

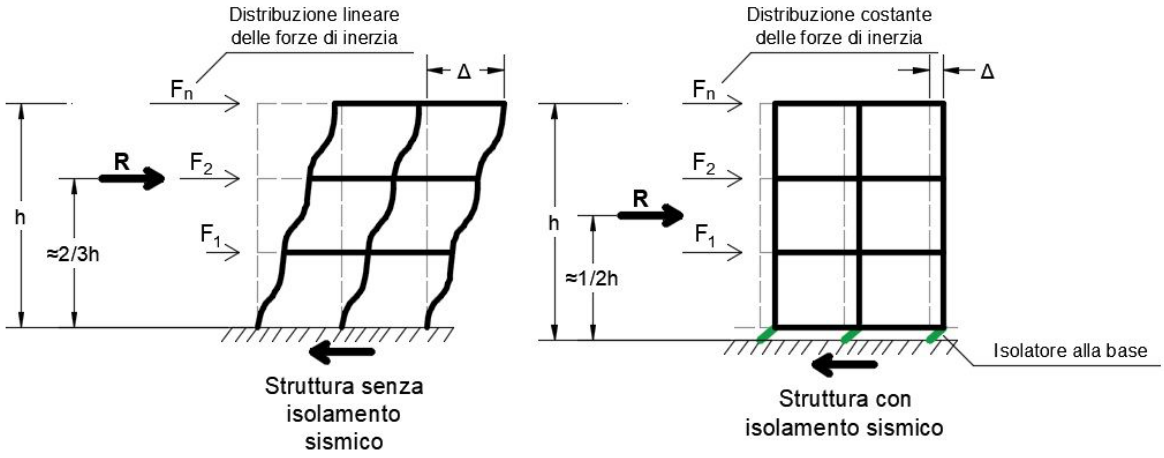


Figura 4.12: L'effetto di isolamento sismico

Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata risulta tre volte maggiore del periodo del periodo fondamentale della struttura con base fissa $T_{IS} \geq 2.5 \div 3T_{BF}$. Maggiore è l'incremento di periodo maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura e l'incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento. Generalmente il periodo della struttura isolata è intorno a 2,0 s ($T_{IS} \geq 2{,}0\ s$), ma non maggiore di 3 secondi, siccome con periodo superiore a 3 secondi si potrebbero avere spostamenti troppo elevati, tali da rendere la struttura inabitabile. Per di più, nel caso di spostamenti eccessivi scale e ascensori, condotte idriche, telefoniche diventerebbero inusabile.

Oscillazioni della parte superiore sono dovute per la maggior parte alla deformazione degli isolatori. Durante un terremoto, generalmente, tanto più sono ampie queste oscillazioni tanto più sono modeste le conseguenti accelerazioni, quindi le forze d'inerzia, che subisce la sovrastruttura. Ne consegue che l'isolamento è tanto più efficace quanto minori sono le accelerazioni della sovrastruttura. Più precisamente posso dire che efficienza del sistema di isolamento è tanto maggiore quanto più alto è il rapporto tra il periodo della struttura isolata e il periodo della struttura a base fissa.

Quindi sottolineare i seguenti vantaggi dell'isolamento sismico:

- Abbattimento delle forze di inerzia e quindi delle sollecitazioni;
- Riduzione degli spostamenti di interpiano: assenza di danni agli elementi non strutturali che garantiscano piena funzionalità anche dopo al terremoto;
- Elevata protezione del contenuto;
- Basa percezione del sisma da parte degli occupanti.

Dal punto di vista economico, l'eventuale costi maggiori (circa +10%) dovuti alla progettazione, l'acquisto e l'installazione dei dispositivi, comunque generalmente compensati dalla minore richiesta di rigidezza e resistenza della struttura necessarie per conseguire le prestazioni desiderate, così come dall'annullamento dei costi di riparazione.

Un importante requisito per progettazione di isolamento sismico, che la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico. Dal punto di vista pratico, questo significa che la progettazione dell'isolamento sismico avviene usando un fattore di struttura q molto basso, approssimativamente pari a $q \approx 1.5$, cioè senza tenere conto la capacità dissipativa della struttura.

Dal punto di vista matematico, un principio di isolamento sismico consiste nella trasformazione la risposta dinamica del sistema a più gradi di libertà (che rappresenta l'edificio generico) con

diverse forme modali e fattori di partecipazioni modali corrispondenti, nella risposta dell'oscillatore semplice con unica deformata dinamica (Figura 4.13). Questo significa che i fattori di partecipazione modale dei modi superiori sono trascurabili, ovvero le masse partecipanti siano concentrate nei primi modi, e il moto della sovrastruttura può essere considerato quasi traslato.

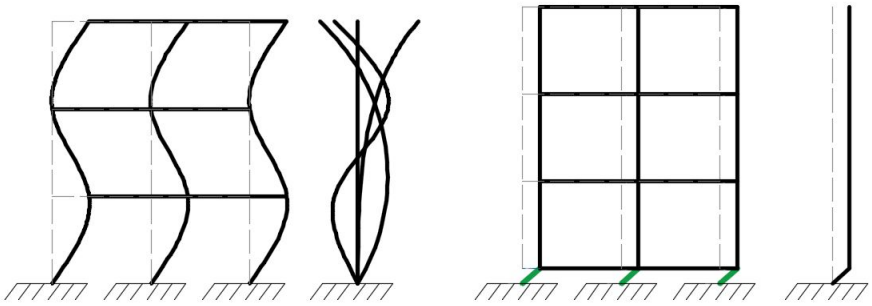


Figura 4.13: Deformati modali dell'edificio con base fissa e isolata

Un aspetto importante, ovvero al fine di rendere applicabile un modello di oscillatore semplice, si deve garantire che il rapporto tra la rigidezza orizzontale e verticale dell'isolamento sismico risulti maggiore di 800.

Un'altra importante variabile progettuale è lo smorzamento viscoso degli isolatori ξ. Nelle strutture in c.a. a base fissa lo smorzamento si considera smorzamento viscoso pari al 5%. Per strutture isolate lo smorzamento diventa invece una variabile di progetto, che è possibile scegliere in un ampio intervallo. Gli isolatori elastomerici più diffusi sono realizzati con 3 tipi di mescole (morbida, media, dura) con diverso smorzamento viscoso corrispondente. Per morbide e medie si ha uno smorzamento del 10-15% mentre per mescole dure del 15-20%. Avere a disposizione un elevato smorzamento è un vantaggio dal punto di vista dinamico, perché al crescere dello smorzamento si riducono le accelerazioni trasmesse (Figura 4.14).

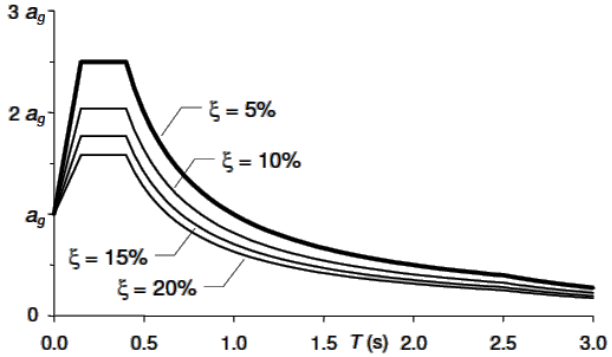


Figura 4.14: Spetro di risposta al variare smorzamento

Alla base di NTC2018 lo spetro di risposta va ridotto per tutto il campo di periodo $T \geq 0{,}8T_{IS}$, mediante un coefficiente riduttivo η, che viene trovato mediante equazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \quad con\ \eta \geq 0{,}55 \tag{4.23}$$

4.3.1. Tipologia

Le Norme Tecniche di costruzione 2018 prevedano i seguenti tipologie di isolatori sismici:

Isolatori Elastomerici - costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei di spessore variabile tra 8÷20 mm) e di acciaio (di spessore 2÷3 mm), quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali). Esistano due tipi di isolatori elastomerici senza nucleo di piombo e con nucleo di piombo, che ha funzione di dissipare energia mediante la plasticizzazione. Generalmente, per edifici di massa ordinaria hanno dimensioni di circa 50cm di diametro e meno di 30 cm di spessore. La schematizzazione dell'isolatore elastomerico è rappresentata nella Figura 4.13.

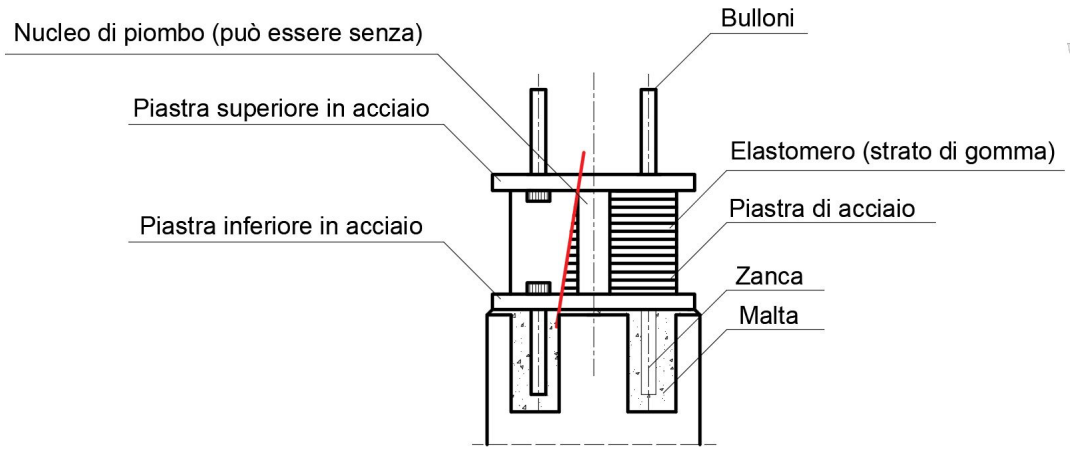


Figura 4.15: Isolatore Elastomerico

Al fine di garantire un comportamento dell'isolamenti indipendente dalla direzione dell'azione, gli isolatori elastomerici debbono avere in pianta due assi di simmetria ortogonali. Per determinare gli effetti di azioni perpendicolari agli strati tengano conto le loro dimensioni utili, cioè dimensioni delle piastre in acciaio depurate dei fori. Mentre, per gli effetti delle azioni orizzontali si considera la sezione intera dello strato di gomma.

Uno svantaggio principale consiste nella riduzione della capacità portante verticale al crescere dello spostamento orizzontale applicato. Perciò, questo tipo di isolamento richiede ispezione regolare, soprattutto dopo azioni sismici. Altro svantaggio importante è la scarsa resistenza al carico di servizio.

Isolatori a scorrimento – sono costituiti da una coppia di superfici curve o piane, che scorrono l'una sopra l'altra, caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito. L'isolatore è realizzato in acciaio mentre le superfici di scorrimento sono fatti da teflon. Tali isolatori hanno la duplice funzione di dissipare energia per attrito e di generare la forza di richiamo per il ricentraggio della struttura attraverso l'azione della gravità. Grande vantaggio, che questo tipo di isolatore non richiede ispezione periodiche per verificare la funzionalità come serve nel caso di isolatore elastomerico.

Si distingue due tipi di isolatore:

- *Isolatore con superficie principale di scorrimento sferica (Frictium Pendulum System)* – con unica superficie sferica che può essere superiore o inferiore, accoppiata ad un'articolazione a calotta sferica.

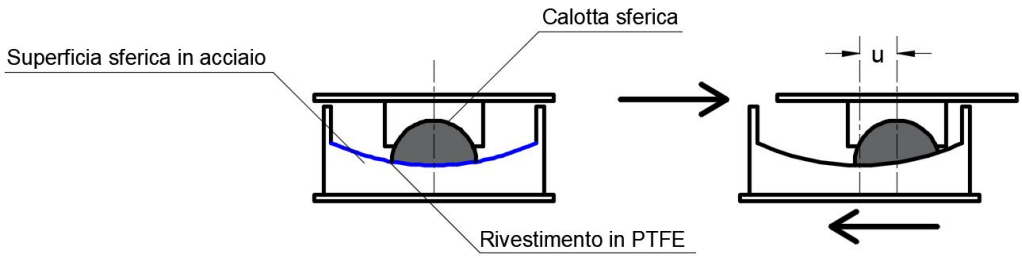


Figura 4.16: Schematizzazione dell'isolatore FPS

- *Isolatore a curvatura doppia (Double Concave Frictium Pendulum)* – caratterizzato da due superfici di scorrimento che possono essere con diverse curvature e coefficienti d'attrito. Consentono uno spostamento doppio rispetto isolatore FPS.

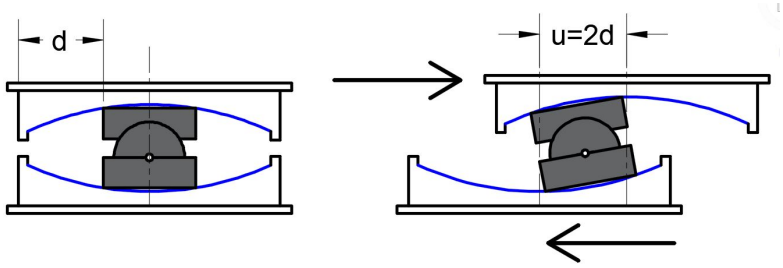


Figura 4.17: Schematizzazione dell'isolatore DCFP

In fatti, esistano anche dispositivi costituti da una combinazione delle precedenti categorie.

4.3.2. Individuazione degli isolamenti sismici

Basandosi sull'offerta del mercato italiano anche per ragioni economici, ho deciso realizzare isolamenti sismici del tipo elastomerici, con tipo di mescola morbida, ossia con coefficiente di smorzamento viscoso pari a $\xi = 10\%$ e modulo di elasticità tangenziale pari a $G_{din} = 0.4\ MPa$.

Alla base delle prescrizioni della normativa, ossia informazione sopracitata, isolamento sismico viene progettato basandosi sulle accelerazioni relative allo spetro elastico considerando i seguenti parametri: smorzamento viscoso pari a $\xi = 10\%$, fattore di struttura $q = 1.5$. Lo spetro elastico va ridotto per tutto il campo del periodo $T \geq 0.8T_{IS}$, assumendo per il coefficiente riduttivo che viene trovato tramite equazione (4.23):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+10}} = 0.816$$

Per ottenere l'incremento del periodo ottimale considero un incremento di 2.5 volte di quello fissa. Il periodo fondamentale della mia struttura già con controventi è pari a $T_{BF} = 1.129\ s$, così ottengo che il periodo della struttura isolata sarà pari a:

$$T_{IS} = 2.5T_{BF} = 2.823\ s \tag{4.24}$$

Quindi riduco lo spettro elastico per tutto il campo del periodo maggiore di:

$$T \geq 0.8T_{IS} = 2.258\ s \tag{4.25}$$

L'andamento dello spetro di risposta elastico è quello di progetto (ridotto) riportato nella Figura 4.18:

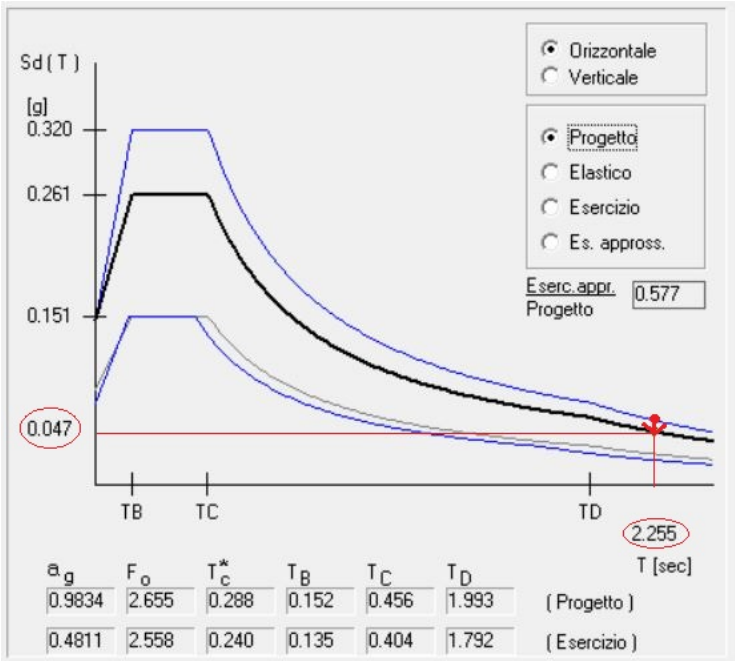


Figura 4.18: Spetro di risposta di progetto

L'immagine degli spetri di risposta sono presi dal programma CDM Dolmen. Purtroppo, non mi permette trovare l'accelerazione della mia struttura relativo al periodo fondamentale $T_{IS} = 2.823\ s$, per questo motivo calcolo esso manualmente, tramite equazione che rappresenta andamento dello spetro di risposta dopo periodo T_D, ma in conformità di L'OPCM 3274 incrementando il periodo T_D fino a $T_D = 2.5\ s$, al vantaggio di sicurezza:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) \tag{4.26}$$

Così ottengo:

$$S_e(T) = 0.9834 \cdot 1.5 \cdot 0.816 \cdot 2.655 \cdot \frac{0.456 \cdot 2.5}{2.823^2} = 0.45$$

In questo caso accelerazione spetrale relativo a periodo fondamentale della base isolata è pari a $a = 0.045g$.

La massa complessiva della struttura viene valutata sommando tutti i carichi verticali con coefficienti unitarie e dividendo per accelerazione di gravità $g = 9.81\ m/s^2$. Quindi è pari a $m = 24501{,}85\ t$.

Noti la massa della struttura e il periodo a base isolata, posso calcolare la rigidezza che il sistema di isolamento deve avere per ottenere l'allungamento del periodo desiderato mediante la formula:

$$T_{IS} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \rightarrow K_{eff} = \frac{M}{\left(\frac{T_{IS}}{2\pi}\right)^2} = 121.4\ kN/mm \tag{4.27}$$

La scelta di un tipo di isolatore è condizionata da vari fattori che interagiscono tra loro. Infatti ciascun tipo di dispositivo è caratterizzato da determinati parametri quali carico verticale sismico

massimo, rigidezza orizzontale, smorzamento, spostamento massimo, tutti i parametri che variano in base a determinati passi.

Però, accettabilità della scelta è prevalentemente condizionata dall'entità del carico verticale. Affinché garantisca un comportamento della struttura isolata uniforme, considero alloggiare isolamenti sismici con sezione trasversale identico. Per questo motivo, faccio semplificazione e al fine di determinare un carico verticale da supportare, diviso un carico totale della struttura per numero dei dispositivi di isolamento sismico. Faccio stessa operazione per determinare la rigidezza efficace di uno isolamento.

Carico verticale massimo agente sull'isolatore viene valutato in corrispondenza allo SLU senza sisma, usando combinazione fondamentale (2.5.1) delle NTC2018. Faccio così siccome questa combinazione fondamentale mi dà un valore del carico verticale il più grande. Così facendo ottengo:

$$V = 1.3 \cdot 91398080 + 1.5 \cdot (92320110 + 59126420) + 1.5 \cdot 1 \cdot\ 2173890 = \\ = 349248134\ N \tag{2.28}$$

Numero dei dispositivi sono 144 pezzi. Così ottengo i valori relativi ad uno isolamento sono:

- $V_1 = 2425.3\ kN$;
- $K_{eff,1} = 0.84\ kN/mm.$

Altro parametro da controllare è lo spostamento massimo che subiscono gli isolatori, parametro che cresce al crescere del periodo proprio. Ridurre l'entità degli spostamenti significa disporre isolatori più rigidi, quindi ridurre il periodo e pertanto incrementare le accelerazioni spettrali.

Sapendo che la struttura isolata alla base si comporta come oscillatore semplice con le masse partecipanti concentrate nei primi modi (modi traslatori) di vibrare, faccio semplificazione e considero che la struttura trasla rigidamente al di sopra del sistema di isolamento. In questo caso, gli spostamenti massimi del centro di rigidezza sono dati da espressione:

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{IS},\xi_{IS})}{K_{eff,min}} = \frac{24501850 \cdot 0.45}{12140} = 90.8\ mm \tag{4.29}$$

Sapendo che per isolatori elastomerici classici la rigidezza e lo spostamento laterale sono legati alle caratteristiche meccaniche e fisiche, posso definire i parametri geometrici dei dispositivi di isolamento da espressioni:

$$u_{max} = d_{dc} = \gamma t_r \tag{4.30}$$

$$K_{eff} = \frac{GA}{t_r} \tag{4.31}$$

Dove:

γ – è la deformazione a taglio dell'elastomero; nel mio caso è pari a 1.

Lo spessore totale dell'elastomero è pari a:

$$t_r = \frac{d_{dc}}{\gamma} = \frac{90.8}{1} = 90.8\ mm \tag{4.32}$$

L'area trasversale totale dell'elastomero:

$$A = \frac{t_r K_{eff}}{G} = 90.8 \cdot \frac{800}{0{,}4} = 181600\ mm^2 \tag{4.33}$$

Da cui segue che il diametro è pari a:

$$A = \frac{\pi \emptyset^2}{4} \rightarrow \emptyset = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 481\ mm \tag{4.34}$$

Basandosi sull'offerta del mercato ho scelto il seguente isolatore sismico dal produttore "FIP Industriale" che permettere gli spostamenti orizzontali pari a 100mm. In fatti, negligo parametro che rappresenta diametro di elastomero, siccome i parametri più importanti sono la resistenza verticale e rigidezza orizzontale. I parametri geometri anche sono importante, ma per motivi economici è più ragionevole considerare un isolatore con valori di resistenza e rigidezza idonei, ma trascurando un può i limiti geometrici. Isolatore scelto è rappresentato nella Tabella 4.4:

Marcatura	V [kN]	F_{zd} [kN]	K_e [kN/mm]	K_v [kN/mm]	D_g [mm]	t_e [mm]	h [mm]	H [mm]	Z [mm]	W [kg]
SI-S 400/50	1150	4680	1.01	1246	400	50	108	158	450	140

Tabella 4.4: Prestazioni dell'isolamento sismico scelto

Dove:

SI-S – significa isolamento sismico del tipo elastomerici, con tipo di mescola morbida (soft);

V – carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC;

F_{zd} – carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU);

K_e – rigidezza orizzontale equivalente;

K_v – rigidezza verticale;

D_g – diametro elastomero;

t_e – spessore della gomma;

h - altezza escluse piastre di ancoraggio;

H – altezza totale incluse piastre di ancoraggio;

Z – lato piastra di ancoraggio;

W – peso isolatore escluse zanche.

Al fine di assicurare l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili nel tempo, considero alloggiare isolamenti sismici nel piano sotterraneo al livello del primo impalcato, così riesco usare il solaio esistente come diaframma.

I pilastri prima della collocazione degli isolatori vengano adeguatamente rinforzati in modo da garantire un efficace confinamento della zona di appoggio dell'isolatore e dei martinetti idraulici. Perché i pilastri supportano le sollecitazioni aggiuntivi dati dai martinetti idraulici, che vengano alloggiati prima del taglio della parte sovrastante affinché supporti i carichi verticali. Questi martinetti idraulici vengano messi anche nel caso di l'eventuale sostituzione o manutenzione straordinaria dell'isolatore sismico. Uno spessore di incamiciature deve essere tale da garantire una sezione trasversale del baggiolo (la parte del pilastro su cui verrà collocato l'isolatore sismico è denominato baggiolo) commisurata alle dimensioni dell'isolatore sismico. Uno possibile rinforzo del baggiolo nonché una fondazione viene rappresentato nella Figura 4.19.

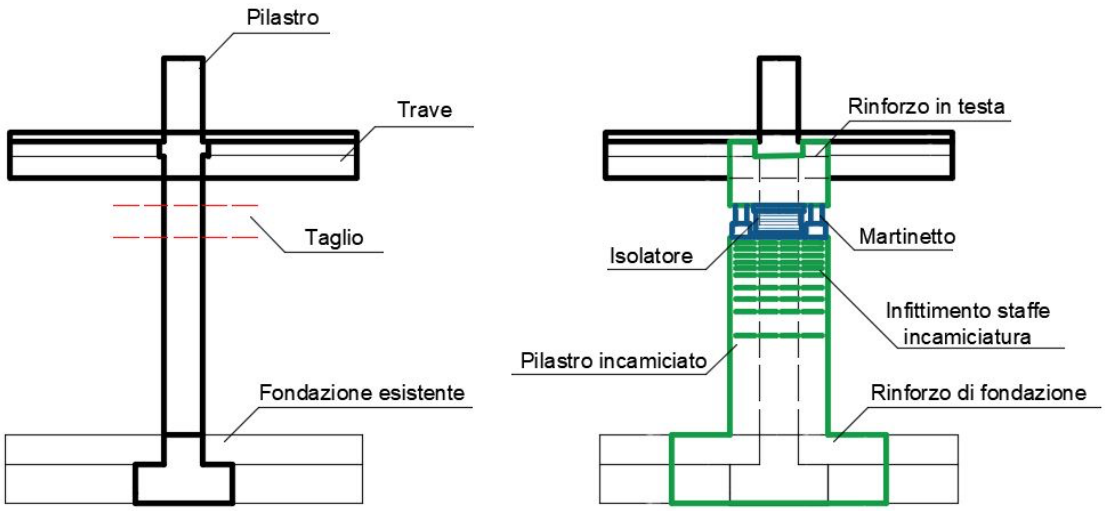


Figura 4.19: Rinforzo del pilastro e fondazione

4.3.3. Modellazione della struttura isolata sismicamente

La modellazione della struttura isolata alla base con isolamento sismico viene eseguita con software CDM Dolmen. Siccome un software CDM Dolmen non permette rappresentare una struttura isolata nel modo semplice, durante modellazione vengano ammessi alcuni semplificazioni

Al fine di simulare un comportamento dell'isolatore al più possibile realistico, inoltre rappresentare il comportamento della struttura isolata alla base nel modo opportuno, gli isolatori vengano modellati come elementi monodimensionali (asti) doppiamente incastrati alla base con incastro semplice e ad estremità con vincolo che blocca tutti gli spostamenti ma permette gli spostamenti orizzontali.

La rigidezza orizzontale equivalente dell'isolamento sismico viene presa in considerazione tramite sezione della asta. Nello specifico, basandosi sul comportamento della asta considero che questa asta come se fosse totalmente doppiamente incastrata, dove il carico del sismo viene rappresentato dal carico orizzontale che provoca gli spostamenti ad estremità della asta (Figura 4.20).

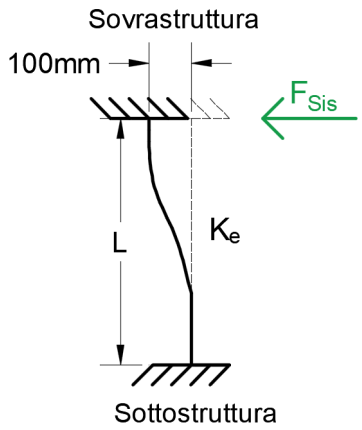


Figura 4.20: Schematizzazione dell'isolamento sismico

Legame tra spostamento orizzontale e parametri geometrici della asta viene rappresentato tramite equazione della rigidezza della asta doppiamente incastrata. Considerando lunghezza della asta con quale simulo isolamento sismico pari a $L = 200\ cm$, ricavo dall'equazione della rigidezza il diametro della asta tale da rendere questa asta un comportamento dell'isolamento sismico:

$$K_{asta} = \frac{12EI}{L^3} = \frac{12E\pi D^4}{64L^3} \rightarrow D = \sqrt[4]{\frac{K_{asta}64L^3}{12E\pi}} \tag{4.35}$$

Quindi diametro della sta vale:

$$D = \sqrt[4]{\frac{1010 \cdot 64 \cdot 2000^3}{12 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot \pi}} = 8\ cm$$

Dove:

$K_{asta} = K_e$ - rigidezza orizzontale equivalente dell'isolamento sismico;

L – Lunghezza della asta;

I – momento di inerzia della sezione della asta. Considerando che sezione è circolare momento di inerzia è pari a:

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \tag{4.36}$$

E – modulo di elasticità, che per acciaio è pari a $E = 2.1 \cdot 10^{11}\ N/m^2$;

D – diametro della asta.

Per di più, così facendo rappresento nel modo realistico il comportamento della sottostruttura, siccome i pilastri diventano aste doppiamente incastrati, cioè gli spostamenti orizzontali della sottostruttura vengano bloccati.

Il periodo fondamentale prevedibile della struttura isolata alla base è pari a:

$$T_{IS} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2\pi\sqrt{\frac{24501{,}85}{144 \cdot 1010}} = 2.58\ sec \tag{4.37}$$

Come già è sopracitato la struttura isolata alla base con isolamento sismico divenga l'oscillatore semplice con solo due modi di vibrare principale (modi traslatori in due direzioni principali).

Eseguendo analisi modali e come viene rappresentato nella Figura 4.21 ho ottenuto la giusta ridistribuzione delle masse:

DATI PROGETTO

Coeff. di smorzamento viscoso = 10.0
Fattore di struttura q = 1.500

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	2.844737	92.872	6.081	0.000	0.995						
2	2.823867	7.351	92.633	0.000							
	MASSA TOTALE	100.223	98.714	0.000							

Figura 4.21: I risultati dell'analisi dinamica

Come vedo dall'analisi dinamica a parte corretto ridistribuzione delle masse ho la coincidenza del periodo fondamentali della struttura previsto con quello da analisi dinamica:

$$T_{IS,teorico} = 2.823\ s \approx T_{x,analisi} = 2{,}84\ s$$

$$T_{IS,teorico} = 2.823\ s \approx T_{y,analisi} = 2{,}82\ s$$

Il comportamento della struttura che viene rappresentato dal Autovettore 1 e Autovettore 2 anche è corretta, cioè i primi e unici Autovettori sono del tipo traslatorio, dove la deformazione è principalmente concentrata al livello di isolatore sismico, ma sovrastruttura si sposta nel modo quasi rigidamente (Figura 4.22).

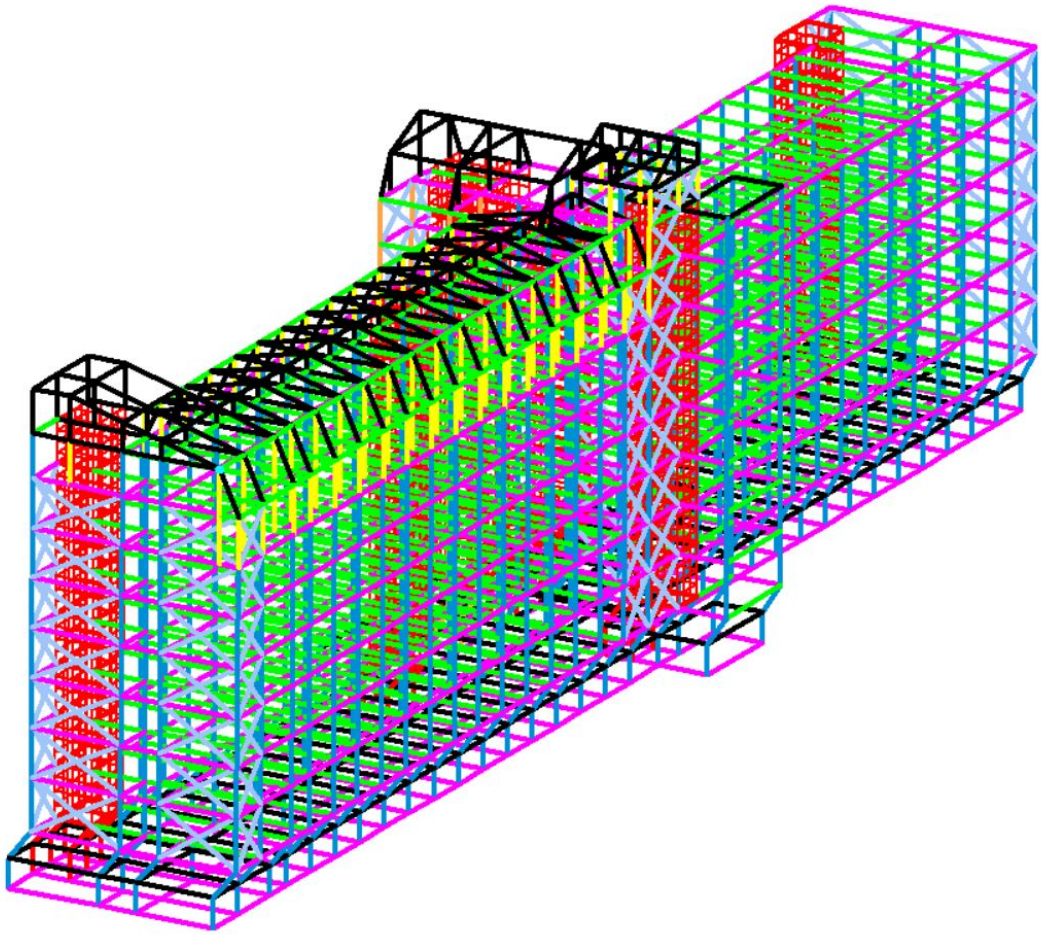


Figura 4.22: Autovettore 1

4.4. Controventi dissipativi

A parte dell'inserimento dell'isolamento sismico, esiste un altro metodo di adeguamento sismico passivo, ossia inserimento dei controventi dissipativi. Oggi giorno non avrebbe senso intervenire su un edificio con normali controventi, avendo la possibilità di applicare le tecniche di adeguamento moderni sarebbe più conveniente inserire controventi dotati di dissipatori di energia applicata dal terremoto alla struttura, riducendo di conseguenza la richiesta di duttilità della struttura esistente.

4.4.1. Confronto tra isolamento sismico e controventi dissipativi

L'obiettivo principale dell'intervento relativo ad impostazione dei controventi dissipativi è la riduzione, o meglio l'eliminazione, del danno strutturale, facendo in modo che la struttura non attinga alle proprie risorse di duttilità e limitando le sue escursioni in campo plastico. Stesso obiettivo ha un intervento relativo a inserimento di isolamento sismico. Nonostante che due metodi innovativi di protezione passivo abbiano lo stesso scopo, questo scopo si ottengano nei modi diversi.

I controventi dissipativi rendano la struttura più rigida, spostando i periodi propri della struttura in una zona dello spetro sismico a contenuto energetico più alto. Come risultato viene incrementata l'energia in ingresso, ma la concentra nei controventi, cioè la quantità d'energia che entra nella struttura esistente viene ridotta. In questo modo si ottenga una riduzione della risposta nel termine di spostamento.

La riduzione della risposta nei termini di forze si ottenga grazie ai dispositivi di dissipazione energetica che, in genere, sono collocati in parallelo ai controventi strutturali e sfruttano il moto relativo dei diversi piani per dissipare energia. Nello specifico, l'energia sismica in eccesso rispetto a quella che la struttura è in grado di sopportare, come già è sopracitato, viene assorbita da elementi più rigidi della struttura, i controventi, e da questi si indirizza su dispositivi ausiliari di dissipazione energetica, i quali, sfruttando le proprietà dissipative del loro legame costitutivo, abbatteranno le forze sismiche agenti complessivamente sulla struttura.

Isolamenti sismici, invece, rendano la struttura più flessibile spostando i periodi propri della struttura in una zona dello spettro sismico a contenuto energetico più basso. In questo modo si riduce significativamente la risposta nei termini di forze, aumentando come risultato lo spostamento al livello di isolatore sismico e abbattendolo nonché sollecitazioni relativi a sovrastruttura (Figura 4.23).

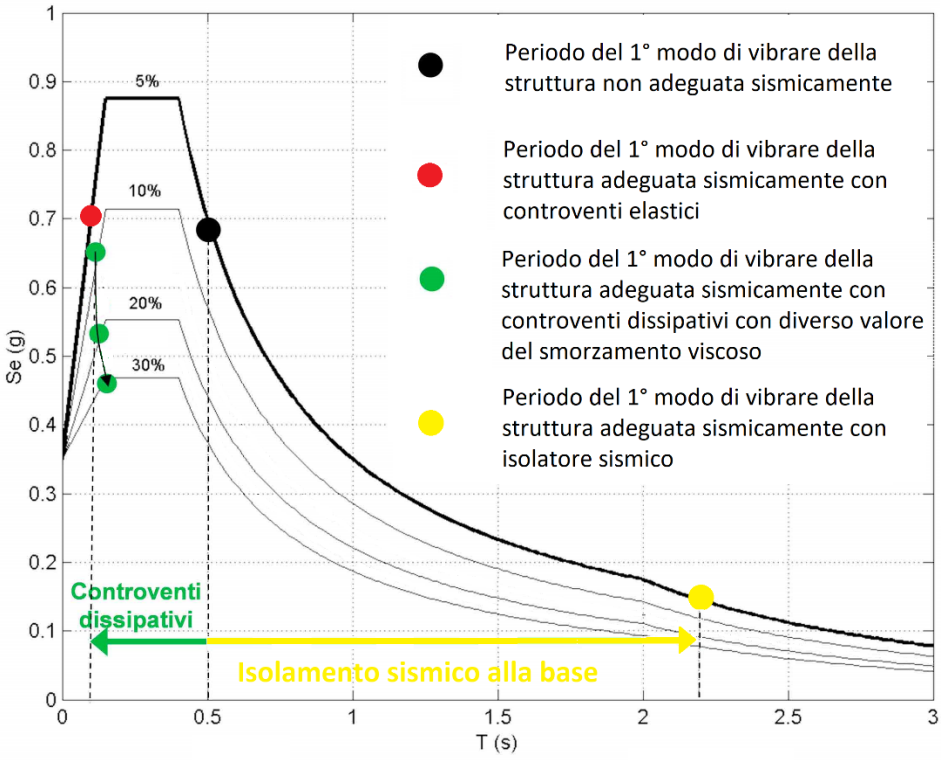


Figura 4.23: Differenza tra effetti dei diversi metodi di adeguamento sismico

In fatti, la protezione passiva mediante controventi dissipativi è molto efficace perché offre la riduzione dei danni strutturali sia attraverso l'aumento della rigidezza laterale sia con l'aumento del livello globale di dissipazione energetica della struttura.

Per di più, l'intervento mediante controventi dissipativi è caratterizzato da un più esteso campo di applicazione rispetto intervento mediante l'isolamento sismico. Ad esempio, si utilizza per edifici particolarmente alti con l'elevata flessibilità, dove l'isolamento non può essere usato. Altro esempio di più probabile applicazione di dissipazione energetica, quando è richiesto la immediata occupabilità della struttura. Un confronto tra diversi livelli di prestazionali e più probabile utilizzo del certo intervento viene riportato nella Tabella 4.5, che viene presa dalla normativa americana FEMA 356 Table C9-1:

Livello prestazionale	**Performance Range**	**Isolamento**	**Dissipazione energetica**
Operatività	Controllo del danno	Molto probabile	Applicabilità limitata
Occupabilità Immediata		Probabile	Probabile
Salvaguarda della Vita	Sicurezza limitata	Applicabilità limitata	Probabile
Prevenzione del Collasso		Non consigliabile	Applicabilità limitata

Tabella 4.5: Confronto tra applicabilità dei due metodi di protezione sismica passiva

Anche dal punto di vista economia un l'intervento mediante controventi dissipativi è più adotto quando le risorse economiche sono limitati.

4.4.2. Tipologia dei dispositivi per la dissipazione energetica

Si distingue due grandi famigli dei dispositivi dissipativi, ovvero:

- Dispositivi a cui i meccanismi dissipativi legati alla velocità – viscosi e viscoelastici (viscous fluid, viscoelastic dampers);
- Dispositivi a cui i meccanismi dissipativi legati agli spostamenti – isteretici.

4.4.2.1. Dispositivi "dipendenti dalla velocità"

Nei dispositivi viscosi e visco-elastici la dissipazione dell'energia si ottenga sfruttando la resistenza al movimento dei fluidi viscosi. Questi dissipatori sono costituiti da un cilindro riempito con un fluido viscoso e da un pistone che crea due camere e che è libero da muoversi in entrambe le direzioni. Questo pistone è dotato di orifizio che permette il passaggio del fluido. La dissipazione di energia avviene tramite la laminazione del fluido nel circuito idraulico. Le caratteristiche del fluido e la geometria dell'orifizio determinano la relazione di proporzionalità. Cioè mediante opportuni accoppiamenti fluido-orifizio si possono ottenere diversi risposte non lineare. Un esempio del tipico dissipatore viscoso viene rappresentato nella Figura 4.24:

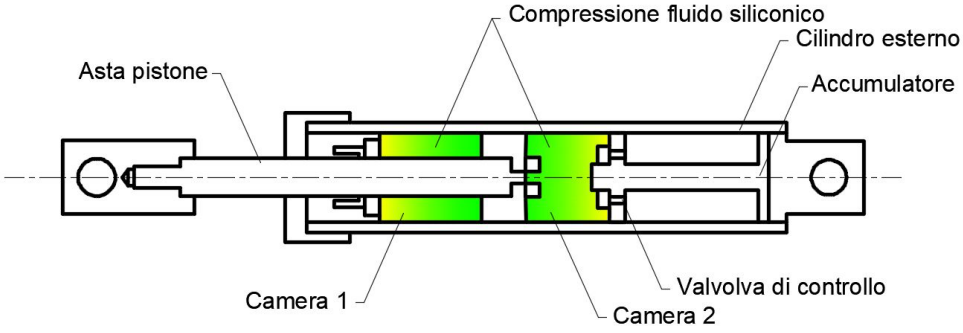


Figura 4.24: dissipatore sismico viscoso della Taylor Device Inc.

Il principio di funzionamento dei dispositivi viscosi è rappresentato nella Figura 4.25:

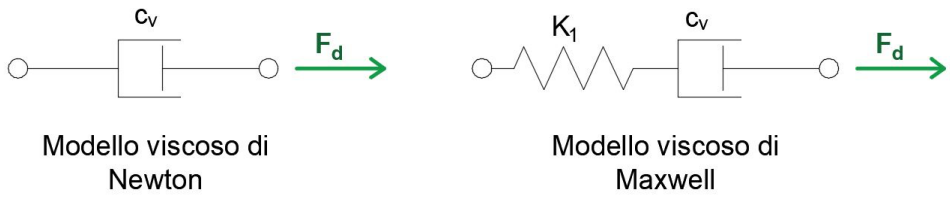


Figura 4.25: Dispositivi viscosi

Dove, nel caso di dispositivi viscosi, o fluidi viscosi, lineare (Modello Newton), il comportamento costitutivo segue la legge:

$$F_d = c_v \dot{x} \tag{4.38}$$

Dove:

$\dot{x}$ – è la velocità di deformazione;

F_d – la risposta sismica del dispositivo;

c_v – è coefficiente di viscosità.

Cioè nel questo caso l'unico parametro necessario per caratterizzare un comportamento del dispositivo viscoso lineare è costante c_v.

Nel caso di dispositivi viscosi non lineari (Modello viscoso di Maxwell), la legge costitutiva può essere posta nella forma:

$$F_d = c_v |\dot{x}|^{\alpha} sgn(\dot{x}) \tag{4.39}$$

In questo caso i parametri caratteristici sono due: la costante viscosa c_v e l'esponente α che controlla il comportamento non lineare.

Nel caso di dissipatori visco-elastici, presente anche il materiale solido a cui caratteristiche di risposta anche dipendano dalla velocità. Questo tipo di dissipatore è caratterizzato da uno strato di materiale solido visco-elastico interposto tra due profili a T. La dissipazione di energia avviene mediante deformazione a taglio dei due strati di materiali ovvero quando le vibrazioni strutturali producano scorrimenti relativi fra la piastra centrale e le flange laterali. Però, a differenza del caso dei dissipatori viscosi, il sistema ritorna nella posizione iniziale quando termina l'applicazione della

forza esterna. Un esempio del tipico dissipatore visco-elastico viene rappresentato nella Figura 4.25:

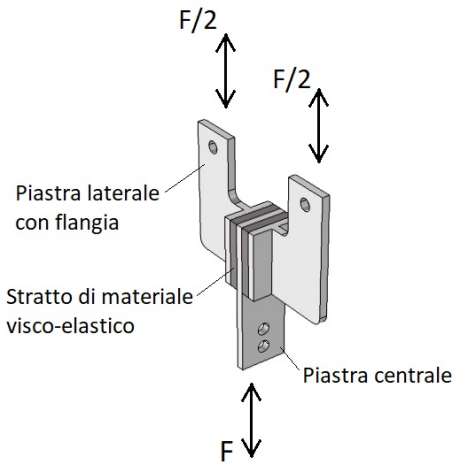


Figura 4.25: Dissipatore visco-elastico (3M Company)

Il principio di funzionamento dei dispositivi visco-elastici è rappresentato nella Figura 4.26:

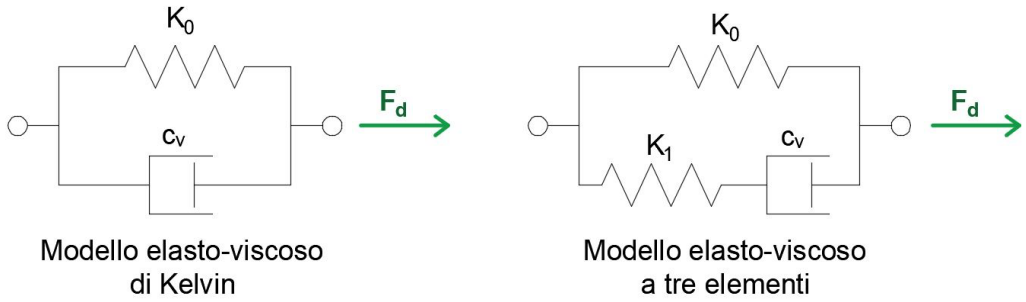


Figura 4.26: Dispositivi viscoso-elastici

Per quanto riguarda i dispositivi visco-elastici, il modello più semplice è quello di Kelvin che è costituito da due elementi: da una molla e da uno stantuffo disposti in parallelo. I due componenti presentano la stessa deformazione e la forza si ottiene dalla somma dei due contributi. Quindi il comportamento costitutivo può essere descritto con equazione:

$$F_d = K_0 x + c_v \dot{x} \tag{4.40}$$

Dove i parametri che descrivano un comportamento del dispositivo sono:

K_0– è la rigidezza della molla;

c_v – è costante dello stantuffo.

La schematizzazione a tre elementi è più realistica per la descrizione di dispositivi basati su materiali viscosi. Nel questo caso la forza complessiva è data dalla somma delle forze presenti nei due rami e sul secondo ramo è necessario separare componente elastica e componente viscosa:

$$F_d = K_0 x + K_1 (x - x_v) \tag{4.41}$$

I parametri caratteristici sono tre: K_0, K_1, c_v.

Una proprietà importante relativa ai dissipatori viscosi e visco-elastici è la capacità di conservare le proprie caratteristiche anche dopo un evento sismico. Questo permette di evitare la sostituzione dei dispositivi dopo un evento sismico e assicura la protezione sismica anche per gli eventi immediatamente successivi. Questa caratteristica è in particolare importante per la protezione delle opere strategiche (ospedali, ponti e retti), che devono assicurare la loro efficienza proprio nel periodo immediatamente successivo all'evento sismico.

4.4.2.2. Dispositivi "dipendenti dallo spostamento"

Generalmente si chiama "Dissipatori isteretici". Possono essere a comportamento lineare o non lineare in funzione del legame forza-spostamento che li caratterizzano sotto azioni cicliche e degli spostamenti residui che mostrano in fase di scarico. Questi dissipatori isteretici dissipano l'energia sismica mediante la plasticizzazione dell'acciaio ad alta duttilità di cui sono costituiti.

Si distinguano tre tipo di dispositivi isteretici:

I dissipatori per attrito (friction dampers) – che dissipano energia attraverso l'attrito che si sviluppa al contatto tra due superfici che scorrono l'una rispetto altra.

Un esempio del dissipatore ad attrito viene rappresentato nella Figura 4.27:

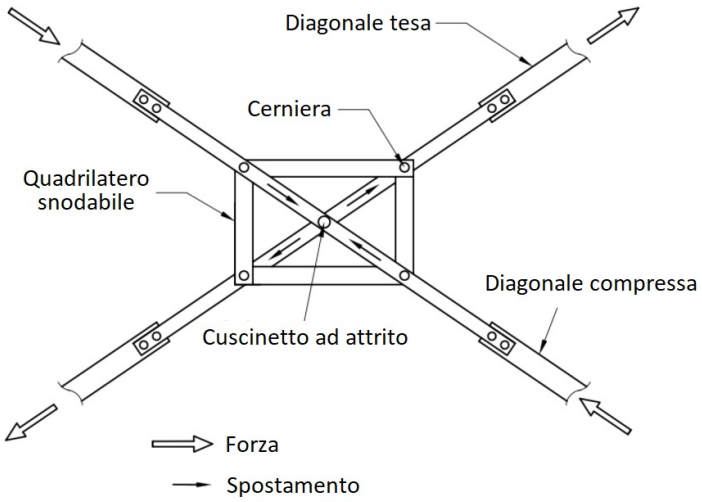


Figura 4.27: Dissipatore ad attrito

Uno degli svantaggi più importanti del questo dispositivi che dopo azione sismica dissipatore va sostituito perché esso non garantisce una sufficiente ripetitività di comportamento.

Questo meccanismo può essere schematizzato mediante un sistema inizialmente rigido che si deforma solo quando raggiunge un livello di soglia della forza applicata (Figura 2.28):

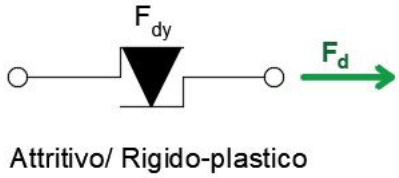


Figura 4.28: Schematizzazione del comportamento del dispositivo attritivo/ Rigido-plastico

Dove la forza interna è di tipo reattivo e assume il valore necessario ad assicurare l'equilibrio, a condizione che non venga superato il valore di soglia:

$$|F_d| \leq F_{dy} \tag{4.42}$$

Dove:

F_{dy} – è la forza di scorrimento che dipende dalle caratteristiche del particolare dispositivo e può essere ottenuto dal prodotto del coefficiente di attrito per la forza normale di coazione tra le superfici.

Dispositivi elasto-plastici – sono dispositivi basati sulla deformazione plastica di materiali duttili, generalmente metallici, dove prima di superare il valore di soglia F_{dy}, si osserva una deformazione del tipo elastico. Il comportamento di dispositivo elasto-plastico può essere descritto mediante una molla in serie all'elemento rigido plastico (Figura 4.29):

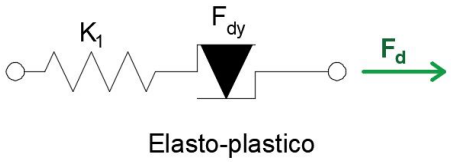


Figura 4.29: Schematizzazione del comportamento del dispositivo elasto-plastico

La presenza della rigidezza elastica prima di superare il valore di soglia che determina lo scorrimento, indurre un incremento della rigidezza complessiva della struttura e una conseguente variazione della risposta dinamica dovuta alla riduzione del periodo. Cioè come risultato si ottenga la riduzione degli spostamenti e un incremento del taglio totale alla base. Le prestazioni dissipative, a sua volta, sono generalmente molto elevate e superiori a quelle che si ottengano con i sistemi viscoelastici.

Però, anche nel questo tipo di dissipatori presente una grande svantaggio relativo a limitata capacità del materiale di subire deformazioni cicliche in campo plastico (fatica oligociclica). Questo significa che questi sistemi sono "a perdere" e devono essere sostituiti dopo che hanno svolto la loro azione di protezione dissipando energia.

Per quanto riguarda la legge costitutiva, la forza di risposta F_d ha carattere costitutivo e la deformazione totale *x* è costituito dalla somma della deformazione elastica della molla x_e e di una componente plastica x_p. La forza di risposta è determinata tramite equazione:

$$F_d = K_1(x - x_p) \tag{4.43}$$

Quindi i parametri che descrivano un comportamento del dispositivo sono due:

K_1 – la rigidezza elastica;

F_{dy} – è la forza di scorrimento.

Però, ai fini applicativi può essere utile conoscere anche terzo parametro meccanico, ossia duttilità μ, che determina l'ampiezza massima del ciclo. Che può essere sostenuto un numero adeguato di volte.

Un esempio famoso di dissipatore elasto-plastico è *dissipatore ad instabilità impedita*, anche è chiamato *BRAD (Buckling-Restrained Axial Dampers)*. È un dispositivo non lineare dipendente essenzialmente dallo spostamento, dove dissipazione di energia avviene per la plasticizzazione

della asta centrale. Questo sistema è molto efficace nell'assicurare resistenza e rigidezza in campo elastico e che sia in grado di dissipare elevati quantità di energia con ampi cicli di isteresi nelle fasi di trazione e di compressione.

Il dissipatore ad instabilità impedita è costituito da un'anima in acciaio, generalmente sottile e dei profili diversi, e da un involucro esterno costituito da profilo scatolare in acciaio. Uno spazio tra anima ed involucro viene riempito con malta o calcestruzzo. Questo involucro esterno complesso (profilo scatolare + riempimento) garantisce una ritenuta della flessione fuori piano della asta centrale (impedisca instabilità). Al fine di permettere allungamento o accorciamento dell'anima centrale, l'anima centrale è trattata con materiale a baso coefficiente di attrito, in questo modo viene impedita la trasmissione di tensioni tangenziale tra riempimento ed asta interna. In questo modo, lo sforzo assiale venga trasferito alla sola anima d'acciaio snervante. Schematizzazione del dissipatore ad instabilità impedita nonché i suoi componenti viene rappresentata nella Figura 4.30:

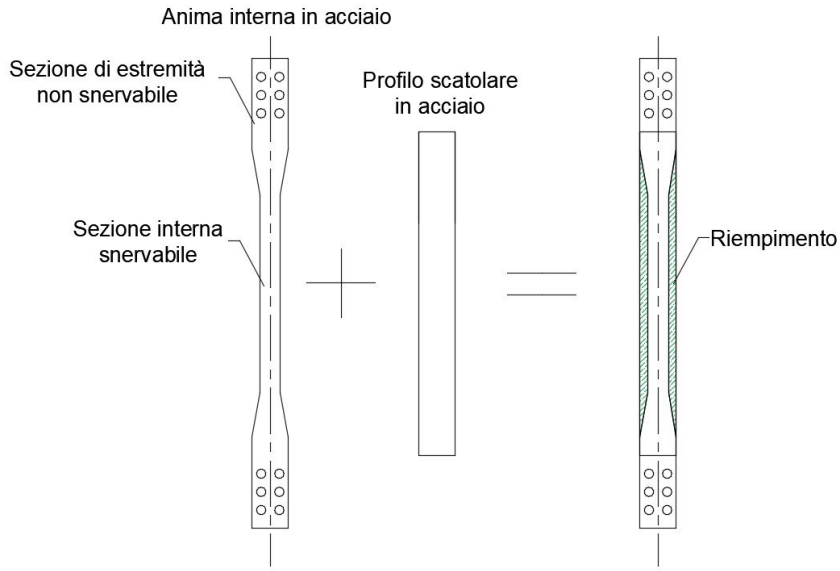


Figura 4.30: Schematizzazione del dissipatore BRAD

La plasticizzazione dell'anima centrale non avvenga lungo tutta la asta, ma solo nella parte. In questo modo è possibile controllare efficacemente e separatamente la rigidezza tramite la lunghezza del tratto deformabile, e la forza di snervamento tramite l'area dell'anima.

Dispositivi elasto-plastici – I dispositivi che possono conservare una rigidezza anche dopo superamento il valore di soglia F_{dy}. Un comportamento dei questi tipi di dispositivi può essere schematizzato aggiungendo una molla in parallelo (Figura 4.31):

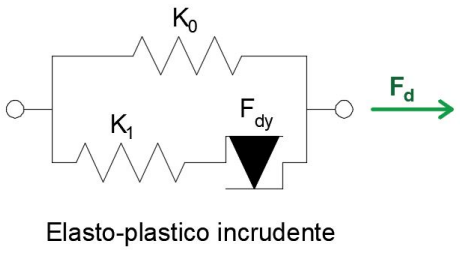


Figura 4.31: Schematizzazione del comportamento del dispositivo elasto-plastico incrudente

La legge costitutiva in questo caso si differenza dal caso precedente per la presenza di un termine aggiuntivo di forza, mentre lo scorrimento plastico rimane associato alla forza presente sulla sola molla di rigidezza K_1 e alla forza F_{1y} che determina lo scorrimento plastico:

$$F_d = K_0 x + K_1 (x - x_p) \tag{4.44}$$

Quindi i parametri che descrivano un comportamento del dispositivo sono:

K_0– è la rigidezza della molla;

K_1 – la rigidezza elastica;

F_{dy} – è la forza di scorrimento;

μ – duttilità.

4.4.3. Individuazione del dispositivo dissipativo

Individuazione del dispositivo dissipativo necessario al fine di garantire un comportamento della struttura desiderato è procedura complessa perché contemporaneamente devano essere garantiti non eccessiva rigidezza dei controventi, l'attivazione dei dissipatori sufficiente e devano essere sodisfati criteri del minimo costo.

Considero un dissipatore ad instabilità impedite (BRAD). La ragione consiste nel perfetto bilancio tra rigidezza, capacità dissipativa e il costo. Per di più, questi controventi dissipativi sono facile e veloce da realizzare.

Svantaggio relativo a cambiamento del dispositivo dopo azioni sismici viene considerata meno importante in confronto ai suoi vantaggi. Anche siccome ospedale si trova a Savigliano con pericolosità sismica non elevata.

Considero i controventi dissipativi concentrici di forma a V che sono disposti nella parte esteriore della struttura. In questo modo, durante montaggio dei controventi la capacità lavorativa e la funzionalità dell'ospedale non venga interrotta, oppure interrotta solo nei zoni limitati. Disposizione dei controventi in questo modo altresì facilitano l'ispezione dei dispositivi dissipativi, e loro sostituzione, dopo azione sismica senza disturbo dei pazienti e personali.

Siccome è deciso non disporre controventi all'interno dell'edificio come era fatto nel caso di isolamento sismico, la dislocazione dei controventi è un può diversa e viene schematizzata nella Figura 4.32:

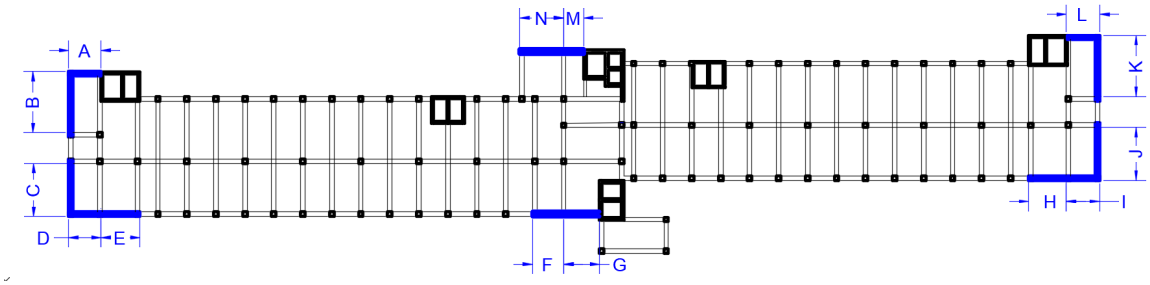


Figura 4.32: Disposizione dei controventi dissipativi

Al fine di determinare un dissipatore indispensabile e a causa della mancanza delle risorse tecnici, al posto dell'analisi non lineare viene applicata la procedura semplificata.

4.4.3.1. Modellazione

Prima di tutto, al fine di terminare i spostamenti di interpiani e sollecitazioni agenti nei diagonali dei controventi, costruisco un modello della struttura controventata ed eseguo analisi modali di essa. Per la modellazione ed analisi viene usato un software CDM Dolmen.

Si assume che la struttura nel suo complesso abbiano un comportamento elasto-viscoso lineare escludendo in questo modo un danneggiamento significativo delle strutture (assenza di plasticizzazione). Faccio questa assunzione considerando un fattore della struttura pari a $q = 1.5$. Nel questo caso la funzione di protezione nei confronti del terremoto è adatta ai soli controventi.

Inoltre, considero che coefficiente di smorzamento viscose della struttura complessa è pari a $\xi = 10\%$, cioè assegno un valore dello smorzamento globale che voglio attribuire alla struttura. Questo valore dello smorzamento globale viene dato dalla somma dello smorzamento viscoso relativo alla struttura iniziale ($\xi_i = 5\%$) e smorzamento viscoso relativo ai controventi dissipati. Ossia smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq}.

Dai risultati dell'analisi dinamica, che sono rappresentati nella Figura 4.33, posso dedurre che comportamento del modello è simile a quel previsto. Nello specifico, presente la riduzione del periodo proprio della struttura del 25.59% al confronto con periodo fondamentale della struttura unificata e senza controventi ($T_1 = 1.715479\ s$).

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
	[sec]	%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	1.276484	71.674	0.010	0.000	0.051	0.043	0.002	0.001			
2	0.834602	0.008	78.212	0.000	0.892	0.005	0.003				
3	0.806016	6.611	0.006	0.000	0.005	0.003					
4	0.237470	10.881	0.028	0.000	0.162						
5	0.189383	0.382	13.512	0.000							
	MASSA TOTALE	89.557	91.768	0.000							

Figura 4.33: Analisi dinamica della struttura con controventi dissipativi

Anche taglio alla base è cresciuto, come era previsto. Viene cresciuto di 150%, ovvero dal valore $F_{b,uni} = 634463\ daN$ al valore $F_{b,cdis} = 1585842\ daN$.

4.4.3.2. Determinazione dei parametri caratteristici del controvento dissipativo

Individuazione dei parametri meccanici e geometrici del controvento dissipativo viene eseguito alla base dei normativi americani FEMA 356, ASCE 7 ed AISC 341.

Generalmente i controventi dissipativi (Buckling Restrained Braced Frames – BRBF) non sono prefabbricati es essi non producano con certi parametri geometrici e meccanici nella quantità notevole. Con altre parole, ogni controvento e/o ogni lotto della merce vengano progettati e fabbricati per uno certo progetto.

Teoreticamente la strategia dell'individuazione dei parametri del controvento dissipativo viene basata sugli provi esperimentali con dissipatore reale al fine di ottenere la curva isteretica del dispositivo.

Nello specifico, alla base degli spostamenti di interpiano e dell'azione sismica agente, che sono acquistati dall'analisi modali, viene predimensionato un dispositivo dissipativo, ovvero vengano individuati la rigidezza e della resistenza equivalente. Come passo successivo, va effettuati analisi non lineare al fine di ottenere la curva isteretica del dispositivo dissipativo, cioè va testata la risposta meccanica dei dispositivi antisismici BRAD. Le prove vanno eseguite alla conformità

dell'O.P.C.M. 3274/03, secondo le indicazioni al punto 10.B.3 "Dispositivi a comportamento non lineare e lineare". Alla fine, da questa curva isteretica relativa ad un certo dissipatore vengano ricavati i valori reali della forza agente, della resistenza e dei altri caratteristici del dispositivo.

Siccome, nel mio caso non è possibile eseguire analisi non lineare durante determinazione dei parametri caratteristici del dispositivo faccio i certi semplificazioni che vengano spiegati in successivo.

1° Passo – Determinazione della deformazione prevista del dissipatore

L'allungamento/accorciamento della diagonale di controvento viene valutata alla base dello spostamento di interpiano D_{rif}. Lo spostamento di interpiano viene trovato dalle analisi dinamica e statica, eseguite con software CDM Dolmen, del modello della struttura già controventati e che possiede caratteristici desiderati.

L'allungamento/accorciamento della diagonale viene trovato tramite equazione:

$$\Delta L_d = \theta_x L_d \sin(2\alpha) \tag{4.45}$$

Dove:

L_d – lunghezza della diagonale del controvento;

α – l'angolo di inclinazione della diagonale;

θ_x – l'angolo di D_{rif}, si trova tramite:

$$\theta_x = \frac{D_{rif}}{h_i} \tag{4.46}$$

h_i – l'altezza del piano;

2° Passo – Determinazione della lunghezza snervata della asta

Come già è sopracitato il mio progetto è una struttura strategica (ospedale). Questo significa che è molto importante garantire la completa funzionalità della struttura anche dopo evento sismico. Inoltre, è necessario garantire che la struttura sarà in grado di supportare un altro evento sismico che avverrà subito dopo al primo terremoto.

Il tipo di dissipatore che ho scelto (BRAD) ha uno svantaggio, che consiste nella necessità di sostituzione dopo evento sismico, a causa degli spostamenti residui. Perché non è in grado di assicurare gli stessi caratteristici dissipativi come prima dell'evento sismico. Con altre parole, questo dissipatore non sodisfa i due criteri importanti per ospedale.

Però, ho scelto questo tipo di dissipatore perché esso possiede altri vantaggi importanti, come facilità di montaggio e economicità.

Al fine di migliorare il comportamento del dissipatore ed annullare i suoi svantaggi, ho deciso determinare la lunghezza del tratto snervato tale da non avere deformazioni residui.

Trovo un valore di deformazione elastico da equazione:

$$\varepsilon_e = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s E} = \frac{355}{1{,}15 \cdot 210} = 1{,}5\% \tag{4.47}$$

La lunghezza del tratto snervato vale:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_d}{L_{sn}} \rightarrow L_{sn} = \frac{\Delta L_d}{\varepsilon} \tag{4.48}$$

Dove ε è deformazione minore della deformazione elastico.

3° Passo – Determinazione della forza trasmessa al dissipatore

Le sollecitazioni agenti sulla diagonale del controvento che trovo dall'analisi dinamica non coincidano con quelli valori reali agenti al dissipatore F_d. Al fine di determinare la forza interna agente al dissipatore, dal punto di vista teorico devo eseguire analisi non lineare, ma dal punto di vista pratico non ho opportunità di fargli. Perciò, ho preso dalla ricerca americana relativa ai dissipatori BRAD la curva isteretica adimensionale che mi permette individuare i coefficienti di adeguamento della forza interna, basandosi sulla deformazione della diagonale. In questo modo, cioè usando coefficienti di adeguamento e moltiplicandogli per le forze interne ricavate dall'analisi dinamica, riesco determinare la domanda reale della resistenza del dissipatore.

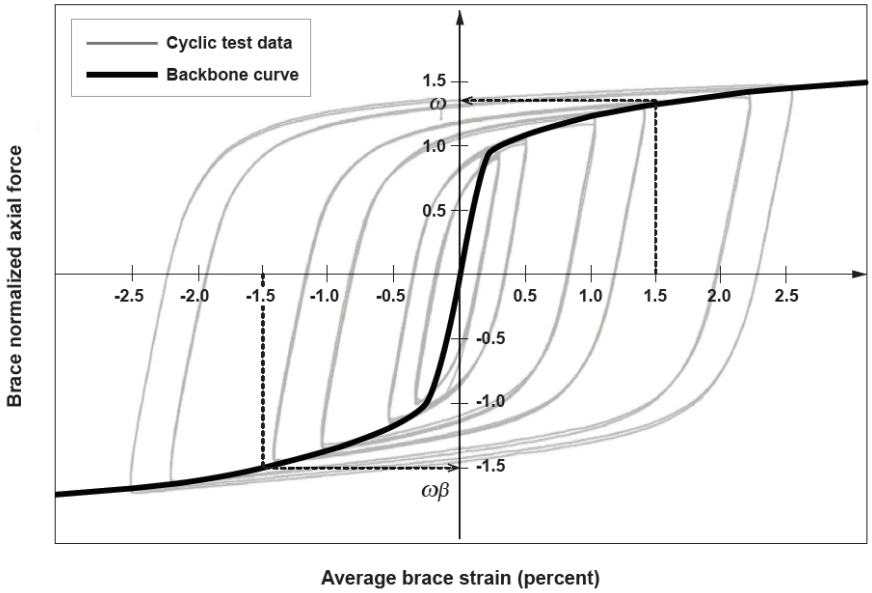


Figura 4.34: La curva isteretica adimensionale

La Figura 4.33 viene presa da "NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11", dove ω rappresenta il rapporto tra la forza massima agente di trazione e resistenza a trazione e $\omega\beta$ rappresenta il rapporto tra la forza massima agente di compressione e resistenza a compressione.

In realità, ho ottenuto che affinché determini azioni reali agenti al dispositivo dissipativo, gli azioni agenti al controvento (quelli individuati dall'analisi dinamica e statica) devano essere moltiplicati per coefficiente 1,1.

Infatti, i coefficienti di adeguamento ω e $\omega\beta$ hanno doppia funzione. Prima, essi avvicinano la forza interna al suo valore reale. Secondo, un incremento della forza interna garantisce un comportamento elastico della zona fuori al tratto snervano (connessioni, pilastri, travi), cioè contribuisce a rispettare il principio di gerarchia di resistenza.

4° Passo – Determinazione dell'area indispensabile dell'asta interna

Siccome la resistenza a flessione fuori piano (instabilità) della asta, viene garantita dall'involucro realizzato con calcestruzzo, inoltre, presente il "divisore" tra calcestruzzo ed anima, l'area indispensabile della asta può essere determinata solo tramite resistenza a trazione e compressione che assumo, per semplicità, pari al valore di snervamento dell'acciaio.

Considero che anima interna è costruita dall'acciaio di classe S355 perché possiede piuttosto buono bilancio tra la resistenza e duttilità. I caratteristici dell'acciaio: tensioni di snervamento $f_y = 355\ N/mm^2$, tensioni di rottura $f_u = 510\ N/mm^2$ e allungamento a rottura $\varepsilon_u = 16\%$, modulo elastico $E = 210000\ N/mm^2$.

Quindi, l'area indispensabile viene trovata tramite equazione:

$$A_{anima} = \frac{F_b}{f_y} \tag{4.49}$$

5° Passo – Determinazione dell'area di braccio

Al fine di garantire un comportamento lineare fuori alla zona di snervamento, la rigidezza del braccio deve essere maggiore della rigidezza del tratto di snervamento. Quindi, considero che la rigidezza del braccio è 1,3 volte maggiore della rigidezza elastica (della molla) del tratto incrudente:

$$K_b = 1{,}3K_1 \tag{4.50}$$

Dove la rigidezza della molla, con quale viene caratterizzato il comportamento elastico del dispositivo vale:

$$K_1 = \frac{A_{an}E}{L_{sn}} \tag{4.51}$$

Determino l'area indispensabile dall'equazione di rigidezza della asta, sapendo che essa soggetta solo a forzi assiali:

$$K_b = \frac{A_bE}{L_b} \rightarrow A_b = \frac{K_bL_b}{E} \tag{4.52}$$

6° Passo – Determinazione dell'area della sezione totale

Come già è sopracitato, involucro di calcestruzzo impedisca la flessione della asta fuori piano. La sezione che si oppone ad instabilità è sezione complessa composta dai due materiali, quindi viene applicato il coefficiente di omogeneizzazione.

Il carico critico di Eulero viene trovato tramite equazione:

$$F_{ec} = \frac{\pi^2 EI_{inv}}{L_0^2} \tag{4.53}$$

Dove:

I_{inv} – è momento di inerzia del profilo scatolare in acciaio;

L_0 – è lunghezza libera da inflettersi. Nel caso di esame è pari a lunghezza della diagonale L_d. Non considero separatamente il tratto del braccio e tratto della zona snervata, perché la diagonale deve resistere complessivamente, come se fosse corpo unico. Per di più, facendo così vado a favore di sicurezza.

I profili dei tubi in acciaio a sezione circolare vengano presi dal produttore italiano “OPPO”.

Considero il calcestruzzo di classe C32/40, con seguenti caratteristici: resistenza a compressione $f_{ck} = 32\ MP$ e $E_{cm} = 33300\ MPa$. La resistenza di progetto vale:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0{,}85 \cdot 32}{1{,}5} = 18{,}13\ N/mm^2 \tag{4.54}$$

La resistenza della sezione viene trovata considerando coefficiente di omogeneizzazione e considerando che sia asta interna sia calcestruzzo sono esposti allo stesso deformazione. Pari a:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{33300} = 6{,}31 \tag{4.55}$$

Quindi la resistenza è pari a:

$$F_y = f_{cd}(A_c + \alpha_e A_s) \tag{4.56}$$

Dove:

A_c – l’area di calcestruzzi depurata dall’area di acciaio;

A_s – l’area di acciaio.

Va sodisfatta verifica:

$$F_y \geq F_{ec} \tag{4.57}$$

7° Passo – Determinazione dei parametri meccanici del controvento dissipativo

Il coefficiente di duttilità μ viene trovato dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico. Sapendo che acciaio usato permette ricevere le deformazioni ultimi pari a $\varepsilon_u = 16\%$ e deformazioni al limite elastico sono pari a $\varepsilon_e = 1{,}5\%$, ho determinato un valore di duttilità pari a $\mu = 10.7$.

Però, la normativa americana ASCE 7 prescrive un valore di duttilità relativo al dissipatore BRAD pari a $\mu = 8$. Siccome questo valore di duttilità è a favore di sicurezza e tiene conto diversi condizioni che oppongano alle deformazioni, e che ho trascurato durante determinazione del coefficiente di duttilità, considero quello valore più piccolo.

La rigidezza equivalente del dispositivo viene trovata tramite equazione:

$$K_{d,eq} = \frac{K_1}{\mu} \tag{4.58}$$

Lo smorzamento equivalente del dispositivo viene trovato tramite equazione:

$$\xi_{d,eq} = \frac{2(\mu - 1)}{\pi \mu} \tag{4.59}$$

Devo tenere conto che la capacità dissipativa del controvento è inferiore a quella del solo dispositivo perché una parte della deformazione utile viene “persa” per la deformazione elastico del braccio e dei collegamenti.

Lo smorzamento equivalente del controvento dissipativo viene trovato tramite equazione:

$$\xi_c, eq = \frac{b}{[2(1-a)]} \tag{4.60}$$

Dove:

a, b – sono coefficienti trovabile tramite equazioni:

$$a = \frac{K_b(K_b+K_{d,eq})}{(K_b+K_{d,eq})^2+\omega^2 c_{d,eq}^2} \quad (4.61)$$

$$b = \frac{K_b \omega c_{d,eq}}{(K_b+K_{d,eq})^2+\omega^2 c_{d,eq}^2} \quad (4.62)$$

$c_{d,eq}$ – è costante relativo al dissipatore, si trova tramite:

$$c_{d,eq} = \frac{2K_{d,eq}\xi_{d,eq}}{\omega} \quad (4.63)$$

ω – frequenza angolare, si trova tramite:

$$\omega = \frac{2\pi}{T_1} \quad (4.64)$$

La rigidezza equivalente del controvento dissipativo si trova tramite equazione:

$$K_{c,eq} = K_b(1-a) \quad (4.65)$$

8° Passo – Limiti di NTC2018

La normativa NTC 2018 propone i seguenti limiti relativi ai controventi a V:

- Un limite relativo alla snellezza adimensionale, che garantisce al controvento un sufficiente capacità dissipativa e che per controventi a V vale $\bar{\lambda} \leq 2$, non viene presa in considerazione siccome la capacità dissipativa viene garantita nell'altro modo rispetto ai controventi semplici.
- Al fine di garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti di sovra-resistenza devono differire non più del 25%. Il coefficiente di sovra-resistenza viene valutato tramite equazione:

  $$\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i} \quad (4.66)$$

  Dove:
  $N_{pl,Rd,i}$ - è la capacità a sforzo normale dell'asta interna della i-esima diagonale;
  $N_{Ed,i}$ – è la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica.

4.4.3.3. Risultati

Tutti i risultati sono rappresentati nell'Allegato Nr.2

4.5. Confronto degli interventi di adeguamento

Un confronto tra diversi tecniche di adeguamento sismico è un lavoro complesso, siccome non c'è un intervento che abbia tutti i caratteristici vincenti rispetto gli altri. Per di più, il confronto è complicato con presenza dei numerosi criteri di comparazione, che sono non solo parametri tecnici, ma anche economici, estetici, disturbativi ecc.

Al fine di semplificare la comparazione dei diversi metodi di adeguamento ho selezionati i seguenti criteri principali:

- Efficienza antisismica;
- Complessità tecnologica dell'intervento;
- Livello di disturbo sia durante assemblaggio sia durante mantenimento;
- Costo relativo;
- Coefficiente di vulnerabilità sismica.

Per confrontare l'efficienza dei diversi interventi sono stati scelti i certi parametri che, dal mio punto di vista, rappresentano nel modo migliore un grado di cambiamento della risposta della struttura sulle azioni sismici. I parametri sono seguenti:

- **Periodo fondamentale della struttura T_1** – è periodo del primo modo di vibrare, che caratterizza bene la risposta della struttura sulle azioni sismica;
- **Risultante dell'azione sismica F_b** - che viene rappresentata tramite taglio alla base della struttura;
- **Spostamenti massimi della struttura in due direzioni principali D_x, D_y** – vengano calcolati nel punto rappresentativo, ovvero nell'ultimo livello di baricentro della struttura.
- **Spostamenti di interpiano (*Drift*)** – viene espressa in cm o in % rapportando gli spostamenti di interpiano relativo all'altezza del piano. Questo parametro rappresenta le prestazioni della struttura relativi alle azioni sismici assegnati. Spostamenti di interpiano vengano individuati in entrambe le direzioni principali e vengano calcolati in corrispondenza dei centri di massa di ogni piano strutturale. Nella normativa Americana SEOAC Vision 200 sono definiti quattro livelli di azione sismica ed i relativi livelli di *Drift* limite, che sono associati ai certi livelli dei danni a cui è sottoposta la struttura (Tabella 4.6):

Stato limite	*Drift*	Descrizione
SLO	0,2%	Nessun danno strutturale a componenti strutturali e non strutturali. La costruzione può essere occupata per il suo normale utilizzo.
SLD	0,5%	Piccoli danni agli elementi strutturali. Danno moderato agli elementi non strutturali. La costruzione può essere occupata per il suo uso normale ma alcune funzioni sono interrotte.
SLV	1,5%	Danno moderato ad elementi e non strutturali. Perdita di rigidezza laterale e ridotta capacità di resistere ad ulteriori azioni orizzontali. La costruzione non può essere occupata ma deve essere riparata.
SLC	2,5%	Danni estremi. La costruzione non può essere occupata e potrebbe non essere recuperabile.

Tabella 4.6: Livelli di prestazioni

Siccome la struttura corrente è l'ospedale, quindi è molto importante garantire la funzionalità della struttura anche dopo evento sismico, per questo motivo si è scelto di considerare come valore limite di spostamento interpiano massimo lo 0,5%, cioè impongo questo limite anche per SLV.

I risultati vengano rappresentati nella Tabella 4.7:

Intervento	T_1[sec]	D_y [cm]	D_x [cm]	F_b [kN]	$Drift_{max}$ [cm]	$Drift_{max}$ [%]
Corpo D	1,46	2,0	9,4	2662,13	2,12	0,54
Corpo B	1,83	5,9	9,9	3830,89	1,90	0,48
Struttura unificata	1,72	3,3	4,0	5344,75	1,14	0,29
Struttura unificata + controventi a X	1,13	3	2,8	9838,77	0,74	0,19
Struttura unificata + controventi a X + isolamento sismico	2,84	6,4	6,3	5132,98	0,06	0,02
Struttura unificata + controventi a V dissipativi	1,23	4,1	7,2	15839,2	0,62	0,19

Tabella 4.7: I parametri degli interventi

Un confronto espresso in termini di percentuale è rappresentato nella Diagramma 4.1, dove come valori di riferimento, cioè pari a 100%, sono presi i dati relativi al Corpo B:

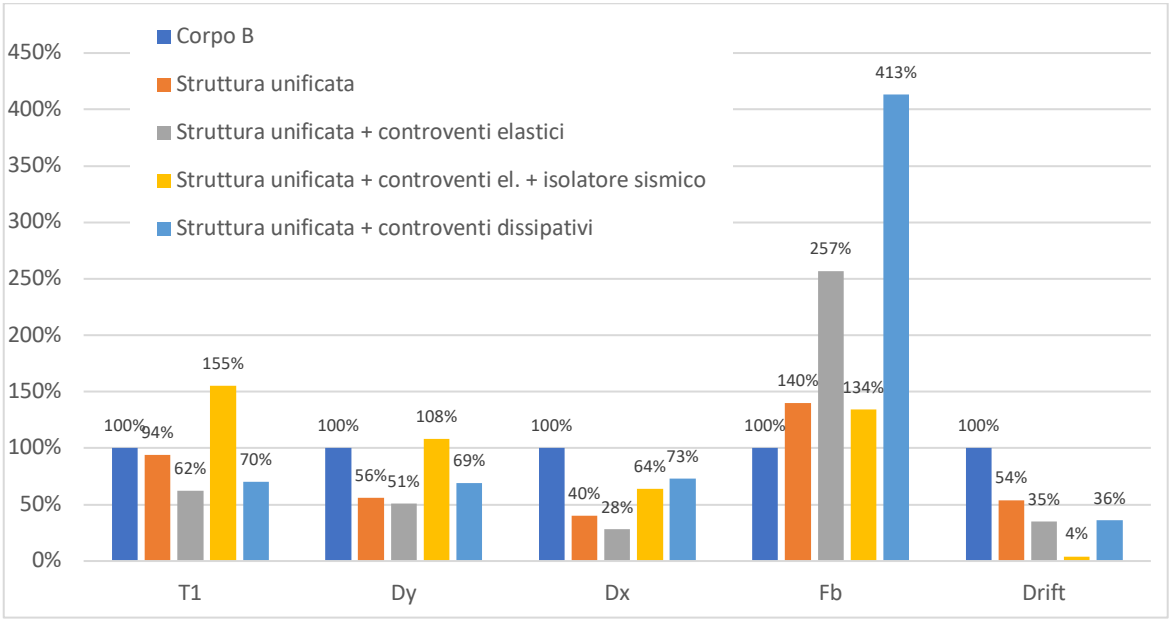


Diagramma 4.1: Confronto tra diversi interventi di adeguamento sismico

Confronto tra gli altri criteri che descrivano interventi di adeguamento sismico, viene rappresentato nella Tabella 4.8:

	Disturbo	Costo	Complessità tecnologica
Struttura unificata	Medio	Basso	Bassa
Struttura unificata + controventi a X	Medio	Basso	Bassa
Struttura unificata + controventi a X + isolamento sismico	Alto	Alto	Alta
Struttura unificata + controventi a V dissipativi	Medio	Medio	Media

Tabella 4.8: Confronto tra diversi metodi di adeguamento sismico

La vulnerabilità sismica è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. Quanto più un edificio è vulnerabile, tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura. Il coefficiente di vulnerabilità sismica è indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma.

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici può essere eseguita con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo. Le stime più qualitative, generalmente, sono basate sul rilievo delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio, e sulle complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari.

Siccome non erano disponibili i dati precisi relativi alla resistenza reale della struttura portante (travi, pilastri, fondazioni), non è stato possibile eseguire analisi di vulnerabilità numeriche qualitative e determinare il coefficiente di vulnerabilità sismica preciso dell'edificio pre-intervento e post-intervento. Per questo motivo analisi di vulnerabilità sismica sono fatti alla base delle prescrizioni della normativa, ovvero i criteri antisismici rispettando i quali viene garantita una bassa vulnerabilità della struttura, e prestazioni degli interventi che sono valutati tramite parametri sopracitati.

Come parametro aggiuntivo che genera il valore approssimativo del coefficiente di vulnerabilità sismica, viene considerato il grado di abbassamento delle sollecitazioni. Nello specifico, basandosi sull'informazione disponibile viene ipotizzato, che la presente struttura fu costruita alla base del principio di minima armatura, considerando solo i carichi verticali. Questo significa che le resistenze dei componenti strutturali sono leggermente maggiori alle sollecitazioni dovuti dai soli carichi verticali nelle condizioni di SLU. Calcolando le sollecitazioni dei componenti strutturali nel caso di sollecitazioni sismici e nel caso dei diversi interventi di adeguamento sismico, è possibile determinare un valore del coefficiente di vulnerabilità sismica tramite equazione:

$$V = (R_d/E_d)_{min} \tag{4.67}$$

Dove:

R_d – la resistenza di ciascun elemento che viene presa pari alla sollecitazione di questo elemento nel caso di condizione di carico SLU senza sima;

E_d – la sollecitazione di ciascun elemento nel caso di condizione di carico SLU con sima.

Al fine di determinare il coefficiente di vulnerabilità sismica e siccome la presente struttura, con grande probabilità, possiede il problema relativa a "pilastri deboli e travi forte", e non è stato scelto rafforzamento dei pilastri come intervento di adeguamento sismico, viene deciso confrontare le sollecitazioni dei soli pilastri, siccome questa comparazione è la più rappresentativa e più importante affinché garantisca sicurezza strutturale.

Nella Tabella 4.9 vengano rappresentati i risultati esprimendo il grado di abbassamento delle sollecitazioni come le percentuali, dove come valori di riferimento, cioè pari a 100%, sono presi i dati relativi al Corpo B:

	N	T_z	T_y	M_y	M_z	V
Corpo B SLU senza sisma	100%	100%	100%	100%	100%	-
Corpo B	54%	178%	457%	142%	269%	0,22
Struttura unificata	54%	167%	467%	131%	275%	0,21
Struttura unificata + controventi a X	57%	126%	371%	104%	227%	0,27
Struttura unificata + controventi a X + isolamento sismico	54%	81%	53%	41%	28%	1,23
Struttura unificata + controventi a V dissipativi	54%	214%	831%	162%	361%	0,13

Tabella 4.9: Coefficiente di vulnerabilità sismica

Dal confronto dei diversi metodi di adeguamento sismico viene dedotto che intervento più efficace e che produce la vulnerabilità della struttura più bassa è intervento relativo all'impostazione dei controventi a X ed isolamento sismico. Perché questo intervento:

- Garantisce il più rilevante l'aumento della rigidezza della struttura rispetto gli altri interventi (spostamento di interpiano è diminuito di 96%);
- Assicura una perfetta duttilità della struttura, aumentando un valore del periodo proprio della struttura di 55%;
- Coefficiente di vulnerabilità è pari a 1,23 che significa che la struttura sia in grado di supportare 123% dell'azione sismica.

Però, bisogna evidenziare un secondo intervento di adeguamento sismico che anche genera effetti migliorativi sulla struttura, è introduzione dei controventi dissipativi. Purtroppo, non era possibile modellare la struttura nel modo da rappresentare un comportamento migliorato pienamente, per questo motivo alcuni parametri come coefficiente di vulnerabilità sismica sono troppo abbassati.

Questo abbassamento del coefficiente è correlato al fatto di impossibilità di simulare un effetto assorbente delle sollecitazioni eccessivi dai controventi. Cioè, in realtà la struttura sopporta solo le sollecitazioni pari alla sua resistenza, le sollecitazioni eccessivi vanno assorbiti dagli elementi più rigidi, controventi. Successivamente le sollecitazioni eccessivi si indirizzano su dispositivi dissipativi dove vengano abbattuti sfruttando le proprietà dissipative. Quindi il coefficiente di vulnerabilità sismica reale è pari a $V = 1$.

Capitolo 5

Conclusione

Come è già sopracitato nel capitolo precedente un intervento più efficace e che garantisce un coefficiente di vulnerabilità della struttura il più basso è intervento di introduzione dei controventi a X e isolamenti sismici. Però, questo intervento richiede i costi elevati e dopo ogni evento sismico va eseguita l'ispezione degli isolamenti sismici con lo scopo rivelazione degli isolamenti che va sostenuti. Per di più, intervento di installazione degli isolamenti sismici possiede un livello di disturbo alto, una complessità tecnologica elevata e richiede un rinforzamento conseguente dei pilastri di sottostruttura e fondazioni. Con altre parole, è intervento molto efficace ma anche è molto complesso.

Per questo motivo, considero come intervento più idoneo alla struttura presente è introduzione dei controventi dissipativi. Siccome questo intervento assicura alla struttura sia alta rigidità sia alta duttilità, e garantisce la vulnerabilità sismica bassa. Questo intervento non possiede gli svantaggi dell'intervento di isolamento simico, cioè ha basso costo e alta semplicità di installazione e mantenimento conseguente. Per di più, questo intervento non richiede l'introduzione di una discontinuità strutturale, questo significa riduzione di interventi in fondazione rispetto all'isolamenti sismici. Come aspetto più importante, garantisce mantenimento della funzionalità e operatività della costruzione anche nel caso dei due eventi sismici violenti, uno di seguito all'altro. Questo criterio è molto importante perché la struttura presente è una costruzione di importanza strategica (ospedale).

Come intervento obbligo è unificazione delle due strutture, siccome tra due corpi presente un tratto troppo piccolo e quindi c'è grande rischio dell'effetto di martellamento.

I risultati mostrano che introdurre i soli controventi elastici a X non è conveniente. Siccome un livello di disturbo è stesso come nel caso dei controventi dissipativi. Però, l'incremento dei costi legato all'inserimento dei dispositivi dissipativi è ampiamente compensato dai vantaggi.

Purtroppo, nella tesi corrente non ho riuscita approfondirsi nello studio dei diversi metodi di adeguamento sismico come volessi. Al fine di eseguire analisi di vulnerabilità sismica più precisi e dal punto di vista numerico, come dovesse fatti, servano più dati per valutare la capacità di resistenza della struttura esistente. La mancanza delle informazioni era a causa di non sufficienti indagini preliminari, ovvero non erano eseguiti analisi storico-critica e le indagini sulla struttura in opera con opportuno approfondimento.

Nel suo lavoro futuro vorrei colmare accaduti lacune informazionali e seguire analisi di vulnerabilità sismica più complessi e accurati. Per di più, vorrei eseguire una comparazione dei diversi metodi di adeguamento sismico più approfondita e qualitativa. Ovviamente, al fine di ricevere i risultati al più possibili realistici, accurati ed innegabile servano i provi sperimentali. Quindi, il mio lavoro futuro vedo più scientifico e scrupoloso.

Bibliografia

Libri

[1] Carpinteri A., 1992, "*Scienza delle costruzioni 2"*, Pitagora Editrice Bologna, Bologna, Italia.

[2] Chopra A.K., 2013, "*Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering"*, Pearson Education, Harlow, England.

[3] Lombardo S., 2018, "*Miglioramento e Adeguamento sismico di strutture in cemento armato"*, Dario Flaccovio Editore s.r.l., Palermo, Italia.

[4] Nunziata V., 2015, "*Teoria e pratica delle strutture in acciaio"*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, Italia.

[5] Ghersi A., Lenza P., 2009, "*Edifici antisismici in cemento armato"*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, Italia.

[6] Cosenza E., Manfredi G., Pecce M., 2015, "*Strutture in cemento armato"*, Ulrico Hoepli Editore S.p.A., Milano, Italia.

[7] Бедова А.И., Габитова А.И., Знаменский В.В., 2014, "*Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений"*, Издательство АСВ, Москва, Россия

[8] Braga F., Buttarazzi F., Dall'Asta A., Salvatore W., 2016, "*Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio"*, Fondazione Promozione Acciaio, Milano, Italia.

[9] Беляева Л.А., Бессонов Г.Б., Подъяпольский С.С., Постникова Т.М., 1988, "*Реставрация памятников архитектуры"*, Стройиздат, Москва, Россия.

Normativi

[10] American Society of Civil Engineers, 2013, *ASCE 7: "Minimum Design Loads for Building and Other Structures"*, Authority of the United States of America, Washington, USA.

[11] European Committee for Standardization, 2008, "*Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale"*, Managment Centre, Brussels, Belgium.

[12] Federal Emergency Managmenet Agency, 2000, *FEMA 356: "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"*, Federal Emergency Management Agency, Washington, USA.

[13] Il ministro delle infrastrutture di concerto con il ministro dell'interno e con il capo del dipartimento della protezione civile, 2008, "*Norme tecniche per le costruzioni"*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Roma, Italia.

[14] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2018, "*Norme tecniche per le costruzioni"*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Roma, Italia.

Pubblicazione on-line

[15] Di Sarno L., Manfredi G., 2009, "*Design approach for the seismic strengthening of an existing RC building with buckling restrained braces*", University of Sannio, University of naples, Benvento, Federico, Italy. Web edition: https://www.researchgate.net/publication/300039769_Design_approach_for_the_seismic_strengthening_of_an_existing_RC_building_with_buckling_restrained_braces

[16] Fahnestock L.A., Kersting R.A., López W.A., 2015, "*Seismimc Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames*", Applied Technology Council, Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, California, Richmond, USA. Web edition: https://curee.org/projects/nehrp-jv/publications/nistgcr15-917-34.pdf

Riviste on-line

[17] FIP Industriale, 2016, "*Dispositivi antisismic"i*, FIP Industriale, Selvazzano, Italia. Web edition: https://www.fipindustriale.it/public/S00_DISP-ANTISISMICI.pdf

[18] FIP Industriale, 2016, "*Isolatori Elastomerici"*, FIP Industriale, Selvazzano, Italia. Web edition: https://www.fipindustriale.it/public/S02_SI-ita.pdf

Letteratura grigia

[19] CDM Dolmen, 2012, *Capitolo 2 "Analisi delle sollecitazioni"*. Manuale Dolmen, Italia

[20] CDM Dolmen, 2012, "*Tutorial Acciaio"*. Applicazioni Pratiche, Manuale Dolmen, Italia

[21] Carpinteri A., 2017, "*Plasticità e frattura"*. Materiale didattico, Politecnico di Torino.

[22] Sabia D., 2017, "*Ingegneria sismica"*. Materiale didattico, Politecnico di Torino.

[23] Taliano M., 2016, "*Teoria e progetto delle costruzioni in c.a. e c.a. precompresso"*. Materiale didattico, Politecnico di Torino.

[24] Carpinteri A., Carbone V.I., 2018, "*Instabilità statica e dinamica delle strutture/ Calcolo automatico delle strutture"*. Materiale didattico, Politecnico di Torino.

Allegato Nr. 1

Allegato Nr. 1 - 1/2												
			Sollecitazioni		Sezione			Resistenza	Bulloni a taglio		Bulloni a trazione	
Zona	Piano	l [cm]	$N_{Ed,tr}$ [kN]	$N_{Ed,com}$ [daN]	h [mm]	b [mm]	A[mm^2]	N_{Rd} [kN]	Num.	Tipo	Num.	Tipo
1	ST	534,1	475,6	102061	80	20	1600	493,9	4	M24	4	M27
	T	510,9	342,6	92480	60	19	1140	351,9	4	M24	4	M24
	1	488,4	266,9	86104	60	15	900	277,8	4	M24	4	M24
	2	488,4	343,0	79384	65	18	1170	361,2	4	M22	4	M22
	3	488,4	401,8	72052	75	18	1350	416,7	4	M20	4	M22
	4	488,4	446,2	64596	85	18	1530	472,3	4	M20	4	M20
	5	488,4	477,4	57883	90	18	1620	500,1	4	M20	4	M20
	6	488,4	475,4	49984	90	18	1620	500,1	4	M20	4	M20
2	ST	812,1	852,2	136866	95	30	2850	879,8	4	M27	4	M30
	T	797,0	823,3	116796	90	30	2700	833,5	4	M27	4	M27
	1	782,7	797,7	105457	90	29	2610	805,7	4	M24	4	M27
	2	782,7	801,8	102765	90	29	2610	805,7	4	M24	4	M27
	3	782,7	779,2	97239	90	29	2610	805,7	4	M24	4	M24
	4	782,7	743,8	90396	85	29	2465	760,9	4	M24	4	M24
	5	782,7	708,8	83891	80	29	2320	716,2	4	M22	4	M22
	6	782,7	622,2	74143	70	29	2030	626,7	4	M22	4	M22
3	ST	732,4	799,9	139422	100	26	2600	802,6	4	M27	4	M30
	T	715,6	688,4	113318	85	27	2295	708,5	4	M27	4	M27
	1	699,7	596,0	104002	75	26	1950	602,0	4	M24	4	M27
	2	699,7	540,9	96057	70	26	1820	561,8	4	M24	4	M24
	3	699,7	481,8	84406	65	25	1625	501,6	4	M22	4	M22
	4	699,7	422,9	72194	60	23	1380	426,0	4	M20	4	M22
	5	699,7	380,0	61926	60	21	1260	389,0	4	M24	3	M24
	6	699,7	350,3	51388	60	19	1140	351,9	4	M20	4	M20
4	ST	534,1	453,0	192373	75	20	1500	463,0	6	M27	6	M27
	T	510,9	310,4	133314	60	17	1020	314,9	4	M27	4	M30
	1	488,4	207,1	105313	60	12	720	222,3	4	M24	4	M27
	2	488,4	151,0	87187	50	12	600	185,2	4	M24	4	M24
	3	488,4	120,2	70897	45	12	540	166,7	4	M20	4	M22
	4	488,4	105,0	55675	45	12	540	166,7	4	M20	4	M20
	5	488,4	96,8	40987	40	12	480	148,2	4	M20	4	M20
	6	488,4	132,2	57219	55	12	660	203,7	4	M20	4	M20
5	ST	534,1	336,4	143620	60	19	1140	351,9	4	M27	4	M30
	T	510,9	257,7	106948	60	14	840	259,3	4	M24	4	M24
	1	488,4	235,4	81951	60	13	780	240,8	4	M22	4	M22
	2	488,4	213,2	64287	60	12	720	222,3	4	M20	4	M20
	3	488,4	199,3	51664	60	12	720	222,3	4	M20	4	M20
	4	488,4	187,8	44378	60	12	720	222,3	4	M20	4	M20
	5	488,4	177,7	35360	60	12	720	222,3	2	M20	4	M20
	6	488,4	180,4	37199	60	12	720	222,3	2	M20	4	M20
6	ST	576,6	341,6	120814	60	19	1140	351,9	4	M27	4	M27
	T	555,1	381,4	99807	65	20	1300	401,3	4	M24	4	M24
	1	534,4	410,9	76435	70	20	1400	432,2	4	M22	4	M22
	2	534,4	388,4	65200	65	20	1300	401,3	4	M20	4	M20
	3	534,4	354,0	58079	60	20	1200	370,4	4	M20	4	M20
	4	534,4	314,9	49084	60	18	1080	333,4	4	M20	4	M20
	5	534,4	281,8	39667	60	16	960	296,3	4	M20	4	M20
	6	534,4	302,5	40316	60	17	1020	314,9	4	M20	4	M20
	7	508,4	256,9	24258	60	14	840	259,3	2	M20	2	M20
7	ST	461,0	603,1	168390	120	17	2040	629,7	6	M24	6	M27
	T	433,8	352,7	123361	75	16	1200	370,4	4	M27	4	M27
	1	407,1	259,5	90064	60	15	900	277,8	4	M24	4	M24
	2	407,1	279,7	73901	65	14	910	280,9	4	M22	4	M22
	3	407,1	276,9	68130	60	15	900	277,8	4	M20	4	M20
	4	407,1	254,2	61001	60	14	840	259,3	4	M20	4	M20
	5	407,1	251,3	50930	60	14	840	259,3	4	M20	4	M20
	6	407,1	204,1	40682	60	12	720	222,3	4	M20	4	M20
	7	372,2	200,6	31451	60	11	660	203,7	2	M20	2	M20

Allegato Nr. 1 - 2/2												
			Sollecitazioni		Sezione			Resistenza	Bulloni a taglio		Bulloni a trazione	
Zona	Piano	l [cm]	$N_{Ed,tr}$ [kN]	$N_{Ed,com}$ [daN]	h [mm]	b [mm]	A[mm^2]	N_{Rd} [kN]	Num.	Tipo	Num.	Tipo
8	ST	586,9	510,0	201082	80	21	1680	518,6	6	M27	6	M30
	T	565,9	495,0	146865	80	21	1680	518,6	4	M27	4	M27
	1	545,6	516,3	108648	85	20	1700	524,8	4	M24	4	M27
	2	545,6	499,7	82363	85	20	1700	524,8	4	M22	4	M22
	3	545,6	466,1	67798	80	19	1520	469,2	4	M20	4	M20
	4	545,6	426,3	61315	70	20	1400	432,2	4	M20	4	M20
	5	545,6	365,4	54007	60	20	1200	370,4	4	M20	4	M20
	6	545,6	305,9	42216	60	17	1020	314,9	4	M20	4	M20
	7	520,1	219,6	31600	60	12	720	222,3	2	M20	2	M20
9	ST	478,9	392,1	143597	75	17	1275	393,6	4	M27	6	M24
	T	452,8	348,7	104531	70	17	1190	367,3	4	M24	4	M24
	1	427,2	342,6	71727	70	16	1120	345,7	4	M20	4	M22
	2	427,2	258,9	54095	60	14	840	259,3	4	M20	4	M20
	3	427,2	206,6	49057	60	12	720	222,3	4	M20	4	M20
	4	427,2	186,6	42366	60	11	660	203,7	4	M20	4	M20
	5	427,2	183,8	35871	60	10	600	185,2	2	M20	4	M20
	6	427,2	165,6	31950	55	10	550	169,8	2	M20	2	M20
	7	394,1	179,9	26934	60	10	600	185,2	2	M20	2	M20
10	ST	601,1	532,0	200616	80	22	1760	543,3	6	M27	6	M30
	T	580,5	365,7	110465	60	20	1200	370,4	4	M24	4	M27
	1	560,8	255,0	65013	60	14	840	259,3	4	M20	4	M20
	2	560,8	177,5	40620	50	13	650	200,7	4	M20	4	M20
	3	560,8	127,8	33265	40	13	520	160,5	2	M20	2	M20
	4	560,8	123,7	27637	40	13	520	160,5	2	M20	2	M20
	5	560,8	112,5	23883	40	13	520	160,5	2	M20	2	M20
	6	560,8	103,0	22834	35	13	455	140,5	2	M20	2	M20
	7	536,0	90,4	25773	35	13	455	140,5	2	M20	2	M20
11	ST	534,1	133,7	113864	55	13	715	220,7	4	M27	4	M27
	T	510,9	87,1	79288	50	12	600	185,2	4	M22	4	M22
	1	488,4	39,3	62229	45	12	540	166,7	4	M20	4	M20
	2	488,4	28,0	48901	40	12	480	148,2	4	M20	4	M20
	3	488,4	29,0	37404	40	12	480	148,2	2	M20	4	M20
	4	488,4	59,7	28017	40	12	480	148,2	2	M20	2	M20
	5	488,4	132,8	18185	40	12	480	148,2	2	M20	2	M20
12	ST	732,4	478,5	95651	60	26	1560	481,6	4	M24	4	M24
	T	715,6	383,2	69138	60	21	1260	389,0	4	M20	4	M20
	1	699,7	308,4	60759	60	17	1020	314,9	4	M20	4	M20
	2	699,7	278,8	53711	60	16	960	296,3	4	M20	4	M20
	3	699,7	236,9	45854	50	16	800	247,0	4	M20	4	M20
	4	699,7	226,7	35326	45	17	765	236,2	2	M20	4	M20
	5	699,7	205,2	26898	40	17	680	209,9	2	M20	2	M20
13	ST	812,7	504,4	91334	60	28	1680	518,6	4	M24	4	M24
	T	787,6	532,4	73309	60	29	1740	537,1	4	M22	4	M22
	1	783,4	550,3	65997	65	28	1820	561,8	4	M20	4	M20
	2	783,4	549,4	65170	65	28	1820	561,8	4	M20	4	M20
	3	783,4	544,4	60610	65	28	1820	561,8	4	M20	4	M20
	4	783,4	495,7	55260	60	27	1620	500,1	4	M20	4	M20
	5	783,4	454,4	47054	60	25	1500	463,0	4	M20	4	M20
14	ST	534,1	291,9	64011	60	16	960	296,3	4	M20	4	M20
	T	510,9	255,5	54731	60	14	840	259,3	4	M20	4	M20
	1	488,4	316,7	51961	60	18	1080	333,4	4	M20	4	M20
	2	488,4	356,4	49399	65	18	1170	361,2	4	M20	4	M20
	3	488,4	410,1	44556	75	18	1350	416,7	4	M20	4	M20
	4	488,4	430,6	42190	80	18	1440	444,5	4	M20	4	M20
	5	488,4	436,3	40063	80	18	1440	444,5	4	M20	4	M20

Allegato Nr. 2

Allegato Nr. 2 - 1/4																				
Zona	Piano	L_d [m]	$\triangle$Ld [mm]	$F_{d,real}$ [kN]	Parametri del tratto snervato					Parametri del braccio				Parametri del profilo		Prestazioni dei dispositivi		Prestazioni dei controventi	
					h [mm]	b [mm]	A_{an} [mm^2]	Ω_i	L_{sn} [cm]	K_b [kN/mm]	h [mm]	b [mm]	A_b [mm^2]	d [mm]	s [mm]	$K_{d,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{d,eq}$ [%]	$K_{c,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{c,eq}$ [%]
A	ST	4,51	2,76	988,2	80	40	3200	1,15	60	1456,0	200	140	28000	219,1	4	140,0	55,7	140,3	45,8
	T	4,23	2,78	715,7	80	30	2400	1,19	60	1092,0	200	100	20000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	1	3,96	2,79	754,3	80	30	2400	1,13	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	2	3,96	2,80	739,0	80	30	2400	1,15	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	3	3,96	2,83	758,0	80	30	2400	1,12	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	4	3,96	2,90	752,4	80	30	2400	1,13	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	5	3,96	3,00	720,0	80	30	2400	1,18	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	6	3,96	3,31	619,5	80	30	2400	1,38	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	7	3,60	3,57	526,0	80	20	1600	1,08	80	546,0	200	40	8000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
B	ST	5,45	7,88	2009,7	80	80	6400	1,13	160	1092,0	200	110	22000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	T	5,22	7,96	1666,8	80	60	4800	1,02	160	819,0	200	80	16000	219,1	4	78,8	55,7	78,9	45,8
	1	5,00	7,78	1637,5	80	60	4800	1,04	160	819,0	200	70	14000	219,1	4	78,8	55,7	78,9	45,8
	2	5,00	7,76	1581,8	80	60	4800	1,08	160	819,0	200	70	14000	219,1	4	78,8	55,7	78,9	45,8
	3	5,00	7,72	1489,0	80	60	4800	1,14	160	819,0	200	70	14000	219,1	4	78,8	55,7	78,9	45,8
	4	5,00	7,80	1361,4	80	50	4000	1,04	160	682,5	200	60	12000	219,1	4	65,6	55,7	65,8	45,8
	5	5,00	8,07	1193,4	80	50	4000	1,19	170	642,4	200	60	12000	219,1	4	61,8	55,7	61,9	45,8
	6	5,00	8,03	950,6	80	40	3200	1,19	170	513,9	200	50	10000	219,1	4	49,4	55,7	49,5	45,8
C	ST	5,16	7,19	1920,8	80	70	5600	1,03	150	1019,2	200	90	18000	219,1	4	98,0	55,7	98,2	45,8
	T	4,92	7,30	1618,4	80	60	4800	1,05	150	873,6	200	80	16000	219,1	4	84,0	55,7	84,2	45,8
	1	4,69	7,17	1588,3	80	60	4800	1,07	150	873,6	200	70	14000	219,1	4	84,0	55,7	84,2	45,8
	2	4,69	7,16	1515,8	80	60	4800	1,12	150	873,6	200	70	14000	219,1	4	84,0	55,7	84,2	45,8
	3	4,69	7,11	1406,9	80	50	4000	1,01	150	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	4	4,69	7,19	1263,2	80	50	4000	1,12	150	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	5	4,69	7,44	1074,1	80	40	3200	1,06	150	582,4	200	50	10000	219,1	4	56,0	55,7	56,1	45,8
	6	4,69	7,40	839,0	80	30	2400	1,02	150	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
D	ST	4,51	2,76	1190,9	80	50	4000	1,19	60	1820,0	200	170	34000	219,1	4	175,0	55,7	175,4	45,8
	T	4,23	2,78	947,3	80	40	3200	1,20	60	1456,0	200	130	26000	219,1	4	140,0	55,7	140,3	45,8
	1	3,96	2,79	904,7	80	40	3200	1,26	60	1456,0	200	120	24000	219,1	4	140,0	55,7	140,3	45,8
	2	3,96	2,80	828,4	80	30	2400	1,03	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	3	3,96	2,83	750,3	80	30	2400	1,14	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	4	3,96	2,90	671,9	80	30	2400	1,27	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	5	3,96	3,00	596,7	80	30	2400	1,43	60	1092,0	200	90	18000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	6	3,96	3,31	502,9	80	20	1600	1,13	70	624,0	200	50	10000	219,1	4	60,0	55,7	60,1	45,8

Allegato Nr. 2 - 2/4																				
Zona	Piano	L_d	$\triangle$Ld	$F_{d,real}$	Parametri del tratto snervato					Parametri del braccio				Parametri del profilo		Prestazioni dei dispositivi		Prestazioni dei controventi	
		[m]	[mm]	[kN]	h [mm]	b [mm]	A_{an} [mm^2]	Ω_i	L_{sn} [cm]	K_b [kN/mm]	h [mm]	b [mm]	A_b [mm^2]	d [mm]	s [mm]	$K_{d,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{d,eq}$ [%]	$K_{c,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{c,eq}$ [%]
E	ST	4,70	3,39	965,0	80	40	3200	1,18	70	1248,0	200	120	24000	219,1	4	120,0	55,7	120,2	45,8
	T	4,44	3,41	674,0	80	30	2400	1,26	70	936,0	200	90	18000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	1	4,18	3,39	651,8	80	30	2400	1,31	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	2	4,18	3,40	614,1	80	30	2400	1,39	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	3	4,18	3,44	574,0	80	30	2400	1,48	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	4	4,18	3,53	533,2	80	20	1600	1,07	80	546,0	200	50	10000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
	5	4,18	3,64	511,2	80	20	1600	1,11	80	546,0	200	50	10000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
	6	4,18	4,03	448,0	80	20	1600	1,27	90	485,3	200	40	8000	219,1	4	46,7	55,7	46,8	45,8
F	ST	4,51	2,76	727,0	80	30	2400	1,17	60	1092,0	200	110	22000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	T	4,23	2,78	614,1	80	30	2400	1,39	60	1092,0	200	100	20000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	1	3,96	2,79	556,3	80	20	1600	1,02	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	2	3,96	2,80	500,0	80	20	1600	1,14	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	3	3,96	2,83	458,1	80	20	1600	1,24	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	4	3,96	2,90	407,4	80	20	1600	1,39	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	5	3,96	3,00	349,7	80	13	1040	1,06	60	473,2	200	40	8000	219,1	4	45,5	55,7	45,6	45,8
	6	3,96	3,31	318,6	80	12	960	1,07	70	374,4	200	30	6000	219,1	4	36,0	55,7	36,1	45,8
G	ST	4,64	3,21	722,5	80	30	2400	1,18	70	936,0	200	90	18000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	T	4,37	3,23	712,4	80	30	2400	1,20	70	936,0	200	90	18000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	1	4,11	3,22	676,7	80	30	2400	1,26	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	2	4,11	3,23	592,7	80	30	2400	1,44	70	936,0	200	80	16000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	3	4,11	3,27	492,4	80	20	1600	1,15	70	624,0	200	60	12000	219,1	4	60,0	55,7	60,1	45,8
	4	4,11	3,35	386,7	80	20	1600	1,47	70	624,0	200	60	12000	219,1	4	60,0	55,7	60,1	45,8
	5	4,11	3,46	294,9	80	11	880	1,06	70	343,2	200	30	6000	219,1	4	33,0	55,7	33,1	45,8
	6	4,11	3,82	287,1	80	11	880	1,09	80	300,3	200	30	6000	219,1	4	28,9	55,7	28,9	45,8
	7	3,76	4,10	212,2	80	10	800	1,34	90	242,7	200	20	4000	219,1	4	23,3	55,7	23,4	45,8
H	ST	4,51	2,76	389,3	80	20	1600	1,46	60	728,0	200	70	14000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	T	4,23	2,78	372,8	80	14	1120	1,07	60	509,6	200	50	10000	219,1	4	49,0	55,7	49,1	45,8
	1	3,96	2,79	357,1	80	13	1040	1,03	60	473,2	200	40	8000	219,1	4	45,5	55,7	45,6	45,8
	2	3,96	2,80	318,7	80	12	960	1,07	60	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
	3	3,96	2,83	272,2	80	10	800	1,04	60	364,0	200	30	6000	219,1	4	35,0	55,7	35,1	45,8
	4	3,96	2,90	265,3	80	10	800	1,07	60	364,0	200	30	6000	219,1	4	35,0	55,7	35,1	45,8
	5	3,96	3,00	243,3	80	10	800	1,17	60	364,0	200	30	6000	219,1	4	35,0	55,7	35,1	45,8

Allegato Nr. 2 -3/4																			
Zona	Piano	L_d [m]	△Ld [mm]	$F_{d,real}$ [kN]	Parametri del tratto snervato					Parametri del braccio				Parametri del profilo		Prestazioni dei dispositivi		Prestazioni dei controventi	
					h [mm]	b [mm]	A_{an} [mm^2]	Ω_i	L_{sn} [cm]	K_b [kN/mm]	h [mm]	b [mm]	A_b [mm^2]	d [mm]	s [mm]	$K_{d,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{d,eq}$ [%]	$K_{c,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{c,eq}$ [%]
I	ST	4,51	2,76	660,0	80	30	2400	1,29	60	1092,0	200	110	22000	219,1	4	105,0	55,7	105,2	45,8
	T	4,23	2,78	504,7	80	20	1600	1,13	60	728,0	200	70	14000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	1	3,96	2,79	489,4	80	20	1600	1,16	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	2	3,96	2,80	447,4	80	20	1600	1,27	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	3	3,96	2,83	405,1	80	20	1600	1,40	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	4	3,96	2,90	364,9	80	13	1040	1,01	60	473,2	200	40	8000	219,1	4	45,5	55,7	45,6	45,8
	5	3,96	3,00	326,6	80	12	960	1,04	60	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
J	ST	5,16	7,19	1120,5	80	40	3200	1,01	150	582,4	200	60	12000	219,1	4	56,0	55,7	56,1	45,8
	T	4,92	7,30	895,7	80	40	3200	1,27	150	582,4	200	50	10000	219,1	4	56,0	55,7	56,1	45,8
	1	4,69	7,17	893,2	80	40	3200	1,27	150	582,4	200	50	10000	219,1	4	56,0	55,7	56,1	45,8
	2	4,69	7,16	855,9	80	40	3200	1,33	150	582,4	200	50	10000	219,1	4	56,0	55,7	56,1	45,8
	3	4,69	7,11	797,3	80	30	2400	1,07	150	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
	4	4,69	7,19	721,0	80	30	2400	1,18	150	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
	5	4,69	7,44	615,5	80	30	2400	1,38	150	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
K	ST	5,45	7,89	1177,8	80	50	4000	1,21	160	682,5	200	70	14000	219,1	4	65,6	55,7	65,8	45,8
	T	5,23	7,97	931,3	80	40	3200	1,22	160	546,0	200	50	10000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
	1	5,01	7,78	934,0	80	40	3200	1,22	160	546,0	200	50	10000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
	2	5,01	7,77	91,0	80	4	320	1,25	160	54,6	200	10	2000	219,1	4	5,3	55,7	5,3	45,8
	3	5,01	7,72	862,8	80	40	3200	1,32	160	546,0	200	50	10000	219,1	4	52,5	55,7	52,6	45,8
	4	5,01	7,80	797,4	80	30	2400	1,07	160	409,5	200	40	8000	219,1	4	39,4	55,7	39,5	45,8
	5	5,01	8,07	698,0	80	30	2400	1,22	170	385,4	200	40	8000	219,1	4	37,1	55,7	37,1	45,8
L	ST	4,51	2,76	516,6	80	20	1600	1,10	60	728,0	200	70	14000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	T	4,23	2,78	389,8	80	20	1600	1,46	60	728,0	200	70	14000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	1	3,96	2,79	421,4	80	20	1600	1,35	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	2	3,96	2,80	438,9	80	20	1600	1,29	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	3	3,96	2,83	462,9	80	20	1600	1,23	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	4	3,96	2,90	489,2	80	20	1600	1,16	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8
	5	3,96	3,00	472,1	80	20	1600	1,20	60	728,0	200	60	12000	219,1	4	70,0	55,7	70,1	45,8

Allegato Nr. 2 - 4/4																			
Zona	Piano	L_d [m]	△Ld [mm]	$F_{d,real}$ [kN]	Parametri del tratto snervato					Parametri del braccio				Parametri del profilo		Prestazioni dei dispositivi		Prestazioni dei controventi	
					h [mm]	b [mm]	A_{sn} [mm^2]	Ω_i	L_{sn} [cm]	K_b [kN/mm]	h [mm]	b [mm]	A_b [mm^2]	d [mm]	s [mm]	$K_{d,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{d,eq}$ [%]	$K_{c,eq}$ [kN/mm]	$\xi_{c,eq}$ [%]
M	ST	4,35	1,99	653,8	80	30	2400	1,30	40	1638,0	200	160	32000	219,1	4	157,5	55,7	157,8	45,8
	T	4,07	2,02	619,3	80	30	2400	1,38	50	1310,4	200	120	24000	219,1	4	126,0	55,7	126,3	45,8
	1	3,78	2,04	531,3	80	20	1600	1,07	50	873,6	200	70	14000	219,1	4	84,0	55,7	84,2	45,8
	2	3,78	2,04	407,6	80	20	1600	1,39	50	873,6	200	70	14000	219,1	4	84,0	55,7	84,2	45,8
	3	3,78	2,07	280,7	80	10	800	1,01	50	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
	4	3,78	2,12	193,0	80	10	800	1,47	50	436,8	200	40	8000	219,1	4	42,0	55,7	42,1	45,8
	5	3,78	2,19	186,3	80	7	560	1,07	50	305,8	200	30	6000	219,1	4	29,4	55,7	29,5	45,8
	6	3,78	2,42	161,2	80	6	480	1,06	50	262,1	200	30	6000	219,1	4	25,2	55,7	25,3	45,8
	7	3,40	2,64	158,8	80	6	480	1,07	60	218,4	200	20	4000	219,1	4	21,0	55,7	21,0	45,8
N	ST	4,72	3,44	958,4	80	40	3200	1,19	70	1248,0	200	120	24000	219,1	4	120,0	55,7	120,2	45,8
	T	4,45	3,45	576,2	80	30	2400	1,48	70	936,0	200	90	18000	219,1	4	90,0	55,7	90,2	45,8
	1	4,19	3,43	499,6	80	20	1600	1,14	70	624,0	200	60	12000	219,1	4	60,0	55,7	60,1	45,8
	2	4,19	3,44	365,4	80	13	1040	1,01	70	405,6	200	40	8000	219,1	4	39,0	55,7	39,1	45,8
	3	4,19	3,48	255,5	80	10	800	1,11	70	312,0	200	30	6000	219,1	4	30,0	55,7	30,1	45,8
	4	4,19	3,57	162,4	80	6	480	1,05	80	163,8	200	20	4000	219,1	4	15,8	55,7	15,8	45,8
	5	4,19	3,69	130,4	80	5	400	1,09	80	136,5	200	20	4000	219,1	4	13,1	55,7	13,2	45,8
	6	4,19	4,08	119,4	80	5	400	1,19	90	121,3	200	10	2000	219,1	4	11,7	55,7	11,7	45,8
	7	3,86	4,35	116,8	80	5	400	1,22	90	121,3	200	10	2000	219,1	4	11,7	55,7	11,7	45,8