

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

DOTTORATO DI RICERCA
IN INGEGNERIA STRUTTURALE ED IDRAULICA

Ciclo XXV

Settore Concorsuale: 08/B3

Settore Scientifico disciplinare: ICAR/09

APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI
PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
DI TELAI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

Candidato: LUIGI PIO GUERRA

Coordinatore del Dottorato:
Chiar.mo Prof. Ing. Erasmo Viola

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. Pier Paolo Diotallevi

Correlatore:
Dott. Ing. Luca Landi

Esame finale anno 2013

*A mio padre,
a mia madre,
a mia sorella.*

KEYWORDS

Displacement-based Assessment, Valutazione della vulnerabilità sismica, Telai in cemento armato, Analisi limite di telai, Analisi dinamiche non lineari, Analisi pushover

Strategie di prevenzione più efficaci farebbero non solo risparmiare decine di miliardi di dollari ma salverebbero decine di migliaia di vite. Costruire una cultura di prevenzione non è facile. Mentre i costi della prevenzione debbono essere pagati nel presente, i suoi benefici si avvertono in un futuro distante.

Per di più, i benefici non sono tangibili:

ESSI SONO I DISASTRI CHE NON SONO ACCADUTI

Kofi Annan – Segretario generale delle Nazioni Unite

Dal discorso tenuto al World Summit on Sustainable Development, 2002

INDICE

1. INTRODUZIONE – OBIETTIVO DELLA TESI.....	1
ABSTRACT.....	1
1.1 Approccio agli spostamenti per la valutazione della vulnerabilità sismica di telai in conglomerato cementizio armato.....	1
1.2 Obiettivo della tesi.....	2
2. LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI.....	5
ABSTRACT.....	5
2.1 Introduzione.....	5
2.2 Inquadramento normativo sugli edifici esistenti in cemento armato.....	6
2.3 Le carenze strutturali degli edifici esistenti in cemento armato.....	7
2.4 La valutazione della vulnerabilità sismica.....	8
3. APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI NELLA PROGETTAZIONE E VERIFICA SISMICA DI TELAI PIANI IN CEMENTO ARMATO.....	11
ABSTRACT.....	11
3.1 Introduzione.....	11
3.2 Displacement-based Design.....	13
3.3 Displacement-based Assessment.....	14
3.4 La procedura DBA.....	17
3.4.1 Strutture ad un grado di libertà.....	18
3.4.2 Implementazione dell'effetto P- Δ nella valutazione.....	19
3.4.3 Strutture a telaio a più gradi di libertà.....	20
4. APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DI VALUTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI.....	27
ABSTRACT.....	27
4.1 Introduzione.....	27
4.2 <i>Cumbia</i> : programma per l'analisi sezionale.....	28
4.2.1 Legami costitutivi dei materiali.....	29
4.2.2 Lunghezza della cerniera plastica.....	31
4.3 Caso studio n. 1: telaio piano a 5 piani e 3 campate.....	32
4.3.1 Introduzione.....	32
4.3.2 Analisi sezionale.....	35

4.3.3	Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Ipotesi 1).....	37
4.3.4	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente.....	39
4.3.5	Valutazione della struttura	41
4.3.6	Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Ipotesi 2).....	42
4.3.7	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente.....	45
4.3.8	Valutazione della struttura	46
4.4	Caso studio n. 2: telaio piano a 10 piani e 3 campate	47
4.4.1	Introduzione	47
4.4.2	Analisi sezionale	50
4.4.3	Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite.....	53
4.4.4	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente.....	54
4.4.5	Valutazione della struttura	56
4.5	Caso studio n. 3: telaio piano a 5 piani e 5 campate	56
4.5.1	Introduzione	56
4.5.2	Analisi sezionale	59
4.5.3	Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite.....	62
4.5.4	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente.....	63
4.5.5	Valutazione della struttura	64
5.	VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA DI VALUTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI MEDIANTE ANALISI NON LINEARI	67
	ABSTRACT	67
5.1	Introduzione	67
5.2	Modellazione non lineare delle strutture.....	68
5.3	Analisi statiche non lineari.....	70
5.4	Analisi dinamiche non lineari	71
5.5	Risultati delle analisi svolte e confronto con i risultati della procedura DBA	74
5.5.1	Telaio 5-3	75
5.5.2	Telaio 10-3	78
5.5.3	Telaio 5-5	81
6.	PROCEDURA ALTERNATIVA PER LA PREVISIONE DEL MECCANISMO ANELASTICO.....	85
	ABSTRACT	85
6.1	Introduzione	85
6.2	L'Analisi limite delle strutture.....	86
6.2.1	Introduzione	86

6.2.2	I teoremi fondamentali dell'Analisi limite	87
6.3	Analisi limite dei telai piani	88
6.3.1	Introduzione	88
6.3.2	Procedura.....	88
6.4	Analisi limite del telaio 5-3.....	89
6.4.1	Introduzione	89
6.4.2	Meccanismo globale.....	90
6.4.3	Meccanismo di piano al primo livello.....	91
6.4.4	Meccanismo di piano al terzo livello	92
6.4.5	Confronto dei risultati	93
6.5	Analisi limite del telaio 10-3.....	93
6.5.1	Introduzione	93
6.5.2	Meccanismo globale.....	94
6.5.3	Meccanismo misto	96
6.5.4	Confronto dei risultati	97
6.6	Analisi limite del telaio 5-5.....	98
6.6.1	Introduzione	98
6.6.2	Meccanismo globale.....	99
6.6.3	Meccanismo misto	100
6.6.4	Confronto dei risultati	100
7.	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI UN EDIFICIO SCOLASTICO SECONDO L'APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI	103
	ABSTRACT.....	103
7.1	Introduzione	103
7.2	Analisi del sito di costruzione	103
7.2.1	Inquadramento.....	103
7.2.2	Caratterizzazione sismica del sito	104
7.3	Definizione dell'azione sismica	105
7.3.1	Vita nominale della struttura.....	105
7.3.2	Classi d'Uso	106
7.3.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	107
7.3.4	Stati limite e probabilità di superamento nel periodo di riferimento.....	107
7.3.5	Amplificazione stratigrafica e topografica.....	108
7.3.6	Azione sismica	109
7.3.7	Spettri di risposta elastici in accelerazione.....	110
7.4	Conoscenza del manufatto	112

7.4.1	Descrizione della struttura.....	113
7.4.2	Storia sismica dei fabbricati	118
7.4.3	Indagini in situ.....	118
7.5	Azioni agenti e analisi dei carichi	121
7.5.1	Combinazione delle azioni	121
7.5.2	Analisi dei carichi	122
7.6	Applicazione della procedura DBA	123
7.6.1	Introduzione	123
7.6.2	Analisi sezionale	125
7.6.3	Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Stato Limite di Salvaguardia della Vita)	127
7.6.4	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).....	129
7.6.5	Valutazione della struttura	131
7.6.6	Determinazione della deformata limite (Stato Limite di Collasso).....	132
7.6.7	Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente (Stato Limite di Collasso).....	134
7.6.8	Valutazione della struttura	135
7.6.9	Commento dei risultati.....	136
7.6.10	Valutazione della probabilità di superamento	138
7.7	Validazione del meccanismo plastico mediante l'Analisi limite del telaio.....	138
7.7.1	Introduzione	138
7.7.2	Meccanismo globale.....	139
7.7.3	Meccanismo di piano al primo livello.....	140
7.7.4	Meccanismo di piano al secondo livello	141
7.7.5	Confronto dei risultati	142
7.8	Validazione del meccanismo plastico mediante analisi non lineari	142
7.8.1	Introduzione	142
7.8.2	Analisi statiche non lineari (pushover).....	143
7.8.3	Analisi dinamiche non lineari	143
7.8.4	Risultati delle analisi e confronto con i risultati della procedura DBA.....	145
8.	OBIETTIVI FUTURI DEL DISPLACEMENT-BASED ASSESSMENT.....	149
	ABSTRACT.....	149
8.1	Introduzione	149
8.2	Ulteriori considerazioni sulla procedura displacement-based.....	150
8.2.1	Incertezze legate al comportamento degli elementi strutturali.....	150

8.2.2	Conseguenze delle incertezze sulla valutazione del rischio e sulla stima della probabilità di superamento.....	151
8.3	La procedura DBA e la stima delle perdite.....	152
8.4	Ulteriori applicazioni della procedura DBA	153
9.	CONCLUSIONI.....	155
	ABSTRACT.....	155
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	157

1. INTRODUZIONE – OBIETTIVO DELLA TESI

ABSTRACT

This work aims to present the studies and the results obtained during the research activity carried out on the Displacement-Based Assessment (DBA) of reinforced concrete frames. After some initial considerations on the issue of seismic vulnerability and methods of analysis and testing, the theoretical description of the method is presented. Three case study concerning the application of the DBA procedure to plane frames, designed for vertical loads only and according to old provisions that did not involve the application of the hierarchy of strength, are presented. The results of the procedure in terms of inelastic mechanism assumed and limit-state displaced shape are compared with results obtained by nonlinear static and dynamic analysis, performed in order to validate the displaced shape assumed, and with results of Limit Analysis, which is proposed as an alternative procedure to determine the inelastic mechanism and the base shear capacity. Finally, the DBA procedure has been applied for the assessment of the seismic vulnerability of a school building, built between 1969 and 1975 and located on a site characterized by a peak horizontal acceleration of 0.24 g and a probability of exceedance of 10% in 75 years.

1.1 APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI TELAI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

Molte nazioni tecnologicamente avanzate, tra cui l'Italia, sono costrette a convivere con i terremoti, e devono quindi proteggere le popolazioni da questi eventi tanto improvvisi quanto a volte disastrosi. Gli obiettivi principali dei governatori sono il minimizzare il più possibile la perdita di vite umane e il garantire il normale svolgimento di ogni attività anche durante un'emergenza sismica. Questo si traduce nel cercare di limitare i danni all'edilizia e alle opere civili, in modo da ridurre i costi diretti ed indiretti legati all'interruzione delle attività lavorative e alla riparazione dei danni dovuti all'evento sismico.

In Italia, la qualità delle costruzioni, specie quelle realizzate negli ultimi cinquant'anni, è di basso livello. Tale qualità è dovuta alla rapida e poco controllata espansione edilizia che si è avuta negli scorsi decenni.

La conoscenza del livello di vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente è il primo passo per la messa a punto di una strategia di mitigazione del rischio sismico mediante interventi di adeguamento sismico o di sostituzione edilizia.

Il presente lavoro ha lo scopo di presentare gli studi e i risultati ottenuti durante l'attività di ricerca svolta sul *Displacement-based Assessment* (DBA) dei telai in cemento armato. Dopo alcune considerazioni iniziali sul tema della vulnerabilità sismica e sui metodi di analisi e verifica, si procede alla descrizione teorica del metodo.

Sono stati analizzati tre casi studio di telai piani, progettati per soli carichi verticali e secondo normative non più in vigore che non prevedevano l'applicazione della gerarchia delle resistenze. I telai considerati, destinati ad abitazione civile, hanno diversa altezza e numero di piani, e diverso numero di campate. Si è proceduto all'applicazione del metodo, alla valutazione della vulnerabilità sismica in base alla domanda in termini di spostamento costituita da uno spettro elastico previsto dall'EC8 e alla validazione dei risultati ottenuti mediante analisi non lineari statiche e dinamiche e mediante l'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite dei telai.

In ultimo si è applicata la procedura DBA per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio scolastico, realizzato tra il 1969 e il 1975 in un sito caratterizzato da una accelerazione di picco orizzontale pari a 0,24g e una probabilità di superamento del 10% in 75 anni.

1.2 OBIETTIVO DELLA TESI

Il punto cruciale della procedura DBA applicata ai telai in conglomerato cementizio armato è la determinazione della deformata allo stato limite considerato e del meccanismo plastico atteso. Si vedrà in seguito che un'indicazione approssimativa del tipo di meccanismo plastico (di piano o globale) può essere ottenuta calcolando, per ogni livello del telaio, due indici, che sono funzioni, rispettivamente, dei momenti resistenti delle travi e dei pilastri confluenti nei nodi del livello considerato, e della domanda e della resistenza tagliante di ogni livello del telaio. In base ai valori calcolati di tali indici è possibile formulare un'ipotesi sul tipo di meccanismo plastico atteso e sulla deformata limite. Può accadere però che i valori ottenuti di tali indici non consentono di poter formulare un'ipotesi immediata.

Il presente lavoro propone quindi una procedura alternativa per la determinazione del meccanismo plastico e per il calcolo della capacità della struttura in termini di taglio alla base, che si basa sull'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite di telai piani. Dal confronto effettuato coi risultati di analisi non lineari di tipo statico e

dinamico, svolte al fine di validare le ipotesi assunte sul meccanismo plastico atteso e sulla deformata limite, si è osservato che la procedura basata sull'applicazione dell'Analisi limite può costituire una valida alternativa per la determinazione del meccanismo anelastico atteso, il quale, come già detto, è l'aspetto critico della procedura DBA.

2. LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI

ABSTRACT

In this chapter some issues related to the existing buildings are presented. Existing building, in particular reinforced concrete frames, have been designed to resist vertical loads only, not following any seismic provisions and hence are affected by lack of ductility, which is a consequence of poor detailing of reinforcement and lack of a capacity design philosophy. In this way, there is no assurance that hierarchy of strength exists in order to avoid brittle failure modes or limited-ductile deformation mechanisms. The new seismic provisions have highlighted the need for global assessment of seismic vulnerability of existing buildings. The structural analysis methods, taken into account in these provisions include a force-based approach for the assessment.

2.1 INTRODUZIONE

In molte nazioni, compresa l'Italia, la progettazione di nuovi edifici secondo criteri antisismici è un fenomeno relativamente recente. La conseguenza di ciò è l'elevata percentuale di costruzioni obsolete e sismicamente non adeguate, presenti in territori con pericolosità sismica medio-alta.

La mitigazione del rischio sismico, nonché la definizione di tecniche e strategie per l'adeguamento del patrimonio edilizio esistente, rappresenta quindi una tematica di notevole interesse per la collettività, anche alla luce delle recenti disposizioni normative. A livello politico e di gestione del territorio si pensa che il problema degli edifici esistenti sarà risolto gradualmente, anche accelerato dal rinnovamento urbano e dalla riqualificazione. Ciò può essere una soluzione socio-economica ottimale per quelle regioni in cui il tasso di incidenza dei terremoti di intensità moderata-elevata è molto inferiore al tasso di abbandono di vecchi edifici, infatti il costo dell'adeguamento sismico degli edifici esistenti, compresi i costi connessi ad eventuali interruzioni d'uso, al trasferimento degli utenti degli edifici, la rimozione e la sostituzione di parti non strutturali, è in genere più elevato rispetto al costo di una nuova costruzione e di conseguenza tali costi possono essere proibitivi per individui privati o poco sostenibili per la collettività. Indipendentemente dagli aspetti economici, la conoscenza del livello di vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente è il primo passo per la messa a punto di una strategia di mitigazione del rischio

sismico mediante interventi di adeguamento sismico degli edifici con un basso livello di vulnerabilità o di sostituzione edilizia degli edifici maggiormente vulnerabili.

Il patrimonio edilizio in cemento armato italiano è stato realizzato in gran parte negli anni 60 e 70 del ventesimo secolo, anni in cui si assisteva ad un notevole boom edilizio caratterizzato da una rapida e poco controllata urbanizzazione. Se, da una parte, si assisteva ad un incremento notevole del numero di costruzioni in cemento armato, dall'altra il rapido processo di edificazione ha comportato anche bassa qualità tecnica degli edifici e scarse verifiche progettuali. È quindi chiaro che una quota di rischio sismico è da attribuire al fenomeno di espansione edilizia.

Circa la metà del patrimonio edilizio realizzato negli anni 60 e 70 è stato realizzato prima del 1971, anno di entrata in vigore della Legge 1086 che prescrive il deposito del progetto delle opere in cemento armato e il collaudo statico delle strutture. Poiché le prime Norme Tecniche specifiche per le zone sismiche sono state emanate con la Legge 64/74, fino a tale data si utilizzava la Legge 1684/62, non sempre applicata, che comunque non forniva indicazioni specifiche sui dettagli costruttivi o sui requisiti di regolarità atti a garantire un buon funzionamento antisismico. Pertanto, in base alle date citate, è possibile affermare che per circa per le costruzioni realizzate fino al 1971 non esiste un progetto depositato presso gli Organi di controllo competenti.

Altro aspetto da considerare è quello legato all'abusivismo edilizio: la mancanza di controlli e di prescrizioni ha fatto in modo che venissero realizzate costruzioni con criteri progettuali insufficienti e materiali scadenti, molto spesso non progettate da figure professionali abilitate e competenti.

2.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO SUGLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

La problematica della valutazione della sicurezza strutturale e della relativa riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in Italia è un tema che purtroppo, negli ultimi anni, è diventato di estrema importanza, anche a causa di catastrofici eventi sismici che hanno colpito il territorio nazionale negli ultimi trent'anni (Irpinia 1980, Umbria e Marche 1997, Molise 2002, Abruzzo 2009, Emilia Romagna 2012) con ingenti danni provocati in termini economici ma soprattutto di vite umane.

L'Italia è un paese caratterizzato da una pericolosità sismica medio-alta, rispetto ad altri paesi del bacino mediterraneo e ad un'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio.

La classificazione sismica del territorio italiano è stata effettuata in gran parte soltanto a partire dal 1981 e sostanzialmente completata con le recenti normative. Inoltre, anche nei casi di progettazione antisismica, le prime normative italiane non erano in grado di conseguire in modo soddisfacente i livelli di prestazione oggi richiesti rispetto al danno ed al collasso, come oggi prevedono le più moderne normative sismiche. Pertanto, il problema della carenza di protezione sismica delle costruzioni in generale, e di quelle in c.a. in particolare, riguarda, oltre agli edifici progettati per resistere a soli carichi verticali in zone poi classificate sismiche, anche gli edifici progettati con normative sismiche ormai obsolete o in zone in cui classificazioni successive hanno determinato un incremento di sismicità.

L'emanazione di norme per la progettazione in zona sismica sia a livello europeo (Eurocodice 8), sia a livello nazionale (OPCM 3274 e smi, D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa n°617 del 2 febbraio 2009), che affrontano in modo specifico la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, ha messo in evidenza la necessità di effettuare un controllo globale della vulnerabilità sismica del patrimonio esistente ed incoraggiato la comunità tecnico-scientifica ad avviare numerosi studi sulle strategie e tecniche di intervento per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

2.3 LE CARENZE STRUTTURALI DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

Le strutture intelaiate in cemento armato progettate in assenza di opportune regole sismiche, mostrano in molti casi un comportamento strutturale deficitario, caratterizzato da una bassa duttilità disponibile e dall'assenza di un'appropriata gerarchia delle resistenze che conduca a meccanismi di collasso di tipo globale.

A causa della mancanza della gerarchia delle resistenze, che impone un meccanismo "controllato" di risposta anelastica, e della presenza di percorsi di carico molto spesso discontinui, negli edifici esistenti si può verificare una concentrazione di domanda di deformazione dovuta all'azione sismica in elementi strutturali non realizzati per soddisfare le richieste di resistenza e deformazione.

La progettazione dei telai per soli carichi verticali implica la presenza di pilastri progettati solo per resistere a compressione, con una certa eccentricità nominale. Pertanto tali pilastri sono sottodimensionati e poco armati rispetto alla domanda flessionale e tagliante dovuta all'azione sismica. Per contro, le travi, progettate per soli carichi verticali, molto spesso presentano una buona resistenza flessione e una resistenza a taglio accettabile. Quindi, è più probabile notare la formazione di cerniere plastiche e conseguente collasso nei pilastri invece delle travi.

Altri problemi che in genere si osservano sono la mancanza di regolarità in pianta e/o in elevazione, l'elevata deformabilità torsionale e la presenza di colonne corte che determinano un comportamento sismico dell'edificio globalmente non soddisfacente. Non è raro osservare inoltre travi appoggiate su altre travi e solai non continui o abbastanza rigidi nel piano. Molto spesso i dettagli costruttivi sono carenti con basso livello di confinamento e problemi di aderenza: le zone critiche tendono ad avere meccanismi di crisi di tipo fragile e ciò influisce sul valore della duttilità disponibile.

In base a quanto detto, non bisogna però pensare che un edificio in cemento armato abbastanza datato riporterà necessariamente danni in caso di terremoto. Infatti si è osservato che alcuni edifici in cemento armato hanno superato, indenni, eventi sismici di intensità moderata e alta, grazie ad alcuni accorgimenti costruttivi non prescritti ma dettati dalla pratica. Infatti in tali edifici è possibile riscontrare la presenza di tamponamenti uniformi, di buona resistenza e qualità, con aperture di dimensioni ridotte, con pilastri ravvicinati o pareti in cemento armato con armatura sottodimensionata.

Queste considerazioni evidenziano una serie di problematiche nella valutazione del comportamento sismico delle strutture esistenti in c.a. I modelli di calcolo debbono essere capaci di simulare i meccanismi dovuti alle carenze strutturali per ottenere affidabili risultati prestazionali nella valutazione della resistenza sismica.

2.4 LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Con riferimento alla Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617/09, viene definito il concetto di “valutazione della sicurezza” di un edificio esistente come un procedimento quantitativo finalizzato a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008¹;
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

La procedura di valutazione di un edificio esistente dovrà essere caratterizzata da un insieme di attività preliminari finalizzate alla corretta conoscenza della struttura. Gli edifici esistenti, infatti, si differenziano in modo significativo da quelli di nuova progettazione per i seguenti elementi, così come indicato anche al §. 8.2 delle NTC 2008:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili;
- La struttura può essere stata soggetta a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono palesemente emersi;
- Gli elementi strutturali possono presentare segni di degrado e/o modificazioni significative rispetto alle situazioni iniziali.

In base al livello di approfondimento della conoscenza della struttura, delle sue caratteristiche, e dei materiali da costruzione, le NTC 2008 e l'Eurocodice 8² prendono in considerazione i seguenti quattro diversi metodi di analisi:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non-lineare;
- analisi dinamica non-lineare.

La scelta tra un metodo e l'altro dipende dalle caratteristiche (regolarità, periodi propri caratteristici) e dall'importanza della struttura che si sta studiando. I metodi di analisi elastica (statica equivalente e dinamica modale con spettro di risposta) sono approcci originariamente pensati per la progettazione di nuovi edifici in zona sismica, in cui viene utilizzato un valore dell'azione sismica opportunamente ridotto di un fattore di struttura q che dipende dalle caratteristiche di duttilità globale della

¹ Decreto Ministeriale 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

² Eurocode 8 "Design of Structure for Earthquake resistance – Part 1", EN 1998-1, 2004.

struttura, nell'ipotesi che siano comunque attuate tutta una serie di prescrizioni di dettaglio costruttivo tese a garantire il suddetto comportamento duttile. Sebbene non si conosca il livello di duttilità di una struttura esistente, le NTC 2008 forniscono un intervallo numerico per il fattore di struttura, il cui valore deve variare tra 1.5 e 3. Ottenuti i valori delle sollecitazioni dovute all'azione sismica, le verifiche da effettuare sugli elementi strutturali sono quelle tradizionali in termini di resistenza.

Pertanto i criteri di valutazione di una struttura esistente si basano su un approccio "alle forze", in quanto si confrontano le sollecitazioni dovute all'azione sismica con la capacità resistente degli elementi strutturali.

Nel prossimo capitolo sarà esposta una procedura di valutazione basata su un approccio "agli spostamenti".

3. APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI NELLA PROGETTAZIONE E VERIFICA SISMICA DI TELAI PIANI IN CEMENTO ARMATO

ABSTRACT

In this chapter is presented an innovative procedure for the assessment of existing structures which is represented by the direct displacement-based assessment, which peculiarity is that the seismic response is assessed through the use of displacements instead of equivalent elastic strengths. After a brief historical background on “force-based” design and assessment methods, a complete description of displacement-based assessment procedure for reinforced concrete frames is presented. A critical aspect is the determination of the expected inelastic mechanism: an approximate indication if a beam-sway or a column-sway mechanism will occur may be obtained by calculating a “sway potential index”. Hence, it is possible to define the limit-state deflected shape and to determine the base-shear capacity. Then, the parameters of a equivalent single-degree of freedom structure are defined and the displacement demand related with seismic intensity can be compared with the capacity.

3.1 INTRODUZIONE

La meccanica delle strutture, nella sua essenza, è caratterizzata dalla dualità forza-spostamento e dagli effetti che entrambi queste grandezze fisiche generano sui sistemi strutturali. Per questo motivo, qualsiasi sistema di forze applicate o spostamenti impressi ad una data struttura genera azioni interne e deformazioni all'interno di essa. È noto che un evento sismico induce un'accelerazione al suolo e che, tale accelerazione, per il *Principio di Newton*, genera una forza su tutti i corpi dotati di massa presenti sul suolo del sito colpito dall'evento. Quindi un evento sismico genera delle forze sulle strutture, ma induce anche spostamenti.

La progettazione sismica delle strutture è tradizionalmente basata su un approccio “alle forze”, così come la progettazione di elementi strutturali soggetti ad altri tipi di azioni, permanenti e variabili. Le ragioni di questa tradizione sono storiche¹: “negli anni ‘20 e ‘30 del ventesimo secolo, a seguito di importanti terremoti che colpirono la California, il Giappone e la Nuova Zelanda, si osservò che edifici progettati per resistere all'azione del vento ebbero una migliore risposta sismica rispetto ad altri

¹ Priestley *et al.*, 2007, §1.1.

edifici progettati per resistere ai soli carichi verticali” (Cit. trad. Priestley et al.). Conseguenza di tali osservazioni fu l’introduzione delle prime norme di progettazione antisismica, le quali prevedevano che, nelle aree interessate da sismicità rilevante, gli edifici fossero progettati considerando forze statiche orizzontali proporzionali ai pesi delle strutture, per tenere conto dell’azione sismica. In Italia, prescrizioni simili erano contenute già nel Regio Decreto del 15 luglio 1909, n. 542, che fu emanato a seguito del “Grande terremoto” di Messina e Reggio Calabria del dicembre 1908. Con l’approfondire delle conoscenze in materia di dinamica strutturale, le normative sulla progettazione antisismica furono adeguate: le forze statiche orizzontali da considerare dovevano essere correlate col periodo fondamentale della struttura. Inoltre il progresso teorico e la disponibilità di nuovi mezzi di calcolo hanno consentito una migliore comprensione, anche dal punto di vista numerico, del problema. Lo sviluppo di nuove tecniche di analisi, come le analisi dinamiche non lineari, consentì di osservare che alcune strutture avevano avuto un discreto comportamento durante eventi sismici rilevanti, sebbene dalle analisi risultasse che le sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche superassero di gran lunga le resistenze degli elementi strutturali. Ciò portò allo sviluppo del concetto di *duttilità strutturale*. Inoltre, l’analisi della risposta sismica di oscillatori elasto-plastici mostrò che una progettazione basata su un’analisi lineare che tiene in conto di forze sismiche ridotte (mediante un fattore di riduzione) può garantire una sufficiente sicurezza nei confronti del collasso solo se una struttura possiede un adeguato livello di duttilità. Con tali risultati le sollecitazioni negli elementi strutturali indotte dall’azione sismica sono determinate tenendo conto di azioni statiche equivalenti ridotte con un *fattore di struttura*, che tiene conto della duttilità strutturale. Il punto di partenza del processo progettuale rimane l’entità delle forze orizzontali equivalenti e la verifica degli spostamenti indotti dall’azione sismica costituisce la fase finale del processo.

Negli ultimi decenni, parallelamente all’introduzione dei principi del *capacity design*, si è imposta all’attenzione di alcuni ricercatori una nuova filosofia di progettazione, che considera gli spostamenti indotti come punto di partenza del processo progettuale. Tale filosofia è riconosciuta negli ambienti di ricerca come *Displacement-based Design*.

3.2 DISPLACEMENT-BASED DESIGN

Il metodo di progettazione tradizionale, basato sull'approccio alle forze può essere sintetizzato nelle seguenti fasi:

1. Dimensionamento della struttura;
2. Stima della rigidezza elastica degli elementi strutturali;
3. Calcolo del periodo fondamentale della struttura;
4. Determinazione della sismicità e selezione dello spettro elastico allo stato limite di riferimento;
5. Determinazione del fattore di struttura e dello spettro di progetto;
6. Determinazione delle forze sismiche equivalenti;
7. Analisi della struttura e calcolo delle sollecitazioni;
8. Progetto degli elementi strutturali;
9. Calcolo degli spostamenti indotti dall'azione sismica e confronto con gli spostamenti previsti dalla normativa;
10. Se gli spostamenti calcolati sono inferiori agli spostamenti previsti da normativa, il processo progettuale può concludersi, altrimenti bisogna ridimensionare gli elementi strutturali in modo da ottenere una rigidezza maggiore.

Tale metodo tradizionale di progettazione, combinato con i principi del *capacity design* e accurati particolari costruttivi, produce risultati soddisfacenti e garantisce un soddisfacente livello di sicurezza nei confronti del collasso. Tuttavia, esistono ancora alcuni aspetti poco chiari connessi con tale metodo. Uno tra tutti è l'assunzione di un unico fattore di struttura funzione della duttilità strutturale, connesso con la tipologia strutturale e il materiale da costruzione, mentre diversi studi hanno dimostrato che la duttilità di una struttura dipende da svariati fattori come l'influenza dello sforzo normale, i dettagli costruttivi e la geometria della struttura. In tal modo, strutture diverse ma di uguale tipologia (es. telai in cemento armato), progettate con lo stesso fattore di struttura, possono avere differenti livelli di danno, e quindi non soddisfano il requisito di rischio uniforme per un determinato livello di intensità. Un altro aspetto riguarda anche la determinazione della rigidezza da adottare nel calcolo. Il metodo tradizionale utilizza la rigidezza iniziale degli elementi strutturali per determinare il periodo e la distribuzione di forze dovute all'azione sismica. La rigidezza iniziale è assegnata indipendentemente dalla resistenza dei vari elementi, mentre vari studi hanno mostrato che la rigidezza è

essenzialmente direttamente proporzionale alla resistenza. Inoltre, la distribuzione delle forze dovute all'azione sismica in base alla rigidezza iniziale non fornisce generalmente una stima adeguata della distribuzione di forze che agiscono quando la struttura entra in campo anelastico.

Per questi motivi, un approccio diverso, il cui scopo sia progettare strutture in modo tale che possano raggiungere un determinato spostamento per un fissato stato limite e per una data sismicità appare più soddisfacente, anche rispetto ad un mero controllo degli spostamenti indotti dalla struttura. Ciò perché il progettare una struttura in grado di raggiungere un determinato spostamento implica anche imporre il livello desiderato di danno della struttura² in base all'azione sismica di progetto. In tal modo, strutture progettate secondo tale approccio avranno lo stesso rischio di danno o collasso per un determinato livello dell'azione sismica.

L'approccio di progettazione agli spostamenti, introdotto e suggerito per la prima volta da M.J.N. Priestley alla fine degli anni '90 del ventesimo secolo³, e successivamente ampliato ed applicato a diverse tipologie di strutture⁴, si basa sulla definizione di una *Struttura Equivalente*⁵ e sull'impiego della rigidezza secante al massimo spostamento. La duttilità e le capacità dissipative di una struttura sono tenute in conto da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente calibrato in base a risultati di analisi dinamiche non lineari. Tale metodo di progettazione in genere non richiede procedimenti iterativi e per questo è stato definito *Direct Displacement-based Seismic Design*. La procedura di progettazione secondo tale metodo non sarà approfondita nella presente dissertazione, ma la sua presentazione ha lo scopo di introdurre il metodo di valutazione degli edifici esistenti che si è sviluppato parallelamente.

3.3 DISPLACEMENT-BASED ASSESSMENT

Con "*Displacement-based Assessment*" (*DBA*) si intende indicare una procedura di valutazione di edifici esistenti basata su un approccio "agli spostamenti", sviluppata ed adattata secondo il metodo contemplato dalla procedura di progettazione secondo un approccio agli spostamenti, già definita come *Displacement-based Design*.

² *Op. Cit.* § 1.4.3

³ Priestley, 2000.

⁴ Priestley et al., 2007.

⁵ Gulkan e Sozen, 1974 – Shibata e Sozen, 1976.

Nel 1997 Priestley⁶ ha delineato una prima bozza di procedura di valutazione di telai in c.a. esistenti, presentando alcune lacune presenti nel metodo tradizionale di valutazione, basato su un approccio “alle forze”. La procedura è stata poi ampliata e trattata nell’opera⁷ dedicata alla trattazione del “*Displacement-based Design*”, e negli ultimi anni ulteriori contributi sono stati apportati grazie agli studi effettuati da Sullivan e Calvi⁸.

Allo stato attuale ci sono alcune questioni da considerare prima di approcciarsi alla valutazione sismica delle strutture esistenti. La prima questione riguarda la selezione di uno stato limite appropriato per il quale la struttura deve essere valutata. La seconda questione riguarda i criteri di accettazione della risposta sismica. I criteri di progettazione delle nuove strutture sono improntati sul metodo “verifica/non verifica”, in termini di resistenze o di deformazioni. Nel passato lo stesso metodo è stato applicato alla valutazione delle strutture esistenti, anche se i criteri di verifica erano molto più blandi. Il motivo di ciò si può individuare nel fatto che la vita di una struttura, al momento della valutazione, potrebbe essere pari alla metà della sua vita utile, e quindi la probabilità di collasso nella vita rimanente è minore rispetto alla probabilità di collasso di una nuova struttura con le stesse caratteristiche. Ma ciò ignora il fatto che la pericolosità sismica non varia per entrambe le strutture, indipendentemente dalla loro capacità di risposta, e la vulnerabilità è chiaramente maggiore per la struttura più datata. Ciò comporta che il rischio sismico (pericolosità x vulnerabilità), espresso in termini di probabilità di collasso in un dato arco temporale, è notevolmente maggiore per le strutture più datate. È quindi chiaro che la valutazione della risposta sismica delle strutture esistenti non dovrebbe essere del tipo “verifica/non verifica”, ma dovrebbe includere il più possibile informazioni probabilistiche, in modo tale che soluzioni più accurate e più convenienti possano essere adottate in fase di adeguamento.

Si può ritenere che la valutazione di una struttura esistente sia un problema più semplice della progettazione di una nuova struttura. Ciò sarebbe vero se si avesse la disponibilità di tutte le informazioni riguardanti la struttura, ossia se fosse disponibile un rilievo geometrico completo, un rilievo strutturale completo, tavole progettuali originali, verifica completa di tutti i particolari costruttivi ed esatta

⁶ Priestley, 1997.

⁷ Priestley et al., 2007, Cap. 13.

⁸ Sullivan e Calvi, 2011 – Welch, Sullivan e Calvi, 2012.

conoscenza delle caratteristiche dei materiali da costruzione al momento della verifica. Nella realtà però non si dispone di tutte le suddette informazioni, per cui il numero di variabili che caratterizza il problema della valutazione di una struttura esistente non è trascurabile e quindi non è possibile stabilire un valore univoco di rischio sismico.

La valutazione condotta secondo criteri tradizionali è perlopiù basata sul semplice confronto della capacità della struttura espresso in termini di taglio alla base con la domanda di resistenza tagliante specificata dalla norma. Per gli elementi strutturali la capacità espressa in termini resistenza a flessione e taglio deve essere superiore alla domanda di resistenza flessionale e tagliante imposta dall'azione sismica. La Figura 3.1 sintetizza le fasi della procedura tradizionale di valutazione di una struttura esistente.

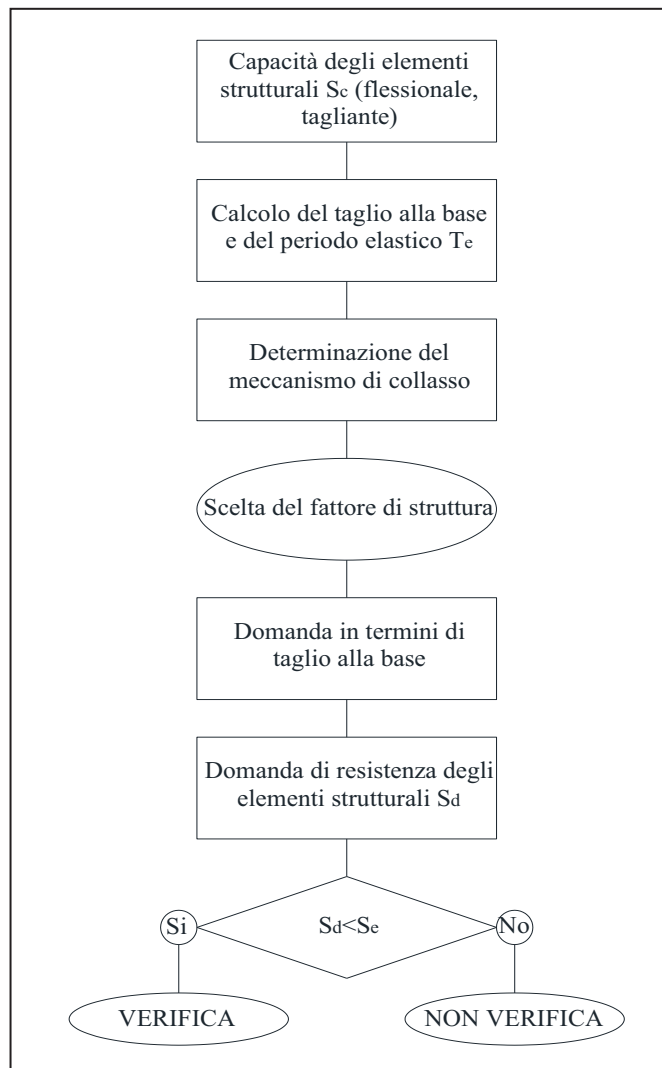


Figura 3.1. Procedura tradizionale di valutazione

La metodologia si riduce al classico approccio basato sul rapporto C/D (capacità/domanda). Per valori superiori all'unità ($C/D > 1$) la struttura è “verificata”. Per valori inferiori all'unità ($C/D < 1$) la struttura “non verifica”. Con questa procedura non vengono però affrontate le seguenti questioni:

- Non viene fatta alcuna valutazione dello spostamento o della duttilità;
- Non viene fatta alcuna verifica della gerarchia delle resistenze per determinare modi di collasso indesiderati;
- Non viene fatta alcuna stima del rischio sismico.

Per tali motivi una valutazione basata semplicemente sulla resistenza, senza alcuna considerazione sugli spostamenti o sull'entità del rischio, non può essere considerata soddisfacente.

Nel prossimo paragrafo saranno descritte le fasi della procedura di valutazione “agli spostamenti” o DBA (Displacement-based Assessment) applicata ai telai esistenti in cemento armato, così come presentate nell'opera⁹ “Displacement-based Seismic Design of Structures”.

3.4 LA PROCEDURA DBA

Generalmente, i telai esistenti in cemento armato sono stati progettati per soli carichi verticali oppure secondo normative antisismiche obsolete, e quindi sono caratterizzati da una carenza generalizzata di duttilità, in quanto per la progettazione di essi non è stata adottata la filosofia del capacity design. In questo modo non vi è nessuna certezza che esista una gerarchia delle resistenze tale da poter scongiurare modalità di collasso fragili.

Fissato uno stato limite nei confronti del quale condurre la valutazione, un aspetto critico nella procedura DBA è la determinazione della deformata allo stato limite considerato e del meccanismo plastico atteso. Un'indicazione approssimativa del tipo di meccanismo plastico (di piano o globale) può essere ottenuta calcolando, per ogni livello del telaio, uno “sway potential index”, il quale è funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri confluenti nei nodi del livello considerato.

Una volta che il meccanismo plastico è stato determinato, è possibile definire la deformata della struttura allo stato limite considerato e calcolare la capacità di essa

⁹ Priestley et al., 2007, Cap. 13.

in termini di taglio alla base. A tal punto è possibile definire i parametri della *struttura equivalente*¹⁰ ad un grado di libertà (SDOF) equivalente in termini di spostamento, smorzamento viscoso equivalente e periodo effettivo. Lo spostamento elastico equivalente è quindi confrontato con la richiesta di spostamento correlata all'intensità sismica del sito considerato.

In seguito saranno descritte in dettaglio le fasi della procedura applicata ai sistemi strutturali ad un grado di libertà (SDOF) e a più gradi di libertà (MDOF).

3.4.1 Strutture ad un grado di libertà

La procedura DBA applicata ai sistemi ad un grado di libertà è di carattere immediato, in quanto non bisogna determinare il meccanismo plastico atteso e la deformata allo stato limite considerato. Infatti l'unico meccanismo plastico che può interessare tali strutture è caratterizzato dalla formazione di una cerniera plastica alla base. Inoltre i parametri geometrici della struttura oggetto di valutazione sono gli stessi parametri da applicare nella definizione della *struttura equivalente* ad un grado di libertà.

Il punto di partenza della procedura è la determinazione delle caratteristiche dei materiali in termini di resistenza cilindrica attesa, la valutazione dei carichi agenti e delle sollecitazioni alla base e la determinazione della resistenza flessionale e tagliente (taglio alla base) e della curvatura allo snervamento e allo stato limite considerato nella sezione di base, attraverso un'analisi momento-curvatura, oppure attraverso calcoli tradizionali. Una volta ottenuti tali dati, la procedura si articola nelle seguenti fasi, ossia nella determinazione dei parametri della *struttura equivalente*:

1. Determinare la massa effettiva m_e del sistema;
2. Dalla risposta forza-spostamento del sistema, calcolata precedentemente da un'analisi momento-curvatura, si determina la rigidezza effettiva $K_A = F/\Delta_{cap}$, tale che includa anche l'effetto $P-\Delta$ (sezione 3.4.2) corrispondente alla capacità di spostamento. Si deve osservare che la capacità di spostamento dipende dal livello prestazionale valutato;
3. Calcolare il periodo effettivo T_e del sistema SDOF;
4. Determinare la duttilità in termini spostamento: $\mu = \Delta_{cap}/\Delta_y$;

¹⁰ Gulkan e Sozen, 1974 – Shibata e Sozen, 1976.

5. Determinare lo smorzamento effettivo ξ_{eq} corrispondente alla duttilità calcolata μ ;
6. Calcolare del fattore di riduzione dello spettro R_{ξ} corrispondente allo smorzamento ξ_{eq} ;
7. Calcolare la capacità in termini di spostamento spettrale elastico equivalente $\Delta_{cap,el} = \Delta_{cap}/R_{\xi}$. Se è disponibile una serie di spettri elastici agli spostamenti per differenti probabilità annuali di superamento, lo spettro appropriato può essere abbinato allo spostamento $\Delta_{cap,el}$ e il rischio sismico può essere determinato direttamente in termini di intensità sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite considerato. Altrimenti, la domanda in termini di spostamento elastico equivalente, $\Delta_{dem,el}$, può essere ricavata dallo spettro elastico fornito dalla normativa, in corrispondenza del periodo T_e . Il rapporto $\Delta_{cap,el}/\Delta_{dem,el}$ può quindi essere utilizzato per determinare il rischio sismico in termini di probabilità di eccedenza.

3.4.2 Implementazione dell'effetto P- Δ nella valutazione

Contrariamente a quanto avviene in fase di progettazione, in cui il taglio alla base viene aumentato dell'aliquota dovuta all'effetto P- Δ quando quest'ultimo non è trascurabile, in fase di valutazione di strutture esistenti, il taglio alla base viene ridotto della stessa aliquota, sempre quando l'indice di stabilità, dato dall'Equazione 3.1, risulta maggiore di 0.05:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \cdot \Delta_{Cap}}{M_D} \quad (3.1)$$

dove P è il peso della struttura, Δ_{max} lo spostamento massimo e M_D è il momento alla base dato dal prodotto tra il taglio alla base V_{Base} e l'altezza equivalente H_e della struttura.

L'aliquota di taglio alla base dovuta all'effetto P- Δ è pari a:

$$\Delta V = \frac{P \cdot \Delta_{Cap}}{H_e} \quad (3.2)$$

e di conseguenza, la rigidità effettiva da utilizzare per la valutazione è pari a:

$$K_A = \frac{V_{Base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} \quad (3.3)$$

dove $C = 0.5$.

3.4.3 Strutture a telaio a più gradi di libertà

La maggiore difficoltà a cui si può andare incontro nella fase di valutazione di una struttura esistente, sia secondo un approccio tradizionale “alle forze”, sia secondo un approccio “agli spostamenti”, è la determinazione di quale elemento della struttura raggiungerà il limite prestazionale previsto, e quale sarà la corrispondente configurazione deformata della struttura.

Poiché, in molti casi, oggetto della valutazione sono strutture datate, progettate senza alcuna conoscenza dei principi della gerarchia delle resistenze e perlopiù per soli carichi verticali, è molto probabile che tali strutture svilupperanno un meccanismo di collasso di piano e non globale.

La definizione analitica della deformata di collasso parziale è abbastanza complessa ed è meglio determinata solo con l’ausilio di un’analisi pushover.

Per la valutazione di strutture a telaio si seguiranno i seguenti passi:

1. Valutare la risposta strutturale in termini di relazione momento-curvatura per gli elementi potenzialmente critici, al fine di determinare la resistenza flessionale e la curvatura limite.

Secondo Priestley¹¹ et al. un problema degno di considerazione riguarda la curvatura limite allo Stato limite di Salvaguardia della Vita, quando il passo tra le armature trasversali non soddisfa il passo massimo dato da:

$$s_{\max} = \left(3 + 6 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right) d_{bl} \leq 6d_{bl} \quad (3.4)$$

dove f_u e f_y sono rispettivamente la resistenza ultima e di snervamento dell’armatura longitudinale, di diametro d_{bl} . Anche se un passo più largo non influenza la curvatura di operatività, esso riduce la curvatura allo stato limite di salvaguardia della vita. In generale si ha che:

- Per $s < s_{\max}$ la curvatura allo stato limite di salvaguardia della vita dipende dal grado di confinamento fornito dalle armature trasversali;
- Per $s_{\max} < s < 16d_{bl}$ il valore della curvatura allo SLV è pari al minimo tra il valore dovuto al grado di confinamento dell’armatura trasversale e il valore dato dalla Equazione 3.5:

¹¹ Priestley et al., 2007, § 13.3.1

$$\phi_{ls} = \phi_s + \left(\frac{16d_{bl} - s}{16d_{bl} - s_{\max}} \right) \cdot 12\phi_y - \phi_s \quad (3.5)$$

dove ϕ_s è la curvatura di operatività.

2. Determinare la rotazione plastica delle cerniere plastiche, ossia:

$$\theta_p = \phi_{ls} - \phi_y \cdot L_p \quad (3.6)$$

dove ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura allo stato limite considerato e la curvatura allo snervamento, e L_p è la lunghezza della cerniera plastica.

3. Determinare il meccanismo di collasso atteso. Un'indicazione approssimativa può essere ottenuta calcolando lo *Sway-potential Index* S_i , funzione dei momenti resistenti relativi a travi e pilastri, riferiti al centro del nodo di tutte le travi/pilastri, a un dato livello della struttura:

$$S_i = \frac{\sum_j M_{bl} + M_{br}}{\sum_j M_{ca} + M_{cb}} \quad (3.7)$$

dove M_{bl} , M_{br} sono i momenti resistenti delle travi poste a sinistra e a destra del nodo, rispettivamente, estrapolati al centro del nodo, M_{ca} , M_{cb} sono i momenti resistenti dei pilastri posti superiormente ed inferiormente al nodo, estrapolati rispetto al centro del nodo. I momenti di travi e pilastri sono sommati per j nodi nel telaio al livello i -esimo considerato.

Secondo Priestley¹², se $S_i < 0.85$, e le altezze di piano per i livelli superiore ed inferiore al nodo considerato sono simili, è poco probabile che si formi un meccanismo di piano, e si può assumere che configurazione deformata avvenga secondo un meccanismo globale. Se $S_i > 1.0$, è probabile che si sviluppi un meccanismo di piano. Per $0.85 < S_i < 1.0$, potrebbero svilupparsi sia un meccanismo di piano che un meccanismo globale, ma ciò dipende in primo luogo dalla resistenza effettiva dei materiali costituenti le travi e i pilastri, non determinabile con accuratezza. In alcuni casi dubbi è consigliabile svolgere un'analisi pushover per poter determinare il meccanismo più probabile. Alternativamente si assume che il collasso avvenga secondo un meccanismo di piano.

4. Dopo aver determinato il tipo di meccanismo, la configurazione deformata limite può essere definita. A seconda del tipo di meccanismo (globale o di

¹² Priestley et al., 2007, § 13.3.1 e Priestley, 1997.

piano) si può calcolare lo spostamento plastico dei livelli critici. Nel caso di meccanismo globale, la deformata allo snervamento può essere comunque definita, in via approssimata, utilizzando la Equazione 3.8:

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \quad (3.8)$$

dove ε_y è la deformazione allo sverramento delle barre di armatura longitudinale, L_b è pari alla lunghezza delle campate e h_b è l'altezza della sezione trasversale delle travi.

Nel caso di meccanismo di piano¹³, il drift di snervamento può essere definito utilizzando la Equazione 3.9:

$$\theta_y = 0.43\varepsilon_y \cdot \frac{h_s}{h_{c,wt}} \quad (3.9)$$

dove h_s è pari all'altezza di piano e $h_{c,wt}$ è l'altezza della sezione trasversale dei pilastri valutata come media pesata utilizzando le forze laterali trasferite da ogni pilastro.

Nel caso in cui venga ipotizzato un meccanismo di piano, lo spostamento plastico può essere calcolato considerando la minore rotazione plastica alla base dei pilastri. Tale spostamento va poi sommato allo spostamento di snervamento per ottenere la deformata limite.

Mentre nel caso in cui venga ipotizzato un meccanismo globale, la deformata limite è data, per ogni piano, dalla seguente relazione, dovuta a Priestley¹⁴ *et al.*:

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c H_i \cdot \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \quad (3.10)$$

dove H_i e H_n sono, rispettivamente, l'altezza dell'*i*-esimo piano, misurata dalla base, e l'altezza totale del telaio, misurata dalla base alla sommità, θ_c è il drift di interpiano del livello critico (generalmente il primo piano fuori terra) e ω_θ è un fattore di riduzione del drift, che tiene in conto gli effetti dei modi superiori, dato dalla Equazione 3.11:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (3.11)$$

¹³ Sullivan e Calvi, 2011.

¹⁴ Priestley *et al.*, 2007, § 5.2.1.

- Determinare il taglio alla base. Nel caso di meccanismo globale, il momento ribaltante (*OTM – Overturning Moment*) nei pilastri può essere calcolato come la somma dei momenti alla base dei pilastri e il momento dovuto ai tagli sismici delle travi.

Per telai regolari, con campate della stessa lunghezza si ha:

$$OTM = \sum_{j=1}^m M_{Cj} + \sum_{i=1}^n V_{Bi} \cdot L \quad (3.12)$$

dove M_{Cj} sono i momenti alla base delle m colonne, V_{Bi} sono i tagli sismici nelle travi agli n livelli e L è la distanza tra i pilastri esterni del telaio.

Il taglio dovuto all'azione sismica nelle travi vale:

$$V_{Bi} = M_{Bi,l} + M_{Bi,r} / L_{Bi} \quad (3.13)$$

dove i $M_{Bi,l}$ e $M_{Bi,r}$ sono i momenti calcolati alle due estremità delle travi e L_{Bi} è la lunghezza di calcolo delle travi. Il taglio alla base si calcola quindi:

$$V_{base} = OTM / H_e \quad (3.14)$$

dove H_e è l'altezza della struttura SDOF equivalente.

Nel caso in cui è stato previsto un meccanismo di piano, il taglio alla base può essere determinato direttamente dal taglio nel pilastro del piano in cui si sviluppa il meccanismo. Nel caso comune di meccanismo del primo livello, il taglio alla base è dato da:

$$V_{base} = \sum_{j=1}^m M_{Cj,b} + M_{Cj,t} / H_{01} \quad (3.15)$$

dove $M_{Cj,b}$ e $M_{Cj,t}$ sono i momenti resistenti dei pilastri calcolati alla base e in corrispondenza dell'asse geometrico della travata del livello 1.

- Una volta definita la configurazione deformata ultima, è possibile calcolare tutte le grandezze del sistema SDOF equivalente.

A questo punto si procede con la procedura di valutazione per una struttura SDOF, presentata nella sezione 3.4.1, e quindi con la valutazione del rischio sismico identificando l'intensità sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato oppure valutando la probabilità di superamento.

La Figura 3.2 sintetizza le fasi della procedura di valutazione di una struttura esistente secondo l'approccio DBA.

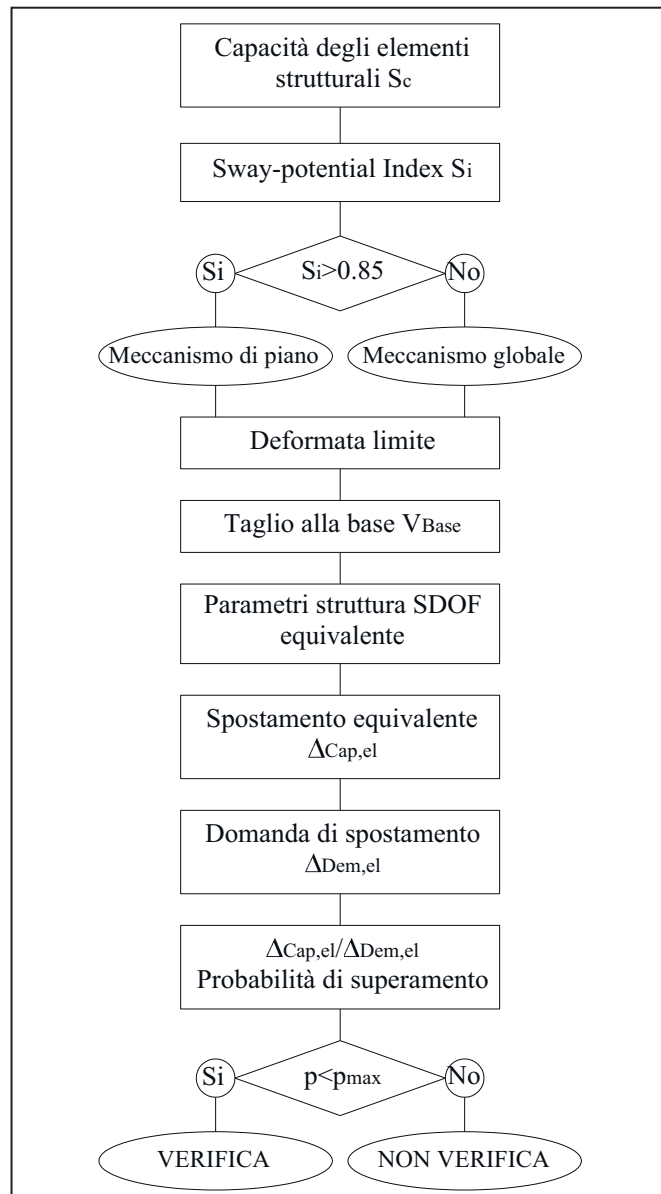


Figura 3.2. Procedura DBA

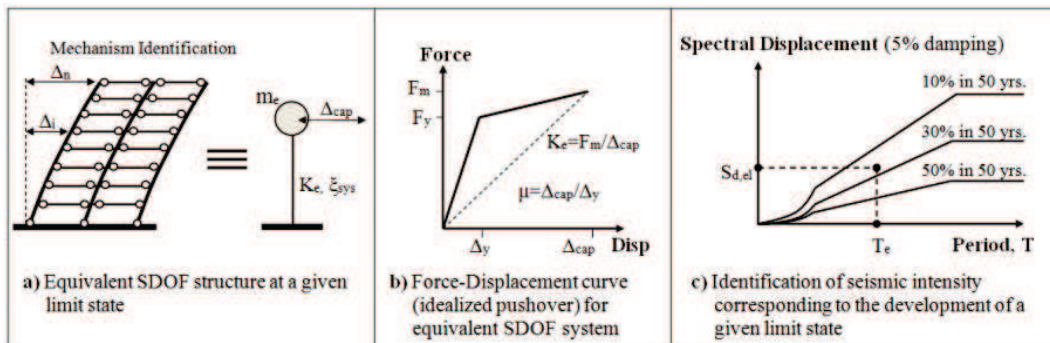


Figura 3.3. Concetti chiave della procedura DBA (Welch, Sullivan e Calvi, 2012)

La figura 3.3, contenuta in un recente studio di Welch, Sullivan e Calvi¹⁵, illustra i concetti chiave della procedura DBA, con la caratterizzazione della struttura equivalente (a), la costruzione di un diagramma ideale Forza-Spostamento (b) e l'individuazione dell'intensità sismica allo stato limite considerato (c).

Nel capitolo seguente la procedura DBA sarà applicata ad una serie di telai in cemento armato, scelti come casi studio al fine di validare la procedura ed effettuare un confronto con i risultati di analisi non lineari.

¹⁵ Welch et al., 2012

4. APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DI VALUTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI

ABSTRACT

In this chapter the assessment procedure is applied to three regular RC bare plane frames with different height. The first case concerns a 5-storey and 3-bay frame, with different inter-storey height. The frame is to be assessed for compliance with a seismicity associated with a probability of exceedance of 10% in 50 years. Two different assumption have been made about the inelastic mechanism and the limit-state displaced shape. The introduction of the Sway-demand Index, due to Sullivan and Calvi, has made sure that a more refined prediction about the inelastic mechanism (column-sway) was made. The second case concerns a 10-storey and 3-bay frame, with different inter-storey height. The frame is to be assessed for compliance with the same seismicity of the first case. A beam-sway mechanism has been assumed and the limit-state displaced shape and the base-shear capacity have been determined. The third case concerns a 5-storey and 5-bay frame, with different inter-storey height and different floor masses. The frame is to be assessed for compliance with the same seismicity of the first case. A beam-sway mechanism has been assumed and the limit-state displaced shape and the base-shear capacity have been determined.

4.1 INTRODUZIONE

Come già spiegato nel capitolo precedente, la maggiore difficoltà a cui si può andare incontro nella fase di valutazione di una struttura esistente, sia secondo un approccio tradizionale “alle forze”, sia secondo un approccio “agli spostamenti”, è la determinazione del meccanismo anelastico che si svilupperà nei momenti in cui la struttura raggiungerà il limite prestazionale previsto, e la corrispondente configurazione deformata della struttura.

Poiché, in molti casi, oggetto della valutazione sono strutture datate, progettate senza alcuna conoscenza dei principi della gerarchia delle resistenze e perlopiù per soli carichi verticali, è molto probabile che tali strutture svilupperanno un meccanismo di collasso di piano e non globale.

Punto di partenza per la determinazione del meccanismo anelastico e della configurazione deformata della struttura allo stato limite considerato è la determinazione, attraverso un'analisi momento-curvatura, della capacità resistente degli elementi strutturali e i valori della curvatura allo snervamento e allo stato limite considerato.

In questo capitolo la procedura DBA sarà applicata a tre casi studio costituiti da telai in cemento armato, progettati per resistere a soli carichi verticali, aventi diverso numero di piani e di campate. I valori della capacità resistente degli elementi strutturali e delle curvature sono stati determinati con l'ausilio di *Cumbia*¹, programma applicativo realizzato in *Matlab*, in grado di effettuare analisi sezionali di tipo momento-curvatura e forza-spostamento di elementi strutturali in cemento armato a sezione rettangolare o circolare. Nel paragrafo successivo verrà data una breve ma esaustiva descrizione del programma.

4.2 CUMBIA: PROGRAMMA PER L'ANALISI SEZIONALE

Come accennato in precedenza, *Cumbia* è un programma applicativo realizzato in *Matlab*, in grado di effettuare analisi sezionali di tipo momento-curvatura e forza-spostamento di elementi strutturali in cemento armato a sezione rettangolare o circolare. L'analisi sezionale è svolta registrando i valori di momento e curvatura man mano che viene fatta incrementare il livello di deformazione del calcestruzzo compresso. La risposta sezionale in termini di spostamento è ottenuta dal legame momento-curvatura, ricorrendo anche al concetto di *lunghezza* della cerniera plastica, come sarà meglio descritto in seguito. Il programma è in grado di calcolare e diagrammare anche la resistenza a taglio, secondo il modello a taglio UCSD² dovuto a Kowalsky e Priestley. Per una descrizione più dettagliata del programma si fa riferimento al manuale utente riportato in bibliografia³.

Ai fini dell'analisi sezionale, i legami costitutivi dei materiali possono essere, in maniera semplice, definiti dall'utente, altrimenti il programma implementa legami costitutivi di default, ossia il *Legame di Mander*⁴, per il calcestruzzo confinato e non confinato, mentre per l'acciaio d'armatura il legame di default sarà meglio definito nel seguito. Il programma consente di effettuare l'analisi di elementi strutturali soggetti a sforzo normale di trazione o di compressione, vincolati come mensola o doppiamente incastrati.

¹ Montejo e Kowalsky, 2007.

² Kowalsky e Priestley, 2000.

³ Montejo e Kowalsky, 2007.

⁴ Mander et al., 1988.

4.2.1 Legami costitutivi dei materiali

Per il calcestruzzo confinato e non confinato, il programma *Cumbia* implementa il modello proposto da Mander *et al.* nel 1988 e riportato in Figura 4.1.

Il legame costitutivo per l'acciaio d'armatura è definito dalle relazioni seguenti, riportate nel manuale utente del programma. In fase elastica, ossia per deformazioni dell'acciaio tali che $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, la relazione tensione-deformazione è definita dalla seguente relazione:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (4.1)$$

dove E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio.

Allo snervamento, ossia per deformazioni dell'acciaio tali che $\varepsilon_y < \varepsilon_{yh}$, dove ε_{yh} è la deformazione all'inizio dell'incrudimento, la tensione registrata nell'acciaio è pari alla tensione di snervamento f_y . Per deformazioni superiori a ε_{yh} e comunque inferiori alla deformazione ultima ε_{su} , il legame tra tensione e deformazione è dato dalla seguente relazione:

$$f_s = f_y \cdot \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (4.2)$$

dove:

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (4.3)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (4.4)$$

e f_{su} è la tensione ultima dell'acciaio.

In Figura 4.2 è riportato il legame costitutivo dell'acciaio, considerato dal programma.

È comunque possibile inserire un legame costitutivo elastoplastico o elastico-incrudente semplicemente fornendo i valori di tensione e deformazione allo snervamento e a rottura.

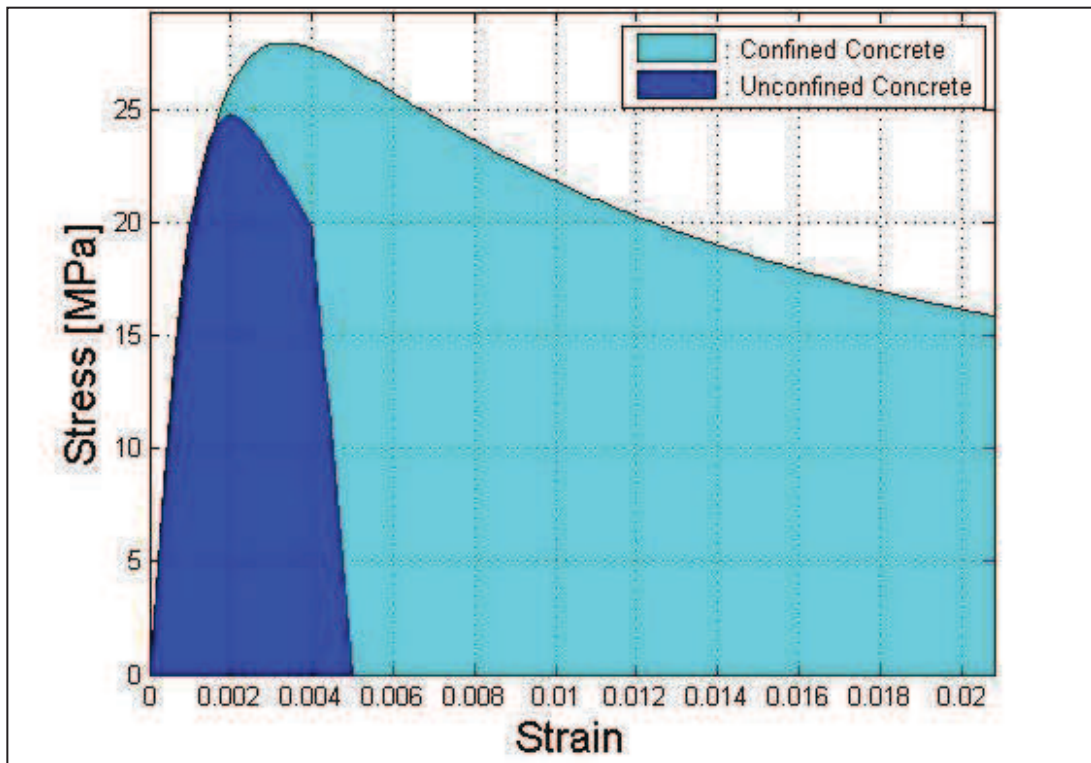


Figura 4.1. Legame costitutivo di *Mander*

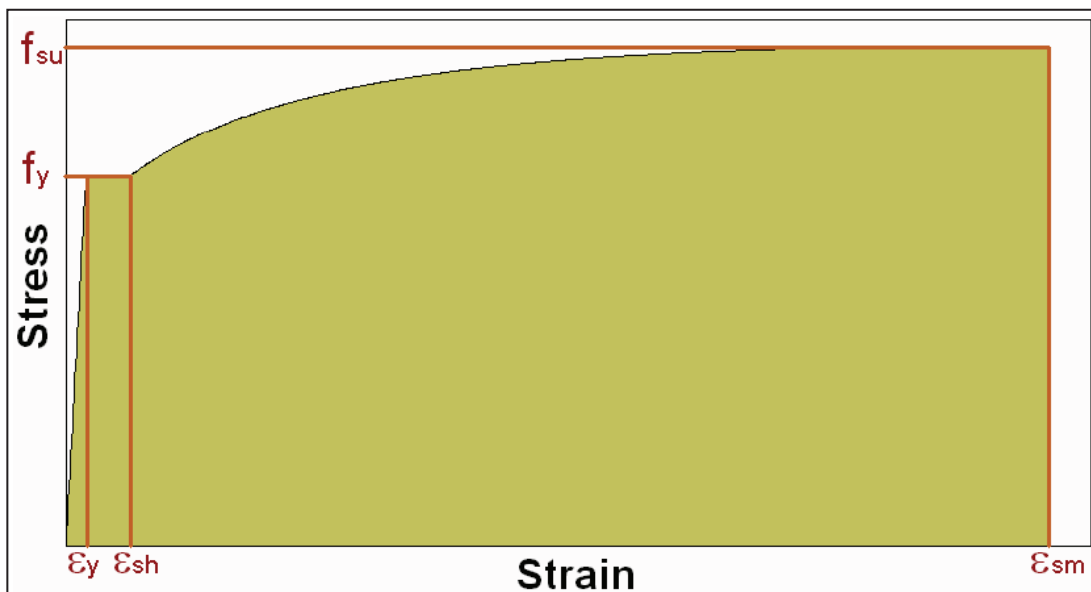


Figura 4.2. Legame costitutivo per l'acciaio d'armatura

4.2.2 Lunghezza della cerniera plastica

Effettuata l'analisi sezionale, la risposta dell'elemento strutturale, in termini di relazione forza-spostamento, si ottiene applicando il concetto di *Lunghezza della cerniera plastica*, noto universalmente, proposto da Priestley⁵ *et al.*

Tale concetto, riferito ad una mensola incastrata al piede, si fonda sulla sostituzione della curvatura reale con una curvatura equivalente in modo tale da poter calcolare lo spostamento dell'estremo libero della mensola, soggetta ad un'azione orizzontale concentrata in tale estremo. La Figura 4.3 sintetizza il concetto.

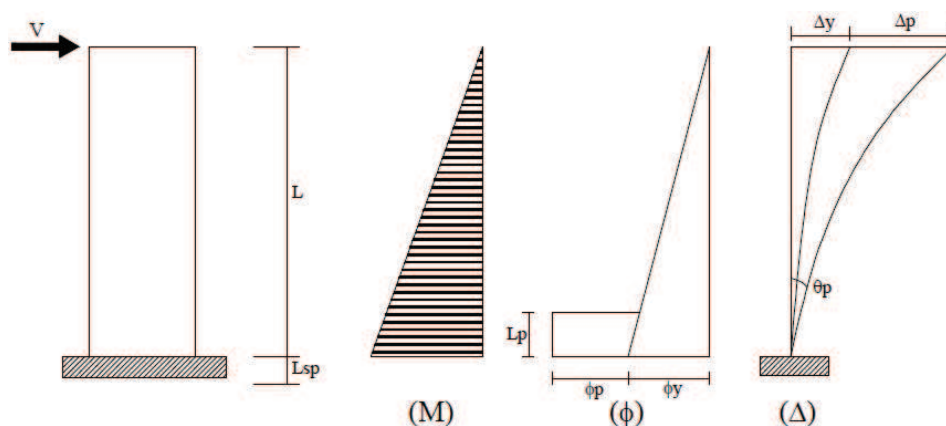


Figura 4.3. Determinazione della lunghezza della cerniera plastica

La lunghezza della cerniera plastica equivalente, L_p , è definita come la lunghezza del tratto di struttura per cui la curvatura può essere considerata costante. In termini numerici, la lunghezza della cerniera plastica è definita dalla relazione seguente:

$$L_p = kL_c + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (4.5)$$

dove:

L_c è la distanza della sezione considerata dal punto di nullo del momento flettente;

$$k = 0.2 \left(\frac{f_{su}}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (4.6)$$

con f_{su} e f_y rispettivamente tensione ultima e tensione di snervamento dell'acciaio d'armatura;

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_{bl} \quad (4.7)$$

⁵ Priestley *et al.*, 1996.

è la lunghezza di diffusione delle deformazioni (strain penetration length), dove d_{bl} è il diametro delle armature longitudinali.

Definite sia la lunghezza della cerniera plastica che la lunghezza di diffusione delle deformazioni, è possibile quindi calcolare la lunghezza effettiva dell'elemento strutturale, definita come:

$$L_{eff} = L + L_{sp} \quad (4.8)$$

per elementi tipo mensola (un solo incastro), oppure:

$$L_{eff} = L + 2L_{sp} \quad (4.9)$$

per elementi doppiamente incastrati.

Definita la lunghezza effettiva dell'elemento strutturale, è possibile calcolare gli spostamenti e definire la relazione forza-spostamento, procedimenti che *Cumbia* effettua in automatico.

La definizione di *lunghezza della cerniera plastica* tornerà utile nei successivi paragrafi, in quanto sarà utile per determinare la rotazione plastica di interpiano, note la curvatura allo snervamento e la curvatura allo stato limite considerato.

4.3 CASO STUDIO N. 1: TELAIO PIANO A 5 PIANI E 3 CAMPATE

4.3.1 Introduzione

Il primo caso di studio affrontato riguarda l'applicazione della procedura DBA ad un telaio regolare in cemento armato a cinque piani e tre campate (Telaio 5-3), progettato secondo il D.M. 9-1-1996 per resistere a soli carichi verticali.

L'altezza di interpiano è pari a 3.3m, misurata rispetto agli assi geometrici delle travi, e la luce delle campate è pari a 5m, misurata rispetto agli assi geometrici dei pilastri dell'ultimo livello. In Figura 4.4 è riportata la carpenteria del telaio.

I materiali utilizzati nella progettazione del telaio sono i seguenti:

- Calcestruzzo di classe R_{ck} 300 kg/cm²
- Acciaio del tipo FeB 44k

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sono le seguenti:

- Calcestruzzo:
 - Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25$ N/mm²
 - Resistenza media $f_{ce} = 1.3f_{ck} = 32.5$ N/mm²
- Acciaio:

Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media $f_{ye} = 473 \text{ N/mm}^2$

La massa di piano stimata (uguale per tutti i livelli) è pari a $60 \text{ kNs}^2/\text{m}$.

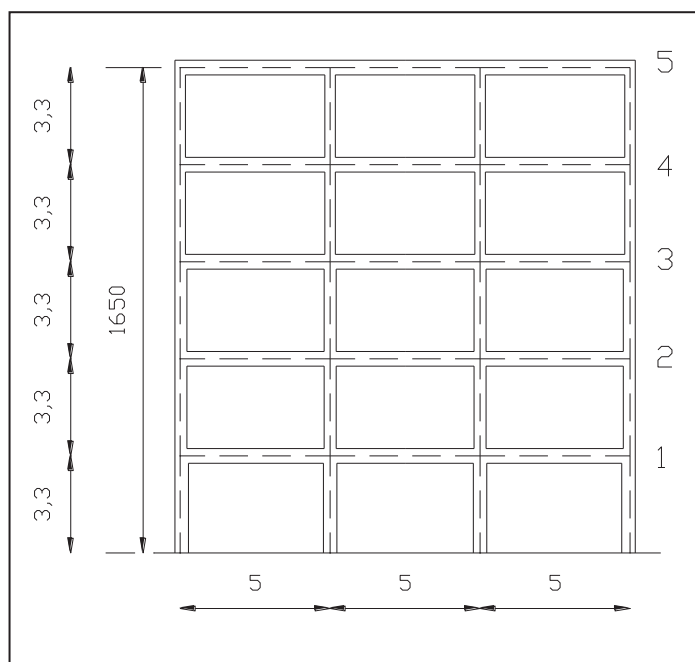


Figura 4.4. Carpenteria del telaio 5-3

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche geometriche e le armature relative a travi e pilastri.

Tabella 4.1. Dettagli delle travi dei cinque livelli

Sezione	Armatura longitudinale				Staffe	Passo staffe	Copriferro
	Superiore		Inferiore				
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]
30 × 50	6	16	6	16	8	10	3

Tabella 4.2. Dettagli dei pilastri esterni

Sezione	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
	Nr.	ϕ [mm]				
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]	
30 × 35	2+2	16	8	15	3	5
30 × 35	2+2	16	8	15	3	4
30 × 35	2+2	16	8	15	3	3
30 × 35	2+2	16	8	15	3	2
30 × 40	2+2	16	8	15	3	1

Tabella 4.3. Dettagli dei pilastri interni

Sezione [cm × cm]	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
	Nr.	φ [mm]	φ [mm]	[cm]	[cm]	
30 × 45	2+2	16	8	15	3	5
30 × 45	2+2	16	8	15	3	4
30 × 45	2+2	16	8	15	3	3
30 × 50	2+2	16	8	15	3	2
35 × 50	3+3	16	8	15	3	1

Dai dettagli costruttivi degli elementi strutturali, riportati nelle tabelle precedenti, si deduce che l'altezza netta di interpiano è pari a 3.05m per il primo piano e 2.80m per i piani superiori.

L'azione sismica rispetto alla quale la struttura deve essere valutata viene fornita in termini di spettro elastico di risposta in accelerazione conforme all'Eurocodice 8⁶, riportato in Figura 4.5, i cui parametri di definizione sono i seguenti: $a_g = 0.35g$, $S=1.15$, $T_B=0.2s$, $T_C=0.6s$, $T_D=4s$.

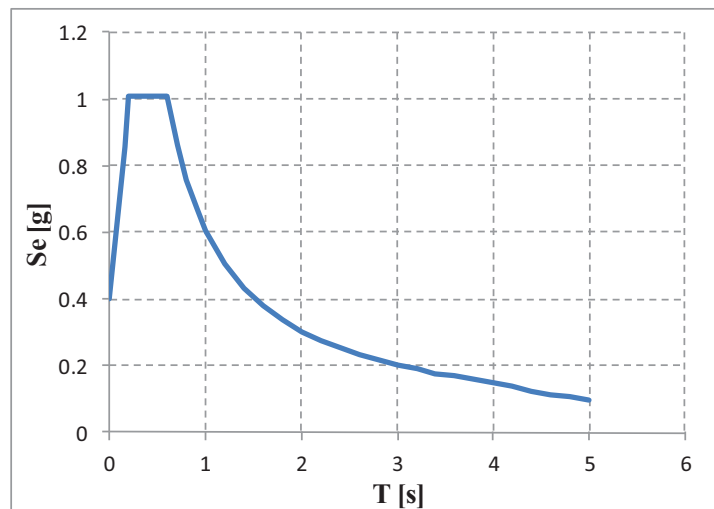


Figura 4.5. Spettro elastico in accelerazione

È quindi possibile definire lo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 4.6, che sarà utile per la valutazione con la procedura DBA, le cui ordinate si determinano dallo spettro elastico in accelerazione mediante la relazione:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e g \quad (4.10)$$

⁶ Eurocode 8 “Design of Structure for Earthquake resistance – Part 1”, EN 1998-1, 2004.

Lo spettro è caratterizzato da uno spostamento di picco pari a 0.6m al periodo di 4 secondi.

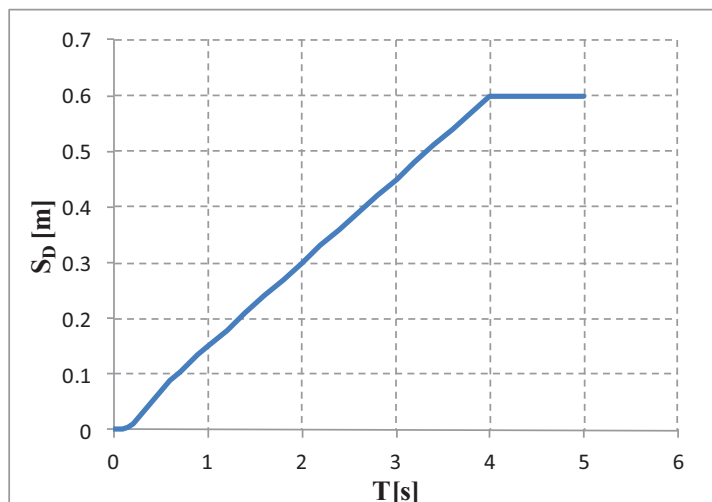


Figura 4.6. Spettro elastico in spostamento

4.3.2 Analisi sezionale

La prima fase della procedura, come già esposto, prevede la determinazione della risposta degli elementi strutturali in termini di legame momento-curvatura, al fine di determinare la curvatura limite. Lo stato limite considerato corrisponde allo Stato limite di Salvaguardia della vita, a cui corrisponde una probabilità di superamento dell'azione sismica pari al 10% in 50 anni e un periodo di ritorno pari a 475 anni.

Nelle tabelle 4.4 e 4.5 sono riportati i risultati, relativamente ai pilastri, dell'analisi sezionale svolta con l'ausilio di *Cumbia*. Le tabelle includono i valori dello sforzo normale N , dovuto ai pesi propri, carichi permanenti e variabili, calcolato secondo la combinazione sismica prevista dalle NTC 2008⁷, i valori del momento resistente M_{CN} calcolato nelle sezioni di interfaccia con le travi e i valori del momento resistente M_{CCL} calcolato al centro del nodo. Inoltre sono riportati i valori della curvatura allo snervamento ϕ_y e della curvatura di operatività ϕ_s . Il valore della curvatura corrispondente allo stato limite considerato, evidenziato nelle tabelle, corrisponde al minore tra il valore della curvatura ϕ_{Vol} dovuta al grado di confinamento dell'armatura trasversale e il valore ϕ_{Eq} fornito dall'Equazione 3.5.

⁷ Decreto Ministeriale 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Tabella 4.4. Parametri sezionali dei pilastri esterni

LIVELLO	N [kN]	M _{CN} [kNm]	M _{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_S [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
5	158.38	73.12	86.18	0.0114	0.0569	0.2305	0.1098
4	325.75	85.56	100.84	0.0124	0.0597	0.2108	0.1183
3	490.67	96.57	113.82	0.0129	0.0557	0.1600	0.1212
2	660.92	134.08	158.02	0.0111	0.0509	0.1329	0.1053
1	829.59	132.43	156.08	0.0120	0.0374	0.1043	0.1077

Tabella 4.5. Parametri sezionali dei pilastri interni

LIVELLO	N [kN]	M _{CN} [kNm]	M _{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_S [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
5	359.53	124.56	146.80	0.0090	0.0435	0.1792	0.0859
4	710.07	154.81	182.46	0.0100	0.0426	0.1132	0.0935
3	1064.55	199.92	235.62	0.0094	0.0295	0.0799	0.0844
2	1419.82	266.91	314.57	0.0097	0.0260	0.0674	0.0861
1	1780.18	279.46	329.36	0.0105	0.0210	0.0636	0.0906

Con l'ausilio di *Cumbia* viene determinata anche la resistenza flessionale delle travi, calcolata considerando una deformazione di compressione del calcestruzzo nella fibra estrema della sezione pari a 0.004. I risultati sono riportati nella Tabella 4.6 che include i momenti resistenti calcolati considerando la luce netta delle travi (M_{CF}) e la luce di calcolo (M_{CCL}). Si assume che i momenti resistenti abbiano segno opposto agli estremi opposti delle travi.

Tabella 4.6. Momenti resistenti delle travi

LIVELLO	M _{CF+} [kNm]	M _{CCL+} [kNm]	M _{CF-} [kNm]	M _{CCL-} [kNm]	Luce netta [m]
5	275.99	299.99	-275.99	-299.99	4.60
4	275.99	299.99	-275.99	-299.99	4.60
3	274.49	299.99	-274.49	-299.99	4.58
2	272.99	299.99	-272.99	-299.99	4.55
1	272.99	299.99	-272.99	-299.99	4.55

Determinati i parametri sezionali, si procede con la determinazione delle rotazioni plastiche θ_p dei pilastri per ogni livello, applicando l'Equazione 3.6 e

ricorrendo al concetto di *lunghezza della cerniera plastica* introdotto all'inizio del capitolo. La rotazione plastica, per ogni livello, corrisponde al valore minore calcolato per i pilastri esterni e i pilastri interni. Viene calcolato inoltre il valore dello spostamento plastico Δ_p , inteso come il prodotto tra la rotazione plastica e l'altezza netta di interpiano dei pilastri di un dato livello. I valori sono riportati in tabella 4.7, nella quale ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura allo stato limite considerato e la curvatura allo snervamento.

Tabella 4.7. Rotazioni e spostamenti plastici dei pilastri per livello

LIVELLO	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_{ls} [m ⁻¹]	θ_p [rad]	Δ_p [m]
5	0.0090	0.0859	0.0256	0.0718
4	0.0100	0.0935	0.0278	0.0779
3	0.0094	0.0799	0.0235	0.0657
2	0.0097	0.0674	0.0192	0.0538
1	0.0105	0.0636	0.0177	0.0540

4.3.3 Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Ipotesi 1)

Per avere un'indicazione approssimativa del meccanismo anelastico si calcolano, per ogni livello, i valori dello *Sway-potential Index* S_i , applicando l'Equazione 3.7. In tabella 4.8 sono riportati i valori di S_i per ogni livello.

Tabella 4.8. Valori calcolati dello Sway-potential Index per ogni livello

LIVELLO	S_i
1	0.94
2	1.09
3	1.42
4	1.74
5	3.86

Per ogni livello si ha che $S_i > 0.85$, quindi è probabile che si formi un meccanismo di piano e non un meccanismo globale. In base ai risultati, un meccanismo di piano potrebbe formarsi a tutti i livelli, ma ciò non è possibile. Si

ipotizza quindi la formazione di un meccanismo di piano al primo livello, considerata anche la maggiore, se pur di poco, altezza netta dei pilastri di tale livello.

Al fine di individuare la configurazione deformata limite, si calcola il drift di snervamento, applicando l'Equazione 3.8 ed assumendo una deformata lineare allo snervamento. Si ottiene quindi:

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} = 0.0113 \quad (4.11)$$

dove ε_y è la deformazione allo snervamento delle barre di armatura longitudinale, L_b è pari alla lunghezza delle campate e h_b è l'altezza della sezione trasversale delle travi. Gli spostamenti di piano allo snervamento si ottengono applicando la seguente relazione:

$$\Delta_{yi} = \theta_y \cdot H_i \quad (4.12)$$

dove H_i è l'altezza dell'*i-esimo* livello, misurata a partire dalla base del telaio.

Gli spostamenti plastici sono uguali per ogni livello, avendo ipotizzato la formazione di un meccanismo di piano e quindi corrispondono al valore dello spostamento plastico calcolato per il primo livello e quindi riportato alla riga corrispondente della Tabella 4.7. Quindi per il livello *i-esimo* si ha che lo spostamento plastico è dato dalla seguente relazione:

$$\Delta_{pi} = \Delta_{p1} = \theta_{p1} \cdot H_{01} = 0.0540m \quad (4.13)$$

La configurazione deformata allo stato limite considerate è data dalla somma della deformata allo snervamento e degli spostamenti plastici ottenuti. Pertanto, per il livello *i-esimo*, si ha che lo spostamento finale è dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Ai} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} \quad (4.14)$$

I valori dello spostamento allo snervamento Δ_{yi} , dello spostamento plastico Δ_{pi} e dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 4.9, assieme alle altre grandezze che torneranno utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 4.7 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 4.9. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

LIVELLO	ALTEZZA	Δ_{yi} [m]	Δ_{Pi} [m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2	$\Delta_{Ai}H_i$
5	16.5	0.1858	0.0540	0.2398	0.0575	3.9562
4	13.2	0.1487	0.0540	0.2026	0.0410	2.6744
3	9.9	0.1115	0.0540	0.1654	0.0274	1.6379
2	6.6	0.0743	0.0540	0.1283	0.0165	0.8466
1	3.3	0.0372	0.0540	0.0911	0.0083	0.3007
0	0	0	0	0	0	0
Somma				0.8272	0.1507	9.4158

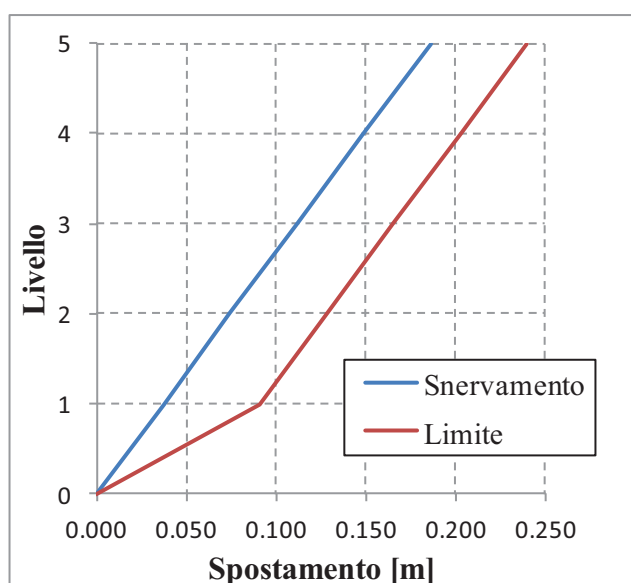


Figura 4.7. Profilo degli spostamenti

4.3.4 Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.15. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = \sum_{j=1}^m (M_{Cj,b} + M_{Cj,t}) / H_{01} = 588.41kN \quad (4.15)$$

dove $M_{Cj,b}$ e $M_{Cj,t}$ sono i momenti resistenti dei pilastri calcolati alla base e in corrispondenza dell'asse geometrico della travata del livello 1 e la sommatoria ed m è il numero di stilate, H_{01} è altezza del primo livello.

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Lo spostamento della struttura è dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Cap} = \frac{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}^2}{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}} = 0.182m \quad (4.16)$$

La massa effettiva vale:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^5 m_i \Delta_{Ai}}{\Delta_A} = 272.5 kNs^2/m \quad (4.17)$$

dove m_i sono le masse di piano.

L'altezza effettiva vale:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai} H_i}{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}} = 11.38m \quad (4.18)$$

dove H_i sono le altezze dei piani misurate a partire dalla base della struttura e riferite all'asse geometrico delle travi.

Lo spostamento allo snervamento vale:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e = 0.128m \quad (4.19)$$

e quindi la duttilità di struttura vale:

$$\mu = \frac{\Delta_{Cap}}{\Delta_y} = 1.42 \quad (4.20)$$

È possibile definire quindi lo smorzamento viscoso equivalente, che secondo Priestley⁸ *et al.* È definito dalla seguente relazione:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) = 0.092 \quad (4.21)$$

e quindi il fattore di riduzione spettrale corrispondente allo smorzamento ξ_{eq} è definito come:

$$R_\xi = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5} = 0.8395 \quad (4.22)$$

La capacità della struttura, in termini di spostamento elastico equivalente, si ottiene dunque applicando il fattore di riduzione spettrale R_ξ allo spostamento Δ_{Cap} della struttura equivalente:

⁸ Priestley *et al.*, 2007, Capp. 4, 5, 13.

$$\Delta_{Cap,el} = \frac{\Delta_{Cap}}{R_{\xi}} = 0.217m \quad (4.23)$$

Calcolato il taglio alla base e definiti i parametri della struttura SDOF equivalente, si procede col determinare se l'effetto P- Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha che:

Momento P- Δ :

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 535.76kNm \quad (4.24)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 6697.66kNm \quad (4.25)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_{\Delta} = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.08 > 0.05 \quad (4.26)$$

Considerando il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P- Δ . Pertanto la rigidezza effettiva della struttura equivalente è data dalla seguente relazione:

$$k_A = \frac{V_{base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} = 3101.34kN/m \quad (4.27)$$

con C=0.5.

Il periodo effettivo della struttura equivalente vale:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_A}} = 1.86s \quad (4.28)$$

4.3.5 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 4.6 e riproposto in Figura 4.8, si deduce che per un periodo pari a $T = T_e = 1.86s$ l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.279m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 0.776 \quad (4.29)$$

Priestley⁹ *et al.* individuano la relazione lineare che intercorre tra il rapporto C/D e $\text{Log}(p)$, dove p è la probabilità che lo stato limite considerato possa essere superato in 50 anni. Quindi la probabilità di superamento può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$p = 10^{-(0.699+2C/D)} \quad (4.30)$$

per cui, per il caso studio in questione, la probabilità di superamento vale $p=0.0056$, essendo $p=0.002$ la probabilità a cui corrisponde un valore unitario del rapporto C/D . Quindi, come sarà illustrato in seguito, basta individuare la relazione tra la probabilità di superamento e lo spostamento spettrale per avere una soddisfacente valutazione della struttura in termini probabilistici.

La Figura 4.8 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_{ξ} . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

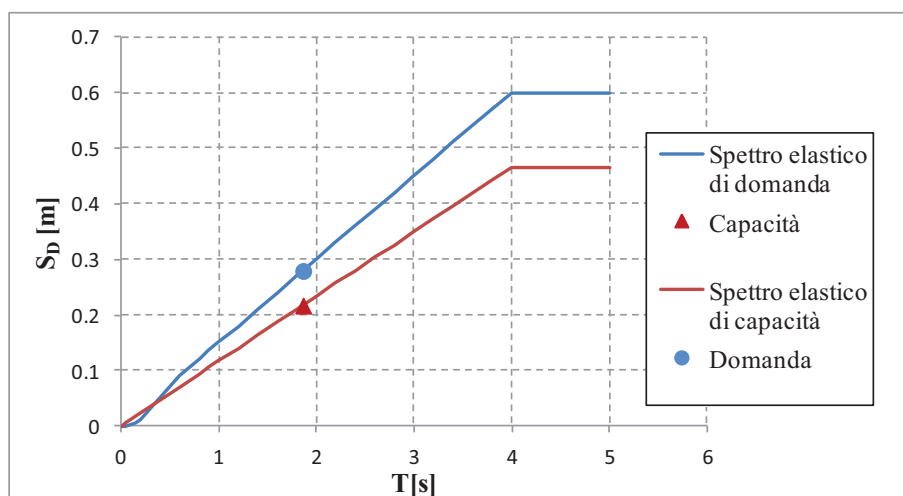


Figura 4.8. Valutazione della struttura

4.3.6 Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Ipotesi 2)

Nel paragrafo 4.3.3 sono stati calcolati i valori dello *Sway-potential Index* S_i , applicando l'Equazione 3.7. Tali valori sono riportati nella Tabella 4.8. A tal proposito si è detto che, essendo $S_i > 0.85$ per ogni livello, è quindi probabile che si formi un meccanismo di piano e non un meccanismo globale. In base ai risultati, un

⁹ Priestley *et al.*, 2007, §13.1.2

meccanismo di piano potrebbe formarsi a tutti i livelli, ma ciò non è possibile. È chiaro quindi che il calcolo dei valori dello *Sway-potential Index* non è sufficiente in questo caso a fornire una previsione sul probabile meccanismo anelastico e sulla configurazione deformata della struttura allo stato limite considerato. La prima ipotesi formulata è stata l'assunzione di un meccanismo di piano al primo livello.

Nel 2011, Sullivan¹⁰ e Calvi hanno introdotto il concetto di “Sway-demand Index (SDI)” al fine di considerare la resistenza relativa dei livelli adiacenti nella determinazione del meccanismo anelastico. I valori dello *Sway-demand Index*, per ogni livello, possono essere calcolati mediante l'Equazione 4.31

$$SD_i = \frac{V_{i,D}}{V_{i,R}} \frac{V_{b,R}}{V_{b,D}} \quad (4.31)$$

dove $V_{i,D}$ e $V_{i,R}$ sono rispettivamente la domanda tagliante e la resistenza a taglio dell' i -esimo livello, mentre $V_{b,D}$ e $V_{b,R}$ sono rispettivamente la domanda di taglio alla base e la resistenza tagliante alla base. Tali valori sono calcolati applicando le Equazioni 4.32, 4.33, 4.34 e 4.35:

$$\frac{V_{i,D}}{V_{b,D}} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{V_{b,D}} \quad (4.32)$$

$$\frac{F_{i,D}}{V_{b,D}} = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \quad (4.33)$$

$$V_{i,R} = \frac{\sum M_{jt,i} + \sum M_{jt,i-1}}{2(h_i - h_{i-1})} \quad (4.34)$$

$$V_{b,R} = \frac{\sum \frac{M_{jt,i}}{2} + \sum M_{c,b}}{H_{01}} \quad (4.35)$$

Nella Equazione 4.33 si assume una distribuzione triangolare di forze laterali, mentre nelle Equazioni 4.34 e 4.35 h_i e h_{i-1} sono rispettivamente le altezze, misurate dalla base, del livello i e del livello $i-1$, e $M_{jt,i}$ e $M_{jt,i-1}$ sono i momenti resistenti calcolati al centro di ogni nodo, presi come i valori minimi tra la somma dei momenti resistenti delle travi, estrapolati ai nodi, e la somma dei momenti resistenti dei pilastri, estrapolati ai nodi. $M_{c,b}$ sono i momenti alla base dei pilastri.

¹⁰ Sullivan e Calvi, 2011.

Nella Tabella 4.10 sono riportati sia i valori dello *Sway-potential Index* S_i che i valori dello *Sway-demand Index* SD_i , calcolati per ogni livello.

Tabella 4.10. Valori dello Sway-potential Index e dello Sway-demand Index per ogni livello

LIVELLO	S_i	SD_i
1	0.94	1.0000
2	1.09	1.0140
3	1.42	1.0288
4	1.74	0.9769
5	3.86	0.8323

Come evidenziato in tabella, i valori ottenuti dello SD_i suggeriscono la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

Considerando il drift di snervamento, il cui valore è dato dalla Equazione 4.11 e i valori degli spostamenti di piano allo snervamento, ottenuti applicando l'Equazione 4.12, avendo ipotizzato la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello, gli spostamenti, allo stato limite considerato, dei livelli 1 e 2 coincidono con gli spostamenti allo snervamento mentre per i livelli superiori lo spostamento finale è dato dalla somma dello spostamento allo snervamento e lo spostamento plastico dato dalla seguente relazione:

$$\Delta_{pi} = \theta_p \cdot H_{23} \text{ per } i=3,4,5 \quad (4.36)$$

dove θ_p è la rotazione plastica del terzo livello e H_{23} è l'altezza di interpiano tra i livelli 2 e 3.

I valori dello spostamento allo snervamento Δ_{yi} , dello spostamento plastico Δ_{pi} e dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 4.11, assieme alle altre grandezze che torneranno utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 4.9 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 4.11. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

LIVELLO	ALTEZZA	Δ_{yi} [m]	Δ_{Pi} [m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2 [m]	$\Delta_{Ai}H_i$
5	16.5	0.1858	0.0657	0.2516	0.0633	4.1506
4	13.2	0.1487	0.0657	0.2144	0.0460	2.8299
3	9.9	0.1115	0.0657	0.1772	0.0314	1.7545
2	6.6	0.0743	0	0.0743	0.0055	0.4906
1	3.3	0.0372	0	0.0372	0.0014	0.1226
0	0	0	0	0	0	0
Somma				0.7547	0.1476	9.3483

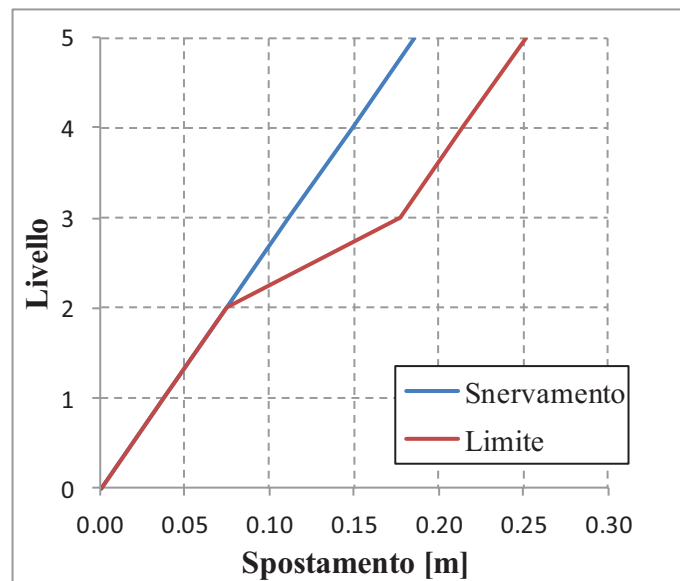


Figura 4.9. Profilo degli spostamenti

4.3.7 Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.15. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = \sum_{j=1}^m (M_{Cj,b} + M_{Cj,t}) / H_{23} = 522.85kN \quad (4.37)$$

dove $M_{Cj,b}$ e $M_{Cj,t}$ sono i momenti resistenti dei pilastri calcolati alla base e in corrispondenza dell'asse geometrico della travata del livello 1 e la sommatoria ed m è il numero di stilate, H_{23} è altezza di interpiano tra i livelli 2 e 3.

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Tali parametri sono riportati nella Tabella 4.12.

Tabella 4.12. Parametri della struttura SDOF equivalente

Δ_{cap}	m_e	H_e	μ	ξ_{eq}	R_ξ	$\Delta_{cap,el}$	k_A	T_e
[m]	[kNs ² /m]	[m]				[m]	[kN/m]	[s]
0.195	231.58	12.39	1.40	0.09	0.84	0.232	2555.30	1.89

Si riportano quindi i valori dei parametri necessari per il calcolo dell'indice di stabilità, al fine di determinare se l'effetto P- Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha quindi:

Momento P- Δ :

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 575.14 kNm \quad (4.38)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 6476.71 kNm \quad (4.39)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_\Delta = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.088 > 0.05 \quad (4.40)$$

Considerando il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P- Δ . I valori della rigidezza effettiva k_A e del periodo effettivo T_e , riportati in Tabella 4.12, sono stati calcolati tenendo conto della riduzione del taglio alla base dovuto all'effetto P- Δ .

4.3.8 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 4.6 e riproposto in Figura 4.10, si deduce che per un periodo pari a $T = T_e = 1.89s$ si ha che l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.284m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 0.817 \quad (4.41)$$

La Figura 4.8 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_ξ . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

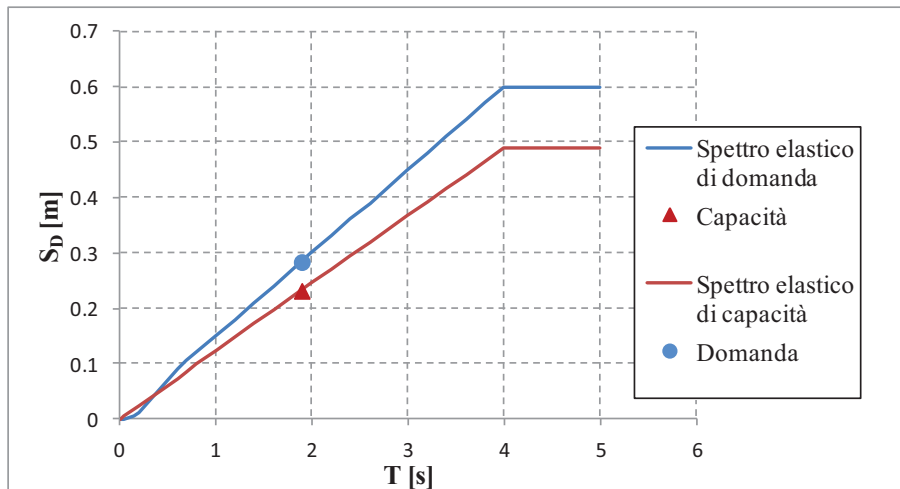


Figura 4.10. Valutazione della struttura

4.4 CASO STUDIO N. 2: TELAIO PIANO A 10 PIANI E 3 CAMPATE

4.4.1 Introduzione

Il secondo caso di studio affrontato riguarda l'applicazione della procedura DBA ad un telaio regolare in cemento armato a dieci piani e tre campate (Telaio 10-3), progettato secondo il D.M. 9-1-1996 per resistere a soli carichi verticali. Si tratta del telaio di spina di un fabbricato costituito da tre telai piani posti ad interasse pari a 6m.

L'altezza di interpiano è pari a 3.3m, misurata rispetto agli assi geometrici delle travi, e la luce delle campate è pari a 5m, misurata rispetto agli assi geometrici dei pilastri dell'ultimo livello. L'altezza totale del telaio è pari a 33.25m, misurata dalla base all'asse geometrico delle travi dell'ultimo piano. In Figura 4.11 è riportata la carpenteria del telaio.

I materiali utilizzati nella progettazione del telaio sono i seguenti:

- Calcestruzzo di classe R_{ck} 300 kg/cm²
- Acciaio del tipo FeB 44k

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sono le seguenti:

- Calcestruzzo:
 - Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25$ N/mm²
 - Resistenza media $f_{ce} = 1.3f_{ck} = 32.5$ N/mm²
- Acciaio:
 - Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 430$ N/mm²
 - Resistenza media $f_{ye} = 473$ N/mm²

La massa di piano stimata (uguale per tutti i livelli) è pari a $62.1 \text{ kNs}^2/\text{m}$.

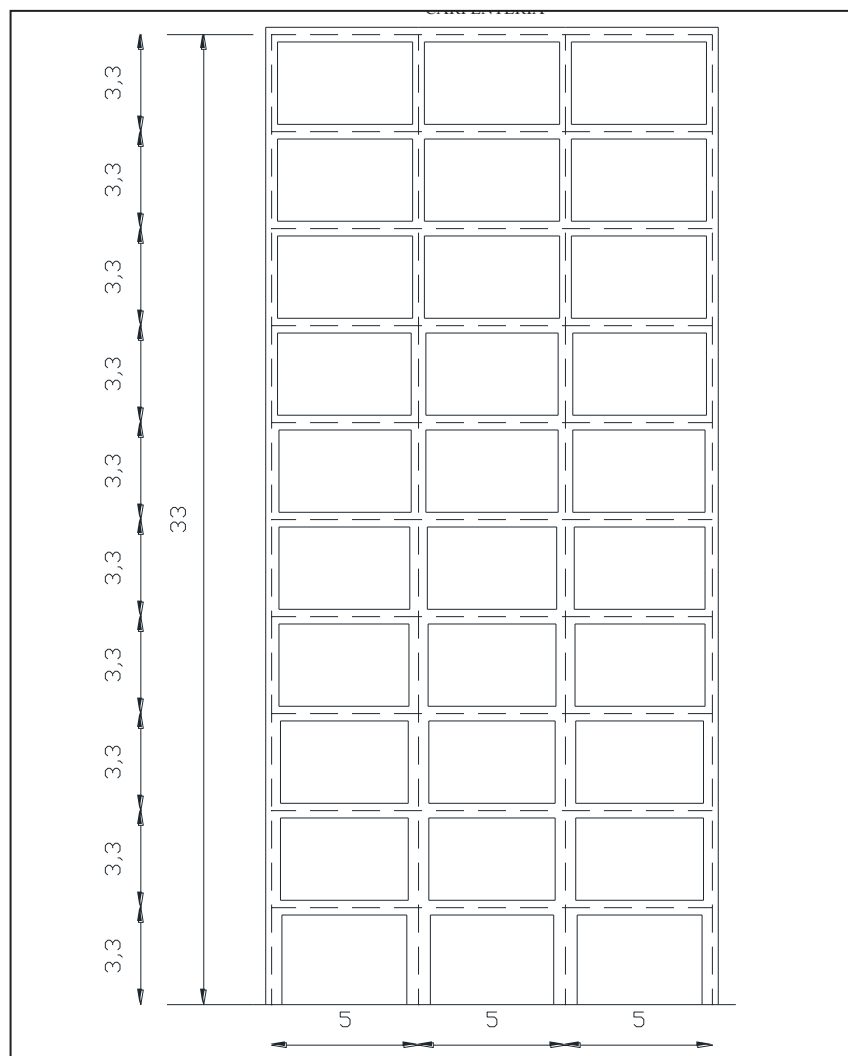


Figura 4.11. Carpenteria del telaio 10-3

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche geometriche e le armature relative a travi e pilastri.

Tabella 4.13. Dettagli delle travi dei dieci livelli

Sezione	Armatura longitudinale		Staffe	Passo staffe	Copriferro
	Superiore	Inferiore			
[cm × cm]	Nr. ϕ [mm]	Nr. ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]
30 × 50	5 16	4 16	8	10	3

Tabella 4.14. Dettagli dei pilastri esterni

Sezione [cm × cm]	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
	Nr.	φ [mm]	φ [mm]	[cm]	[cm]	
30 x 40	3+3	16	8	15	3	10
30 x 40	3+3	16	8	15	3	9
30 x 40	3+3	16	8	15	3	8
30 x 40	3+3	16	8	15	3	7
40 x 45	3+3	16	8	15	3	6
10 x 45	3+3	16	8	15	3	5
40 x 45	3+3	16	8	15	3	4
45 x 50	3+3	16	8	15	3	3
45 x 50	3+3	16	8	15	3	2
45 x 55	3+3	16	8	15	3	1

Tabella 4.15. Dettagli dei pilastri interni

Sezione [cm × cm]	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
	Nr.	φ [mm]	φ [mm]	[cm]	[cm]	
30 x 40	2+2	16	8	15	3	10
30 x 40	2+2	16	8	15	3	9
30 x 40	2+2	16	8	15	3	8
30 x 50	3+3	16	8	15	3	7
40 x 50	4+4	16	8	15	3	6
40 x 60	5+5	16	8	15	3	5
40 x 65	5+5	16	8	15	3	4
45 x 70	5+5	16	8	15	3	3
45 x 70	5+5	16	8	15	3	2
45 x 80	5+5	16	8	15	3	1

Dai dettagli costruttivi degli elementi strutturali, riportati nelle tabelle precedenti, si deduce che l'altezza netta di interpiano è pari a 3.05m per il primo piano e 2.80m per i piani superiori.

L'azione sismica rispetto alla quale la struttura deve essere valutata, uguale al caso studio precedente, viene fornita in termini di spettro elastico di risposta in accelerazione conforme all'Eurocodice 8, riportato in Figura 4.12, i cui parametri di definizione sono i seguenti: $a_g = 0.35g$, $S=1.15$, $T_B=0.2s$, $T_C=0.6s$, $T_D=4s$. In Figura 4.13 è riportato il corrispondente spettro elastico in spostamento, le cui ordinate sono ricavate dalle ordinate dello spettro elastico in accelerazione mediante l'Equazione 4.10.

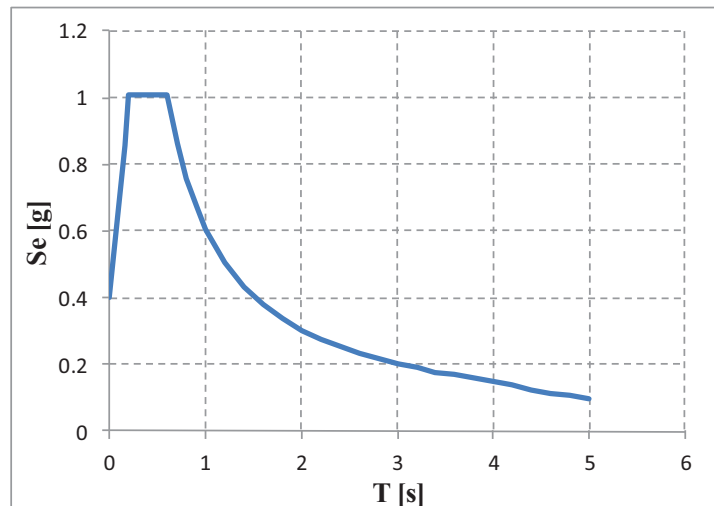


Figura 4.12. Spettro elastico in accelerazione

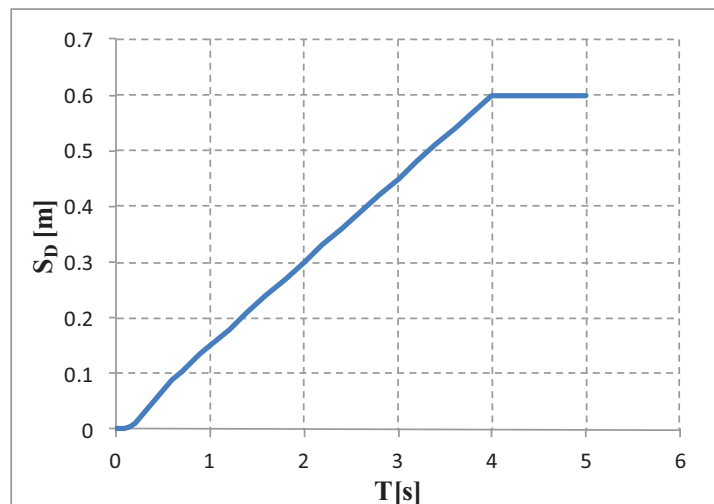


Figura 4.13. Spettro elastico in spostamento

4.4.2 Analisi sezionale

Si determina quindi, mediante l'ausilio di *Cumbia*, la risposta degli elementi strutturali in termini di legame momento-curvatura, al fine di determinare la

curvatura limite. Lo stato limite considerato corrisponde allo Stato limite di Salvaguardia della vita, a cui corrisponde una probabilità di superamento dell'azione sismica pari al 10% in 50 anni e un periodo di ritorno pari a 475 anni.

Nelle tabelle 4.16 e 4.17 sono riportati i risultati dell'analisi sezionale svolta, relativamente ai pilastri. Le tabelle includono i valori dello sforzo normale N , dovuto ai pesi propri, carichi permanenti e variabili, calcolato secondo la combinazione sismica prevista dalle NTC 2008, i valori del momento resistente M_{CN} calcolato nelle sezioni di interfaccia con le travi e i valori del momento resistente M_{CCL} calcolato al centro del nodo. Inoltre sono riportati i valori della curvatura allo snervamento ϕ_y e della curvatura di operatività ϕ_s . Il valore della curvatura corrispondente allo stato limite considerato, evidenziato nelle tabelle, corrisponde al minore tra il valore della curvatura ϕ_{Vol} dovuta al grado di confinamento dell'armatura trasversale e il valore ϕ_{Eq} fornito dall'Equazione 3.5.

Tabella 4.16. Parametri sezionali dei pilastri esterni

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
10	97.50	107.94	127.21	0.0096	0.0325	0.1911	0.0871
9	221.71	123.75	145.85	0.0099	0.0334	0.1773	0.0898
8	334.38	134.26	158.24	0.0103	0.0343	0.1426	0.0937
7	445.61	144.35	170.13	0.0108	0.0352	0.1200	0.0977
6	562.75	188.36	222.00	0.0090	0.0299	0.1133	0.0813
5	680.04	199.67	235.33	0.0091	0.0305	0.0997	0.0827
4	795.81	210.36	247.92	0.0095	0.0311	0.0894	0.0856
3	915.16	261.21	307.86	0.0082	0.0273	0.0832	0.0745
2	1034.04	271.95	320.51	0.0084	0.0277	0.0761	0.0762
1	1153.18	323.82	381.65	0.0077	0.0250	0.0680	0.0696

Tabella 4.17. Parametri sezionali dei pilastri interni

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
10	206.38	91.32	107.63	0.0098	0.0328	0.1853	0.0891
9	415.18	112.75	132.88	0.0105	0.0347	0.1286	0.0953
8	625.80	125.35	147.73	0.0112	0.0367	0.0956	0.1013
7	837.87	230.22	271.33	0.0089	0.0288	0.0716	0.0802
6	1051.31	305.79	360.39	0.0089	0.0285	0.0692	0.0802
5	1268.65	465.84	549.02	0.0073	0.0233	0.0570	0.0662
4	1490.74	538.61	634.79	0.0067	0.0217	0.0488	0.0609
3	1714.51	644.07	759.08	0.0061	0.0198	0.0458	0.0553
2	1943.20	667.55	786.75	0.0063	0.0204	0.0415	0.0567
1	2173.45	839.63	989.56	0.0054	0.0175	0.0364	0.0488

La Tabella 4.18 riporta i valori, relativamente alle travi, dei momenti resistenti calcolati considerando la luce netta delle travi (M_{CF}) e considerando la luce di calcolo (M_{CCL}). Si assume che i momenti resistenti abbiano segno opposto agli estremi opposti delle travi. La resistenza flessionale delle travi, ottenuta con l'ausilio di *Cumbia*, è stata calcolata considerando una deformazione di compressione del calcestruzzo nella fibra estrema della sezione pari a 0.004.

Tabella 4.18. Momenti resistenti delle travi

LIVELLO	M_{CF+} [kNm]	M_{CCL+} [kNm]	M_{CF-} [kNm]	M_{CCL-} [kNm]	Luce netta [m]
10	180.29	195.97	-180.29	-243.12	4.6
9	180.29	195.97	-180.29	-243.12	4.6
8	180.29	195.97	-180.29	-243.12	4.6
7	178.33	195.97	-178.33	-243.12	4.55
6	177.35	195.97	-177.35	-243.12	4.525
5	175.39	195.97	-175.39	-243.12	4.475
4	174.41	195.97	-174.41	-243.12	4.45
3	172.45	195.97	-172.45	-243.12	4.4
2	172.45	195.97	-172.45	-243.12	4.4
1	169.51	195.97	-169.51	-243.12	4.325

Determinati i parametri sezionali, si procede con la determinazione delle rotazioni plastiche θ_p dei pilastri per ogni livello, applicando l'Equazione 3. La rotazione plastica, per ogni livello, corrisponde al valore minore calcolato per i pilastri esterni e i pilastri interni. Viene calcolato inoltre il valore dello spostamento plastico Δ_p . I valori sono riportati in tabella 4.19, nella quale ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura allo stato limite considerato e la curvatura allo snervamento.

Tabella 4.19. Rotazioni e spostamenti plastici dei pilastri per livello

LIVELLO	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_{ls} [m ⁻¹]	θ_p [rad]	Δ_p [m]
10	0.0096	0.0871	0.0258	0.0723
9	0.0099	0.0937	0.0279	0.0781
8	0.0103	0.0898	0.0265	0.0741
7	0.0089	0.0716	0.0209	0.0585
6	0.0089	0.0692	0.0201	0.0562
5	0.0073	0.0570	0.0165	0.0463
4	0.0067	0.0488	0.0140	0.0392
3	0.0061	0.0458	0.0132	0.0370
2	0.0063	0.0415	0.0117	0.0328
1	0.0054	0.0364	0.0103	0.0290

4.4.3 Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite

Per avere un'indicazione approssimativa del meccanismo anelastico si calcolano, per ogni livello, i valori dello *Sway-potential Index* S_i , applicando l'Equazione 3.7, e i valori dello *Sway-demand Index* SD_i , applicando l'Equazione 4.31. In tabella 4.20 sono riportati i valori di S_i e SD_i per ogni livello.

Tabella 4.20. Valori dello Sway-potential Index e dello Sway-demand Index per ogni livello

LIVELLO	S_i	SD_i
1	0.27	1.0000
2	0.30	2.5350
3	0.34	2.4411
4	0.40	2.3002
5	0.48	2.1125
6	0.64	1.8777
7	0.88	1.5961
8	1.13	1.3428
9	1.27	1.0662
10	2.80	0.8222

I risultati ottenuti suggeriscono la formazione di un meccanismo globale o misto, poichè $S_i > 0.85$ al settimo, ottavo e nono piano (escludendo l'ultimo livello, in quanto è improbabile che si formi un meccanismo di piano a tale livello), mentre il valore di SD_i è massimo al secondo livello.

La configurazione deformata limite, nell'ipotesi di meccanismo globale, può essere stimata considerando la prima forma modale e gli spostamenti di piano possono essere calcolati mediante le Equazioni 3.10 e 3.11.

I valori dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 4.21, assieme alle altre grandezze utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, espresse in metri e calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 4.14 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 4.21. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

LIVELLO	ALTEZZA	Massa m_i [kNs ² /m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2	$\Delta_{Ai}H_i$
10	33	62.1	0.262	0.0689	8.6624
9	29.7	62.1	0.244	0.0596	7.2504
8	26.4	62.1	0.224	0.0502	5.9135
7	23.1	62.1	0.202	0.0409	4.6690
6	19.8	62.1	0.178	0.0319	3.5342
5	16.5	62.1	0.153	0.0234	2.5265
4	13.2	62.1	0.126	0.0159	1.6632
3	9.9	62.1	0.097	0.0094	0.9615
2	6.6	62.1	0.066	0.0044	0.4389
1	3.3	62.1	0.034	0.0012	0.1126
0	0	0	0	0	0
Somma		621	1.5881	0.3057	35.7322

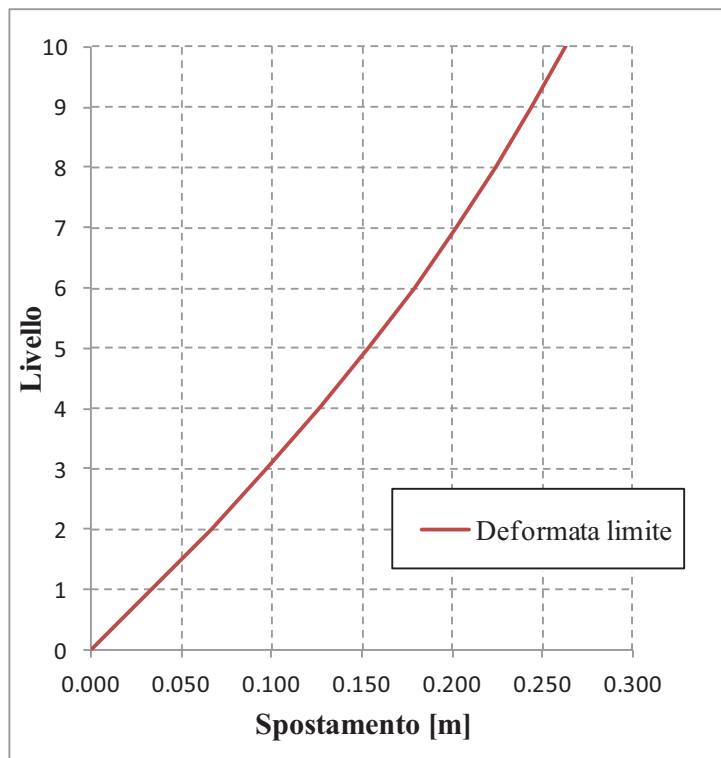


Figura 4.14. Profilo degli spostamenti

4.4.4 Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Tali parametri sono riportati nella Tabella 4.22.

Tabella 4.22. Parametri della struttura SDOF equivalente

Δ_{cap}	[m]	m_e [kNs ² /m]	H_e [m]	μ	ξ_{eq}	R_ξ	$\Delta_{cap,el}$ [m]
0.193		512.28	22.50	0.76	0.0044	1.3559	0.142

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.14. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = OTM/H_e = 647.34kN \quad (4.42)$$

dove $OTM = 14565.12$ kN è calcolato mediante l'Equazione 3.12 e 3.13.

Si riportano quindi i valori dei parametri necessari per il calcolo dell'indice di stabilità, al fine di determinare se l'effetto P- Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha quindi:

Momento P- Δ :

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 1172.19kNm \quad (4.43)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 15915.12kNm \quad (4.44)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_\Delta = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.074 > 0.05 \quad (4.45)$$

Dato il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P- Δ . I valori della rigidezza effettiva k_A e del periodo effettivo T_e si calcolano tenendo conto della riduzione del taglio alla base dovuto all'effetto P- Δ . Si ha quindi:

$$k_A = \frac{V_{base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} = 3227.27 kN/m \quad (4.46)$$

con $C=0.5$.

Il periodo effettivo della struttura equivalente vale:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_A}} = 2.50s \quad (4.47)$$

4.4.5 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 4.13 e riproposto in Figura 4.10, si deduce che, per un periodo pari a $T = T_e = 2.50s$, l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.375m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 0.378 \quad (4.48)$$

La Figura 4.15 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_ξ . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

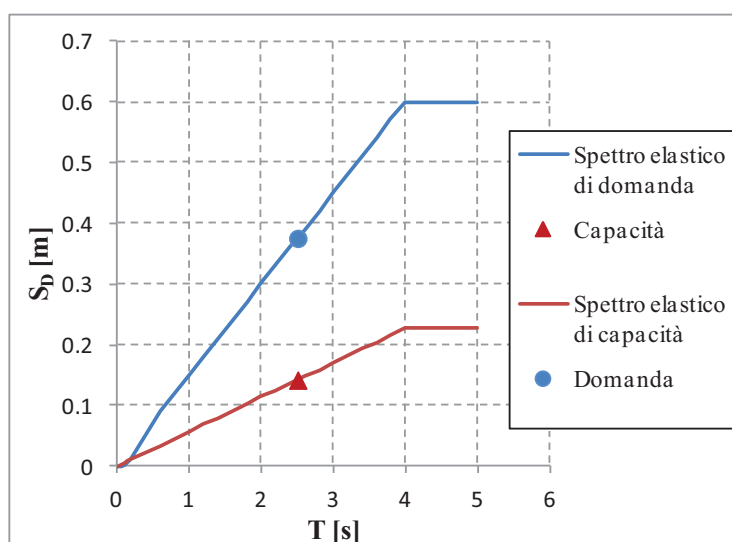


Figura 4.15. Valutazione della struttura

4.5 CASO STUDIO N. 3: TELAIO PIANO A 5 PIANI E 5 CAMPATE

4.5.1 Introduzione

Il terzo caso di studio affrontato riguarda l'applicazione della procedura DBA ad un telaio in cemento armato a cinque piani e cinque campate (Telaio 5-5), progettato secondo il D.M. 26-3-1980 in zona non classificata di rilevanza sismica e quindi per resistere a soli carichi verticali. Si tratta del telaio di spina di un fabbricato costituito da tre telai piani posti ad interasse pari a 6m. La singolarità del telaio è costituita dalla luce della campata centrale, pari a 4m, inferiore alla luce delle campate laterali

che è pari a 5m. Le luci sono misurate rispetto agli assi geometrici dei pilastri dell'ultimo livello.

L'altezza di interpiano del primo livello è pari a 3.6m, misurata dalla base all'asse geometrico delle travi del primo livello, mentre l'altezza di interpiano dei livelli superiori è pari a 3.3m, misurata rispetto agli assi geometrici delle travi. L'altezza totale del telaio è pari a 16.50m, misurata dalla base all'asse geometrico delle travi dell'ultimo piano. In Figura 4.16 è riportata la carpenteria del telaio.

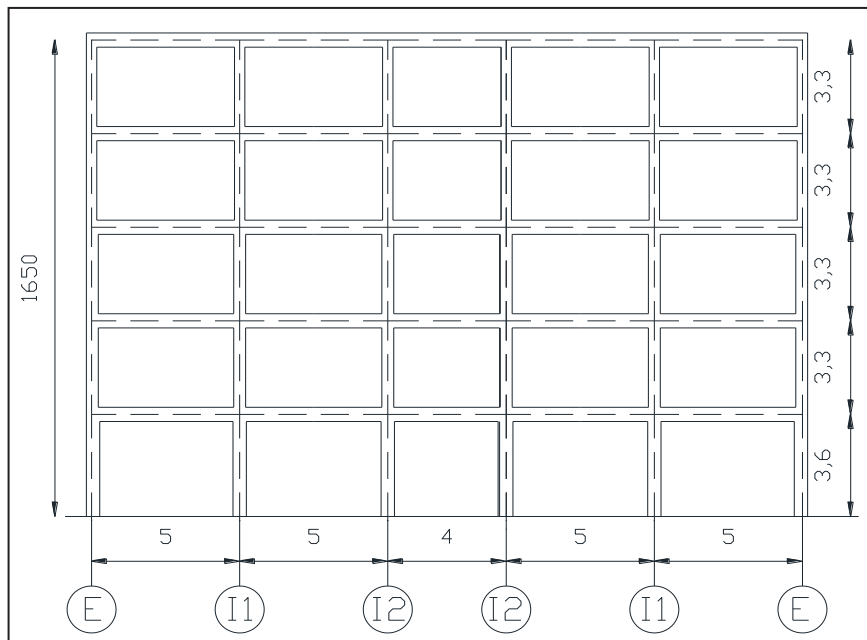


Figura 4.16. Carpenteria del telaio 5-5

I materiali utilizzati nella progettazione del telaio sono i seguenti:

- Calcestruzzo di classe R_{ck} 250 kg/cm²
- Acciaio del tipo FeB 38k

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati sono le seguenti:

- Calcestruzzo:
 - Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 20$ N/mm²
 - Resistenza media $f_{ce} = 1.3f_{ck} = 26$ N/mm²
- Acciaio:
 - Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 380$ N/mm²
 - Resistenza media $f_{ye} = 418$ N/mm²

La massa di piano stimata è pari a 103 kNs²/m per i piani intermedi, mentre per il piano di copertura la massa stimata è pari a 89.5 kNs²/m.

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche geometriche e le armature relative a travi e pilastri, determinate secondo le prescrizioni della normativa citata.

Tabella 4.23. Dettagli delle travi dei cinque livelli

Sezione [cm × cm]	Armatura longitudinale				Staffe φ [mm]	Passo staffe [cm]	Copriferro [cm]
	Superiore		Inferiore				
	Nr.	φ [mm]	Nr.	φ [mm]			
30 40	4	16	5	16	8	10	3

Tabella 4.24. Dettagli dei pilastri esterni

Sezione [cm × cm]	Armatura long.		Staffe φ [mm]	Passo staffe [cm]	Copriferro [cm]	Livello
	Nr.	φ [mm]				
30 × 30	2+2	16	8	15	3	5
30 × 30	2+2	16	8	15	3	4
30 × 30	2+2	16	8	15	3	3
30 × 30	2+2	16	8	15	3	2
40 × 40	3+2+3	16	8	15	3	1

Tabella 4.25. Dettagli dei pilastri interni

Sezione [cm x cm]	Armatura long.		Staffe φ [mm]	Passo staffe [cm]	Copriferro [cm]	Livello
	Nr.	φ [mm]				
30 × 30	2+2	16	8	15	3	5
30 × 30	2+2	16	8	15	3	4
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	3
30 × 40	3+2+3	16	8	15	3	2
40 × 50	3+2+2+3	16	8	15	3	1

Dai dettagli costruttivi degli elementi strutturali, riportati nelle tabelle precedenti, si deduce che l'altezza netta di interpiano è pari a 3.40m per il primo piano e 2.90m per i piani superiori.

L'azione sismica rispetto alla quale la struttura deve essere valutata, uguale ai casi studio precedente, viene fornita in termini di spettro elastico di risposta in accelerazione conforme all'Eurocodice 8, riportato in Figura 4.17, i cui parametri di definizione sono i seguenti: $a_g = 0.35g$, $S=1.15$, $T_B=0.2s$, $T_C=0.6s$, $T_D=4s$. In Figura 4.18 è riportato il corrispondente spettro elastico in spostamento, le cui ordinate sono ricavate dalle ordinate dello spettro elastico in accelerazione mediante l'Equazione 4.10.

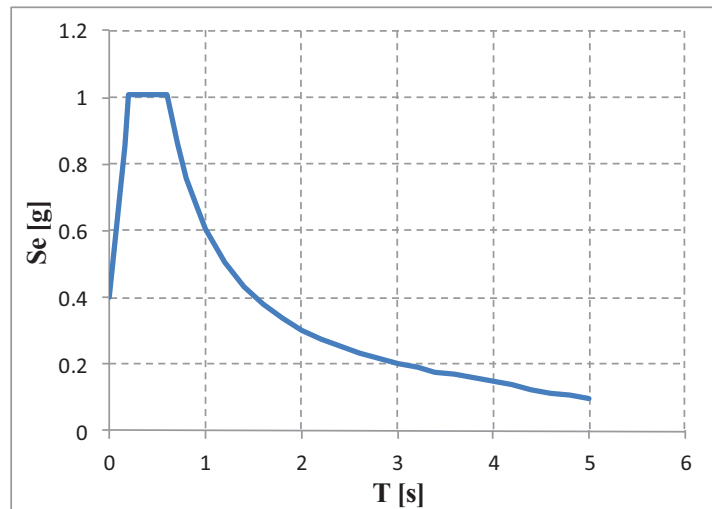


Figura 4.17. Spettro elastico in accelerazione

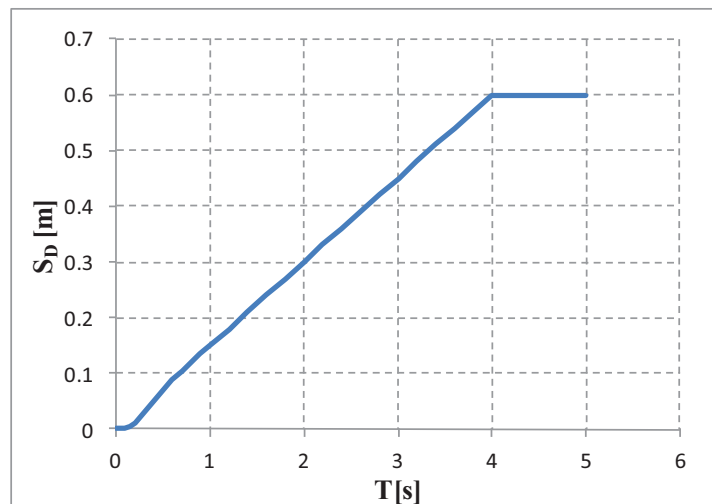


Figura 4.18. Spettro elastico in spostamento

4.5.2 Analisi sezionale

Si determina quindi, mediante l'ausilio di *Cumbia*, la risposta degli elementi strutturali in termini di legame momento-curvatura, al fine di determinare la curvatura limite. Lo stato limite considerato corrisponde allo Stato limite di Collasso, a cui corrisponde una probabilità di superamento dell'azione sismica pari al 10% in 50 anni e un periodo di ritorno pari a 475 anni.

Nelle tabelle 4.26, 4.27 e 4.28 sono riportati i risultati dell'analisi sezionale svolta, relativamente ai pilastri. Le tabelle includono i valori dello sforzo normale N , dovuto ai pesi propri, carichi permanenti e variabili, calcolato secondo la combinazione sismica prevista dalle NTC 2008, i valori del momento resistente M_{CN} calcolato nelle sezioni di interfaccia con le travi e i valori del momento resistente

M_{CCL} calcolato al centro del nodo. Inoltre sono riportati i valori della curvatura allo snervamento ϕ_y e della curvatura di operatività ϕ_s . Il valore della curvatura corrispondente allo stato limite considerato, evidenziato nelle tabelle, corrisponde al minore tra il valore della curvatura ϕ_{Vol} dovuta al grado di confinamento dell'armatura trasversale e il valore ϕ_{Eq} fornito dall'Equazione 3.5.

Tabella 4.26. Parametri sezionali dei pilastri esterni (Filo E)

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
5	86.25	47.41	53.95	0.0117	0.0459	0.2752	0.1088
4	193.62	57.95	65.94	0.0126	0.0478	0.2932	0.1161
3	299.92	67.49	76.80	0.0133	0.0499	0.2297	0.1229
2	405.20	76.65	87.22	0.0141	0.0521	0.1869	0.1298
1	518.89	175.11	197.00	0.0105	0.0364	0.1259	0.0959

Tabella 4.27. Parametri sezionali dei pilastri interni (Filo I1)

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
5	191.42	57.50	65.43	0.0125	0.0477	0.2930	0.1156
4	415.18	77.47	88.15	0.0142	0.0523	0.1822	0.1302
3	642.18	151.69	172.61	0.0115	0.0319	0.0977	0.1021
2	870.11	188.40	214.39	0.0120	0.0266	0.0823	0.1040
1	1104.33	318.95	358.82	0.0089	0.0255	0.0669	0.0796

Tabella 4.28. Parametri sezionali dei pilastri interni (Filo I2)

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_{Eq} [m ⁻¹]
5	161.08	54.31	61.80	0.0122	0.0472	0.2844	0.1131
4	355.82	72.51	82.51	0.0138	0.0510	0.2053	0.1267
3	553.24	144.39	164.31	0.0113	0.0356	0.1080	0.1018
2	750.75	182.80	208.01	0.0117	0.0289	0.0872	0.1028
1	956.29	306.20	344.48	0.0089	0.0276	0.0709	0.0797

La Tabella 4.29 e 4.30 riportano rispettivamente i valori, relativamente alle travi laterali e alla travi centrali, dei momenti resistenti calcolati considerando la luce netta delle travi (M_{CF}) e considerando la luce di calcolo (M_{CCL}). Si assume che i momenti resistenti abbiano segno opposto agli estremi opposti delle travi. La resistenza flessionale delle travi, ottenuta con l'ausilio di *Cumbia*, è stata calcolata

considerando una deformazione di compressione del calcestruzzo nella fibra estrema della sezione pari a 0.004.

Tabella 4.29. Parametri sezionali delle travi laterali

LIVELLO	M_{CF+} [kNm]	M_{CCL+} [kNm]	M_{CF-} [kNm]	M_{CCL-} [kNm]	Luce netta
5	139.70	148.62	112.32	119.49	4.70
4	139.70	148.62	112.32	119.49	4.70
3	138.22	148.62	111.13	119.49	4.65
2	138.22	148.62	111.13	119.49	4.65
1	135.24	148.62	108.74	119.49	4.55

Tabella 4.30. Parametri sezionali delle travi centrali

LIVELLO	M_{CF+} [kNm]	M_{CCL+} [kNm]	M_{CF-} [kNm]	M_{CCL-} [kNm]	Luce netta
5	137.47	148.62	110.53	119.49	3.70
4	137.47	148.62	110.53	119.49	3.70
3	133.76	148.62	107.54	119.49	3.60
2	133.76	148.62	107.54	119.49	3.60
1	130.04	148.62	104.55	119.49	3.50

Determinati i parametri sezionali, si procede con la determinazione delle rotazioni plastiche θ_p dei pilastri per ogni livello, applicando l'Equazione 3. La rotazione plastica, per ogni livello, corrisponde al valore minore calcolato per i pilastri esterni e i pilastri interni. Viene calcolato inoltre il valore dello spostamento plastico Δ_p . I valori sono riportati in tabella 4.31, nella quale ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura allo stato limite considerato e la curvatura allo snervamento.

Tabella 4.31. Rotazioni e spostamenti plastici dei pilastri per livello

LIVELLO	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_{ls} [m ⁻¹]	θ_p [rad]	Δ_p [m]
5	0.0117	0.1088	0.0286	0.083
4	0.0126	0.1161	0.0305	0.088
3	0.0115	0.0977	0.0254	0.074
2	0.0120	0.0823	0.0207	0.060
1	0.0089	0.0669	0.0171	0.058

4.5.3 Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite

Per avere un'indicazione approssimativa del meccanismo anelastico si calcolano, per ogni livello, i valori dello *Sway-potential Index* S_i , applicando l'Equazione 3.7, e i valori dello *Sway-demand Index* SD_i , applicando l'Equazione 4.31. In tabella 4.32 sono riportati i valori di S_i e SD_i per ogni livello.

Tabella 4.32. Valori dello Sway-potential Index e dello Sway-demand Index per ogni livello

LIVELLO	S_i	SD_i
1	0.48	1.000
2	0.73	1.565
3	1.03	1.346
4	1.60	1.221
5	3.70	1.131

I risultati ottenuti suggeriscono la formazione di un meccanismo globale, poichè $S_i > 0.85$ al terzo e quarto piano (escludendo l'ultimo livello, in quanto è improbabile che si formi un meccanismo di piano a tale livello), mentre il valore di SD_i è massimo al secondo livello.

La configurazione deformata limite, nell'ipotesi di meccanismo globale, può essere stimata considerando la prima forma modale e gli spostamenti di piano possono essere calcolati mediante le Equazioni 3.10 e 3.11.

I valori dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 4.33, assieme alle altre grandezze utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, espresse in metri e calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 4.19 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 4.33. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

LIVELLO	ALTEZZA	Massa m_i [kNs ² /m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2	$\Delta_{Ai}H_i$	$\Delta_{Ai}m_i$
5	16.8	89.5	0.227	0.0516	3.8181	20.3403
4	13.5	103	0.195	0.0379	2.6269	20.0419
3	10.2	103	0.156	0.0244	1.5917	16.0734
2	6.9	103	0.112	0.0125	0.7706	11.5027
1	3.6	103	0.061	0.0038	0.2212	6.3298
0	0	0	0	0	0	0
Somma		501.5	0.751	0.1301	9.0285	74.2881

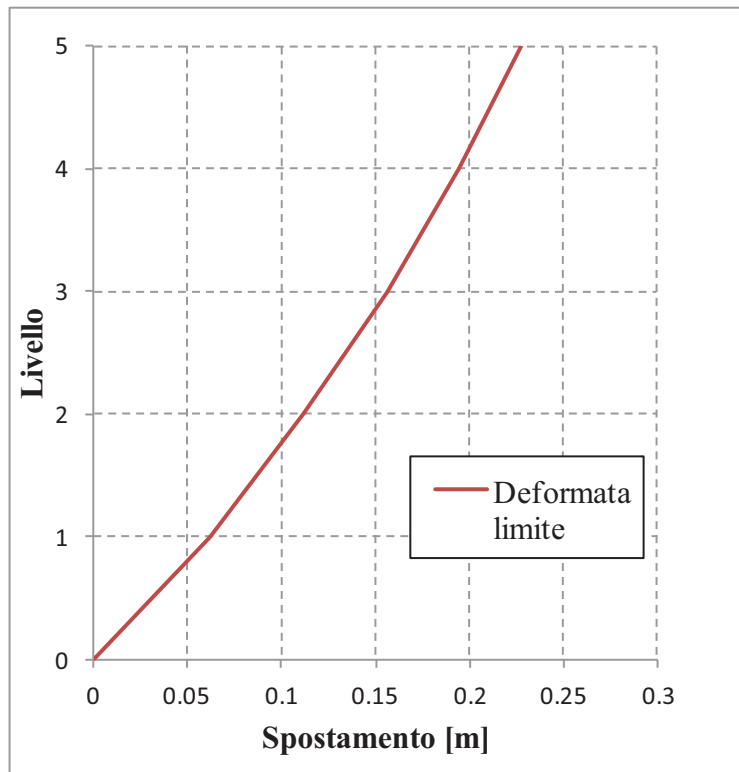


Figura 4.19. Profilo degli spostamenti

4.5.4 Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Tali parametri sono riportati nella Tabella 4.34.

Tabella 4.34. Parametri della struttura SDOF equivalente

Δ_{cap} [m]	m_e [kNs ² /m]	H_e [m]	μ	ξ_{eq}	R_ξ	$\Delta_{cap,el}$ [m]
0.173	428.80	12.02	1.16	0.069	0.9154	0.189

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.14. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = OTM/H_e = 620.05kN \quad (4.49)$$

dove $OTM = 7453.88$ kN è calcolato mediante l'Equazione 3.12 e 3.13.

Si riportano quindi i valori dei parametri necessari per il calcolo dell'indice di stabilità, al fine di determinare se l'effetto P- Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha quindi:

Momento P- Δ :

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 874.81 kNm \quad (4.50)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 7453.88 kNm \quad (4.51)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_{\Delta} = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.1174 > 0.05 \quad (4.52)$$

Dato il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P-Δ. I valori della rigidezza effettiva k_A e del periodo effettivo T_e si calcolano tenendo conto della riduzione del taglio alla base dovuto all'effetto P-Δ. Si ha quindi:

$$k_A = \frac{V_{base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} = 3369.01 kN/m \quad (4.53)$$

con $C=0.5$.

Il periodo effettivo della struttura equivalente vale:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_A}} = 2.24 s \quad (4.54)$$

4.5.5 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 4.13 e riproposto in Figura 4.10, si deduce che, per un periodo pari a $T = T_e = 2.24s$, l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.336m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 0.563 \quad (4.55)$$

La Figura 4.20 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_{ξ} . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

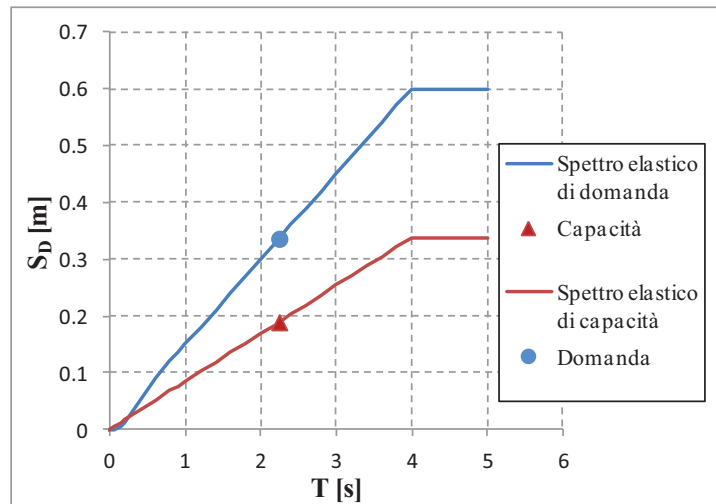


Figura 4.20. Valutazione della struttura

Nel capitolo successivo saranno esposti i risultati delle analisi non lineari statiche e dinamiche, eseguite sui telai studiati, al fine di validare la procedura in termini di configurazione deformata limite.

5. VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA DI VALUTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI MEDIANTE ANALISI NON LINEARI

ABSTRACT

In this chapter results of non linear analyses are presented. Nonlinear analyses have been carried out in order to validate the DBA procedure, in particular the response profiles obtained from DBA procedure are compared with response profiles obtained performing nonlinear pushover analyses and average profiles obtained performing nonlinear dynamic analyses. A nonlinear finite element model has been implemented for each frame. A lumped plasticity model has been implemented using *SAP2000* and has been used to run both pushover analysis and nonlinear dynamic analysis. Beam and columns are modeled as elastic element with two rigid-plastic rotational springs at the ends. No interaction between axial load and flexural moment has been considered and moment capacity and rotations have been determined using *Cumbia*. For both models, the gravity loads have been applied on beams as uniformly distributed loads. The pushover analyses have been carried out considering two lateral forces distributions: the first one consists in lateral forces proportional to floor masses multiplied by the corresponding first modal shape, the second one consists in lateral forces proportional to floor masses. The nonlinear dynamic analyses have been performed using a group of seven accelerograms consistent with type 1 Eurocode 8 spectrum, scaled to the assessment intensity. The group is characterized by four recorded ground motions and by three artificial accelerograms.

5.1 INTRODUZIONE

Nel capitolo precedente è stata effettuata la valutazione di tre telai diversi per numero di piani e di campate, secondo la procedura DBA. Come più volte spiegato, l'aspetto critico di tale procedura è la determinazione della deformata allo stato limite considerato e del meccanismo plastico atteso. Un'indicazione approssimativa del tipo di meccanismo plastico (di piano o globale) si ottiene calcolando due indici, per ogni livello del telaio oggetto di studio: lo *Sway-potential Index*, il quale è funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri confluenti nei nodi del livello considerato ed è un indicatore della gerarchia delle resistenze trave-pilastro, e lo *Sway-demand Index*, che tiene conto delle resistenze taglianti relative dei livelli adiacenti al livello considerato. In base ai valori ottenuti di entrambi gli indici, è possibile ipotizzare il meccanismo anelastico atteso e quindi la configurazione deformata allo stato limite considerato ai fini della valutazione.

Al fine di validare le ipotesi assunte sui meccanismi anelastici attesi e sulle deformate limite dei tre telai studiati, sono state svolte analisi non lineari di tipo statico e dinamico su modelli agli elementi finiti rappresentativi dei telai studiati. In questo capitolo saranno presentati i risultati ottenuti dalle analisi non lineari in termini di deformata ultima e capacità della struttura in termini di taglio alla base. Tali risultati saranno poi confrontati con i risultati ottenuti applicando la procedura DBA, e contenuti nel capitolo precedente.

5.2 MODELLAZIONE NON LINEARE DELLE STRUTTURE

Per ognuno dei telai oggetto di studio, le cui caratteristiche sono state esposte nel capitolo precedente, è stato realizzato, con l'ausilio del software di analisi strutturale *SAP2000*¹, un modello analitico agli elementi finiti a plasticità concentrata, per poter svolgere le analisi statiche e dinamiche non lineari. Gli elementi strutturali, travi e pilastri, sono modellati come elementi beam elastici a due nodi a cui è stata assegnata la rispettiva sezione trasversale. Alle estremità degli elementi beam, al fine di modellare le cerniere plastiche concentrate, sono state inserite due molle rotazionali con comportamento rigido-plastico. In Figura 5.1 è riportata la maschera di definizione delle cerniere plastiche flessionali. Nessuna interazione tra sforzo normale e momento flettente è stata considerata nella definizione delle cerniere plastiche. I parametri di definizione sono il momento resistente ultimo nella sezione considerata e la rotazione plastica. Tali parametri sono ottenuti dall'analisi sezionale svolta con l'ausilio di *Cumbia*, direttamente, nel caso del momento resistente, e applicando l'Equazione 3.6, nel caso delle rotazioni plastiche, dove le curvature contenute in tale equazione sono determinate con l'ausilio di *Cumbia*. I valori delle rotazioni corrispondenti ai criteri di accettazione (Acceptance Criteria) presenti in Figura 5.1 sono i valori di default, in quanto lo scopo delle analisi non lineari eseguite è quello di indagare il reale meccanismo anelastico e la configurazione deformata limite dei telai esaminati.

Le caratteristiche dei materiali non sono state definite in quanto la loro definizione è intrinseca nei valori ottenuti dall'analisi sezionale. I carichi verticali applicati, considerati uniformemente ripartiti sulle travi, sono stati definiti secondo la seguente analisi dei carichi, agenti sui telai di spina:

¹ Wilson, 2006.

- Telaio 5-3
 - Peso proprio e carico permanente del solaio: 5.54 kN/m²;
 - Carico variabile (civile abitazione): 2.00 kN/m²;
 - Luce solaio: 6 m;
 - Peso proprio travi (sezione 30 x 50 cm): 3.75 kN/m;
 - Peso proprio e carico permanente ripartito sulle travi: 36.99 kN/m;
 - Carico variabile ripartito sulle travi: 12.00 kN/m.
- Telaio 10-3
 - Peso proprio del solaio: 3.54 kN/m²;
 - Carico permanente agente sul solaio: 2.00 kN/m²;
 - Carico variabile (civile abitazione): 2.00 kN/m²;
 - Luce solaio: 6 m;
 - Peso proprio travi (sezione 30 x 50 cm): 3.75 kN/m;
 - Peso proprio e carico permanente ripartito sulle travi: 36.99 kN/m;
 - Carico variabile ripartito sulle travi: 12.00 kN/m.
- Telaio 5-5
 - Peso proprio del solaio di piano tipo: 3.67 kN/m²;
 - Peso proprio del solaio di copertura: 3.00 kN/m²;
 - Carico permanente agente sul solaio di piano tipo: 2.24 kN/m²;
 - Carico permanente agente sul solaio di copertura: 2.00 kN/m²;
 - Carico variabile (piano tipo e copertura): 2.00 kN/m²;
 - Luce solaio: 6 m;
 - Peso proprio travi (sezione 30 x 40 cm): 3.00 kN/m;
 - Peso proprio e carico permanente ripartito sulle travi di piano tipo: 38.46 kN/m;
 - Peso proprio e carico permanente ripartito sulle travi di copertura: 33.00 kN/m;
 - Carico variabile ripartito sulle travi: 12.00 kN/m.

I pesi sismici dei singoli livelli sono stati calcolati applicando la combinazione sismica secondo la relazione seguente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} \quad (5.1)$$

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente I valori caratteristici dei pesi propri e dei carichi permanenti, Q_{k1} è il valore caratteristico del carico variabile antropico, ψ_{21} è il coefficiente di combinazione pari a 0.3 (civile abitazione).

Definiti i carichi agenti sui telai secondo le rispettive superfici di influenza e definita la combinazione sismica in *SAP2000*, il programma calcola automaticamente le masse di piano.

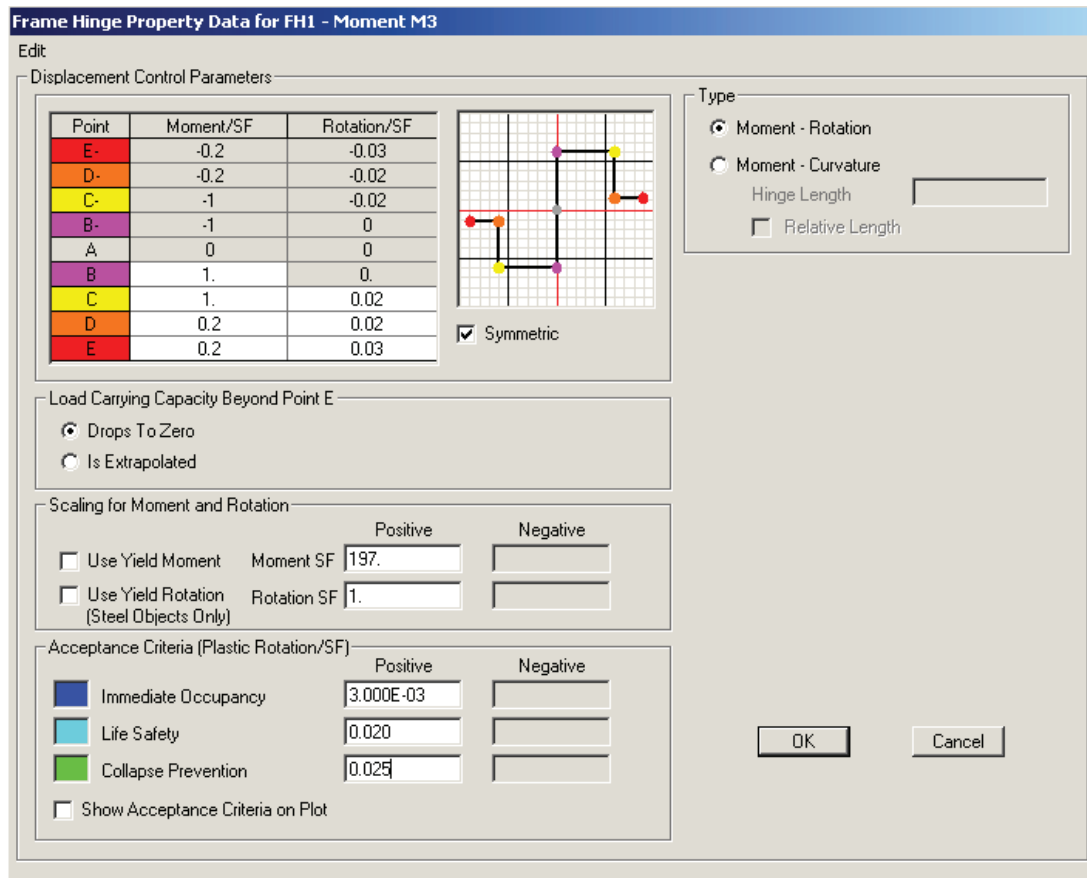


Figura 5.1. Parametri di definizione delle cerniere plastiche

5.3 ANALISI STATICHE NON LINEARI

Come già anticipato, per ciascuno dei telai oggetto di studio, modellato nella maniera descritta nel paragrafo precedente, sono state effettuate due analisi statiche non lineari pushover con l'ausilio di *SAP2000*, con due diversi profili di carico statico equivalente laterale, rappresentanti la distribuzione di forze inerziali, indotte da un evento sismico, che varia con la severità del sisma (estensione delle deformazioni plastiche) e con il tempo. Quindi, il grado di accuratezza dell'analisi è sensibile al profilo di carico applicato.

Il primo profilo di carico utilizzato è costituito da forze di piano proporzionali alle masse di piano, come definito dalla Equazione 5.2:

$$\mathbf{F} = \lambda(t) \cdot \text{diag}(\mathbf{M}) \quad (5.2)$$

dove \mathbf{F} è il vettore delle forze di piano, ossia il vettore che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali, \mathbf{M} è la matrice diagonale delle masse sismiche di piano, λ è il fattore moltiplicativo che definisce l'ampiezza delle forze applicate in funzione del passo t dell'analisi.

Tale distribuzione di forze è uniforme per i telai 5-3 e 10-3, poiché tutte le masse di piano sono uguali.

Il secondo profilo di carico utilizzato, definito dalla Equazione 5.3, è costituito da una distribuzione di forze di piano rappresentativa delle forze associate alla prima forma modale (distribuzione modale fondamentale):

$$\mathbf{F} = \lambda(t) \cdot \mathbf{M}\phi_1 \quad (5.3)$$

dove \mathbf{F} è il vettore delle forze di piano, \mathbf{M} è la matrice diagonale delle masse sismiche di piano, ϕ_1 è il vettore rappresentativo della prima forma modale, λ , come già definito, è il fattore moltiplicativo che incrementa, per ogni passo dell'analisi, l'ampiezza delle forze laterali applicate.

I risultati delle analisi pushover svolte saranno riportati nei paragrafi successivi e confrontati con i risultati della procedura DBA ottenuti nel capitolo precedente.

5.4 ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Per ciascuno dei telai oggetto di studio, sono state svolte analisi dinamiche non lineari (TH) con l'ausilio di *SAP2000*. A tal fine sono stati utilizzati sette accelerogrammi, compatibili con lo spettro elastico di risposta in accelerazione conforme all'Eurocodice 8, riportato in Figura 4.5. Gli accelerogrammi, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5.1, sono stati scalati all'intensità sismica dello spettro di risposta. Il set è composto da quattro registrazioni naturali e tre accelerogrammi artificiali, ottenuti col programma *SIMQKE-IT*². Nelle Figure 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8 sono riportati gli accelerogrammi scalati, utilizzati per le analisi, sovrapposti agli accelerogrammi originali. In Figura 5.9 è riportato lo spettro di risposta elastico in accelerazione degli accelerogrammi scalati, per uno

² Vanmarcke et al., 1999.

smorzamento pari al 5%, sovrapposto allo spettro di risposta elastico in accelerazione utilizzato per la valutazione DBA, conforme all'Eurocodice 8. La Figura 5.10 mostra lo spettro elastico in accelerazione medio del gruppo dei sette accelerogrammi, sovrapposto allo spettro conforme all'Eurocodice 8.

Tabella 5.1. Set di accelerogrammi utilizzato per le analisi non lineari

Nome Record	Evento	Anno	PGA [g]	Durata [s]	Analisi non lineare
s1	Port Island	1995	0.353	25.89	TH1
s2	Kocaeli	1999	0.489	24.99	TH2
s3	Northridge	1994	0.709	70.38	TH3
s4	Kalamata	1986	0.332	60	TH4
s5	Artificiale		0.432	25	TH5
s6	Artificiale		0.427	20	TH6
s7	Artificiale		0.416	20	TH7

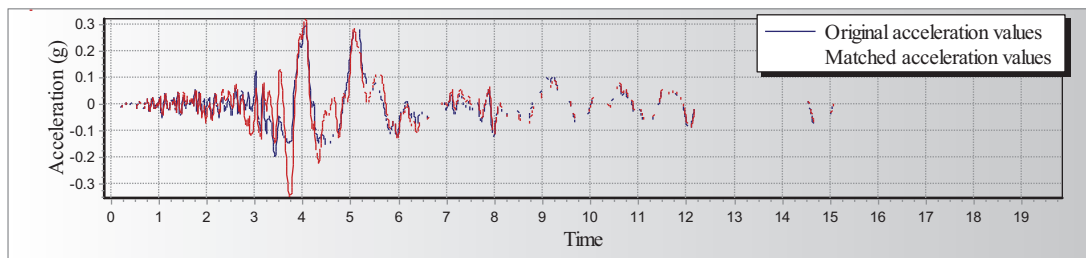


Figura 5.2. Accelerogramma s1 – Port Island

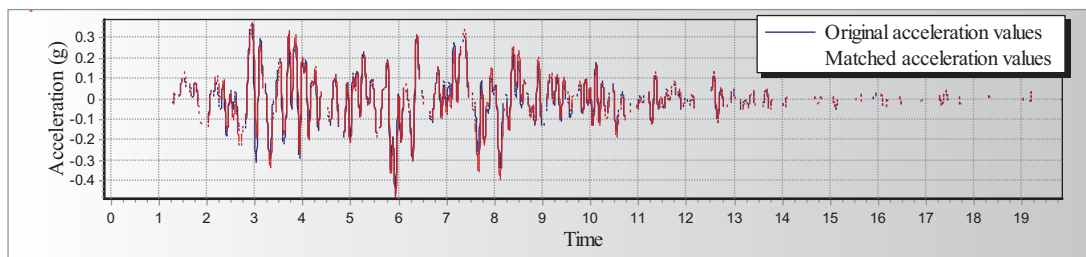


Figura 5.3. Accelerogramma s2 – Kocaeli

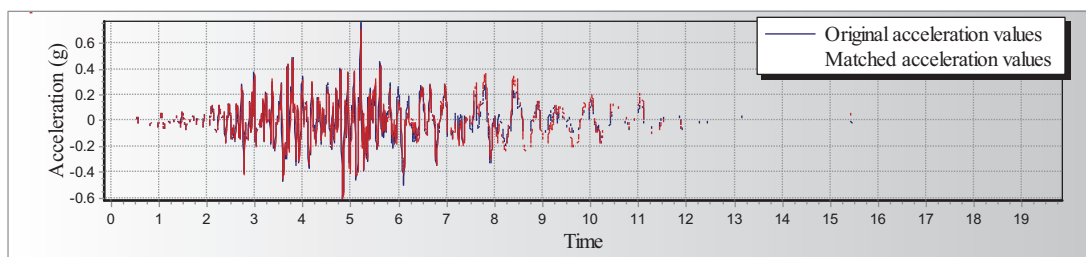


Figura 5.4. Accelerogramma s3 – Northridge

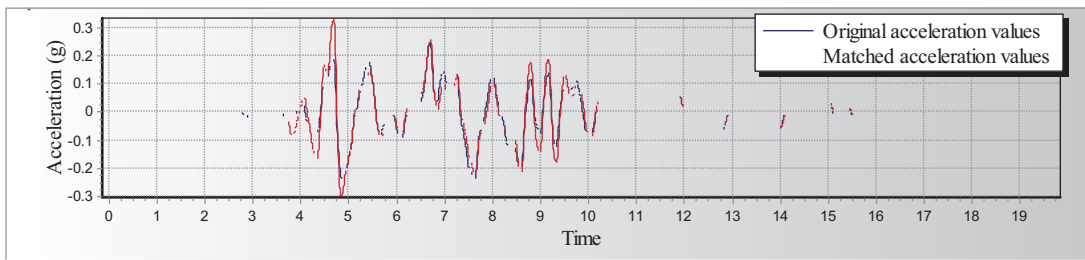


Figura 5.5. Accelerogramma s4 – Kalamata

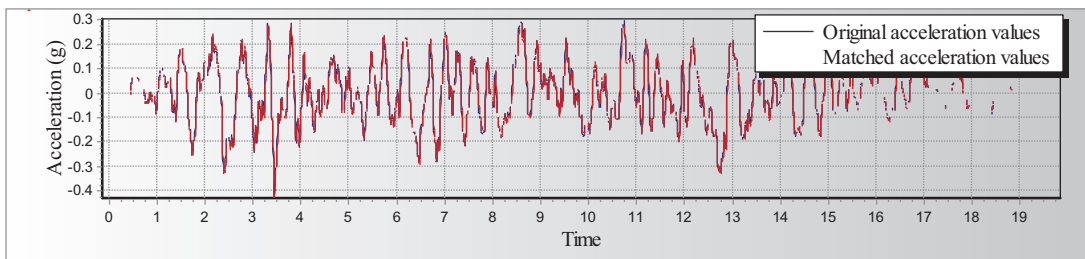


Figura 5.6. Accelerogramma s5 – Artificiale

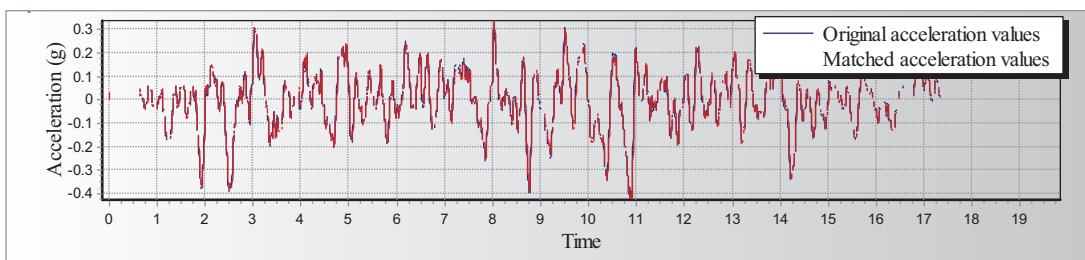


Figura 5.7. Accelerogramma s6 – Artificiale

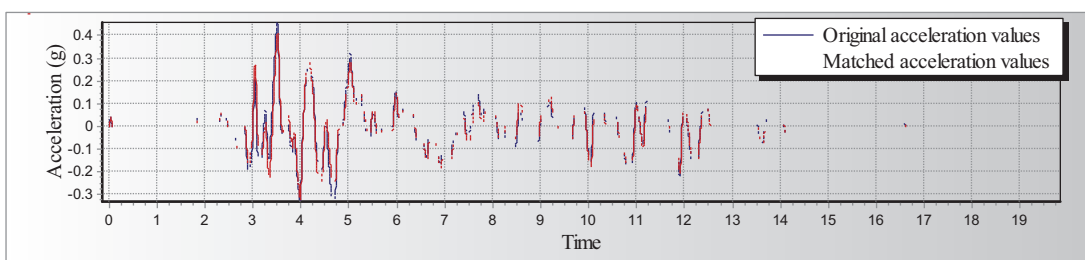


Figura 5.8. Accelerogramma s7 – Artificiale

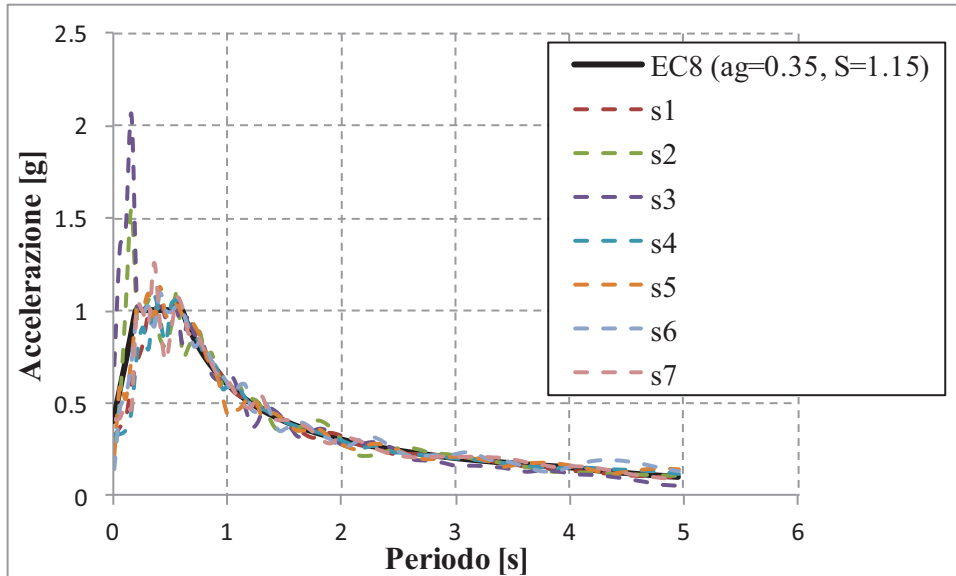


Figura 5.9. Spettri di risposta degli accelerogrammi utilizzati

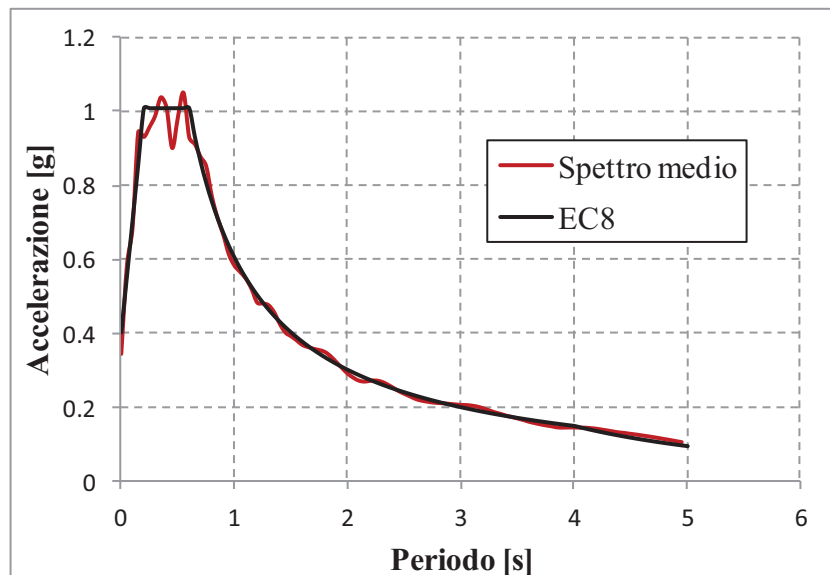


Figura 5.10. Spettro medio degli accelerogrammi utilizzati

5.5 RISULTATI DELLE ANALISI SVOLTE E CONFRONTO CON I RISULTATI DELLA PROCEDURA DBA

I risultati ottenuti per ciascun telaio studiato nel Capitolo 4, applicando la procedura DBA, sono quindi confrontati con i risultati, in termini di taglio alla base-spostamento in sommità, ottenuti dalle analisi pushover, e con i risultati in termini di deformata allo stato limite considerato, ottenuti sia dalle analisi pushover che dalle analisi dinamiche non lineari.

5.5.1 Telaio 5-3

La Figura 5.11 mostra la deformata ottenuta effettuando l'analisi pushover con *SAP2000*, con la distribuzione di carico laterale proporzionale alla prima deformata modale, definita dalla Equazione 5.3. È possibile notare la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello. Al primo livello, si assiste comunque alla formazione di cerniere plastiche alla base di tutti i pilastri e ala sommità dei pilastri esterni. Come già esposto in precedenza, la procedura DBA è stata applicata, in un primo momento, ipotizzando la formazione di un meccanismo di piano al primo livello, e poi, dopo aver calcolato i valori dello *Sway-demand Index*, è stata ipotizzata la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

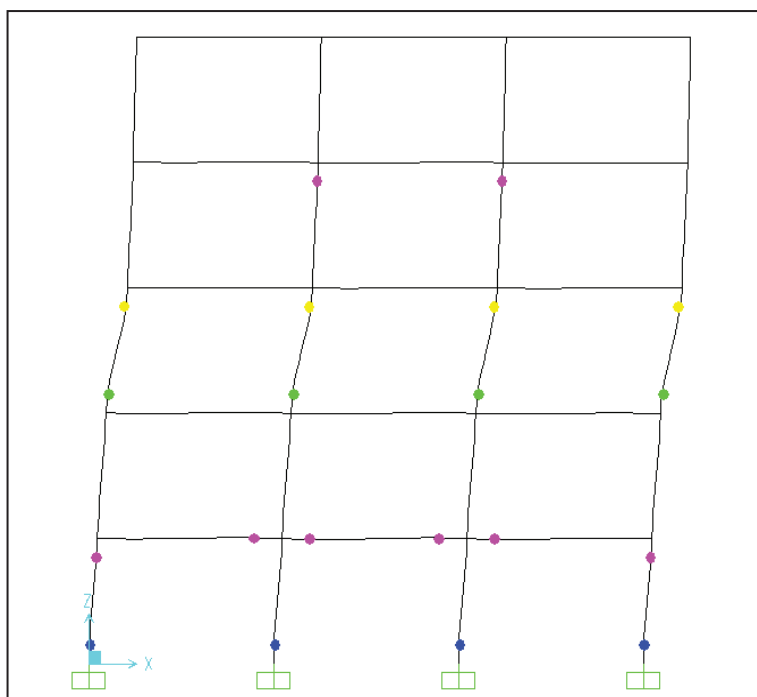


Figura 5.11. Deformata del telaio ottenuta con analisi pushover

La Figura 5.12 mostra quindi il confronto tra le curve di capacità della struttura, ottenute svolgendo le analisi pushover con entrambi le distribuzioni di carico laterale definite dalle Equazioni 5.2 e 5.3, e i risultati della procedura DBA ottenuti ipotizzando un meccanismo di piano distintamente al primo livello e al terzo livello. È possibile osservare che la capacità della struttura in termini di taglio alla base, ottenuta dall'analisi pushover con entrambi le distribuzioni di carico laterale, corrisponde in maniera soddisfacente alla capacità tagliante ottenuta dalla procedura DBA con l'ipotesi di meccanismo al primo livello, mentre il risultato, in termini di

taglio alla base, ottenuto ipotizzando la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello, è più conservativo. La corrispondenza, in termini di capacità tagliante alla base, tra i risultati ottenuti dalle analisi pushover e i risultati della procedura DBA ipotizzando un meccanismo di piano al primo livello, è stata ottenuta sebbene esistano differenze nel profilo della deformata ultima. La ragione di ciò è che nel primo livello in generale si assiste alla formazione di svariate cerniere plastiche, perlomeno alla base dei pilastri. In ogni caso, per valutare la capacità in termini di spostamento in sommità, l'aspetto principale è la previsione della formazione di un meccanismo di piano piuttosto che un meccanismo globale.

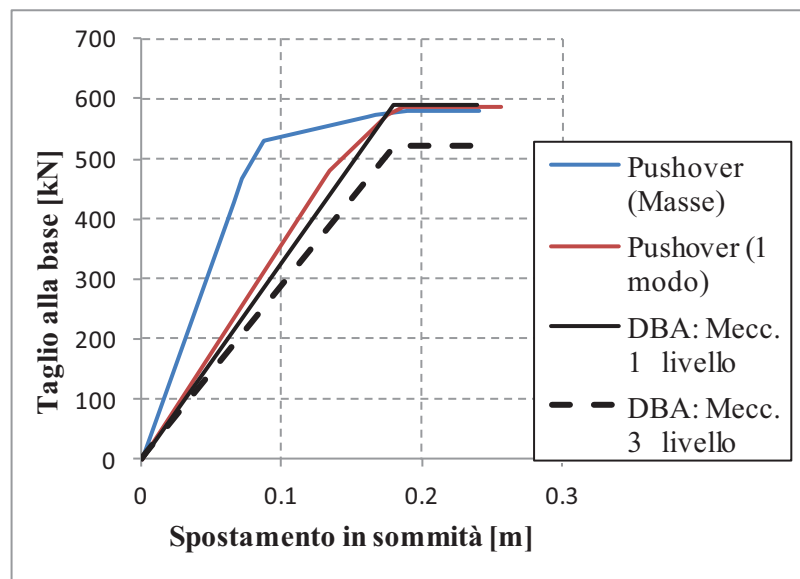


Figura 5.12. Confronto analisi pushover e procedura DBA

Le Figure 5.13 e 5.14 mostrano i risultati ottenuti effettuando le analisi dinamiche non lineari con i sette accelerogrammi descritti in precedenza, in termini di spostamenti di piano e drift di interpiano. Le figure mostrano anche la media dei valori di spostamenti di piano e di drift di interpiano ottenuti.

Le Figure 5.15 e 5.16 mostrano il confronto, in termini di spostamenti di piano e drift di interpiano, tra i risultati ottenuti con la procedura DBA, assumendo distintamente un meccanismo di piano al primo livello e un meccanismo di piano al terzo livello, i risultati delle analisi pushover, svolte con entrambi i profili di carico laterale, e i risultati medi (*MEDIA TH*) ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari. Da tali confronti è possibile notare come il massimo valore di drift di interpiano si abbia al terzo livello e non al primo livello, così come confermato dal profilo degli spostamenti di Figura 5.15. Tali risultati confermano l'ipotesi di formazione di

meccanismo di piano al terzo livello, assunta in fase di applicazione della procedura DBA sul telaio in questione. I profili ultimi degli spostamenti di piano, ottenuti sia con le analisi pushover che con le analisi dinamiche non lineari sono molto simili. In particolare, le analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato una maggiore capacità della struttura in termini di spostamenti. I risultati appena confrontati confermano la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

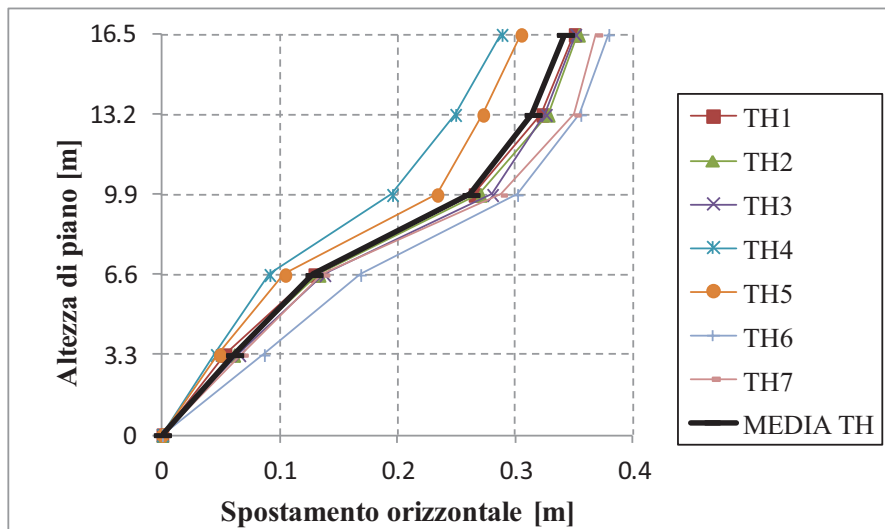


Figura 5.13. Spostamenti di piano ottenuti con le analisi dinamiche non lineari

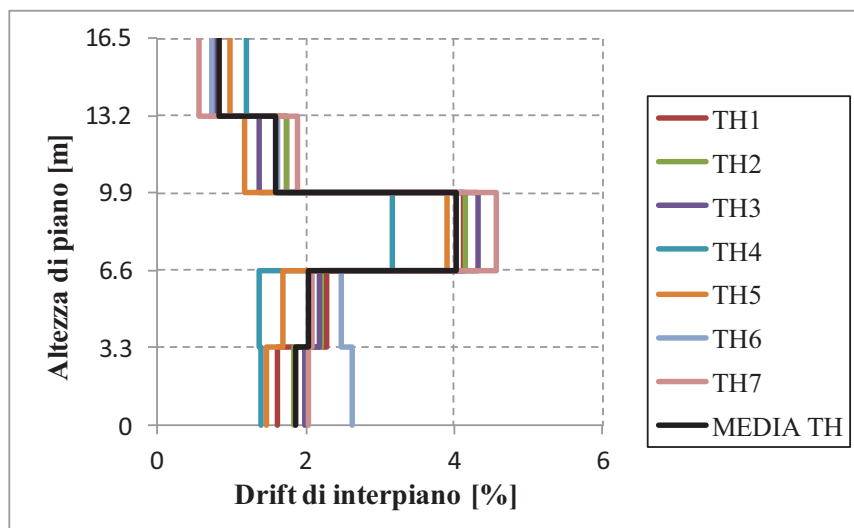


Figura 5.14. Drift di interpiano ottenuti con le analisi dinamiche non lineari

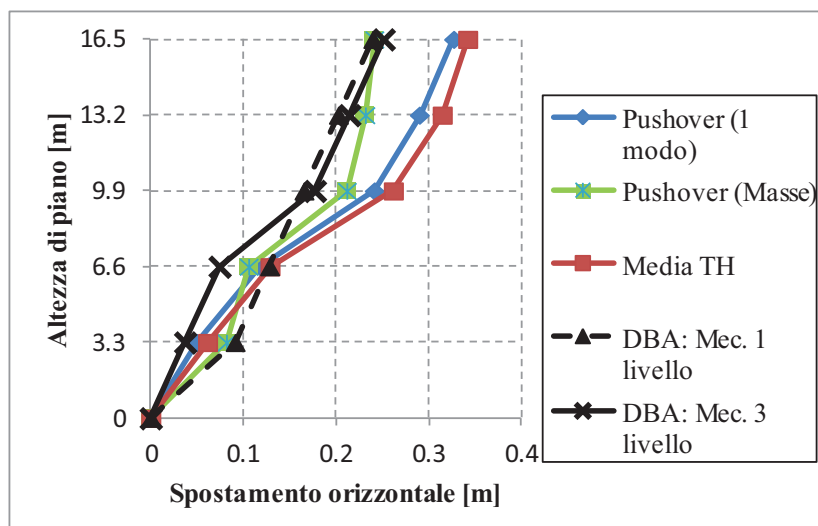


Figura 5.15. Confronto degli spostamenti di piano

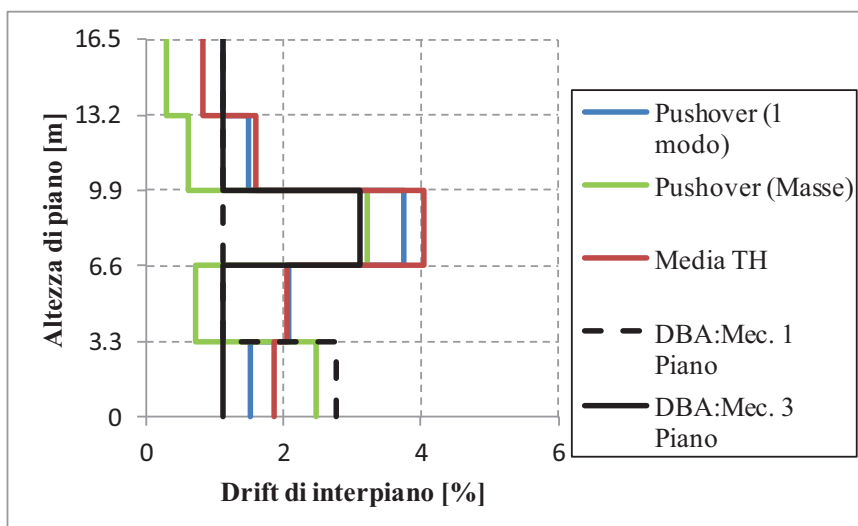


Figura 5.16. Confronto dei drift di interpiano

5.5.2 Telaio 10-3

In Figura 5.17 è riportata la deformata ottenuta effettuando l'analisi pushover con *SAP2000*, con la distribuzione di carico laterale proporzionale alle masse di piano, definita dalla Equazione 5.2. È possibile notare la formazione di un meccanismo misto con la formazione di cerniere plastiche alla base del primo livello, alla sommità dei pilastri del livello 7 e del livello 8 e alle estremità delle travi dei livelli compresi tra il primo e il settimo. Le rotazioni plastiche registrate nelle cerniere dei pilastri sono comunque molto piccole rispetto alle rotazioni plastiche registrate alle estremità delle travi.

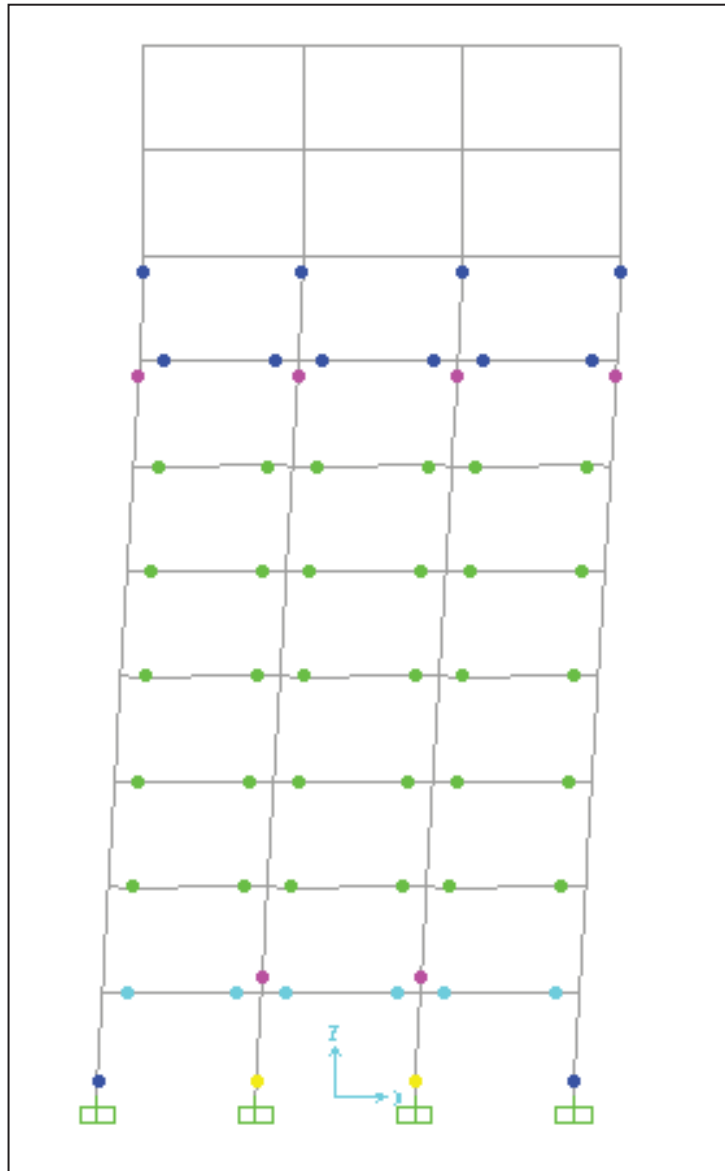


Figura 5.17. Deformata del telaio ottenuta con analisi pushover

In Figura 5.18 è riportato il confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi pushover, svolte con i profili di carico laterale definiti dalle Equazioni 5.2 e 5.3, e i risultati in termini di taglio alla base-spostamento in sommità, ottenuti applicando la procedura DBA, con l'ipotesi di meccanismo globale. È possibile osservare che la capacità in termini di taglio alla base, ottenuta dall'analisi pushover svolta con il profilo di carico laterale definito dalla Equazione 5.2 (forze di piano proporzionali alle masse di piano) corrisponde al taglio alla base previsto dalla procedura DBA, mentre i risultati ottenuti dall'analisi pushover svolta con il profilo di carico laterale definito dalla Equazione 5.3 (forze di piano proporzionali al prodotto tra le masse di piano e la deformata corrispondente al primo modo di

vibrare), confrontati con i risultati della procedura DBA, evidenziano una maggiore capacità della struttura in termini di spostamento in sommità contro una minore capacità tagliante alla base.

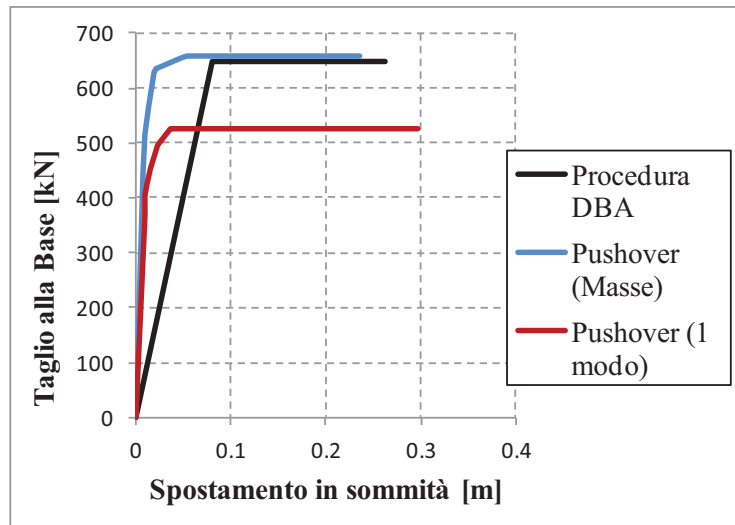


Figura 5.18. Confronto analisi pushover e procedura DBA

Le Figure 5.19 e 5.20 mostrano il confronto, in termini di spostamenti di piano e drift di interpiano, tra i risultati ottenuti con la procedura DBA, i risultati delle analisi pushover, svolte con entrambi i profili di carico laterale, e i risultati medi (Media TH) ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari.

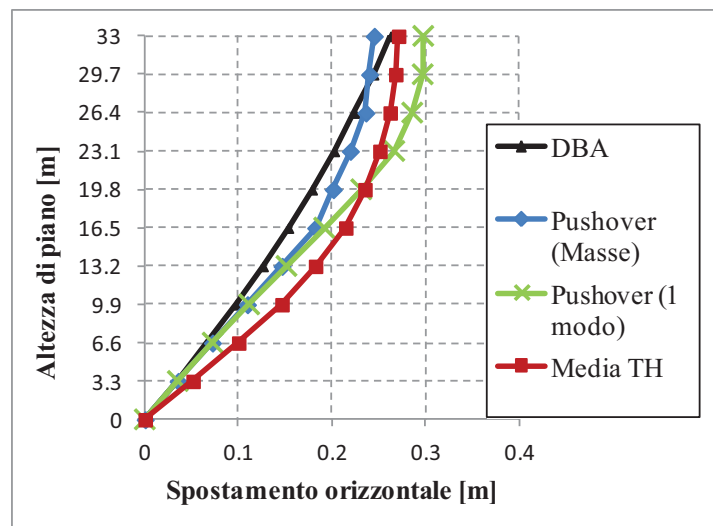


Figura 5.19. Confronto degli spostamenti di piano

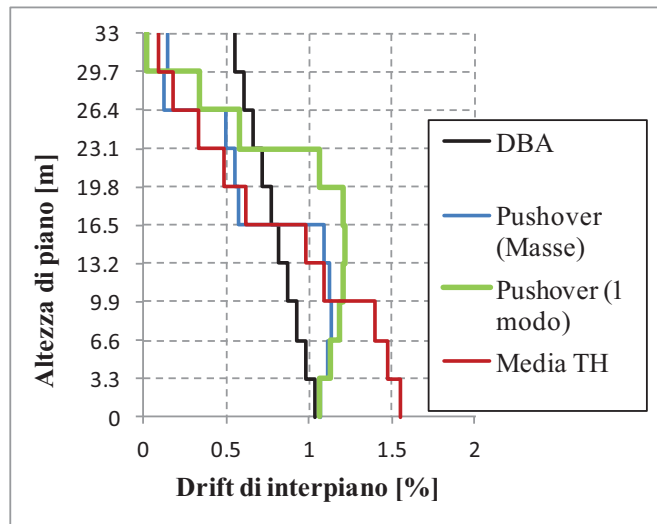


Figura 5.20. Confronto dei drift di interpiano

Da tali confronti è possibile osservare che, per i livelli più bassi, i valori del drift di interpiano, ottenuti dalle analisi non lineari, sono maggiori dei valori ottenuti applicando la procedura DBA, e contrariamente accade per i livelli più alti del telaio. Tuttavia i profili degli spostamenti di piano ottenuti con le analisi pushover e con le analisi dinamiche non lineari confermano l'ipotesi formulata sul probabile meccanismo anelastico atteso (meccanismo globale). Infatti, i valori degli spostamenti di piano ottenuti applicando la procedura DBA sono conservativi rispetto ai corrispondenti valori ottenuti con le analisi non lineari. Bisogna tenere presente che comunque le analisi non lineari, sia statiche che dinamiche, sono state svolte con lo scopo di validare il profilo degli spostamenti ottenuti con la procedura DBA, e in particolare il meccanismo anelastico ipotizzato.

5.5.3 Telaio 5-5

In Figura 5.21 è riportata la deformata ottenuta effettuando l'analisi pushover con *SAP2000*, con la distribuzione di carico laterale proporzionale alle masse di piano, definita dalla Equazione 5.2. È possibile notare la formazione di un meccanismo misto con la formazione di cerniere plastiche alla base del primo livello, alla sommità dei pilastri del livello 7 e del livello 8 e alle estremità delle travi dei livelli compresi tra il primo e il settimo. Le rotazioni plastiche registrate nelle cerniere dei pilastri sono comunque molto piccole rispetto alle rotazioni plastiche registrate alle estremità delle travi.

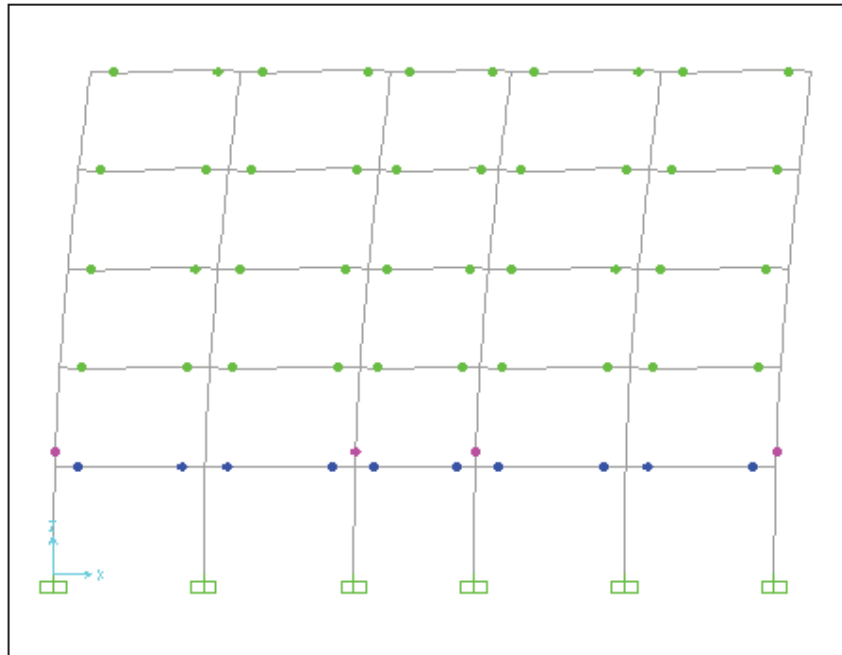


Figura 5.21. Deformata del telaio ottenuta con analisi pushover

In Figura 5.22 è riportato il confronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi pushover, svolte con i profili di carico laterale definiti dalle Equazioni 5.2 e 5.3, e i risultati in termini di taglio alla base-spostamento in sommità, ottenuti applicando la procedura DBA, con l'ipotesi di meccanismo globale. È possibile osservare che la capacità in termini di taglio alla base, ottenuta dall'analisi pushover svolta con il profilo di carico laterale definito dalla Equazione 5.2 (forze di piano proporzionali alle masse di piano) ha una buona corrispondenza col taglio alla base previsto dalla procedura DBA, mentre i risultati ottenuti dall'analisi pushover svolta con il profilo di carico laterale definito dalla Equazione 5.3 (forze di piano proporzionali al prodotto tra le masse di piano e la deformata corrispondente al primo modo di vibrare), confrontati con i risultati della procedura DBA, evidenziano una maggiore capacità della struttura in termini di spostamento in sommità contro una minore capacità tagliante alla base.

Le Figure 5.23 e 5.24 mostrano il confronto, in termini di spostamenti di piano e drift di interpiano, tra i risultati ottenuti con la procedura DBA, i risultati delle analisi pushover, svolte con entrambi i profili di carico laterale, e i risultati medi (Media TH) ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari.

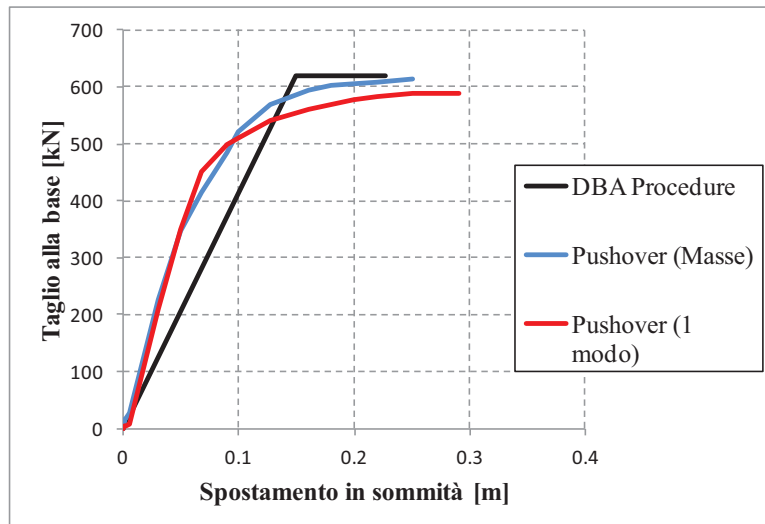


Figura 5.22. Confronto analisi pushover e procedura DBA

Da tali confronti è possibile osservare che, per i livelli più bassi, i valori degli spostamenti di piano, ottenuti dalle analisi non lineari, hanno una buona corrispondenza coi valori ottenuti applicando la procedura DBA, ad eccezione degli spostamenti ottenuti con l'analisi pushover eseguita con profilo di carico proporzionale alle masse, i quali sono leggermente inferiori dei corrispondenti spostamenti ottenuti applicando la procedura DBA. In ogni caso i profili degli spostamenti di piano ottenuti con le analisi pushover e con le analisi dinamiche non lineari confermano l'ipotesi formulata sul probabile meccanismo anelastico atteso (meccanismo globale).

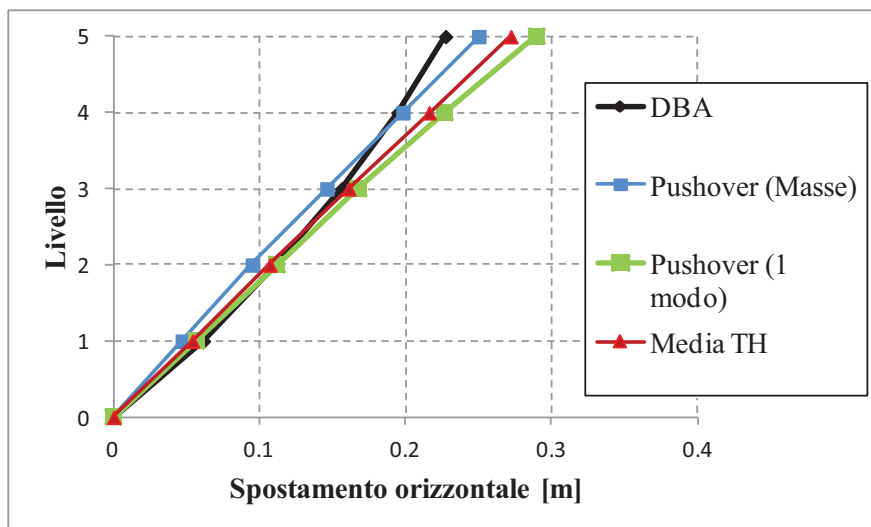


Figura 5.23. Confronto degli spostamenti di piano

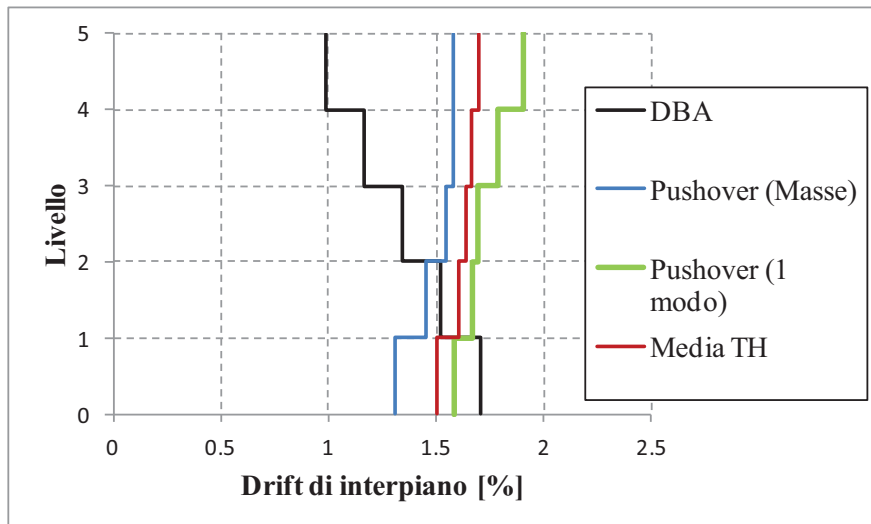


Figura 5.24. Confronto dei drift di interpiano

Da una rilettura dei risultati appena analizzati è possibile affermare che, in genere, le analisi non lineari confermano le ipotesi assunte in sede di applicazione della procedura DBA, relativamente al meccanismo anelastico atteso e alla configurazione deformata ultima. Tuttavia, come già osservato, applicando la procedura DBA, non sempre è immediata la determinazione del meccanismo anelastico atteso sulla base dei valori calcolati dello *Sway-potential Index* (Equazione 3.7) e dello *Sway-demand Index* (Equazione 4.31), e di conseguenza non sempre è immediata la previsione del profilo degli spostamenti di piano allo stato limite considerato.

Nel prossimo capitolo sarà esposta una metodologia alternativa per la previsione del meccanismo anelastico che si basa sull'applicazione dei teoremi dell'*Analisi limite delle strutture*.

6. PROCEDURA ALTERNATIVA PER LA PREVISIONE DEL MECCANISMO ANELASTICO

ABSTRACT

In this chapter an alternative procedure for the prediction of the most-likely inelastic mechanism and limit-state displaced shape is presented. Sometimes, as discussed in Chapter 4, uncertainties could affect the determination of the inelastic mechanism. For a more refined assumption, the calculated values of the Sway-potential Index should be integrated computing, for each floor, the Sway-demand Index. The procedure presented herein is based on application of Limit Analysis theorems, in order to determine, for each frame presented in Chapter 4, the most-likely inelastic mechanism characterized by the lower failure load factor. Once the inelastic mechanism is determined, the base-shear capacity is calculated applying the Principle of Virtual Work.

6.1 INTRODUZIONE

Nel capitolo precedente sono stati presentati i risultati delle analisi non lineari svolte sui telai oggetto di valutazione secondo la procedura DBA, al fine di validare le ipotesi formulate sul meccanismo anelastico atteso e sulla configurazione deformata allo stato limite considerato. Applicando la procedura DBA, il tipo di meccanismo plastico (di piano o globale) può essere approssimativamente ipotizzato in base ai risultati dello *Sway-potential Index*, calcolato per ogni livello del telaio oggetto di valutazione, il quale è funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri confluenti nei nodi del livello considerato ed è un indicatore della gerarchia delle resistenze trave-pilastro, e dello *Sway-demand Index*, calcolato per ogni livello, col quale si tiene conto delle resistenze taglienti relative dei livelli adiacenti al livello considerato.

In alcuni casi può accadere che i valori calcolati dello *Sway-potential Index* S_i e dello *Sway-demand Index* SD_i non siano sufficienti per formulare immediatamente un'ipotesi univoca sul tipo di meccanismo plastico che si svilupperà nel telaio e che deve essere considerato per determinare la capacità della struttura in termini di taglio alla base. Infatti può accadere che, per un dato telaio, si abbia $S_i > 1,0$ per ogni livello oppure per un buon numero di livelli, e che i valori di SD_i non raggiungano i valori massimi per tali livelli. Nel Capitolo 4, per il telaio 5-3, i soli valori di S_i hanno permesso di formulare una prima ipotesi riguardo la formazione di un

meccanismo di piano al primo livello, e solo dopo aver calcolato i valori di SD_i è stato possibile formulare l'ipotesi riguardo la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello, ipotesi in seguito convalidata dai risultati delle analisi non lineari.

Una procedura alternativa per la determinazione del più probabile meccanismo anelastico è rappresentata dall'*Analisi limite* delle strutture. Nel presente capitolo i teoremi dell'Analisi limite saranno applicati ai tre telai studiati nel Capitolo 4, al fine di determinare il meccanismo anelastico e la capacità della struttura in termini di taglio alla base.

6.2 L'ANALISI LIMITE DELLE STRUTTURE

6.2.1 Introduzione

L'*Analisi limite* o *calcolo a rottura* consente di valutare direttamente la capacità portante ultima di una struttura, ovvero di valutare direttamente lo stato limite ultimo di una struttura. Il problema fondamentale dell'*Analisi limite* è la determinazione del valore ultimo λ_c del moltiplicatore dei carichi che la struttura è in grado di sostenere, ossia la determinazione del carico di collasso di una struttura, per il quale si realizzano contemporaneamente le condizioni di equilibrio e plasticità, e la trasformazione della struttura in un meccanismo. Il moltiplicatore ultimo λ_c è indicato anche come moltiplicatore di collasso.

Il moltiplicatore di collasso dei carichi non dipende da eventuali stati di coazione o cedimenti vincolari né dalla rigidità degli elementi strutturali e fornisce quindi una valutazione molto più affidabile e sintetica del grado di sicurezza di una struttura di quella che può fornire una analisi in campo elastico.

Per l'applicazione dell'*Analisi limite* devono essere soddisfatte e verificate le seguenti ipotesi:

- piccoli spostamenti;
- duttilità illimitata;
- plasticità perfetta.

Si introducono quindi le seguenti definizioni:

- *Stato staticamente ammissibile* è ogni stato plasticamente ammissibile che è anche equilibrato, ovvero è in equilibrio con i carichi di riferimento moltiplicati da un assegnato moltiplicatore dei carichi. Il moltiplicatore λ_s per cui ciò accade è detto *moltiplicatore staticamente ammissibile*.

- *Meccanismo cinematicamente ammissibile* è ogni potenziale meccanismo di collasso per cui la potenza esterna risulti positiva. Il corrispondente moltiplicatore dei carichi λ_k è detto *moltiplicatore cinematicamente ammissibile* ed è dato dalla relazione fondamentale seguente:

$$\lambda_k = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} \quad (6.1)$$

dove L_{vi} e L_{ve} sono rispettivamente il *Lavoro virtuale interno* e il *Lavoro virtuale esterno* valutati con riferimento al potenziale meccanismo di collasso.

6.2.2 I teoremi fondamentali dell'Analisi limite

L'applicazione dell'Analisi limite si basa sui teoremi di seguito enunciati:

- *Ogni moltiplicatore staticamente ammissibile è minore od al più uguale ad qualunque moltiplicatore cinematicamente ammissibile.* Per definizione lo stato di collasso incipiente è sia staticamente che cinematicamente ammissibile, pertanto risulta:

$$\lambda_s \leq \lambda_c \leq \lambda_k \quad (6.2)$$

e quindi il moltiplicatore di collasso è l'elemento di separazione tra i due insiemi di moltiplicatori.

- Teorema statico o del limite inferiore:

Il moltiplicatore di collasso è il più grande fra quelli staticamente ammissibili.

- Teorema cinematico o del limite superiore:

Il moltiplicatore di collasso è il più piccolo fra quelli cinematicamente ammissibili.

Il teorema statico può essere enunciato anche nel modo seguente: *la struttura non perviene al collasso sotto un sistema di carichi in corrispondenza del quale esista un insieme di azioni interne in equilibrio con i carichi ed all'interno del dominio di ammissibilità.*

Il teorema cinematico può essere enunciato anche nel modo seguente: *la struttura certamente collassa sotto un sistema di carichi il cui lavoro virtuale esterno è più grande della potenza dissipata in corrispondenza ad un potenziale meccanismo di collasso.*

Inoltre, il moltiplicatore di collasso è unico mentre non sono necessariamente tali né il meccanismo di collasso né la distribuzione delle azioni interne al collasso.

6.3 ANALISI LIMITE DEI TELAI PIANI

6.3.1 Introduzione

Per ognuno dei telai oggetto di studio, le cui caratteristiche sono state espone nel Capitolo 4, è stata svolta l'analisi limite per la determinazione del meccanismo di collasso. Applicando inoltre il Principio dei Lavori virtuali, è possibile determinare la capacità delle strutture in termini di taglio alla base.

Prima della presentazione dei risultati ottenuti, viene esposta brevemente la procedura per un generico telaio e le equazioni risolventi del problema.

6.3.2 Procedura

Considerato un telaio generico, il cui schema strutturale è riportato in Figura 6.1, applicando il teorema cinematico, si vuole valutare il moltiplicatore di collasso per il meccanismo rappresentato nella stessa figura, e di conseguenza la capacità del telaio in termini di taglio alla base.

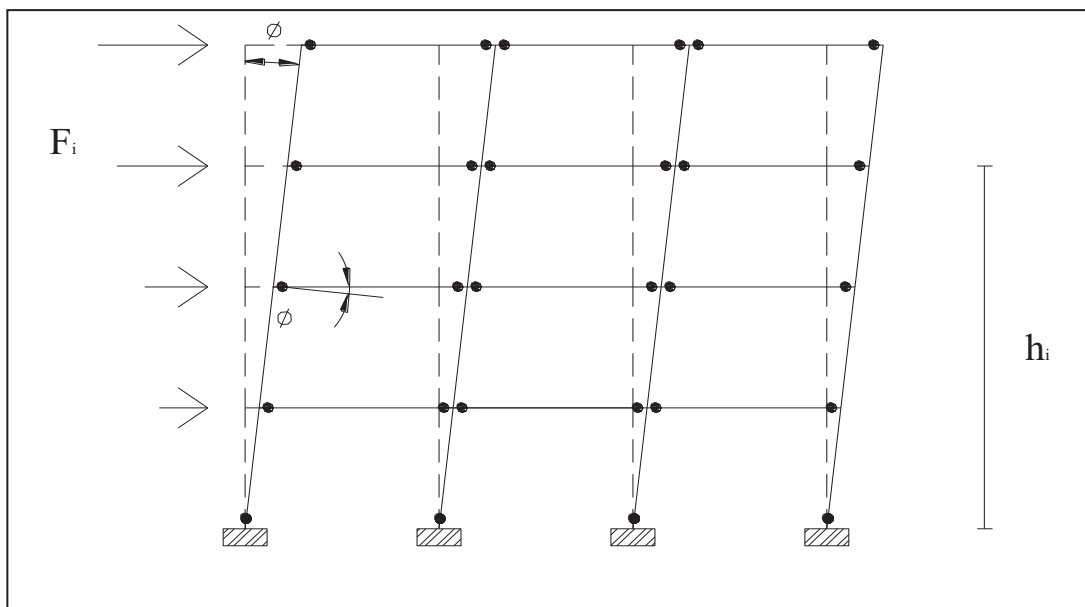


Figura 6.1. Meccanismo di collasso di un telaio generico

Siano F_i le azioni orizzontali agenti sul livello i -esimo generico, la cui altezza dalla base del telaio è pari ad h_i , ed inoltre sia ϕ la rotazione plastica minima registrata negli elementi strutturali all'atto del collasso.

Lo spostamento orizzontale δ_i dei nodi del livello *i-esimo* generico è definito dalla seguente relazione:

$$\delta_i = \phi \cdot h_i \quad (6.3)$$

Il lavoro virtuale compiuto dalle forze esterne è dato dalla seguente relazione:

$$L_{ve} = \sum_i F_i \cdot \delta_i \quad (6.4)$$

dove le azioni orizzontali agenti sull'*i-esimo* livello sono calcolate in base alla deformata corrispondente al primo modo di vibrare e sono quindi pari a:

$$F_i = m_i \cdot \varphi_i \quad (6.5)$$

dove m_i è la massa del piano *i-esimo*, φ_i è lo spostamento di piano corrispondente al primo modo di vibrare.

Il lavoro virtuale interno è dato dalla seguente relazione:

$$L_{vi} = \sum_{i=1}^N M_{res,i} \cdot \phi \quad (6.6)$$

Imponendo l'equilibrio energetico e quindi applicando l'Equazione 6.1 è possibile determinare il moltiplicatore di collasso λ_c .

Il taglio alla base è dato dalla seguente relazione:

$$V_{base} = \lambda_c \cdot \sum_i F_i \quad (6.7)$$

6.4 ANALISI LIMITE DEL TELAIO 5-3

6.4.1 Introduzione

Si applica la procedura appena descritta per la determinazione del meccanismo anelastico del telaio 5-3, le cui caratteristiche sono state descritte nel paragrafo 4.3. In sede di valutazione di tale telaio secondo la procedura DBA, era stata formulata una prima ipotesi in base ai valori calcolati dello *Sway-potential Index*. Tale ipotesi riguardava la formazione di un meccanismo di piano al primo livello. Calcolando i valori dello *Sway-demand Index* è stato possibile affinare la previsione del meccanismo plastico, ipotizzando la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello. La verifica di tale ipotesi viene condotta ora applicando l'*Analisi limite* e confrontando i due meccanismi ipotizzati e studiando anche un meccanismo di tipo globale.

Per maggiore comodità, si riportano nella Tabella 6.1 i parametri necessari al calcolo del moltiplicatore di collasso.

Tabella 6.1. Parametri per la determinazione del meccanismo plastico

Livello	$M_{e,i}$ [kNm]	$M_{i,i}$ [kNm]	$M_{t,i}$ [kNm]	φ_i [m]	m_i [kNs ² /m]	F_i [kN]	h_i [m]	$F_i \times h_i$
5	86.18	146.80	299.99	0.081	60	4.86	16.5	80.19
4	100.84	182.46	299.99	0.072	60	4.32	13.2	57.024
3	113.82	235.62	299.99	0.056	60	3.36	9.9	33.264
2	158.02	314.57	299.99	0.035	60	2.1	6.6	13.86
1	156.08	329.36	299.99	0.014	60	0.84	3.3	2.772
Somma						15.48		187.11

In tale tabella, per l'*i*-esimo livello, $M_{e,i}$ è il momento resistente dei pilastri esterni, $M_{i,i}$ è il momento resistente dei pilastri interni, $M_{t,i}$ è il momento resistente delle travi, calcolati con l'ausilio di *Cumbia*, φ_i è lo spostamento corrispondente al primo modo di vibrare, m_i è la massa di piano, F_i è l'azione orizzontale agente, h_i è l'altezza di piano riferita alla base del telaio.

6.4.2 Meccanismo globale

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di tipo globale rappresentato in Figura 6.2, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

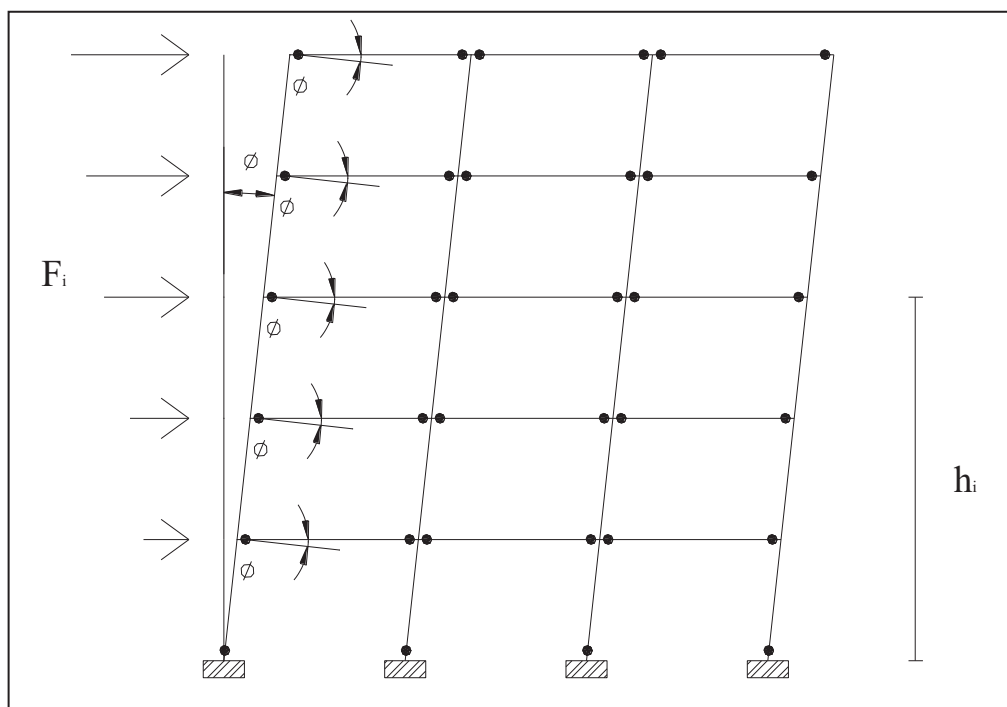


Figura 6.2. Meccanismo globale del telaio 5-3

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = m_i \cdot (\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3 + \varphi_4 h_4 + \varphi_5 h_5) \cdot \phi \quad (6.8)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot (M_{e,1} + M_{i,1} + 15M_{t,1}) \cdot \phi \quad (6.9)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{9970.58}{187.11} = 53.29 \quad (6.10)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 824.88 kN \quad (6.11)$$

6.4.3 Meccanismo di piano al primo livello

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 6.3, applicando il teorema cinematico dell'Analisi limite.

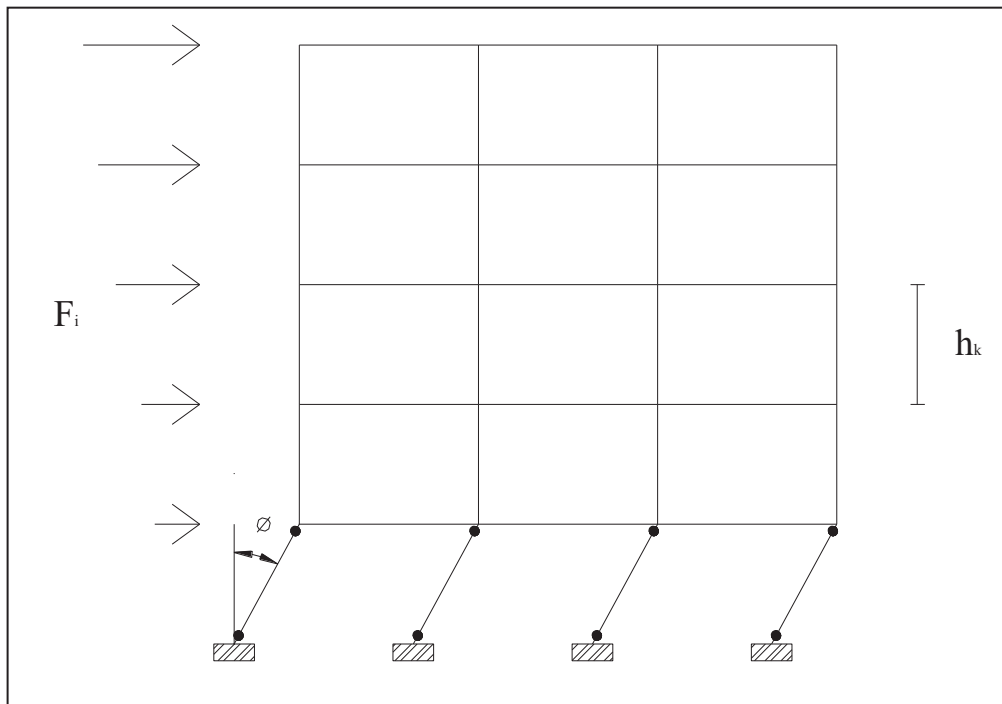


Figura 6.3. Meccanismo di piano al primo livello del telaio 5-3

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \sum_{i=1}^5 F_i \cdot h_i \cdot \phi \quad (6.12)$$

$$L_{vi} = 4 \cdot (M_{e,1} + M_{i,1}) \cdot \phi \quad (6.13)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{1941.76}{51.08} = 38.01 \quad (6.14)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 588.41 kN \quad (6.15)$$

6.4.4 Meccanismo di piano al terzo livello

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 6.4, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

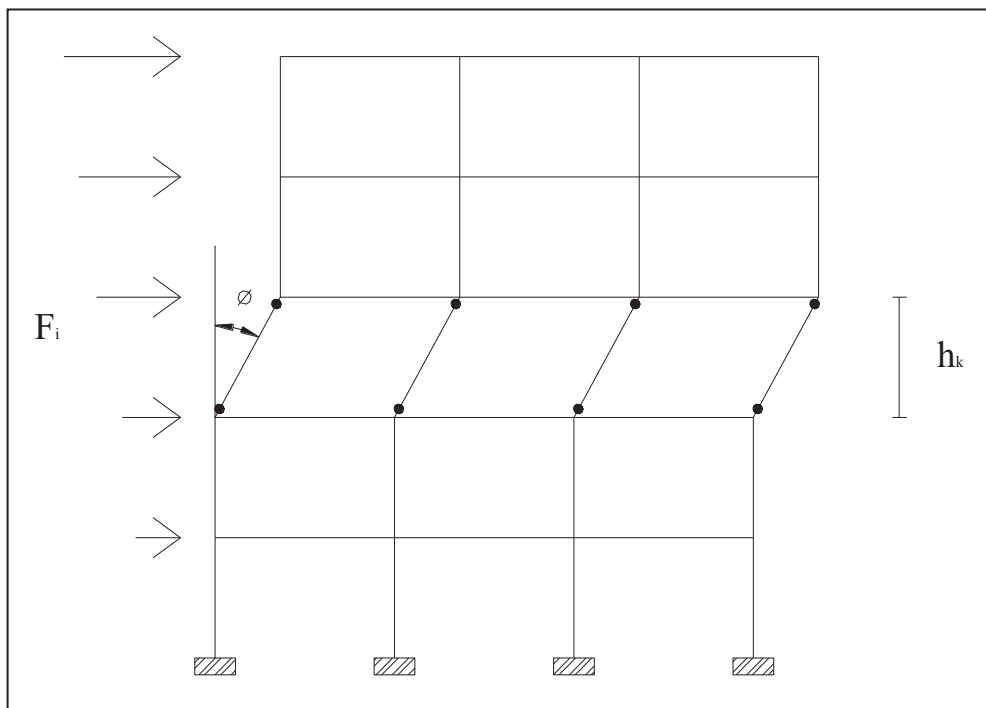


Figura 6.4. Meccanismo di piano al terzo livello del telaio 5-3

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \sum_{i=3}^5 F_i \cdot h_3 \cdot \phi \quad (6.16)$$

$$L_{vi} = 4 \cdot (M_{e,3} + M_{i,3}) \cdot \phi \quad (6.17)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{1397.76}{41.38} = 33.77 \quad (6.18)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 522.87 \text{ kN} \quad (6.19)$$

6.4.5 Confronto dei risultati

In Tabella 6.2 sono riportati i risultati del moltiplicatore di collasso e del taglio alla base, applicando l'*Analisi limite* al Telaio 5-3 ed analizzando i meccanismi anelastici riportati nei paragrafi precedenti. Nella stessa tabella è riportato il valore del taglio alla base ottenuto applicando la procedura DBA con l'ipotesi della formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

Tabella 6.2. Risultati dell'Analisi limite e confronto con procedura DBA

Parametri	Analisi limite			Procedura DBA
	Meccanismo globale	Meccanismo I livello	Meccanismo III livello	
λ	53.29	38.01	33.78	-
V_{base} [kN]	824.89	588.41	522.87	522.85

In tabella è stato evidenziato il valore del moltiplicatore di collasso $\lambda_c = 33.78$, che risulta quindi il minore tra i moltiplicatori dei carichi calcolati ipotizzando i tre meccanismi plastici, avendo applicato il teorema cinematico dell'*Analisi limite*. Ciò indica che il collasso della struttura avviene con elevata probabilità con la formazione di un meccanismo di piano al terzo livello, in accordo a quanto ipotizzato in sede di applicazione della procedura DBA. È da notare inoltre che il valore del taglio alla base, calcolato applicando l'*Analisi limite*, coincide col valore calcolato applicando la procedura DBA. Il meccanismo di piano al terzo livello comporta una minore capacità della struttura in termini di taglio alla base, ma una maggiore capacità in termini di spostamento, rispetto al meccanismo di piano al primo livello.

6.5 ANALISI LIMITE DEL TELAIO 10-3

6.5.1 Introduzione

Si applica la procedura descritta nel paragrafo 6.3 per la determinazione del meccanismo limite del telaio 10-3, le cui caratteristiche sono state descritte nel

paragrafo 4.4. In sede di valutazione di tale telaio secondo la procedura DBA, in base ai valori calcolati dello *Sway-potential Index* e dello *Sway-demand Index* è stata ipotizzata la formazione di un meccanismo globale. La verifica di tale ipotesi viene condotta quindi applicando l'*Analisi limite* e confrontando il meccanismo ipotizzato con un meccanismo misto che prevede la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri del primo livello e alla sommità dei pilastri dell'ottavo livello. Tale meccanismo è stato messo in luce dai risultati delle analisi pushover ed inoltre potrebbe essere ipotizzabile in quanto il valore dello *Sway-potential Index* calcolato per l'ottavo livello, è sensibilmente superiore all'unità.

Per maggiore comodità, si riportano nella Tabella 6.3 i parametri necessari al calcolo del moltiplicatore di collasso.

Tabella 6.3. Parametri per la determinazione del meccanismo plastico

Livello	$M_{e,i}$ [kNm]	$M_{i,i}$ [kNm]	$M_{t,i}$ [kNm]	ϕ_i [m]	m_i [kNs ² /m]	F_i [kN]	h_i [m]	$F_i \times h_i$
10	127.21	107.63	195.97	0.05	62.06	3.08	33.00	101.59
9	145.85	132.88	195.97	0.05	62.06	2.94	29.70	87.37
8	158.24	147.73	195.97	0.04	62.06	2.69	26.40	71.11
7	170.13	271.33	195.97	0.04	62.06	2.35	23.10	54.19
6	222.00	360.39	195.97	0.03	62.06	1.99	19.80	39.32
5	235.33	549.02	195.97	0.03	62.06	1.61	16.50	26.63
4	247.92	634.79	195.97	0.02	62.06	1.24	13.20	16.30
3	307.86	759.08	195.97	0.01	62.06	0.84	9.90	8.36
2	320.51	786.75	195.97	0.01	62.06	0.48	6.60	3.15
1	381.65	989.56	195.97	0.00	62.06	0.16	3.30	0.51
Somma						17.37		408.54

In tale tabella, per l'*i-esimo* livello, $M_{e,i}$ è il momento resistente dei pilastri esterni, $M_{i,i}$ è il momento resistente dei pilastri interni, $M_{t,i}$ è il momento resistente delle travi, calcolati con l'ausilio di *Cumbia*, ϕ_i è lo spostamento corrispondente al primo modo di vibrare, m_i è la massa di piano, F_i è l'azione orizzontale agente, h_i è l'altezza di piano riferita alla base del telaio.

6.5.2 Meccanismo globale

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di tipo globale rappresentato in Figura 6.5, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

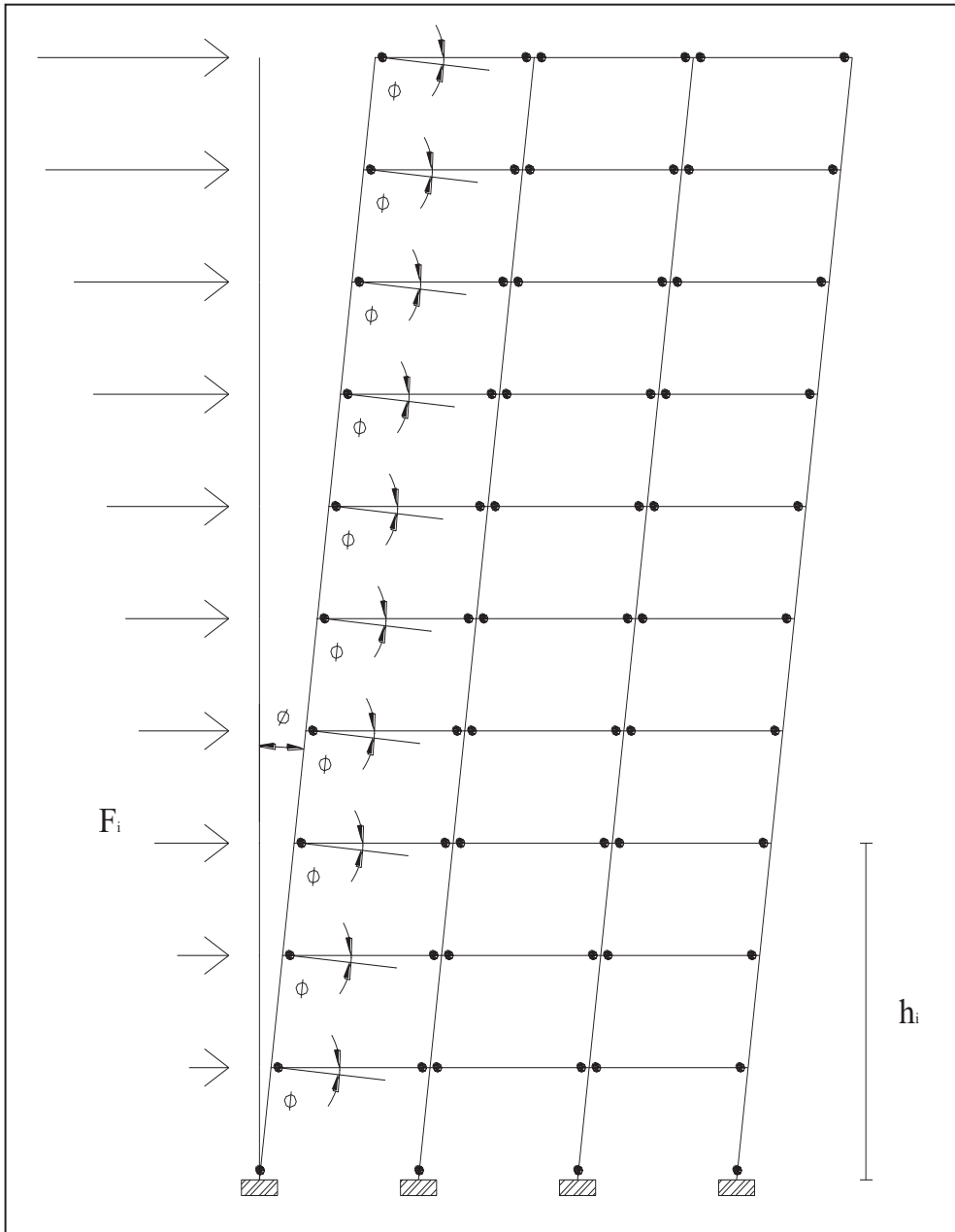


Figura 6.5. Meccanismo globale del telaio 10-3

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \phi \cdot \sum_{i=1}^{10} m_i \phi_i h_i \quad (6.20)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot (M_{e,i} + M_{i,1} + 30M_{t,1}) \cdot \phi \quad (6.21)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{14500.62}{408.54} = 35.49 \quad (6.22)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 616.59kN \quad (6.23)$$

6.5.3 Meccanismo misto

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 6.6, applicando il teorema cinematico dell'Analisi limite.

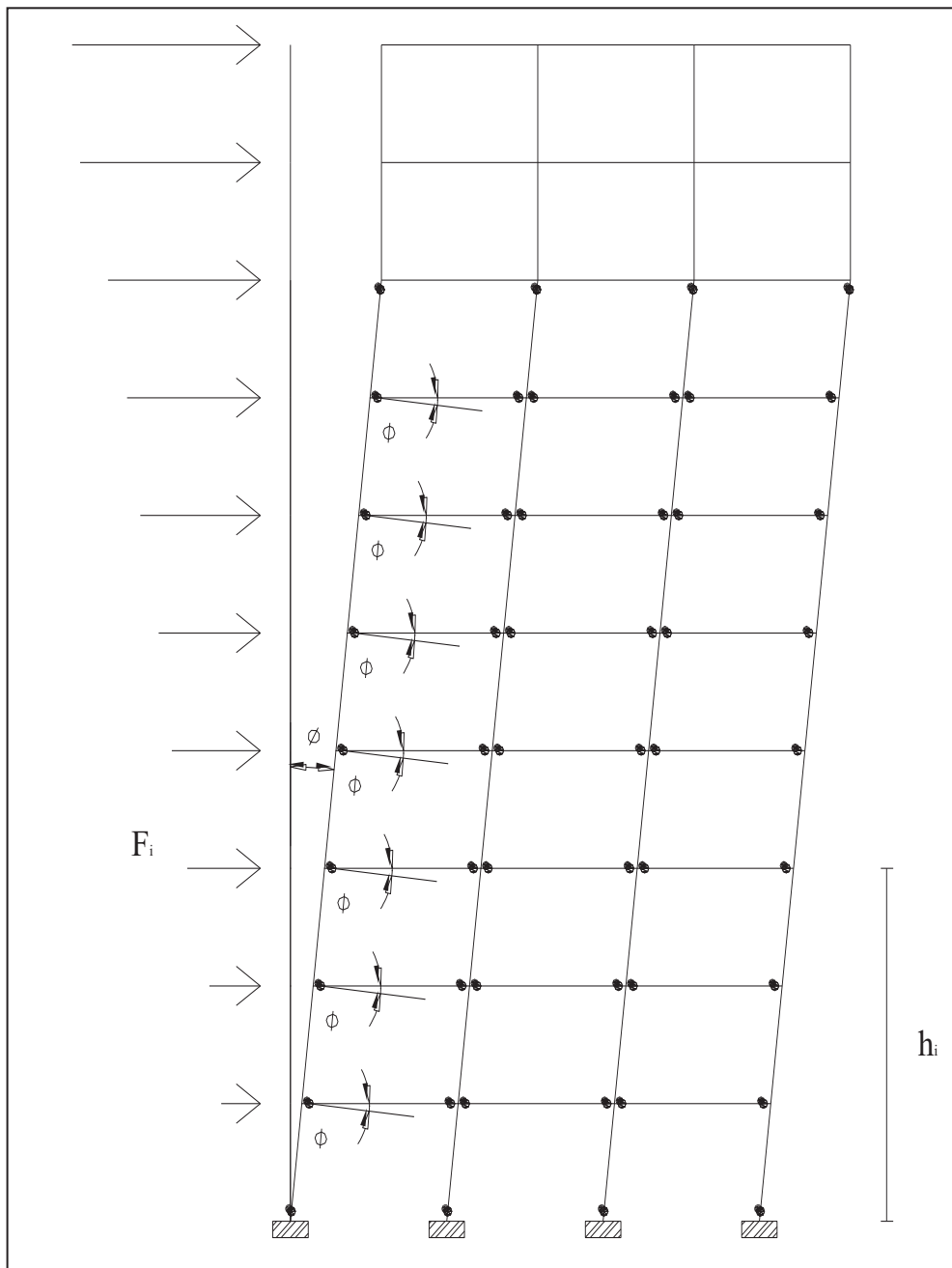


Figura 6.6. Meccanismo misto del telaio 10-3

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \phi \cdot \left(\sum_{i=1}^8 F_i h_i + F_9 \cdot h_8 + F_{10} \cdot h_8 \right) \quad (6.24)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot (M_{e,1} + M_{i,1} + M_{e,8} + M_{i,8} + 21M_{t,1}) \cdot \phi \quad (6.25)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{11585.1}{378.51} = 30.61 \quad (6.26)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 531.7kN \quad (6.27)$$

6.5.4 Confronto dei risultati

In Tabella 6.4 sono riportati i risultati del moltiplicatore di collasso e del taglio alla base, applicando l'*Analisi limite* al Telaio 10-3 ed analizzando i meccanismi anelastici riportati nei paragrafi precedenti. Nella stessa tabella è riportato il valore del taglio alla base ottenuto applicando la procedura DBA con l'ipotesi della formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

Tabella 6.4. Risultati dell'Analisi limite e confronto con procedura DBA

Parametri	Analisi limite		Procedura DBA
	Meccanismo globale	Meccanismo misto	
λ	35.49	30.61	-
V_{base} [kN]	616.59	531.70	647.34

In tabella è stato evidenziato il valore del moltiplicatore di collasso $\lambda_c = 30.61$, che risulta quindi il minore tra i moltiplicatori dei carichi calcolati ipotizzando i due meccanismi plastici, avendo applicato il teorema cinematico dell'*Analisi limite*. Ciò indica che il collasso della struttura avviene, con elevata probabilità, con la formazione di un meccanismo misto che prevede la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri del primo livello e alla sommità dei pilastri dell'ottavo livello, oltre alla formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi comprese tra tali livelli. In sede di applicazione della procedura DBA è stato invece ipotizzato un meccanismo globale. È da notare inoltre che il valore del taglio alla base, calcolato applicando l'*Analisi limite*, è inferiore, seppur di poco, al valore calcolato

applicando la procedura DBA. Ciò probabilmente è dovuto al fatto che, in sede di applicazione dell'analisi limite non sono state considerate alcune cerniere plastiche che effettivamente si formano al settimo livello, come dimostrato dalle analisi pushover. In ogni caso, la determinazione del meccanismo plastico mediante l'Analisi limite è più accurata rispetto all'ipotesi effettuata in sede di applicazione della procedura DBA, in base ai valori dello *Sway-potential Index* e dello *Sway-demand Index*.

6.6 ANALISI LIMITE DEL TELAIO 5-5

6.6.1 Introduzione

Si applica la procedura descritta nel paragrafo 6.3 per la determinazione del meccanismo plastico del telaio 5-5, le cui caratteristiche sono state descritte nel paragrafo 4.5. In sede di valutazione di tale telaio secondo la procedura DBA, in base ai valori calcolati dello *Sway-potential Index* e dello *Sway-demand Index* è stata ipotizzata la formazione di un meccanismo globale. La verifica di tale ipotesi viene condotta quindi applicando l'*Analisi limite* e confrontando il meccanismo ipotizzato con un meccanismo misto che prevede la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri del secondo livello, invece del primo livello. Tale meccanismo è stato messo in luce dai risultati delle analisi pushover ed inoltre potrebbe essere ipotizzabile in quanto la domanda tagliante, rappresentata dal valore dello *Sway-demand Index* calcolato per il secondo livello, è massima.

Per maggiore comodità, si riportano nella Tabella 6.5 i parametri necessari al calcolo del moltiplicatore di collasso.

Tabella 6.5. Parametri per la determinazione del meccanismo plastico

Livello	$M_{e,i}$ [kNm]	$M_{i,i}$ [kNm]	$M_{c,i}$ [kNm]	$M_{t,i}$ [kNm]	ϕ_i [m]	m_i [kNs ² /m]	F_i [kN]	h_i [m]
5	53.95	65.43	61.80	119.49	0.062	89.5	5.549	16.8
4	65.94	88.15	82.51	119.49	0.054	103	5.562	13.5
3	76.80	172.61	164.31	119.49	0.039	103	4.017	10.2
2	87.22	214.39	208.01	119.49	0.024	103	2.472	6.9
1	197.00	358.82	344.48	119.49	0.008	103	0.824	3.6
Somma							18.424	

In tale tabella, per *l*-esimo livello, $M_{e,i}$ è il momento resistente dei pilastri esterni, $M_{i,i}$ è il momento resistente dei pilastri interni corrispondenti al filo I1 (Figura 4.16), $M_{c,i}$ è il momento resistente dei pilastri interni corrispondenti al filo I2

(Figura 4.16), $M_{t,i}$ è il momento resistente delle travi, calcolati con l'ausilio di *Cumbia*, φ_i è lo spostamento corrispondente al primo modo di vibrare, m_i è la massa di piano, F_i è l'azione orizzontale agente, h_i è l'altezza di piano riferita alla base del telaio.

6.6.2 Meccanismo globale

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di tipo globale rappresentato in Figura 6.7, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

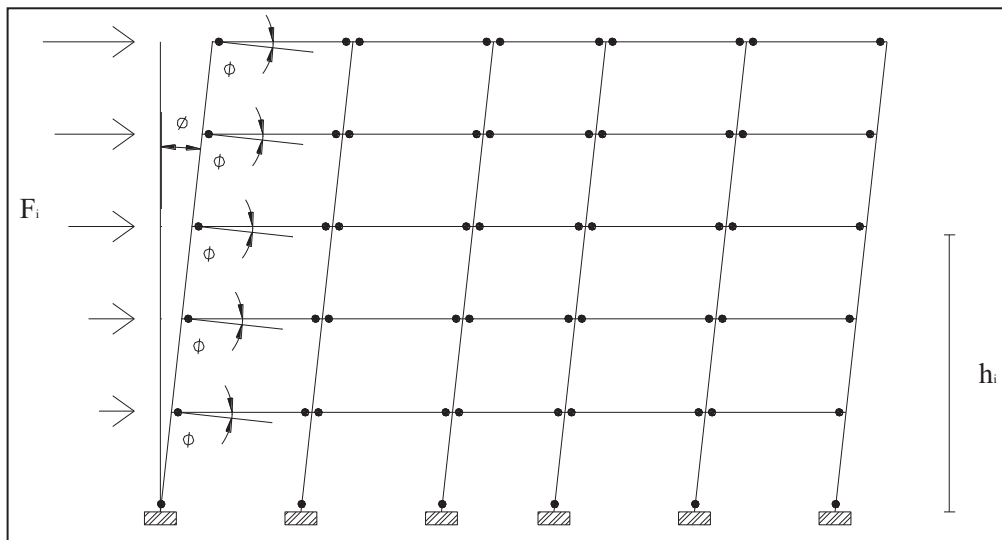


Figura 6.7. Meccanismo globale del telaio 5-5

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \phi \cdot \sum_{i=1}^5 m_i \varphi_i h_i \quad (6.28)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot (M_{e,1} + M_{i,1} + M_{c,1} + 25M_{t,1}) \cdot \phi \quad (6.29)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{7775.1}{229.31} = 33.91 \quad (6.30)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 624.70 \text{ kN} \quad (6.31)$$

6.6.3 Meccanismo misto

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 6.8, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

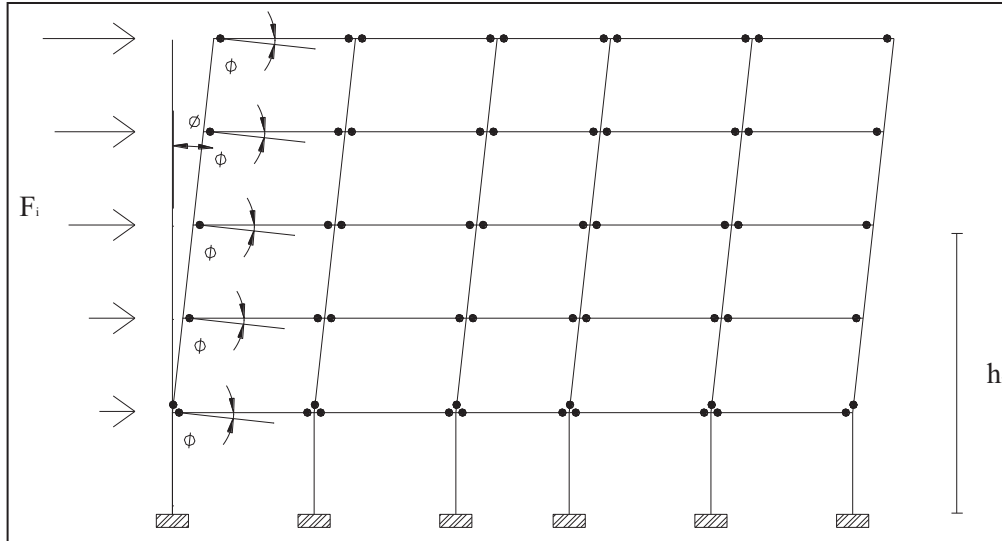


Figura 6.8. Meccanismo misto del telaio 5-5

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \phi \cdot \sum_{i=2}^5 m_i \varphi_i h_i \quad (6.32)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot (M_{e,2} + M_{i,2} + M_{c,2} + 25M_{t,1}) \cdot \phi \quad (6.33)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{6993.74}{226.34} = 30.9 \quad (6.34)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 569.29 kN \quad (6.35)$$

6.6.4 Confronto dei risultati

In Tabella 6.6 sono riportati i risultati del moltiplicatore di collasso e del taglio alla base, applicando l'*Analisi limite* al Telaio 10-3 ed analizzando i meccanismi anelastici riportati nei paragrafi precedenti. Nella stessa tabella è riportato il valore

del taglio alla base ottenuto applicando la procedura DBA con l'ipotesi della formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

Tabella 6.6. Risultati dell'Analisi limite e confronto con procedura DBA

Parametri	Analisi limite		Procedura DBA
	Meccanismo globale	Meccanismo misto	
λ	33.91	30.90	-
V_{base} [kN]	624.70	569.29	620.05

In tabella è stato evidenziato il valore del moltiplicatore di collasso $\lambda_c = 30.90$, che risulta quindi il minore tra i moltiplicatori dei carichi calcolati ipotizzando i due meccanismi plastici, avendo applicato il teorema cinematico dell'*Analisi limite*. Ciò indica che il collasso della struttura avviene, con elevata probabilità, con la formazione di un meccanismo misto che prevede la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri del secondo livello invece del primo livello, oltre alla formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi di tutti i livelli. In sede di applicazione della procedura DBA è stato invece ipotizzato un meccanismo globale. È da notare invece che il valore del taglio alla base, calcolato applicando l'*Analisi limite* secondo il meccanismo globale corrisponde con buona approssimazione al valore calcolato applicando la procedura DBA, mentre invece il valore del taglio alla base calcolato considerando il meccanismo misto è inferiore di circa 50 kN al valore calcolato applicando la procedura DBA. È probabile che il meccanismo plastico effettivo avvenga secondo una configurazione intermedia. Dai risultati delle analisi pushover svolte si evince che la rotazione plastica delle cerniere formatesi al secondo livello non assume il valore ultimo, inoltre è necessario osservare che negli studi effettuati non si è tenuto conto della deformazione dei nodi trave-pilastro.

Dai risultati ottenuti applicando l'*Analisi limite* ai telai studiati è possibile affermare che l'applicazione della procedura contenuta in questo capitolo, ossia la determinazione del meccanismo anelastico mediante l'applicazione dei teoremi dell'*Analisi limite* può costituire una procedura alternativa e complementare per la previsione del meccanismo anelastico e, di conseguenza, per la determinazione della configurazione deformata limite in sede di applicazione della procedura DBA.

7. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI UN EDIFICIO SCOLASTICO SECONDO L'APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI

ABSTRACT

In this chapter the Displacement-based assessment procedure is applied to a real case. a reinforced concrete school building is to be assessed for compliance with a seismicity associated with probabilities of exceedance respectively of 10% in 75 years and 5% in 75 years. The DBA procedure is applied to the central plane frame of a lot of the building. After the determination of the local seismicity, the procedure is applied and the results are compared with results obtained from limit analysis and from non linear analyses, performed to validate the assumption made on inelastic mechanism.

7.1 INTRODUZIONE

Nel presente capitolo si intende verificare la vulnerabilità sismica di un edificio scolastico con struttura portante a telaio in cemento armato, sito nel Comune di Torremaggiore, provincia di Foggia, secondo l'approccio agli spostamenti (Displacement-based Assessment – DBA). In particolare, secondo tale approccio sarà verificato il telaio di spina di un fabbricato costituente il complesso edilizio.

Al fine di acquisire un livello di conoscenza adeguato sono state condotte indagini geologiche al fine di caratterizzare il sito di costruzione. Inoltre è stato effettuato un rilievo geometrico e strutturale completo del fabbricato, oltre ad alcune prove distruttive e non distruttive al fine di poter valutare le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione e poter individuare i dettagli costruttivi. Il percorso di acquisizione del livello di conoscenza della struttura è stato effettuato in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008¹.

7.2 ANALISI DEL SITO DI COSTRUZIONE

7.2.1 Inquadramento

Il complesso edilizio oggetto di studio è situato in un area pianeggiante all'interno del centro abitato. Dalla cartografia del PAI (Piano di Assetto

¹ Decreto Ministeriale 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Idrogeologico) della Regione Puglia si evince che la zona di collocazione delle strutture è adiacente ad aree perimetrate a rischio idrogeologico.

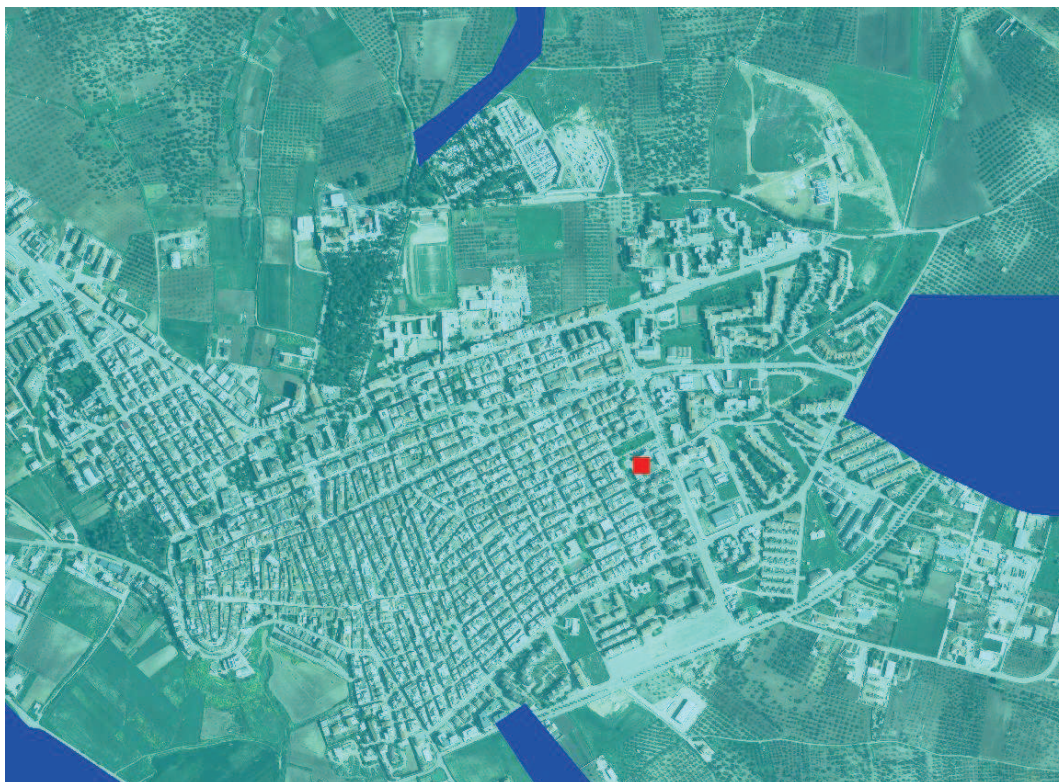


Figura 7.1. Inquadramento del sito nella cartografia PAI

7.2.2 Caratterizzazione sismica del sito

Le NTC 2008, ai fini della classificazione sismica, adottano, per l'individuazione delle zone sismiche, l'OPCM 3519/06 nella quale è riportata la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Il sito di costruzione è stato identificato con le seguenti coordinate geografiche:

- LAT: 41,69124;
- LONG: 15,30093.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare la risposta sismica locale che può essere espressa dalle categorie di suolo che vengono identificate dai valori di V_{s30} (velocità sismiche delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità), di N_{SPT30} (resistenza alla penetrazione in una prova penetrometrica dinamica entro i primi 30 metri di profondità per terreni granulari) o di C_{U30} (coesione non drenata entro i primi 30 metri di profondità – per terreni coesivi).

Per la definizione delle caratteristiche di risposta sismica locale sono state effettuate indagini geognostiche e indagini volte ad individuare il profilo di velocità delle onde di taglio (Multichannel Analysis Surface Waves – MASW).

Sulla base del valore di V_{s30} ottenuto, pari a 269.17 m/s, il suolo indagato rientra nella categoria C, nella quale ricadono rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

7.3 DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica di base costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , definita, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, dallo spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Vengono di seguito descritti i parametri utilizzati per il calcolo della risposta sismica del sito in esame.

7.3.1 Vita nominale della struttura

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in Tabella 7.1:

Tabella 7.1. Vita nominale per diversi tipi di costruzione

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

Nel caso in esame, il complesso edilizio ha una vita nominale pari a 50 anni, essendo una costruzione ordinaria.

7.3.2 *Classi d'Uso*

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

La classe d'uso prevista per il complesso edilizio in esame è la Classe III, trattandosi di un'opera che prevede affollamenti significativi.

7.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , come definito dalla Equazione 7.1:

$$V_R = C_U \times V_N \quad (7.1)$$

In Tabella 7.2 sono definiti i valori del coefficiente d'uso per ogni classe d'uso delle costruzioni.

Tabella 7.2. Coefficienti d'uso delle Costruzioni (NTC 2008)

Classe d'uso	Coefficiente d'uso
I	0.70
II	1.00
III	1.50
IV	2.00

Il valore del coefficiente d'uso, in funzione della classe d'uso del fabbricato oggetto della valutazione, risulta $C_U=1,5$.

7.3.4 Stati limite e probabilità di superamento nel periodo di riferimento

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stati Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi

immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate in Tabella 7.3:

Tabella 7.3. Probabilità di superamento associata agli stati limite

Stato limite	P_{VR}
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

Per la verifica sismica in questione sono stati considerati gli stati limite di Salvaguardia della Vita e Prevenzione del Collasso.

7.3.5 Amplificazione stratigrafica e topografica

Al fine di definire l'azione sismica per il sito di costruzione del fabbricato oggetto di valutazione, si calcolano i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica ai sensi delle NTC 2008.

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C sono pari all'unità. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite in Figura 7.2, rappresentante la Tabella 3.2.V contenuta nel testo

delle NTC 2008, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

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

Figura 7.2. Valori di S_S e C_C per categoria di sottosuolo (Tabella 3.2.V NTC 2008)

In base a tali valori si ottiene, per il sito in esame, $S_S = 1.34$ per lo Stato limite di Salvaguardia della Vita, e $S_S = 1.24$ per lo Stato limite di Prevenzione del Collasso.

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tabella 7.4, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 7.4. Valori del coefficiente topografico

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	-	1.0
T2	Sommità del pendio	1.2
T3	Cresta del rilievo (pendenza < 30°)	1.2
T4	Cresta del rilievo (pendenza > 30°)	1.4

7.3.6 Azione sismica

L'azione sismica di sito adottata è stata ottenuta considerando le seguenti condizioni di stato limite, strategia di progettazione e risposta sismica locale:

- Vita nominale della costruzione V_N 50 anni
- Classe d'uso della costruzione III
- Coefficiente d'uso della costruzione C_U 1.5
- Categoria di suolo C
- Categoria topografica T1

In Tabella 7.5 sono riportati i parametri necessari per la definizione dell'azione sismica, previsti dagli allegati alle NTC 2008, ossia il periodo di ritorno T_R , l'accelerazione massima orizzontale su suolo rigido a_g , il fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale F_0 e il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro con periodo di ritorno assegnato T_C^* . Tali parametri sono associati a ciascuno stato limite, considerati la vita nominale dell'edificio ed il coefficiente d'uso della costruzione.

Tabella 7.5. Parametri di definizione dell'azione sismica

Stato limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	45	0.071	2.4903	0.287
SLD	75	0.092	2.4898	0.301
SLV	712	0.24	2.4505	0.342
SLC	1462	0.313	2.4356	0.352

Considerando lo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), l'azione sismica da considerare è definibile dalla Equazione 7.2:

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.297g \quad (7.2)$$

dove a_{\max} è l'accelerazione di picco orizzontale al suolo.

Considerando lo stato limite di Prevenzione del Collasso (SLC), l'azione sismica da considerare è definibile dalla Equazione 7.3:

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.388g \quad (7.3)$$

dove a_{\max} è l'accelerazione di picco orizzontale al suolo.

7.3.7 Spettri di risposta elastici in accelerazione

In base ai parametri sopra calcolati si definiscono gli spettri di risposta elastici in accelerazione, conformi alle NTC 2008, per gli stati limite rispetto ai quali la struttura dovrà essere valutata, ossia lo Stato limite di Salvaguardia della Vita o lo Stato limite di Collasso.

Riguardo lo Stato limite di Salvaguardia della Vita, lo spettro elastico di risposta in accelerazione, riportato in Figura 7.3, è definito dai seguenti parametri: $a_g=0.24g$, $S=1.34$, $T_B=0.171s$, $T_C=0.51s$, $T_D=2.56s$.

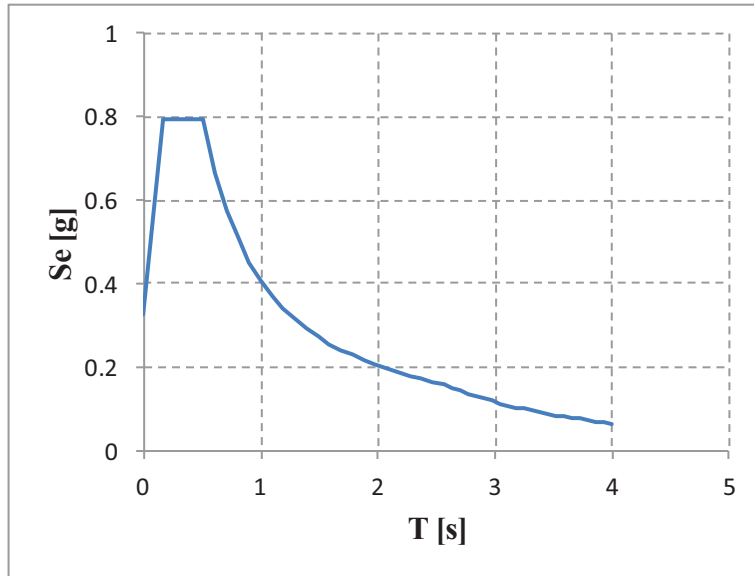


Figura 7.3. Spettro elastico in accelerazione allo SLV

Riguardo lo Stato limite di Prevenzione del Collasso, lo spettro elastico di risposta in accelerazione, riportato in Figura 7.4, è definito dai seguenti parametri: $a_g = 0.313g$, $S = 1.24$, $T_B = 0.174s$, $T_C = 0.522s$, $T_D = 2.856s$.

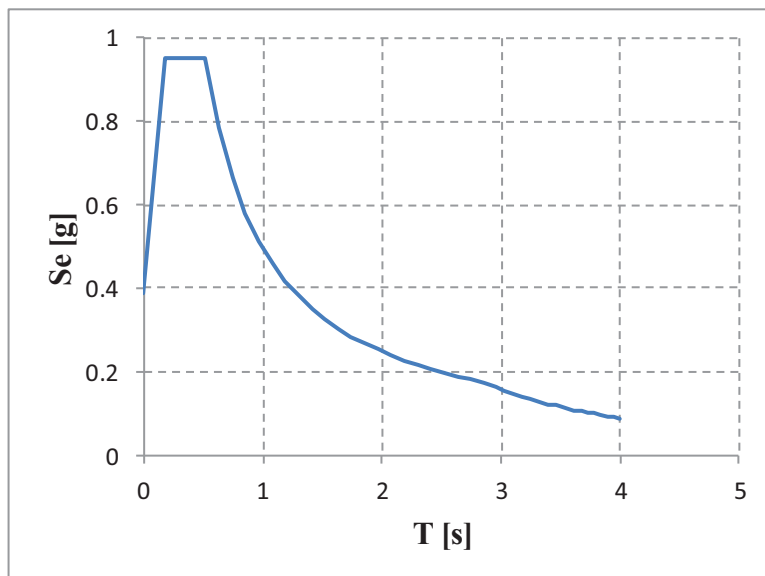


Figura 7.4. Spettro elastico in accelerazione allo SLC

È quindi possibile definire gli spettri elastici in spostamento per i rispettivi stati limite, riportati in Figura 7.5 e in Figura 7.6, che saranno utili per la valutazione con la procedura DBA, le cui ordinate si determinano dai rispettivi spettri elastici in accelerazione mediante la relazione:

$$\Delta_T = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e g \quad (7.4)$$

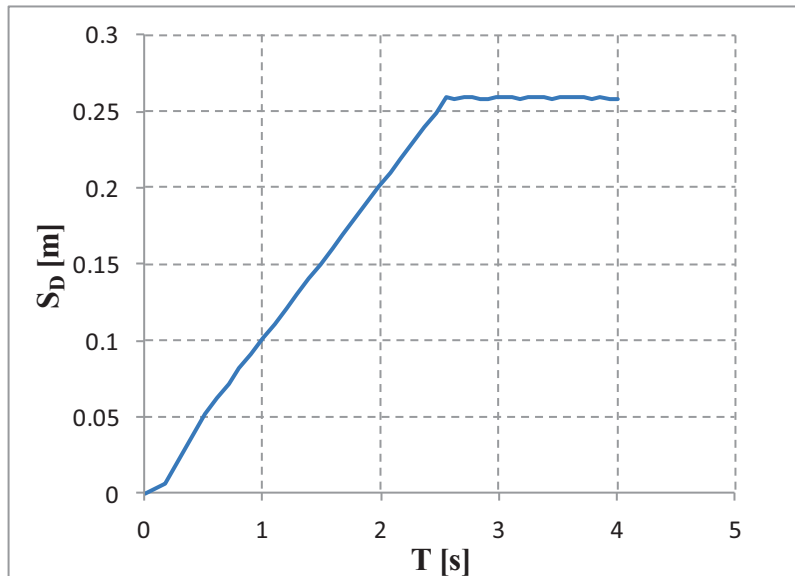


Figura 7.5. Spettro elastico in spostamento allo SLV

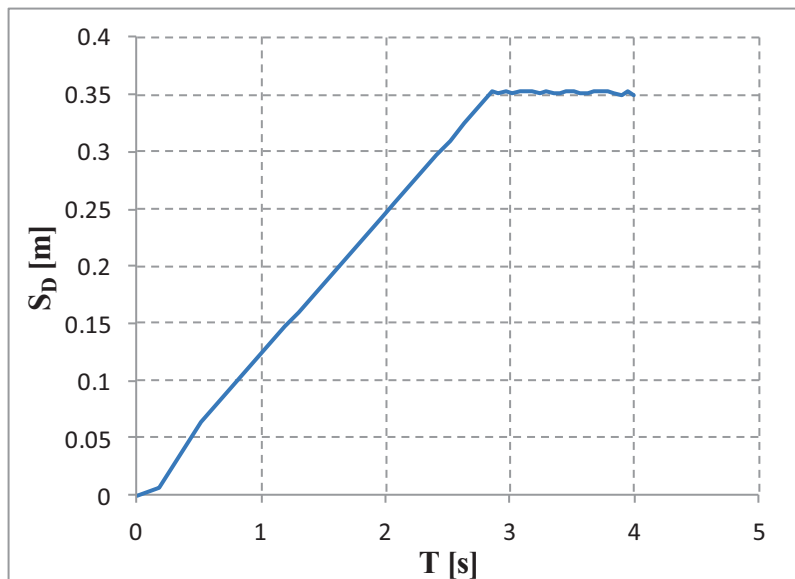


Figura 7.6. Spettro elastico in spostamento allo SLC

7.4 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Attraverso ricerche di archivio è stato possibile reperire solo il progetto architettonico. Tale documentazione non è risultata significativa ai fini dell'acquisizione del livello di conoscenza del fabbricato, pertanto è stato necessario compiere un rilievo geometrico completo e rilievi strutturali volti ad acquisire la

conoscenza dei dettagli costruttivi e delle caratteristiche meccaniche dei materiali, attraverso prove sperimentali distruttive e non distruttive.



Figura 7.7. Vista del Lotto A



Figura 7.8. Vista del Lotto B e del Lotto A

7.4.1 *Descrizione della struttura*

Il complesso edilizio in esame consiste in tre fabbricati realizzati in fasi successive, collegati da giunti strutturali non adeguati. Tali fabbricati saranno denominati “Lotto A”, “Lotto B” e “Lotto Aula Magna” o “Lotto C”.

- Lotto A

Il “Lotto A” è un fabbricato a tre piani fuori terra. Non si hanno notizie del progetto originale, ma si può affermare che il progetto e la realizzazione del fabbricato possono essere inquadrati in un periodo temporale collocato tra il 1969 e il 1975. Tenendo conto delle indicazioni normative e delle consuetudini costruttive dell’epoca, si è assunto cautelativamente che la struttura sia stata progettata per resistere ai soli carichi verticali, senza il rispetto della gerarchia delle resistenze. Tale struttura resistente è costituita da un telaio spaziale in conglomerato cementizio armato, gli orizzontamenti sono in laterocemento con soletta collaborante.

Dai rilievi strutturali effettuati si evince che le fondazioni sono del tipo continuo nastriforme superficiale a trave rovescia; tutto il sistema fondale è realizzato in conglomerato cementizio armato. Il livello a piano di campagna ha un piano di calpestio costituito da soletta di vespaio gettata all’estradosso delle fondazioni più il pavimento.

L’impalcato di calpestio al primo livello è costituito da un solaio in laterocemento di spessore 25+5 cm più il pavimento.

L’impalcato di calpestio al secondo livello è costituito da un solaio in laterocemento di spessore 25+5 cm più il pavimento.

L’impalcato di copertura è in travetti in c.a. e tavelloni di spessore 8 cm con interposta camera d’aria, e soletta di completamento di spessore 5 cm. I tamponamenti sono a doppio paramento di laterizi forati (fodera interna) e blocchi pieni di laterizio (fodera esterna) con interposta camera d’aria.

Nel corso degli anni sono state apportate alcune modifiche ai tramezzi interni con la creazione di nuovi vani, ma senza interventi di rilevanza strutturale.

Le parti in vista di conglomerato cementizio riportano segni di degrado, con espulsione del copri ferro, fenomeno dovuto alla scarsa manutenzione della struttura. Sono anche diffuse zone di umidità dovuta ad infiltrazioni di acqua.

- **Lotto B**

Il “Lotto B” è un fabbricato di tre piani fuori terra. Non si hanno notizie del progetto originale, ma si può affermare che il progetto e la realizzazione del fabbricato possono essere inquadrati in un periodo

temporale collocato tra il 1969 e il 1975, contestualmente al Lotto A. Tenendo conto delle indicazioni normative e delle consuetudini costruttive dell'epoca, si è assunto cautelativamente che la struttura sia stata progettata per resistere ai soli carichi verticali, senza il rispetto della gerarchia delle resistenze. Tale struttura resistente è costituita da un telaio spaziale in conglomerato cementizio armato, gli orizzontamenti sono in laterocemento con soletta collaborante.

Dai rilievi strutturali effettuati si evince che le fondazioni sono del tipo continuo nastroforme superficiale a trave rovescia; tutto il sistema fondale è realizzato in conglomerato cementizio armato. Tra le fondazioni e il primo solaio è presente un intercapedine di altezza pari a 1.90 m. Il primo solaio è realizzato in laterocemento di spessore 25+5 cm più il pavimento. Il secondo solaio è realizzato in laterocemento di spessore 25+5 cm più il pavimento.

L'impalcato di copertura è in travetti in c.a. e tavelloni di spessore 8 cm con interposta camera d'aria, e soletta di completamento di spessore 5 cm. I tamponamenti sono a doppio paramento di laterizi forati (fodera interna) e blocchi pieni di laterizio (fodera esterna) con interposta camera d'aria.

Nel corso degli anni sono state apportate alcune modifiche ai tramezzi interni con la creazione di nuovi vani, ma senza interventi di rilevanza strutturale.

Le parti in vista di conglomerato cementizio riportano segni di degrado, con espulsione del copri ferro, fenomeno dovuto alla scarsa manutenzione della struttura. Sono anche diffuse zone di umidità dovuta ad infiltrazioni di acqua.

- Lotto C

Il "Lotto C" è telaio spaziale di forma ottagonale. Non è stato trovato alcun riferimento riguardo al progetto originale, ma si può affermare che la realizzazione risale al periodo 1989-1991. Il fabbricato è costituito da un'ampia aula ed il solaio di copertura è realizzato in laterocemento dello spessore 25+5 cm.

Le parti in vista di conglomerato cementizio riportano segni di degrado, con espulsione del copri ferro, fenomeno dovuto alla scarsa manutenzione

della struttura. Sono anche diffuse zone di umidità dovuta ad infiltrazioni di acqua.

Nelle Figure seguenti sono riportate le piante degli impalcati con la suddivisione in lotti del complesso edilizio.

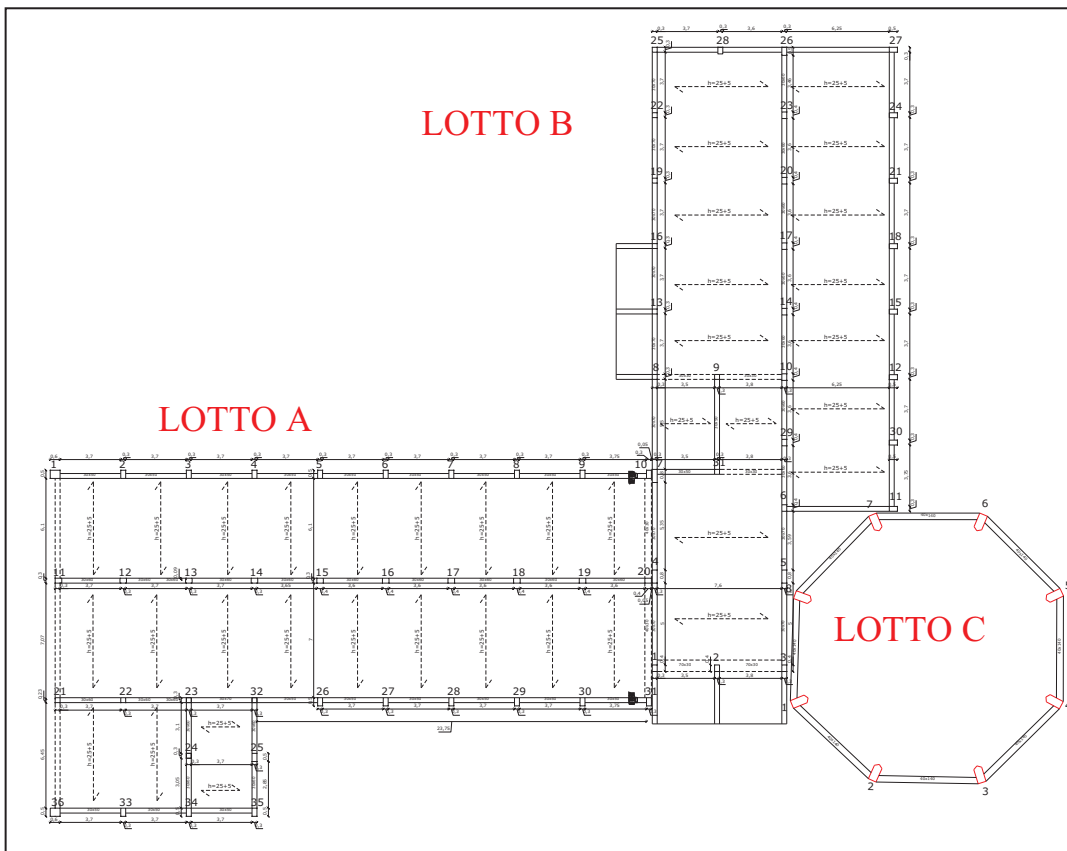


Figura 7.9. Pianta del primo impalcato

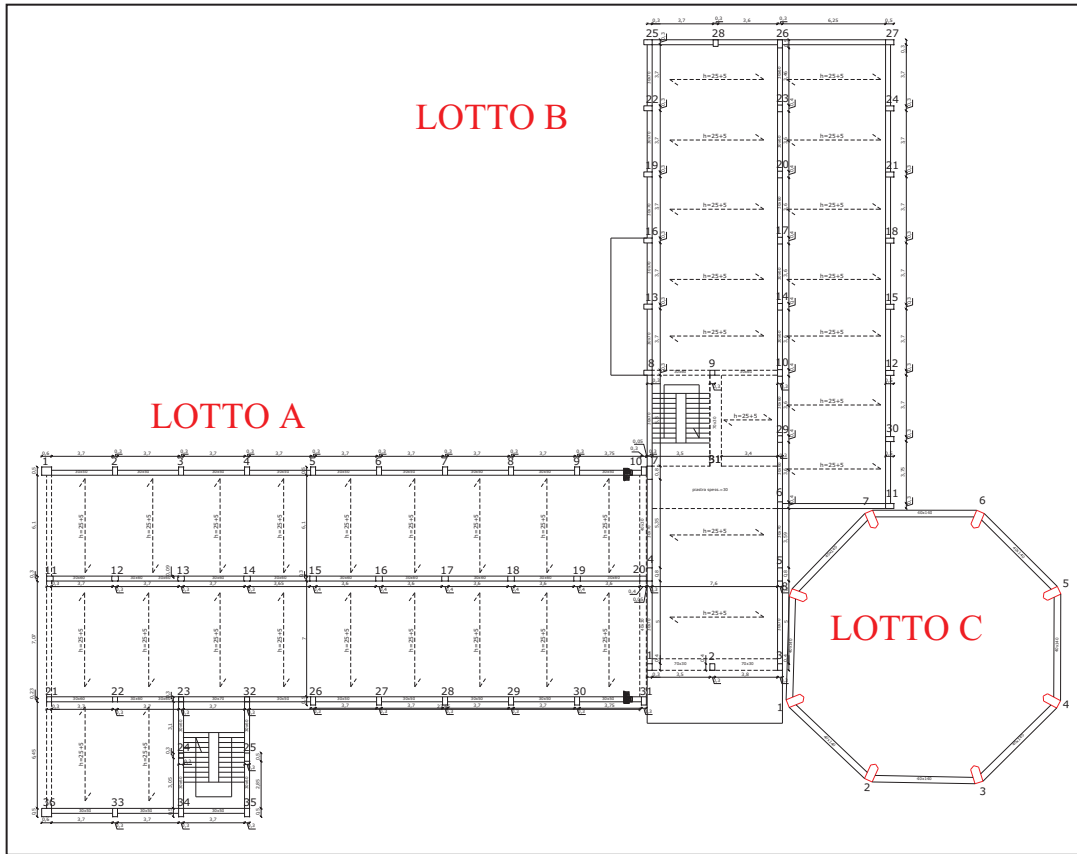


Figura 7.10. Pianta del secondo impalcato

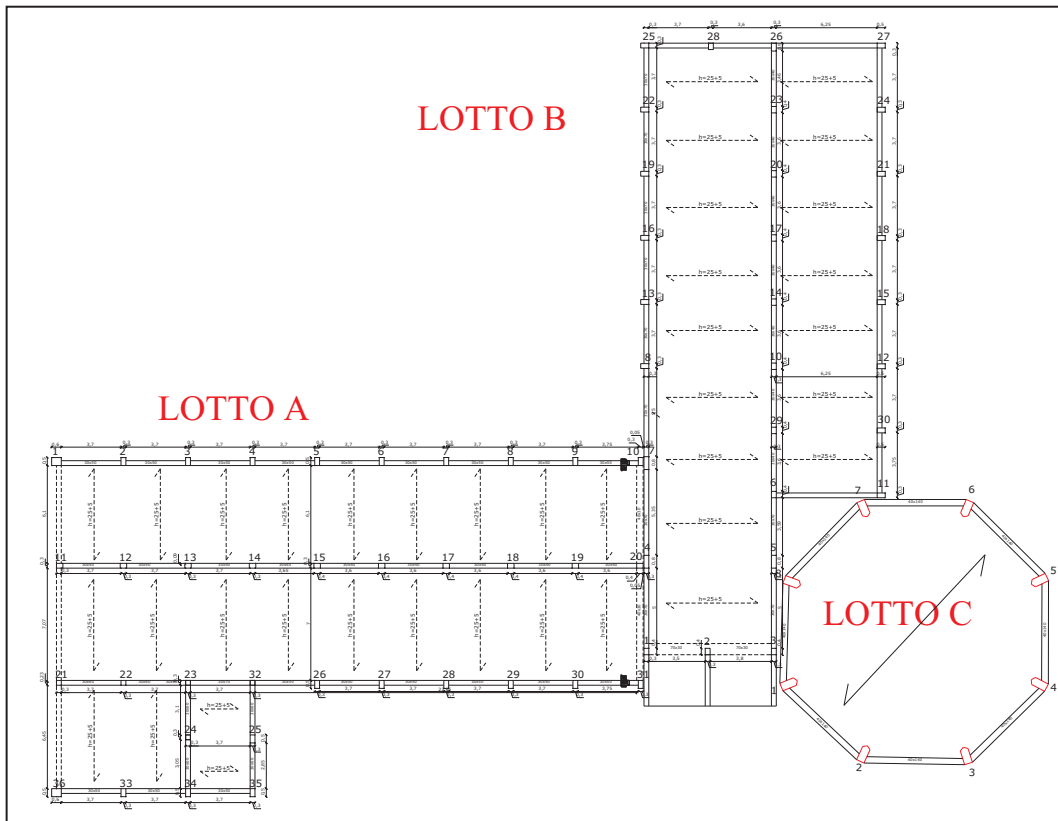


Figura 7.11. Pianta dell'impalcato di copertura

7.4.2 *Storia sismica dei fabbricati*

I tre lotti costituenti il complesso edilizio hanno subito gli eventi sismici che hanno interessato il sito di costruzione dal momento della loro costruzione ad oggi. Gli eventi tellurici di maggiore rilevanza che hanno interessato i fabbricati negli ultimi trenta anni sono (fonte Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia):

- Evento sismico del 23 novembre 1980 con epicentro localizzato in Irpinia, avente magnitudo Richter pari a 6.5 (registrata all'epicentro) (Lotti A-B);
- Evento sismico del 11 marzo 1989 con epicentro localizzato nel distretto sismico Gargano, avente magnitudo Richter pari a 3.9 (registrata all'epicentro) (Lotti A-B);
- Evento sismico del 5 maggio 1990 con epicentro localizzato in provincia di Potenza, avente magnitudo Richter pari a 5.2 (registrata all'epicentro);
- Evento sismico del 30 settembre 1995 con epicentro localizzato nel distretto sismico Gargano, avente magnitudo Richter pari a 4.6 (registrata all'epicentro);
- Sequenza sismica dell'ottobre-novembre 2002 con epicentro localizzato nel distretto sismico dei Monti Frentani, con eventi principali di magnitudo Richter fino a 5.4 (registrata all'epicentro);

I fabbricati sono stati interessati inoltre da eventi sismici di minore rilevanza registrati nella zona del Tavoliere, con magnitudo Richter pari o minore di 3.5.

Non risulta che, a seguito degli eventi tellurici riportati, i fabbricati abbiano subito danni, anche di minore entità, ed inoltre, dai sopralluoghi effettuati, non risulta che siano stati effettuati interventi di miglioramento, adeguamento, riparazione o restauro.

7.4.3 *Indagini in situ*

In assenza di documenti di progetto, per conoscere lo stato conservativo e caratterizzare i materiali degli elementi portanti dell'edificio, sono state eseguite delle verifiche estese in situ.

Il piano delle indagini ha contemplato:

- Rilievo ex novo completo della geometria con verifica a campione su elementi tipologici della disposizione delle armature mediante indagini pacometriche e saggi a vista;

- Indagini sul calcestruzzo in situ mediante prove non distruttive del tipo sclerometriche-ultrasoniche (SONREB);
- Rilievo delle caratteristiche meccaniche mediante estrazione di n°15 campioni cilindrici di diametro 75 mm e n°1 campione da 45 mm + prova di compressione alla pressa;
- Estrazione di n°3 campioni di armatura da 8 mm sottoposti a prove di trazione ;
- Rilievo della carbonatazione su carota;
- Endoscopie in foro per la caratterizzazione di solai e tamponamenti;
- Saggi diretti in fondazione.

Tali indagini hanno consentito di poter conseguire un Livello di conoscenza Adeguato (LC2), secondo quanto prescritto dalle NTC 2008².

Materiale:		Provini cilindrici ricavati mediante taglio con sega diamantata e rettifica meccanica da n. 6 carote D_{nom} 80 mm dichiarate prelevate da elementi strutturali in cemento armato.								

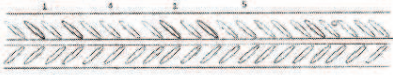
Data prove:		02/03/2012.								
Attrezzatura di prova:		Controls C807 matr. 05021376 Classe 1					Ultima taratura: 21/02/2012.			
N.	Dati dichiarati		Risultati delle prove							
	Sigla/ Etichetta	Posizione in opera (punto di prelievo)	H_{iniz} (mm)	Φ (mm)	$H^{(*)}$ (mm)	Massa volumica (kg/m ³)	Superficie (1)	Carico di rottura (kN)	Resistenza a compressione (N/mm ²)	Tipo di rottura (2)
I	C 1 t	Non dichiarata	110	75	75	2.205,4	A	87,9	19,9	BI
II	C 2 t	Non dichiarata	105	75	75	2.279,9	A	107,7	24,4	SB
III	C 3 t	Non dichiarata	130	75	75	2.233,9	A	86,5	19,6	BI
IV	C 4 t	Non dichiarata	130	75	75	2.213,5	A	67,0	15,2	BI
V	C 5 t	Non dichiarata	120	75	75	2.180,0	A	102,4	23,2	BI
IV	C 6 t	Non dichiarata	140	75	75	2.245,4	A	134,7	30,5	BI
LEGENDA:										
(*) dopo taglio e rettifica del campione eseguiti nel rapporto H/Φ richiesto										
(1): A = superficie asciutta – B = superficie bagnata										
(2): BI: rottura biconica – SB: sfaldamento biconico – SO: sfaldamento obliquo – SG: sgretolamento.										

<i>Il presente certificato riguarda solo i campioni provati e non può essere riprodotto, neanche parzialmente, se non previa autorizzazione scritta da parte del laboratorio.</i>										

Figura 7.12. Stralcio del certificato di prova su carote di calcestruzzo

² Op. cit.

Cantiere:	Indagini strutturali per la verifica della vulnerabilità sismica dell'edificio sede del Liceo Ginnasio "N. Fiani" sito alla via Aspromonte nel Comune di Torremaggiore (FG).								
Materiale:	N. 1 spezzone di barra di acciaio da cemento armato ad aderenza migliorata del diametro nominale di mm 8 dichiarata prelevata da un elemento strutturale in c.a.								

Data prova:	05/03/2012.								
Attrezzatura di prova:	Controls C807 matr. 05021376 Classe 1						Ultima taratura: 21/02/2012.		
Provino N.	Dati dichiarati		Risultati della prova						
	Φ nom (mm)	Sigla/ Etichetta	Lunghezza (mm)	Φ eff (mm)	Sezione (mm ²)	Tensione di snervamento f_y (N/mm ²)	Tensione di rottura f_t (N/mm ²)	Rapporto f_t/f_y	All.Agt (%)
I	8	A.M. 8	815	8,24	53,32	431,5	607,5	1,41	8,1
Marchio di laminazione rilevato:									

<i>Il presente certificato riguarda solo il campione provato e non può essere riprodotto, neanche parzialmente, se non previa autorizzazione scritta da parte del laboratorio.</i>									

Figura 7.13. Stralcio del certificato di prova su barre di acciaio da c.a.

Dal sopralluogo effettuato non sono emersi quadri fessurativi rilevanti negli elementi strutturali. Sono emersi quadri fessurativi nelle zone di contatto tra i fabbricati, dovute alla presenza dei giunti sismicamente non adeguati, come si evince dalla Figura 7.14.



Figura 7.14. Zona di contatto tra i Lotto A e il Lotto B

Bisogna comunque sottolineare che la zona di contatto tra i fabbricati costituisce una singolarità da non trascurare in quanto tale zona è soggetta ad interazioni strutturali non identificabili.

Si è riscontrato inoltre un discreto stato di degrado degli elementi a vista in conglomerato cementizio armato delle coperture, con espulsione del copriferro e corrosione delle barre di armatura. Lo stato di degrado del conglomerato è stato dimostrato anche dalle analisi chimiche effettuate sulla profondità di carbonatazione (Figura 7.15).



Figura 7.15. Misura della profondità di carbonatazione con fenoftaleina

7.5 AZIONI AGENTI E ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato sono le seguenti:

- Pesi propri;
- Pesi permanenti;
- Incidenza dei tamponamenti;
- Carichi variabili per ambienti di categoria C1.

7.5.1 Combinazione delle azioni

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali forniti dalla Equazione :

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} \quad (7.5)$$

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i valori caratteristici dei pesi propri e dei carichi permanenti, Q_{k1} è il valore caratteristico del carico variabile antropico, ψ_{21} è il coefficiente di combinazione pari a 0.6 (ambienti suscettibili di affollamento).

7.5.2 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sugli orizzontamenti dei diversi lotti.

Lotto A

- Solaio di cat. C1, 25+5cm – livello 1:

Peso proprio	4.02 kN/m ²
Permanenti	1.70 kN/ m ²
Carico variabile:	3.00 kN/ m ²
- Solaio di cat. C1, 25+5cm – livello 2:

Peso proprio	4.02 kN/ m ²
Permanenti	1.70 kN/ m ²
Carico variabile:	3.00 kN/ m ²
- Solaio di copertura, 35 cm – livello 3:

Peso proprio	4.02 kN/ m ²
Permanenti	1.00 kN/ m ²
Carico variabile:	1.00 kN/ m ²
Azione dovuta al carico di neve:	0.80 kN/ m ² .

Lotto B

- Solaio di cat. C1, 25+5cm – livello 1:

Peso proprio	4.02 kN/m ²
Permanenti	1.70 kN/ m ²
Carico variabile:	3.00 kN/ m ²
- Solaio di cat. C1, 25+5cm – livello 2:

Peso proprio	4.02 kN/ m ²
Permanenti	1.70 kN/ m ²
Carico variabile:	3.00 kN/ m ²
- Solaio di copertura, 35 cm – livello 3:

Peso proprio	4.02 kN/ m ²
Permanenti	1.00 kN/ m ²

Carico variabile:	1.00 kN/ m ²
Azione dovuta al carico di neve:	0.80 kN/ m ² .

Lotto C

- Solaio di copertura, 30 cm:

Peso proprio	4.10 kN/ m ²
Permanenti	1.00 kN/ m ²
Carico variabile:	1.00 kN/ m ²
Azione dovuta al carico di neve:	0.80 kN/ m ² .

7.6 APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DBA

7.6.1 Introduzione

Si procede quindi alla valutazione della vulnerabilità sismica del telaio di spina del fabbricato costituente il Lotto A. La pianta del piano tipo di tale fabbricato è riportata in Figura 7.16, mentre in Figura 7.17 è riportata la carpenteria del telaio.

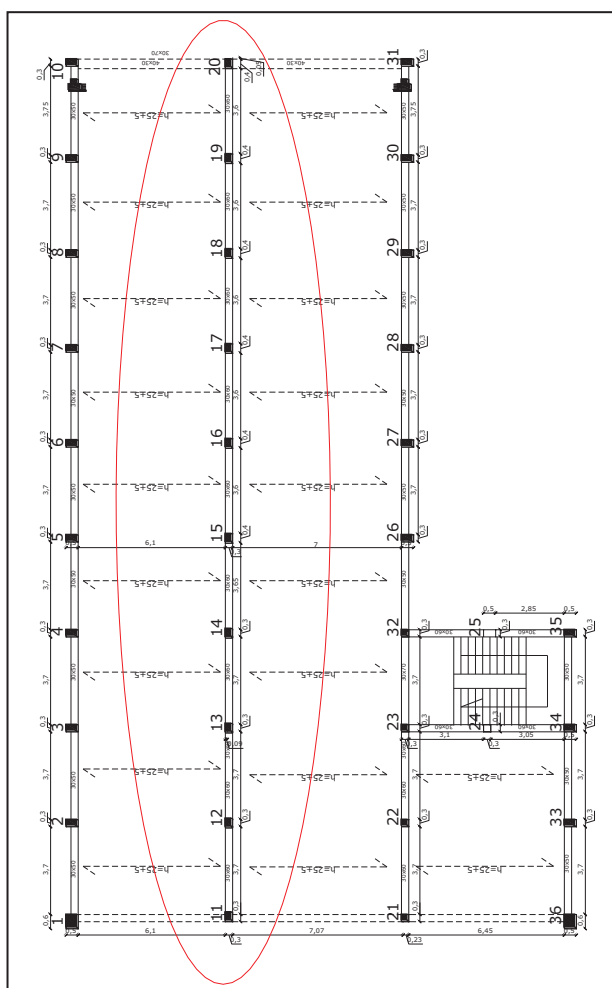


Figura 7.16. Pianta del piano tipo

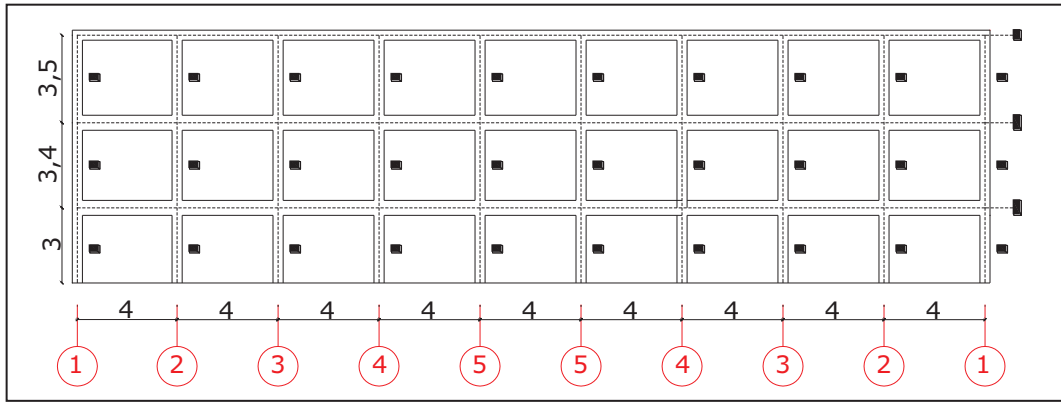


Figura 7.17. Carpenteria del telaio 10-3

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dai risultati delle prove sperimentali effettuate su campioni di calcestruzzo e di acciaio di armatura. Al fine della verifica di vulnerabilità, le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate sono le seguenti:

- Calcestruzzo:
 - Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 19 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza media $f_{ce} = 1.3f_{ck} = 24.7 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio:
 - Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 385 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza media $f_{ye} = 424 \text{ N/mm}^2$

La massa di piano stimata per i livelli intermedi è pari a $190 \text{ kNs}^2/\text{m}$, mentre per il livello di copertura la massa di piano stimata è pari a $152.17 \text{ kNs}^2/\text{m}$.

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche geometriche e le armature relative a travi e pilastri.

Tabella 7.6. Dettagli delle travi del piano di copertura

Sezione	Armatura longitudinale				Staffe	Passo staffe	Copriferro
	Superiore		Inferiore				
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]
30 × 40	4	16	4	16	8	15	3

Tabella 7.7. Dettagli delle travi dei piani intermedi

Sezione	Armatura longitudinale				Staffe	Passo staffe	Copriferro
	Superiore		Inferiore				
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]
30 × 60	5	16	3	16	8	15	3

Tabella 7.8. Dettagli dei pilastri esterni

Sezione	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]	
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	3
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	2
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	1

Tabella 7.9. Dettagli dei pilastri interni

Sezione	Armatura long.		Staffe	Passo staffe	Copriferro	Livello
[cm × cm]	Nr.	ϕ [mm]	ϕ [mm]	[cm]	[cm]	
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	3
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	2
30 × 40	2+2+2	16	8	15	3	1

Dai dettagli costruttivi degli elementi strutturali, riportati nelle tabelle precedenti, si deduce che l'altezza netta di interpiano è pari a 2.70m per il primo livello e 2.80m per il secondo livello e 3.00m per il terzo livello.

7.6.2 Analisi sezionale

La prima fase della procedura, come già esposto nel Capitolo 4, prevede la determinazione della risposta degli elementi strutturali in termini di legame momento-curvatura, al fine di determinare la curvatura limite. Gli stati limite considerati corrispondono allo Stato limite di Salvaguardia della vita e allo Stato limite di Prevenzione del Collasso.

Nelle tabelle 7.10 – 7.14 sono riportati i risultati, relativamente ai pilastri, dell'analisi sezionale svolta con l'ausilio di *Cumbia*. Le tabelle includono i valori dello sforzo normale N , dovuto ai pesi propri, carichi permanenti e variabili, calcolato secondo la combinazione sismica prevista dalle NTC 2008, i valori del momento resistente M_{CN} calcolato nelle sezioni di interfaccia con le travi e i valori

del momento resistente M_{CCL} calcolato al centro del nodo. Inoltre sono riportati i valori della curvatura allo snervamento ϕ_y e della curvatura di operatività ϕ_s . Le tabelle contengono inoltre il valore della curvatura corrispondente allo stato limite di Salvaguardia della Vita ϕ_{Vol} dovuta al grado di confinamento dell'armatura trasversale, e il valore ϕ_u della curvatura ultima.

Tabella 7.10. Parametri sezionali dei pilastri esterni (Filo 1)

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_u [m ⁻¹]
3	54.01	88.44	103.18	0.0102	0.0335	0.2047	0.3883
2	122.75	90.28	109.63	0.0104	0.0342	0.1950	0.3353
1	188.10	103.49	114.99	0.0105	0.0349	0.1733	0.2837

Tabella 7.11. Parametri sezionali dei pilastri al filo 2

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_u [m ⁻¹]
3	106.96	93.16	108.69	0.0103	0.0340	0.2015	0.3637
2	241.12	97.18	118.01	0.0106	0.0355	0.1598	0.2593
1	377.51	112.85	125.39	0.0110	0.0371	0.1305	0.2046

Tabella 7.12. Parametri sezionali dei pilastri al filo 3

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_u [m ⁻¹]
3	103.87	92.85	108.32	0.0103	0.0340	0.2028	0.3655
2	237.27	96.66	117.37	0.0106	0.0354	0.1604	0.2688
1	368.36	112.82	125.35	0.0110	0.0370	0.1324	0.2056

Tabella 7.13. Parametri sezionali dei pilastri al filo 4

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_u [m ⁻¹]
3	104.09	92.56	107.99	0.0103	0.0340	0.2023	0.3659
2	236.56	96.49	117.17	0.0106	0.0354	0.1606	0.2672
1	368.06	112.87	125.41	0.0110	0.0370	0.1324	0.2056

Tabella 7.14. Parametri sezionali dei pilastri al filo 5

LIVELLO	N [kN]	M_{CN} [kNm]	M_{CCL} [kNm]	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_s [m ⁻¹]	ϕ_{Vol} [m ⁻¹]	ϕ_u [m ⁻¹]
3	104.05	92.57	108.00	0.0103	0.0340	0.2023	0.3659
2	236.70	96.60	117.30	0.0106	0.0354	0.1606	0.2678
1	368.13	112.86	125.40	0.0110	0.0370	0.1324	0.2056

Con l'ausilio di *Cumbia* viene determinata anche la resistenza flessionale delle travi, calcolata considerando una deformazione di compressione del calcestruzzo nella fibra estrema della sezione pari a 0.004. I risultati sono riportati nella Tabella 7.15 che include i momenti resistenti calcolati considerando la luce netta delle travi (M_{CF}) e la luce di calcolo (M_{CCL}). Si assume che i momenti resistenti abbiano segno opposto agli estremi opposti delle travi.

Tabella 7.15. Momenti resistenti delle travi

LIVELLO	M_{CF+} [kNm]	M_{CCL+} [kNm]	M_{CF-} [kNm]	M_{CCL-} [kNm]	Luce netta
3	119.92	133.24	119.92	133.24	3.60
2	141.29	156.99	222.28	246.98	3.60
1	141.29	156.99	222.28	246.98	3.60

7.6.3 Determinazione del meccanismo anelastico e della deformata limite (Stato Limite di Salvaguardia della Vita)

Determinati i parametri sezionali, si procede con la determinazione delle rotazioni plastiche θ_p dei pilastri per ogni livello, applicando l'Equazione 3.6 e ricorrendo al concetto di *lunghezza della cerniera plastica* introdotto all'inizio del capitolo. La rotazione plastica, per ogni livello, corrisponde al valore minore calcolato per i pilastri esterni e i pilastri interni. Viene calcolato inoltre il valore dello spostamento plastico Δ_p , inteso come il prodotto tra la rotazione plastica e l'altezza netta di interpiano dei pilastri di un dato livello. I valori sono riportati in tabella 7.16, nella quale ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura allo stato limite considerato e la curvatura allo snervamento.

Tabella 7.16. Rotazioni e spostamenti plastici dei pilastri per livello

LIVELLO	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_{ls} [m ⁻¹]	θ_p [rad]	Δ_p [m]
3	0.0102	0.2015	0.0570	0.1711
2	0.0104	0.1598	0.0446	0.1248
1	0.0105	0.1305	0.0358	0.0966

Per avere un'indicazione approssimativa del meccanismo anelastico si calcolano, per ogni livello, i valori dello *Sway-potential Index* S_i , applicando l'Equazione 3.7, e i valori dello *Sway-demand Index* SD_i , applicando l'Equazione 4.31. In Tabella 7.17 sono riportati i valori di S_i e SD_i per ogni livello.

Tabella 7.17. Valori dello Sway-potential Index e dello Sway-demand Index per ogni livello

LIVELLO	S_i	SD_i
1	1.52	1.000
2	1.63	0.985
3	3.39	0.785

I risultati ottenuti suggeriscono la formazione di un di piano al primo livello, poichè $S_i > 1.00$ e il valore di SDI è massimo a tale livello.

Al fine di individuare la configurazione deformata limite, si calcola il drift di snervamento, applicando la seguente Equazione 7.6, suggerita da Sullivan e Calvi³:

$$\theta_y = 0.43 \varepsilon_y \cdot \frac{h_s}{h_{c,wt}} \quad (7.6)$$

dove ε_y è la deformazione allo snervamento delle barre di armatura longitudinale, h_s è l'altezza di interpiano e $h_{c,wt}$ è l'altezza della sezione trasversale dei pilastri, intesa come media pesata delle altezze di tutti i pilastri di un dato livello, utilizzando come peso la rigidezza degli stessi pilastri ad azioni laterali. I valori del drift di snervamento, calcolato per ogni livello, è riportato in Tabella 7.18.

Tabella 7.18. Drift di snervamento per ogni livello

LIVELLO	θ_y [m ⁻¹]
3	0.007588
2	0.007371
1	0.006504

Gli spostamenti di piano allo snervamento si ottengono applicando la seguente relazione:

$$\Delta_{yi} = \theta_y \cdot H_i \quad (7.7)$$

dove H_i è l'altezza dell'*i-esimo* livello, misurata a partire dalla base del telaio.

Gli spostamenti plastici sono uguali per ogni livello, avendo ipotizzato la formazione di un meccanismo di piano e quindi corrispondono al valore dello spostamento plastico calcolato per il primo livello e quindi riportato alla riga corrispondente della Tabella 7.16. Quindi per il livello *i-esimo* si ha che lo spostamento plastico è dato dalla seguente relazione:

$$\Delta_{pi} = \Delta_{p1} = \theta_{p1} \cdot H_{01} = 0.0966m \quad (7.8)$$

³ Sullivan e Calvi, 2011.

La configurazione deformata allo stato limite considerate è data dalla somma della deformata allo snervamento e degli spostamenti plastici ottenuti. Pertanto, per il livello *i-esimo*, si ha che lo spostamento finale è dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Ai} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} \quad (7.9)$$

I valori dello spostamento allo snervamento Δ_{yi} , dello spostamento plastico Δ_{pi} e dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 7.19, assieme alle altre grandezze che torneranno utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 7.18 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 7.19. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

Livello	Altezza H_i [m]	Massa [kNs ² /m]	Δ_y [m]	Δ_{pi} [m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2 [m]	$\Delta_{Ai}H_i$	$\Delta_{Ai}m_i$
3	9.9	152	0.0711	0.0966	0.1677	0.0281	1.6602	25.4898
2	6.4	190	0.0446	0.0966	0.1411	0.0199	0.9033	26.8164
1	3	190	0.0195	0.0966	0.1161	0.0135	0.3482	22.0548
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Somma					0.4249	0.0615	2.9117	74.3609

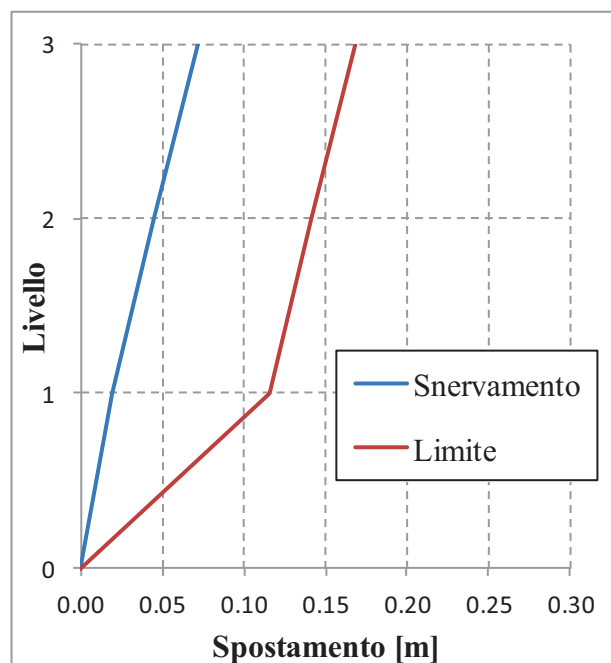


Figura 7.18. Profilo degli spostamenti

7.6.4 Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente (Stato Limite di Salvaguardia della Vita)

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.15. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = \sum_{j=1}^m M_{Cj,b} + M_{Cj,t} / H_{01} = 867.72kN \quad (7.10)$$

dove $M_{Cj,b}$ e $M_{Cj,t}$ sono i momenti resistenti dei pilastri calcolati alla base e in corrispondenza dell'asse geometrico della travata del livello 1 e la sommatoria ed m è il numero di stilate, H_{01} è altezza del primo livello.

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Lo spostamento della struttura è dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Cap} = \frac{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}^2}{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}} = 0.145m \quad (7.11)$$

La massa effettiva vale:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^5 m_i \Delta_{Ai}}{\Delta_A} = 513.64 kNs^2/m \quad (7.12)$$

dove m_i sono le masse di piano.

L'altezza effettiva vale:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai} H_i}{\sum_{i=1}^5 \Delta_{Ai}} = 6.85m \quad (7.13)$$

dove H_i sono le altezze dei piani misurate a partire dalla base della struttura e riferite all'asse geometrico delle travi.

Lo spostamento allo snervamento vale:

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e = 0.055m \quad (7.14)$$

e quindi la duttilità di struttura vale:

$$\mu = \frac{\Delta_{Cap}}{\Delta_y} = 2.62 \quad (7.15)$$

È possibile definire quindi lo smorzamento viscoso equivalente, che secondo Priestley⁴ *et al.* È definito dalla seguente relazione:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) = 0.137 \quad (7.16)$$

e quindi il fattore di riduzione spettrale corrispondente allo smorzamento ξ_{eq} è definito come:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5} = 0.730 \quad (7.17)$$

La capacità della struttura, in termini di spostamento elastico equivalente, si ottiene dunque applicando il fattore di riduzione spettrale R_{ξ} allo spostamento Δ_{Cap} della struttura equivalente:

$$\Delta_{Cap,el} = \frac{\Delta_{Cap}}{R_{\xi}} = 0.198m \quad (7.18)$$

Calcolato il taglio alla base e definiti i parametri della struttura SDOF equivalente, si procede col determinare se l'effetto P- Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha che:

Momento P- Δ :

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 438.63kNm \quad (7.19)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 5946.07kNm \quad (7.20)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_{\Lambda} = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.073 > 0.05 \quad (7.21)$$

Considerando il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P- Δ . Pertanto la rigidità effettiva della struttura equivalente è data dalla seguente relazione:

$$k_A = \frac{V_{base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} = 5772.59 kN/m \quad (7.22)$$

con C=0.5.

Il periodo effettivo della struttura equivalente vale:

⁴ Priestley *et al.*, 2007, Capp. 4, 5, 13.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_A}} = 1.87s \quad (7.23)$$

7.6.5 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 7.5 e riproposto in Figura 7.19, si deduce che per un periodo pari a $T = T_e = 1.87s$ l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.190m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 1.044 \quad (7.24)$$

La Figura 7.19 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_ξ . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

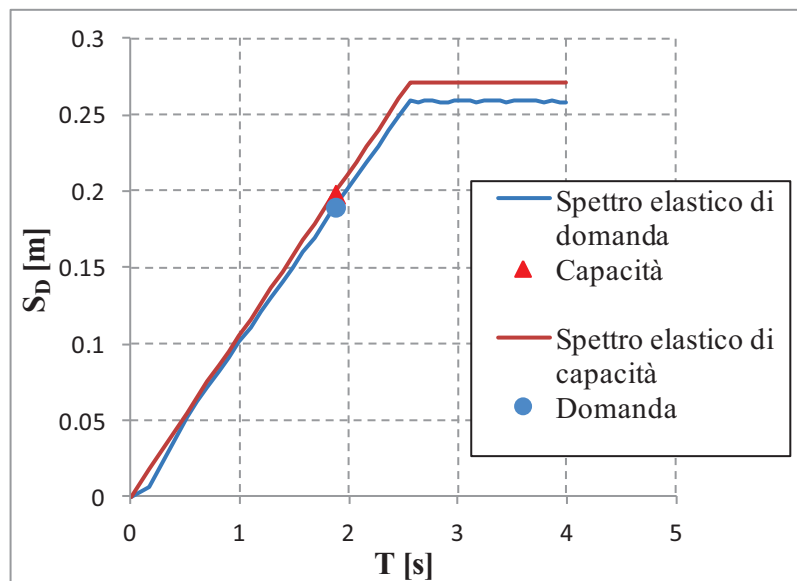


Figura 7.19. Valutazione della struttura allo SLV

7.6.6 Determinazione della deformata limite (Stato Limite di Collasso)

Determinati i parametri sezionali, si procede con la determinazione delle rotazioni plastiche θ_p dei pilastri per ogni livello, applicando l'Equazione 3.6 e viene calcolato inoltre il valore dello spostamento plastico Δ_p , inteso come il prodotto tra la rotazione plastica e l'altezza netta di interpiano dei pilastri di un dato livello. I

valori sono riportati in tabella 7.20, nella quale ϕ_{ls} e ϕ_y sono, rispettivamente, la curvatura ultima e la curvatura allo snervamento.

Tabella 7.20. Rotazioni e spostamenti plastici dei pilastri per livello

LIVELLO	ϕ_y [m ⁻¹]	ϕ_{ls} [m ⁻¹]	θ_P [rad]	Δ_P [m]
3	0.0102	0.3637	0.1054	0.3162
2	0.0104	0.2593	0.0742	0.2078
1	0.0105	0.2046	0.0579	0.1563

Gli spostamenti plastici sono uguali per ogni livello, avendo ipotizzato la formazione di un meccanismo di piano e quindi corrispondono al valore dello spostamento plastico calcolato per il primo livello e quindi riportato alla riga corrispondente della Tabella 7.20. Quindi per il livello *i-esimo* si ha che lo spostamento plastico è dato dalla seguente relazione:

$$\Delta_{pi} = \Delta_{p1} = \theta_{p1} \cdot H_{01} = 0.1563m \quad (7.25)$$

La configurazione deformata allo stato limite considerate è data dalla somma della deformata allo snervamento e degli spostamenti plastici ottenuti. Pertanto, per il livello *i-esimo*, si ha che lo spostamento finale è dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Ai} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} \quad (7.26)$$

I valori dello spostamento allo snervamento Δ_{yi} , dello spostamento plastico Δ_{pi} e dello spostamento totale Δ_{Ai} , per ogni piano, sono riportati in Tabella 7.21, assieme alle altre grandezze che torneranno utili per la definizioni della struttura ad un grado di libertà equivalente. Le altezze riportate, calcolate rispetto alla base del telaio, sono riferite agli assi geometrici delle travi. La Figura 7.20 illustra il profilo degli spostamenti calcolati.

Tabella 7.21. Valori degli spostamenti e parametri correlati per ogni livello

Livello	Altezza H _i [m]	Massa [kNs ² /m]	Δ_y [m]	Δ_{pi} [m]	Δ_{Ai} [m]	Δ_{Ai}^2 [m]	$\Delta_{Ai}H_i$	$\Delta_{Ai}m_i$
3	9.9	152	0.0711	0.1563	0.2274	0.0517	2.2512	34.5639
2	6.4	190	0.0446	0.1563	0.2008	0.0403	1.2854	38.1590
1	3	190	0.0195	0.1563	0.1758	0.0309	0.5273	33.3974
0	0		0	0	0	0	0	0
Somma					0.6040	0.1229	4.0639	106.1202

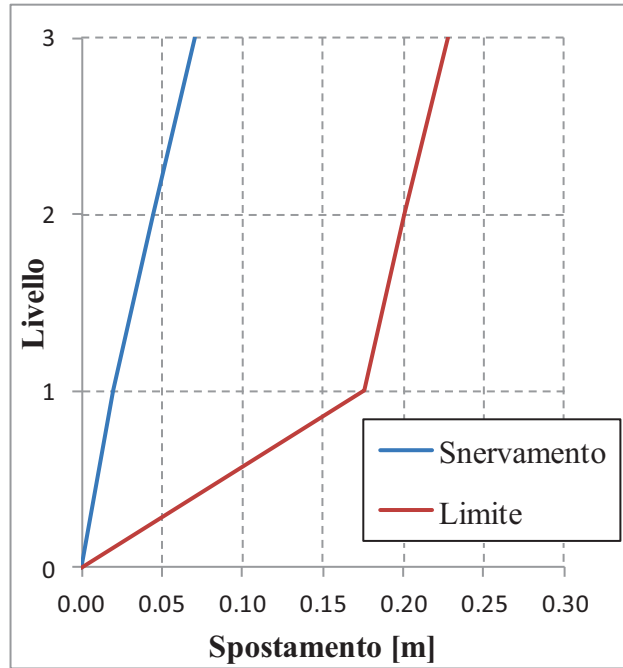


Figura 7.20. Profilo degli spostamenti

7.6.7 *Taglio alla base e parametri della struttura SDOF equivalente (Stato Limite di Collasso)*

È possibile quindi calcolare i parametri della struttura SDOF equivalente. Tali parametri sono riportati nella Tabella 7.22.

Tabella 7.22. Parametri della struttura SDOF equivalente

Δ_{cap} [m]	m_e [kNs ² /m]	H_e [m]	μ	ξ_{eq}	R_ξ	$\Delta_{cap,el}$ [m]
0.203	521.37	6.73	3.75	0.154	0.70	0.290

La capacità della struttura in termini di taglio alla base si calcola applicando l'Equazione 3.15. Si ottiene quindi:

$$V_{base} = \sum_{j=1}^m M_{Cj,b} + M_{Cj,t} / H_{01} = 867.72kN \quad (7.27)$$

Si riportano quindi i valori dei parametri necessari per il calcolo dell'indice di stabilità, al fine di determinare se l'effetto P-Δ debba essere considerato o meno. A tal proposito si ha quindi:

Momento P-Δ:

$$M_{P-\Delta} = m_{tot} \cdot g \cdot \Delta_{Cap} = 616.68kNm \quad (7.28)$$

Momento alla base:

$$M_D = V_{base} \cdot H_e = 5838.22 kNm \quad (7.29)$$

L'indice di stabilità vale quindi:

$$\theta_\Delta = \frac{M_{P-\Delta}}{M_D} = 0.1056 > 0.05 \quad (7.30)$$

Dato il valore dell'indice di stabilità, è necessario considerare l'effetto P- Δ . I valori della rigidezza effettiva k_A e del periodo effettivo T_e si calcolano tenendo conto della riduzione del taglio alla base dovuto all'effetto P- Δ . Si ha quindi:

$$k_A = \frac{V_{base} - C \cdot \Delta V}{\Delta_{Cap}} = 4037.97 kN/m \quad (7.31)$$

con $C=0.5$.

Il periodo effettivo della struttura equivalente vale:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_A}} = 2.26s$$

7.6.8 Valutazione della struttura

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 7.6 e riproposto in Figura 7.21, si deduce che per un periodo pari a $T = T_e = 2.26s$ l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.279m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 1.042 \quad (7.32)$$

La Figura 7.21 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_ξ . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

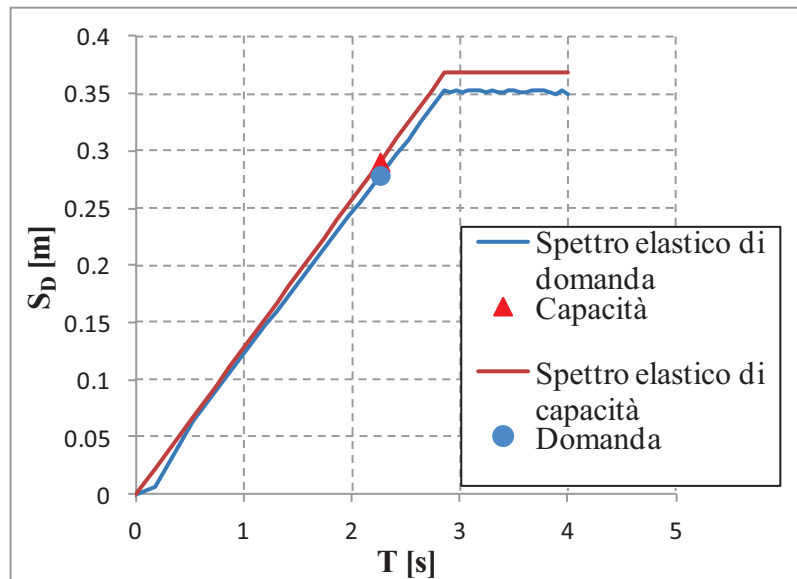


Figura 7.21. Valutazione della struttura allo SLC

7.6.9 Commento dei risultati

Applicando la procedura DBA al telaio in questione, come esposto nei paragrafi precedenti, si è giunti alla determinazione della capacità della struttura allo Stato limite di Salvaguardia della Vita e allo Stato Limite di Collasso.

In termini di taglio alla base, la capacità della struttura è la stessa, come è ovvio, per i due stati limite considerati, mentre invece, in termini di spostamento elastico equivalente della struttura SDOF, la capacità della struttura è diversa a seconda dello stato limite considerato. Infatti, secondo l'Equazione 7.18, la capacità in termini di spostamento, della struttura SDOF equivalente, allo Stato limite di Salvaguardia della Vita, è $\Delta_{Cap,el}=0.198\text{m}$, mentre la capacità in termini di spostamento, della struttura SDOF equivalente, allo Stato limite di Collasso, è $\Delta_{Cap,el}=0.290\text{m}$, come riportato in Tabella 7.22. È chiaro che la capacità di una struttura in generale, sia in termini di taglio alla base che in termini di spostamento, è unica e non dipende dallo stato limite considerato per la verifica, dal quale invece dipende la domanda dovuta all'azione sismica in termini di taglio alla base e spostamento. La differenza dei valori è dovuta al fatto che le curvature considerate per la determinazione del meccanismo plastico sono differenti, infatti per lo Stato limite di Salvaguardia della Vita è stata considerata la curvatura ϕ_{Vol} , riportata nelle Tabelle precedenti, calcolata con l'ausilio di *Cumbia*, mentre per lo Stato limite di Collasso è stata considerata la curvatura ϕ_u , ugualmente calcolata con l'ausilio di *Cumbia*. Infatti tale programma

calcola automaticamente le curvature correlate ai diversi stati deformativi della struttura.

Il considerare curvature diverse per i diversi stati limite è utile per la valutazione della capacità deformativa degli elementi strutturali, mentre per la valutazione della capacità ultima della struttura globale bisognerebbe considerare i parametri sezionali ultimi e quindi la curvatura ultima.

A tal proposito si riporta la corretta valutazione del telaio allo Stato limite di Salvaguardia della Vita.

I parametri di definizione della struttura SDOF equivalente utili a tal fine sono riportati nella Tabella 7.22, così come la rigidezza effettiva k_A è data dalla Equazione 7.31. Il periodo effettivo della struttura equivalente è pari a $T = T_e = 2.26s$

Dallo spettro elastico in spostamento, riportato in Figura 7.5 e riproposto in Figura 7.19, si deduce che per un periodo pari a $T = T_e = 2.26s$ l'ordinata spettrale, e quindi la domanda in termini di spostamento, vale $\Delta_{dem,el} = 0.228m$ e quindi è possibile valutare la struttura in termini di rapporto capacità/domanda (C/D). Si ottiene quindi:

$$\frac{C}{D} = \frac{\Delta_{Cap,el}}{\Delta_{dem,el}} = 1.271 \quad (7.33)$$

La Figura 7.22 illustra lo spettro elastico di domanda in spostamento e lo spettro elastico di capacità in spostamento, le cui ordinate sono ridotte mediante il fattore R_ξ . Sono individuati i punti di verifica della struttura, ossia la capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$ e la domanda di spostamento $\Delta_{dem,el}$.

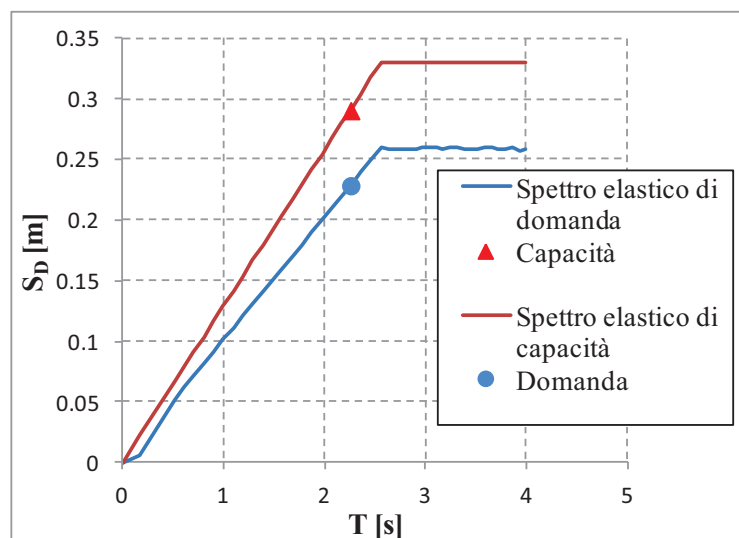


Figura 7.22. Valutazione corretta della struttura allo SLV

7.6.10 Valutazione della probabilità di superamento

Dopo aver determinato il rapporto tra la capacità in termini di spostamento della struttura SDOF equivalente e la domanda in termini di spostamento fornita dallo spettro elastico, è possibile valutare la probabilità di superamento della capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$, la quale dipende dalla sismicità del sito di costruzione.

In Figura 7.23 è rappresentata la domanda in termini di spostamento, per un periodo $T = T_e = 2.26s$, corrispondente al periodo effettivo della struttura SDOF equivalente, in funzione della probabilità di superamento.

La capacità in termini di spostamento $\Delta_{Cap,el}$, calcolata per lo Stato limite di Collasso, è quindi utilizzata per individuare in Figura 7.23 la probabilità di superamento dello stato limite considerato per la valutazione. Come indicato nella stessa figura, la probabilità di superamento risulta circa pari al 3.6% in 75 anni.

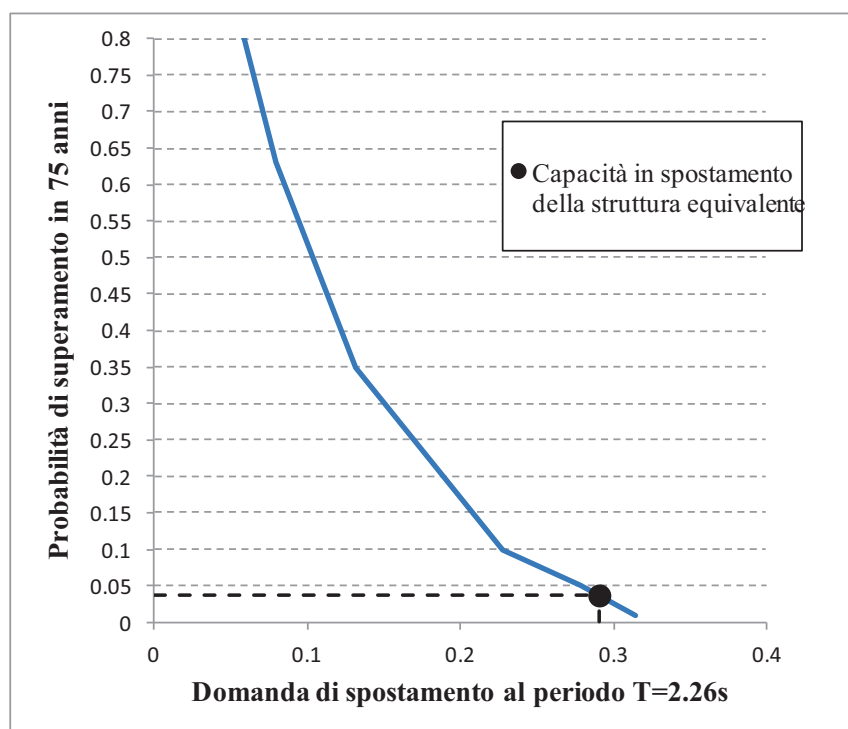


Figura 7.23. Valutazione della probabilità di superamento allo Stato limite di Collasso

7.7 VALIDAZIONE DEL MECCANISMO PLASTICO MEDIANTE L'ANALISI LIMITE DEL TELAIO

7.7.1 Introduzione

Si applica la procedura descritta nel Capitolo 6 per la determinazione del meccanismo anelastico del telaio valutato in questo capitolo, le cui caratteristiche

sono state descritte nel paragrafo 7.6.1. In sede di valutazione di tale telaio secondo la procedura DBA, è stata formulata l'ipotesi di formazione di un meccanismo di piano al primo livello, in base ai valori calcolati dello *Sway-potential Index* e dello *Sway-demand Index*, riportati in Tabella 7.17. La verifica di tale ipotesi viene condotta ora applicando l'*Analisi limite*, confrontando il meccanismo ipotizzato con un meccanismo di piano al secondo livello e un meccanismo di tipo globale.

Per maggiore comodità, si riportano nella Tabella 7.23 i parametri necessari al calcolo del moltiplicatore di collasso.

Tabella 7.23. Parametri per la determinazione del meccanismo plastico

Livello	φ_i [m]	m_i [kNs ² /m]	F_i [kN]	h_i [m]	$F_i \times h_i$
3	0.0707	152.17	10.76	9.9	106.51
2	0.0515	190	9.79	6.4	62.62
1	0.022	190	4.18	3	12.54
Somma			15.48		187.11

In tale tabella, per *l'i-esimo* livello, φ_i è lo spostamento corrispondente al primo modo di vibrare, m_i è la massa di piano, F_i è l'azione orizzontale agente, h_i è l'altezza di piano riferita alla base del telaio.

Nella Tabella 7.24 si riportano inoltre i momenti resistenti, riferiti ai nodi, di travi e pilastri calcolati con *Cumbia*. In tale tabella, per *l'i-esimo* livello, M_{ji} è il momento resistente dei pilastri al filo fisso j , M_{ii} è il momento resistente delle travi.

Tabella 7.24. Momenti resistenti di travi e pilastri

Livello	M_{1i} [kNm]	M_{2i} [kNm]	M_{3i} [kNm]	M_{4i} [kNm]	M_{5i} [kNm]	M_{ii} [kNm]
3	103.18	108.69	108.32	107.99	108	133.24
2	109.63	118.01	117.37	117.17	117.3	246.98
1	114.99	125.39	125.35	125.41	125.4	246.98

7.7.2 Meccanismo globale

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di tipo globale rappresentato in Figura 7.24, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

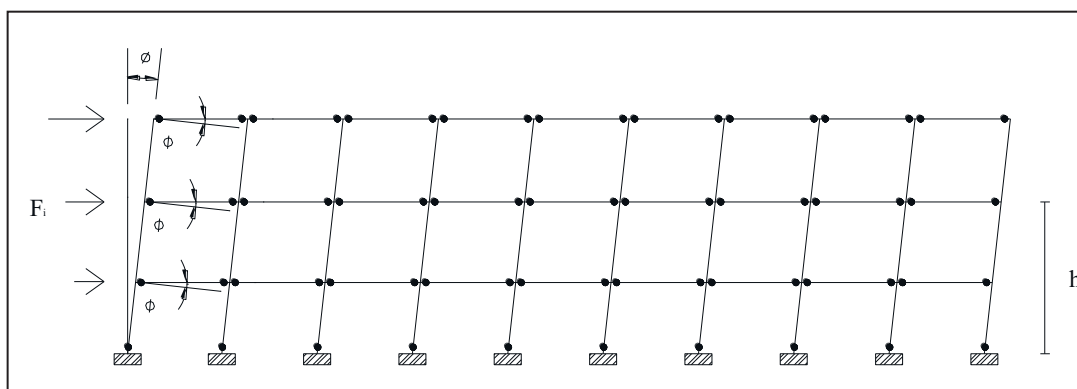


Figura 7.24. Meccanismo globale

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = m_1 \phi_1 h_1 + m_2 \phi_2 h_2 + m_3 \phi_3 h_3 \cdot \phi \quad (7.34)$$

$$L_{vi} = 2 \cdot M_{11} + M_{21} + M_{31} + M_{41} + M_{51} + 9M_{12} + 9M_{22} + 9M_{32} \cdot \phi \quad (7.35)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{12522.68}{181.67} = 68.93 \quad (7.36)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 1704.186 kN \quad (7.37)$$

7.7.3 Meccanismo di piano al primo livello

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 7.25, applicando il teorema cinematico dell'Analisi limite.

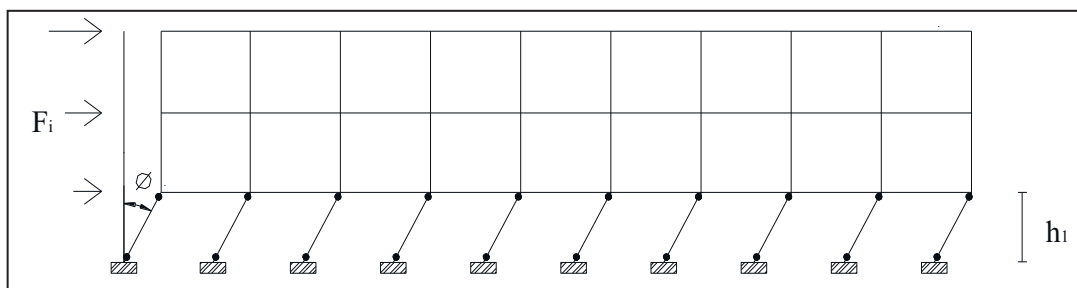


Figura 7.25. Meccanismo di piano al primo livello

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \sum_{i=1}^3 F_i \cdot h_1 \cdot \phi \quad (7.38)$$

$$L_{vi} = 4 \cdot M_{11} + M_{21} + M_{31} + M_{41} + M_{51} \cdot \phi \quad (7.39)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{2466.16}{74.17} = 33.25 \quad (7.40)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 822.05 kN \quad (7.41)$$

7.7.4 Meccanismo di piano al secondo livello

Si vuole determinare il moltiplicatore di collasso corrispondente al meccanismo di piano rappresentato in Figura 7.26, applicando il teorema cinematico dell'*Analisi limite*.

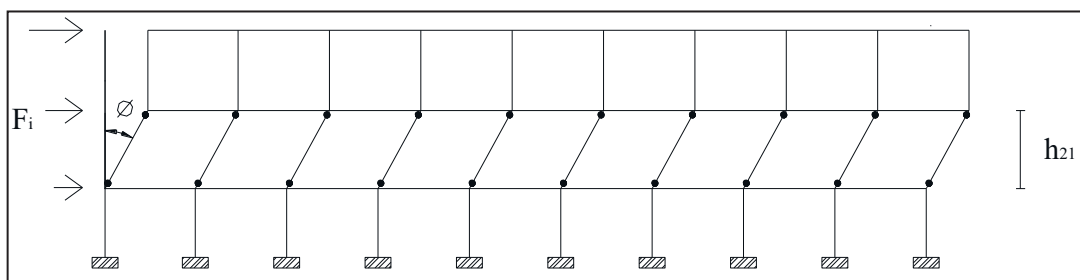


Figura 7.26. Meccanismo di piano al secondo livello

Equazioni risolventi:

$$L_{ve} = \sum_{i=2}^3 F_i \cdot h_2 - h_1 \cdot \phi \quad (7.42)$$

$$L_{vi} = 4 \cdot M_{12} + M_{22} + M_{32} + M_{42} + M_{52} \cdot \phi \quad (7.43)$$

Applicando l'Equazione 6.1 si ottiene:

$$\lambda = \frac{L_{vi}}{L_{ve}} = \frac{2357.92}{69.85} = 33.76 \quad (7.44)$$

Il taglio alla base è dato dalla Equazione 6.7 e vale:

$$V_{base} = 834.61 kN \quad (7.45)$$

7.7.5 Confronto dei risultati

In Tabella 7.25 sono riportati i risultati del moltiplicatore di collasso e del taglio alla base, applicando l'*Analisi limite* al Telaio oggetto di valutazione ed analizzando i meccanismi anelastici riportati nei paragrafi precedenti. Nella stessa tabella è riportato il valore del taglio alla base ottenuto applicando la procedura DBA con l'ipotesi della formazione di un meccanismo di piano al terzo livello.

Tabella 7.25. Risultati dell'Analisi limite e confronto con procedura DBA

Parametri	Analisi limite			Procedura DBA
	Meccanismo globale	Meccanismo I livello	Meccanismo II livello	
λ	68.93	33.25	33.76	-
V_{base} [kN]	1704.186	822.05	834.61	867.72

In tabella è stato evidenziato il valore del moltiplicatore di collasso $\lambda_c = 33.25$, che risulta quindi il minore tra i moltiplicatori dei carichi calcolati ipotizzando i tre meccanismi plastici, avendo applicato il teorema cinematico dell'*Analisi limite*. Ciò indica che il collasso della struttura avviene con elevata probabilità con la formazione di un meccanismo di piano al primo livello, in accordo a quanto ipotizzato in sede di applicazione della procedura DBA. È da notare inoltre che il valore del taglio alla base, calcolato applicando l'*Analisi limite*, è dello stesso ordine di grandezza del valore calcolato applicando la procedura DBA.

7.8 VALIDAZIONE DEL MECCANISMO PLASTICO MEDIANTE ANALISI NON LINEARI

7.8.1 Introduzione

Al fine di validare l'ipotesi assunta, in sede di applicazione della procedura DBA, sul meccanismo anelastico atteso e sulla deformata limite del telaio oggetto di valutazione, sono state svolte analisi non lineari di tipo statico e dinamico su un modello agli elementi finiti rappresentativo dei telaio studiato.

Analogamente a quanto esposto nel Capitolo 5, è stato realizzato, con l'ausilio del software di analisi strutturale *SAP2000*⁵, un modello analitico agli elementi finiti a plasticità concentrata, per poter svolgere le analisi statiche e dinamiche non lineari. Gli elementi strutturali, travi e pilastri, sono modellati come elementi beam elastici a

⁵ Wilson, 2006.

due nodi a cui è stata assegnata la rispettiva sezione trasversale. Alle estremità degli elementi beam, al fine di modellare le cerniere plastiche concentrate, sono state inserite due molle rotazionali con comportamento rigido-plastico. Nessuna interazione tra sforzo normale e momento flettente è stata considerata nella definizione delle cerniere plastiche. I criteri di modellazione delle cerniere plastiche sono riportati nel paragrafo 5.2.

7.8.2 *Analisi statiche non lineari (pushover)*

Sul telaio oggetto di valutazione sono state effettuate due analisi statiche non lineari pushover con l'ausilio di *SAP2000*, con due diversi profili di carico statico equivalente laterale, rappresentanti la distribuzione di forze inerziali, indotte da un evento sismico, che varia con la severità del sisma (estensione delle deformazioni plastiche) e con il tempo. Quindi, il grado di accuratezza dell'analisi è sensibile al profilo di carico applicato.

Il primo profilo di carico utilizzato è costituito da forze di piano proporzionali alle masse di piano, definito dalla Equazione 5.2. Tale distribuzione di forze non è uniforme, in quanto le masse di piano non sono uguali.

Il secondo profilo di carico utilizzato, definito dalla Equazione 5.3, è costituito da una distribuzione di forze di piano rappresentativa delle forze associate alla prima forma modale (distribuzione modale fondamentale).

7.8.3 *Analisi dinamiche non lineari*

Le analisi dinamiche non lineari (TH) sono state svolte con l'ausilio di *SAP2000*. A tal fine sono stati utilizzati tre accelerogrammi, compatibili con lo spettro elastico di risposta in accelerazione conforme alle NTC2008⁶ che definisce l'azione sismica del sito allo Stato limite di Collasso, riportato in Figura 7.4. In Tabella 7.26 sono riportate le caratteristiche degli accelerogrammi artificiali, ottenuti col programma *SIMQKE-II*⁷. Nelle Figure 7.27, 7.28 e 7.29 sono riportati gli accelerogrammi utilizzati per le analisi. In Figura 7.30 è riportato lo spettro di risposta elastico in accelerazione degli accelerogrammi, per uno smorzamento pari al 5%, sovrapposto allo spettro di risposta elastico in accelerazione allo Stato limite di Collasso utilizzato per la valutazione DBA, e riportato in Figura 7.4. La Figura 7.31 mostra lo

⁶ Decreto Ministeriale 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

⁷ Vanmarcke et al., 1999.

spettro elastico in accelerazione medio del gruppo dei tre accelerogrammi, sovrapposto allo spettro conforme alle NTC2008.

Tabella 7.26. Set di accelerogrammi utilizzato per le analisi non lineari

Nome Record	Evento	PGA [g]	Durata [s]	Analisi non lineare
s1	Artificiale	0.389	25	TH1
s2	Artificiale	0.346	25	TH2
s3	Artificiale	0.382	25	TH3

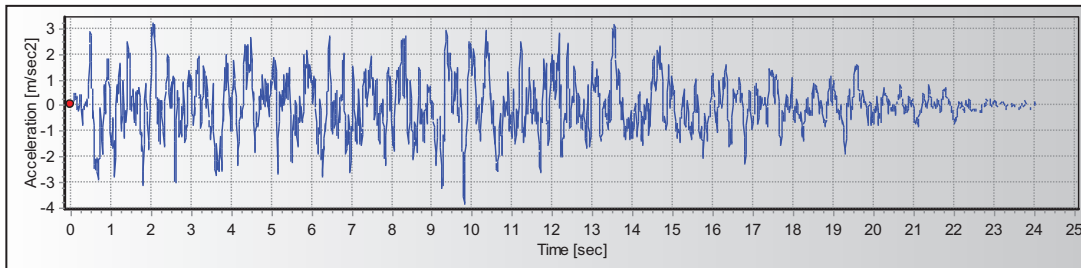


Figura 7.27. Accelerogramma artificiale EQ1

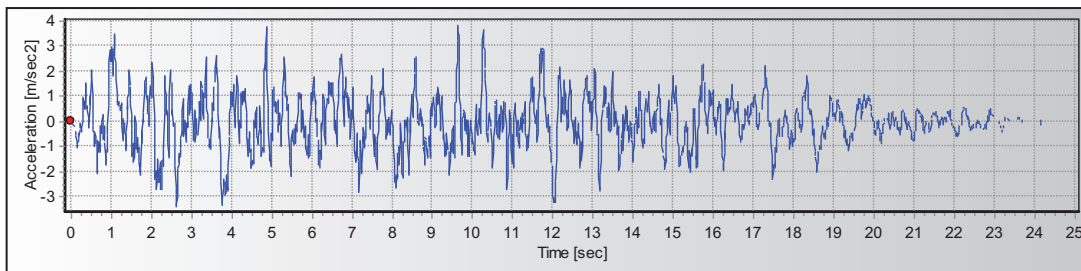


Figura 7.28. Accelerogramma artificiale EQ2

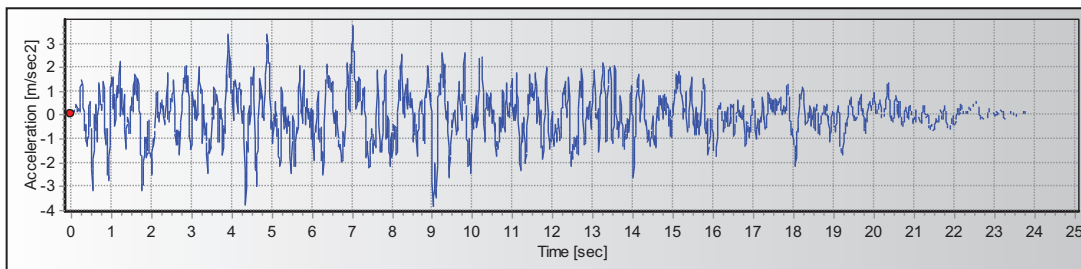


Figura 7.29. Accelerogramma artificiale EQ3

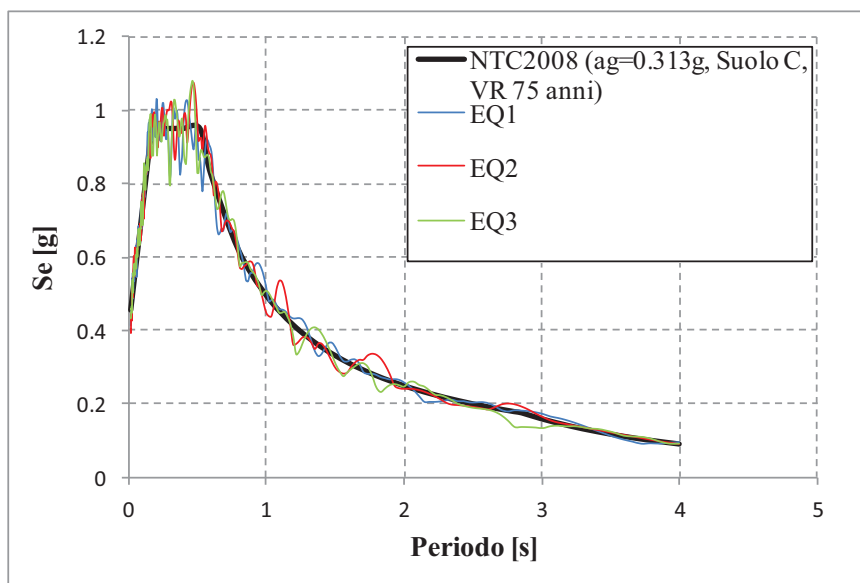


Figura 7.30. Spettri di risposta degli accelerogrammi utilizzati

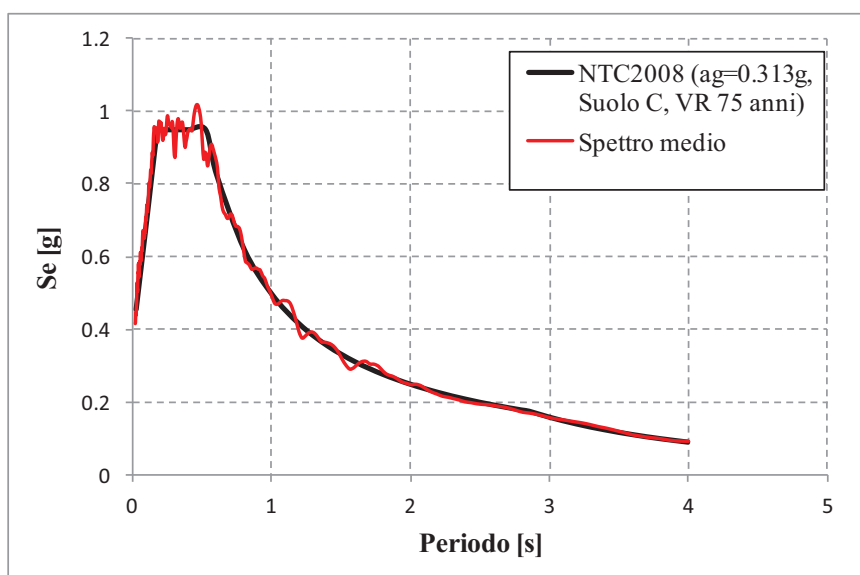


Figura 7.31. Spettro medio degli accelerogrammi utilizzati

7.8.4 Risultati delle analisi e confronto con i risultati della procedura DBA

I risultati ottenuti applicando la procedura DBA sono quindi confrontati con i risultati, in termini di taglio alla base-spostamento in sommità, ottenuti dalle analisi pushover, e con i risultati in termini di deformata allo stato limite considerato, ottenuti sia dalle analisi pushover che dalle analisi dinamiche non lineari.

La Figura 7.32 mostra la deformata ottenuta effettuando l'analisi pushover con *SAP2000*, con la distribuzione di carico laterale proporzionale alla prima deformata modale, definita dalla Equazione 5.3. È possibile notare la formazione di un

meccanismo di piano al primo livello, in accordo con l'ipotesi formulata in sede di applicazione della procedura DBA, e poi validata applicando l'Analisi limite.

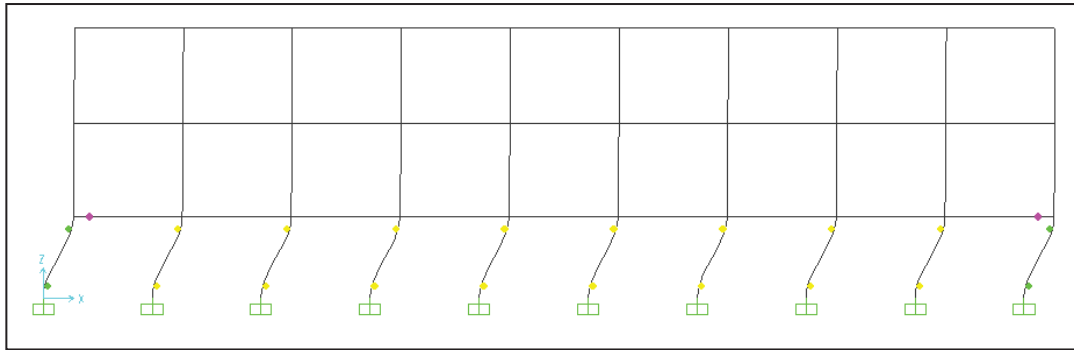


Figura 7.32. Deformata del telaio ottenuta con analisi pushover

La Figura 7.33 mostra quindi il confronto tra le curve di capacità della struttura, ottenute svolgendo le analisi pushover con entrambi le distribuzioni di carico laterale definite dalle Equazioni 5.2 e 5.3, e i risultati della procedura DBA. È possibile osservare che la capacità della struttura in termini di taglio alla base, ottenuta dall'analisi pushover con entrambi le distribuzioni di carico laterale, è di poco inferiore alla capacità tagliante ottenuta dalla procedura DBA. In termini di spostamento in sommità, la capacità della struttura ottenuta dalla procedura DBA coincide con la capacità ottenuta dall'analisi pushover svolta con profilo di carico laterale proporzionale alle masse di piano, mentre è conservativa rispetto al risultato ottenuto dall'analisi pushover svolta con profilo di carico associato alla prima forma modale.

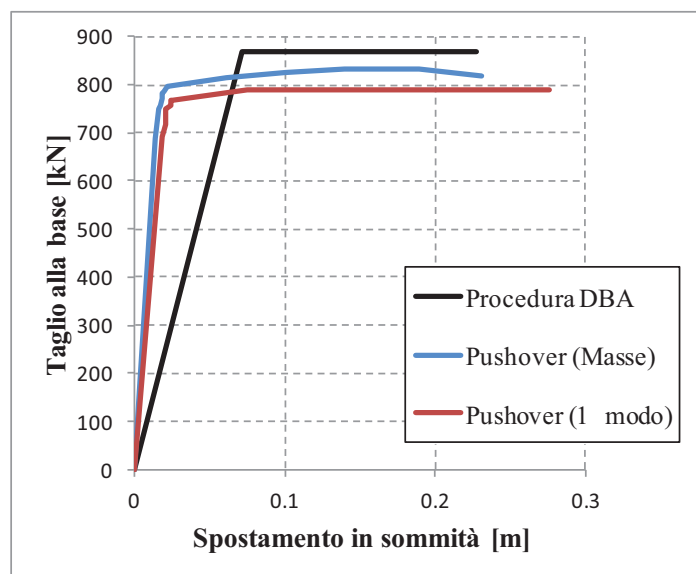


Figura 7.33. Confronto analisi pushover e procedura DBA

Le Figure 7.34 e 7.35 mostrano il confronto, in termini di spostamenti di piano e drift di interpiano, tra i risultati ottenuti con la procedura DBA, i risultati delle analisi pushover, svolte con entrambi i profili di carico laterale, e i risultati medi (Media TH) ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari.

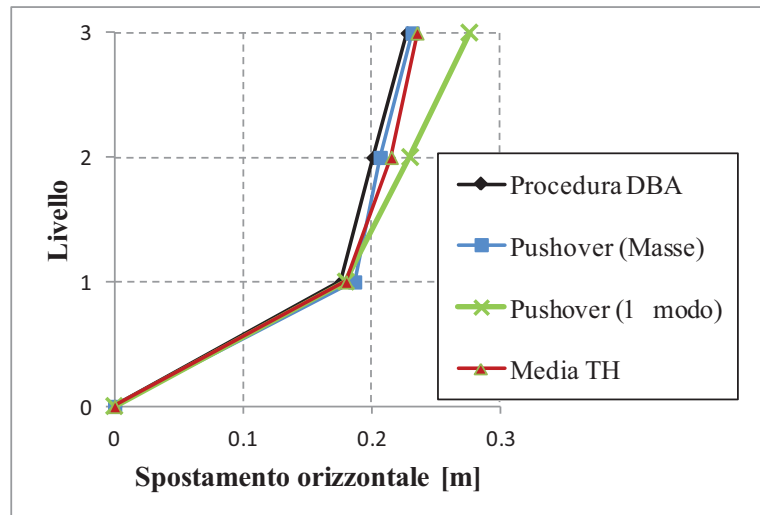


Figura 7.34. Confronto degli spostamenti di piano

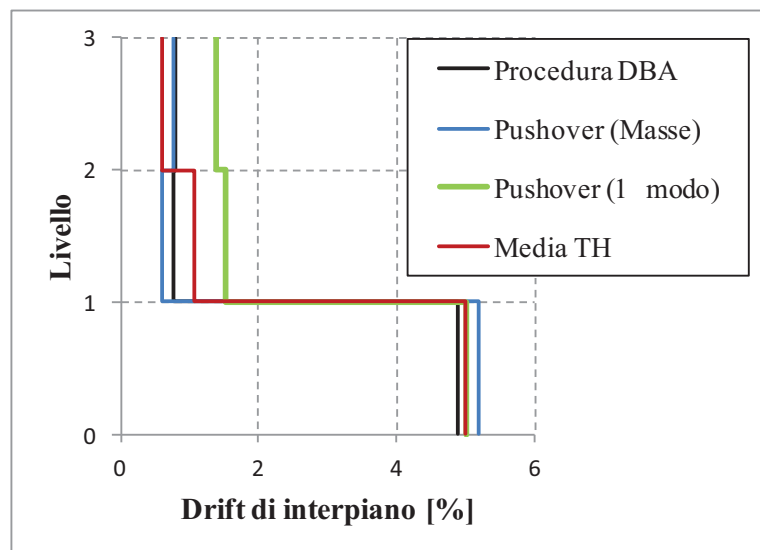


Figura 7.35. Confronto dei drift di interpiano

Da tali confronti è possibile osservare i risultati in termini di spostamenti, ottenuti applicando la procedura DBA, sono leggermente conservativi rispetto ai risultati ottenuti dalle analisi non lineari. In termini di drift di interpiano è da notare che i valori ottenuti dall'analisi pushover con profilo di carico laterale proporzionale alle masse di piano sono leggermente inferiori ai valori ottenuti applicando la procedura

DBA, relativamente ai piani superiori, mentre il valore di drift di interpiano relativo all'ultimo livello, ottenuto dalla media dei risultati delle analisi dinamiche non lineari è leggermente inferiore al rispettivo valore ottenuto applicando la procedura DBA. Tuttavia i profili degli spostamenti di piano ottenuti con le analisi pushover e con le analisi dinamiche non lineari confermano l'ipotesi formulata sul probabile meccanismo anelastico atteso (meccanismo di piano al primo livello).

8. OBIETTIVI FUTURI DEL DISPLACEMENT-BASED ASSESSMENT

ABSTRACT

In this chapter aspects related to the application of the procedure DBA that deserve further consideration are presented. Possible future targets for the assessment of the seismic vulnerability according to the Displacement-based approach are also outlined. The DBA procedure is affected by uncertainties related to inelastic mechanism to be determined. Such uncertainties can be due to lack of knowledge about the structural form, material strengths or transfer mechanism. Recent studies have showed that that the expected location of a soft storey could change if joint strengths or bar-slip were or were not considered. Anyway, the correct location of a soft storey has very little influence on the assessment of probability of exceedance. Efforts to develop probabilistic assessment procedure have increased in the last years. In order to benefit from these developments, recent studies have showed the possibilities to incorporate the loss assessment in the DBA procedure. Future developments of the procedure could include the seismic assessment of irregular and asymmetric plane frame and the assessment of frames subjected to torsional rotations.

8.1 INTRODUZIONE

Dopo aver applicato la procedura DBA a tre telai piani, progettati secondo normative obsolete, che non contemplano i principi del *Capacity design*, e quindi non prevedono alcuna gerarchia delle resistenze tra travi e pilastri, e dopo aver effettuato la valutazione della vulnerabilità sismica di un caso reale, si è proceduto alla validazione delle ipotesi formulate in sede di applicazione della procedura DBA, relativamente al meccanismo anelastico più probabile e alla configurazione deformata limite. La validazione è stata effettuata mediante analisi statiche e dinamiche non lineari e mediante una procedura alternativa, proposta in questo studio, basata sull'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite dei telai piani.

Il presente capitolo intende esporre alcuni aspetti legati all'applicazione della procedura DBA che meritano ulteriori considerazioni e approfondimenti, nonché delineare i possibili obiettivi futuri della valutazione della vulnerabilità sismica basata sull'approccio agli spostamenti.

8.2 ULTERIORI CONSIDERAZIONI SULLA PROCEDURA DISPLACEMENT-BASED

8.2.1 Incertezze legate al comportamento degli elementi strutturali

La valutazione della vulnerabilità sismica di strutture esistenti, qualunque sia la procedura applicata per lo scopo, è in genere un problema caratterizzato da un numero non trascurabile di variabili. Si è detto che se si avesse la disponibilità di tutte le informazioni riguardanti la struttura, ossia se fosse disponibile un rilievo geometrico completo, un rilievo strutturale completo, tavole progettuali originali, verifica completa di tutti i particolari costruttivi ed esatta conoscenza delle caratteristiche dei materiali da costruzione al momento della verifica, il problema sarebbe di semplice soluzione. Nella realtà però non si dispone di tutte le suddette informazioni, per cui il numero di variabili che caratterizza il problema della valutazione di una struttura esistente non è trascurabile, con evidenti conseguenze sulla determinazione di un valore univoco del rischio sismico.

Una volta determinate le caratteristiche dei materiali e il comportamento sezionale degli elementi strutturali, l'approccio agli spostamenti, o procedura DBA, presentato nei capitoli precedenti, è in genere deterministico, in quanto, una volta formulata un'ipotesi sul meccanismo plastico e sulla deformata della struttura allo stato limite considerato, è possibile determinare la capacità della struttura in termini di taglio alla base e spostamento. Purtroppo però i valori ottenuti di taglio alla base e spostamento in sommità, e quindi i parametri di definizione della struttura SDOF equivalente, non sono univoci e sono affetti da incertezze legate alla mancanza di una esaustiva conoscenza del comportamento dei materiali e degli elementi strutturali, alla mancanza di informazioni sulla redistribuzione delle sollecitazioni tra gli elementi strutturali e alla mancata indagine sul comportamento dei nodi trave-pilastro. Cosa cambia se si tenesse conto della perdita di aderenza e dello scorrimento dell'armatura longitudinale negli elementi strutturali?

In un recente studio, Sullivan e Calvi¹ hanno dimostrato che il meccanismo plastico può essere diverso a seconda che si consideri o meno lo scorrimento delle barre di armatura. Inoltre hanno dimostrato che, di conseguenza, cambia anche il valore calcolato del taglio alla base, considerando anche il comportamento dei nodi.

È stato anche visto, nella presente trattazione, che non sempre la determinazione del meccanismo plastico è univoca. L'introduzione della procedura alternativa

¹ Sullivan e Calvi, 2011.

basata sull'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite ha comunque permesso di avere ulteriori conferme delle ipotesi formulate, ma si è anche visto che possono verificarsi a volte dei meccanismi misti. In ogni caso i risultati ottenuti applicando la procedura DBA si sono rivelati abbastanza conservativi o comunque in buon accordo con i risultati ottenuti dalle analisi non lineari.

8.2.2 *Conseguenze delle incertezze sulla valutazione del rischio e sulla stima della probabilità di superamento*

Le incertezze esposte precedentemente possono avere chiaramente un certo impatto sulla valutazione del rischio sismico e sulla determinazione della probabilità di superamento. Come dimostrato però da Sullivan e Calvi², in caso di meccanismo di piano, la determinazione del livello esatto al quale si forma tale meccanismo ha una influenza piuttosto ridotta sulla probabilità di superamento e quindi sulla valutazione del rischio.

Parlando in termini di spostamenti e rapporto tra capacità e domanda, nel Capitolo 4, riguardo al Telaio 5-3 sono state formulate due ipotesi sulla formazione del meccanismo di piano, rispettivamente al primo e al terzo livello. L'individuazione del livello corretto al quale è probabile che si formi il meccanismo è stata possibile grazie al calcolo dello *Sway-demand Index*. Con l'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite si è giunti agli stessi risultati.

Confrontando i risultati riportati nella Tabella 8.1, ricavati dall'applicazione della procedura DBA secondo le due ipotesi formulate, si può osservare che le differenze sono minime, in termini di capacità di spostamento, periodo effettivo e rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento.

Tabella 8.1. Confronto dei risultati del Telaio 5-3

Parametri	Meccanismo I livello	Meccanismo III livello
V_{base} [kN]	588.41	522.85
T_e [s]	1.86	1.89
$\Delta_{cap,el}$ [m]	0.217	0.232
$\Delta_{dem,el}$ [m]	0.279	0.284
C/D	0.776	0.817

² *Op. cit.*

Nel paragrafo 5.5.1 inoltre si è notata la corrispondenza, in termini di capacità tagliante alla base, tra i risultati ottenuti dalle analisi pushover e i risultati della procedura DBA ipotizzando un meccanismo di piano al primo livello, la quale è stata ottenuta sebbene esistano differenze nel profilo della deformata ultima.

Da quanto esposto, è chiaro che l'aspetto cruciale della procedura DBA è la determinazione del tipo di meccanismo, globale o di piano. Una volta determinato il meccanismo di piano, la sua esatta collocazione nei vari livelli del telaio ha poca influenza sulla valutazione del rischio. Queste osservazioni possono essere utili in futuro per semplificare la procedura DBA.

8.3 LA PROCEDURA DBA E LA STIMA DELLE PERDITE

Il rischio sismico in un certo intervallo temporale, rappresenta la previsione delle perdite sociali ed economiche attese a seguito del verificarsi di un evento sismico stimato per l'area di riferimento durante tale intervallo temporale. Negli ultimi anni l'aspetto legato alla previsione delle perdite (*loss assessment*) è diventato argomento cruciale per la programmazione politica ed economica di un Paese.

Recenti studi³ hanno cercato di incorporare gli aspetti dell'approccio probabilistico SAC/FEMA⁴ e dell'approccio analitico prestazionale sviluppato dal Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center⁵.

La metodologia legata all'approccio PEER prevede quattro fasi principali, una volta che la tipologia di struttura e il sito di costruzione sono stati definiti. Tali fasi prevedono l'analisi del rischio e l'individuazione della sismicità del sito, la risposta strutturale, la stima dei danni ed infine l'aspetto legato ai costi di riparazione e ripristino strutturale.

La procedura DBA può incorporare valutazioni probabilistiche utilizzando una relazione semplificata dell'approccio SAC/FEMA, descritta da Fajfar e Dolsek⁶ e recentemente implementata dal PEER. Tale relazione semplificata è data dalla Equazione 8.1:

$$P_{LS,x} = \tilde{H} S_{a,c} C_H C_f C_x \quad (8.1)$$

³ Sullivan e Calvi, 2011, Welch *et al.*, 2012.

⁴ Cornell *et al.*, 2002, FEMA 350, 2000

⁵ Porter, 2003, Mitrani-Reiser, 2007.

⁶ Fajfar e Dolsek, 2010.

dove $P_{LS,x}$ è la probabilità di superamento con un livello di confidenza x , $H(S_{a,c})$ è il valore mediano della pericolosità connessa all'intensità sismica $S_{a,c}$, C_H è un fattore di trasformazione tra i valori medi e mediani della pericolosità, C_x è un coefficiente che varia a seconda del livello di confidenza x scelto, C_f tiene conto delle dispersioni e delle incertezze legate alla capacità strutturale e alla domanda sismica. Fajfar e Dolsek hanno quindi proposto recentemente una forma semplificata della Equazione 8.1 in cui C_H e C_x assumono valore unitario e C_f è dato dalla seguente relazione:

$$C_f = \exp \left[\frac{k^2}{2b^2} \beta_{DR}^2 + \beta_{CR}^2 \right] \quad (8.2)$$

dove k è una costante utilizzata per mettere in relazione la pericolosità e la probabilità di superamento, b è una costante che mette in relazione i parametri di domanda (es. la domanda di drift di interpiano) con l'intensità sismica, β_{DR} e β_{CR} sono le misure di dispersione della variabilità della domanda e della capacità, rispettivamente.

Una stima semplificata delle perdite totali (danni, perdite di tipo economico legate ai costi di riparazione e/o sostituzione edilizia) può essere ottenuta calcolando la probabilità di superamento corrispondente a tre stati limite: Stato limite di Danno, Stato limite di Salvaguardia della Vita, Stato limite di Collasso. In Figura 8.1 è riportata la curva ottenuta applicando la procedura tradizionale PEER e la curva ottenuta applicando la procedura semplificata, che potrebbe essere incorporata nella procedura DBA.

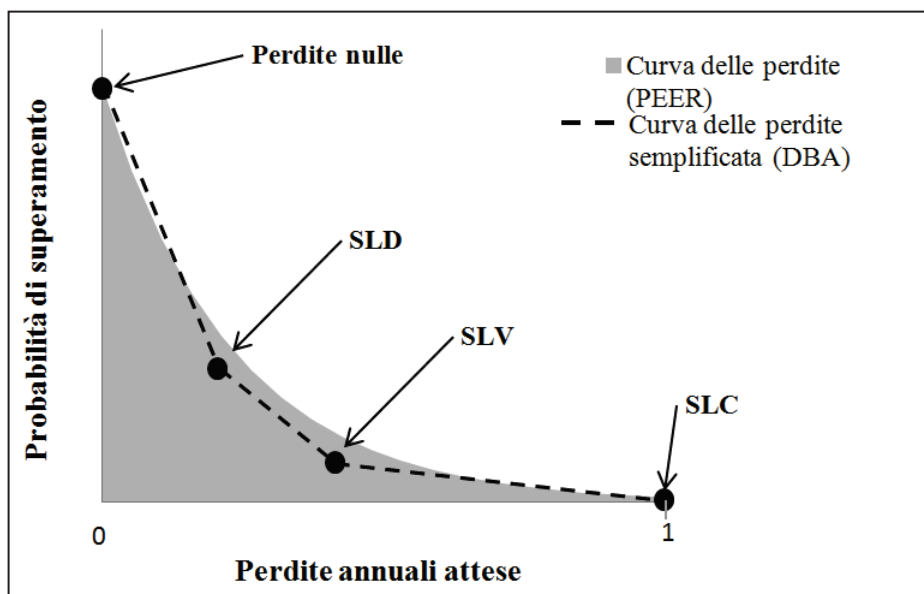


Figura 8.1. Confronto degli spostamenti di piano

Ad ogni stato limite individuato corrisponde un dato valore di perdite. Allo Stato limite di Collasso corrisponde una perdita pari a 1 (100%) equivalente ai costi di sostituzione edilizia. Agli stati limite intermedi corrispondono perdite minori e corrispondenti costi di riparazione dei danni subiti, strutturali e non strutturali. Le perdite totali possono essere ottenute calcolando l'area sottesa dalla curva semplificata. Tale procedura consente quindi un calcolo semplificato e quindi una migliore applicabilità a livello professionale.

8.4 ULTERIORI APPLICAZIONI DELLA PROCEDURA DBA

Nei capitoli precedenti la procedura DBA è stata applicata prevalentemente a telai in cemento armato piani simmetrici. Future applicazioni della procedura Displacement-based potrebbero essere concentrate sulla valutazione di:

- Telai piani irregolari in altezza;
- Telai piani asimmetrici;
- Telai piani soggetti a rotazioni torsionali.

Nell'ultimo caso elencato rientrano le strutture a telaio dotate di una certa irregolarità in pianta, che sono soggette a rotazioni torsionali in pianta così come a traslazioni nella direzione dell'azione sismica. A causa dell'irregolarità in pianta, esiste una certa eccentricità tra il baricentro delle masse e i baricentri delle rigidezze e delle resistenze, rispettivamente. A causa di tale eccentricità si manifestano dei modi di vibrare che non sono disaccoppiati e che manifestano rotazioni torsionali in pianta. Estendere la procedura DBA a telai piani soggetti ad azioni torsionali potrebbe costituire il primo passo per la definizione di una procedura di valutazione di telai spaziali.

9. CONCLUSIONI

ABSTRACT

In this work the results obtained during the research activity carried out on the Displacement-Based Assessment (DBA) of reinforced concrete frames are presented. After some initial considerations on the issue of seismic vulnerability and methods of analysis and testing, the theoretical description of the method is presented. Three case study concerning the application of the DBA procedure to plane frames, designed for vertical loads only and according to old provisions that did not involve the application of the hierarchy of strength, are presented. The results of the procedure in terms of inelastic mechanism assumed and limit-state displaced shape are compared with results obtained by nonlinear static and dynamic analysis, performed in order to validate the displaced shape assumed, and with results of Limit Analysis, which is proposed as an alternative procedure to determine the inelastic mechanism and the base shear capacity. Finally, the DBA procedure has been applied for the assessment of the seismic vulnerability of a school building, built between 1969 and 1975 and located on a site characterized by a peak horizontal acceleration of 0.24 g and a probability of exceedance of 10% in 75 years. The results show that the DBA procedure is a valid and easy procedure to estimate the base-shear-top displacement response of the structure. The procedure based on application of Limit Analysis, could be a valid alternative procedure for determining the inelastic mechanism. Recent studies have tried to incorporate in the procedure DBA probabilistic approaches for the loss assessment. Possible future research topics might focus on the application of the procedure DBA to plane asymmetric and irregular frames, and to frames subject to torsional rotations.

Nella presente dissertazione sono stati presentati i risultati ottenuti durante l'attività di ricerca svolta sul *Displacement-based Assessment* (DBA) dei telai in cemento armato.

Dopo alcune considerazioni iniziali sul tema della vulnerabilità sismica e sui metodi di analisi e verifica, si è proceduto alla descrizione teorica del metodo e alla sua applicazione a tre casi studio di telai piani, progettati per soli carichi verticali e secondo normative non più in vigore che non prevedevano l'applicazione della gerarchia delle resistenze. I telai considerati, destinati ad abitazione civile, hanno diversa altezza e numero di piani, e diverso numero di campate. Si è proceduto alla valutazione della vulnerabilità sismica in base alla domanda in termini di spostamento costituita da uno spettro elastico previsto dall'EC8 e alla validazione dei risultati ottenuti mediante analisi non lineari statiche e dinamiche e mediante l'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite dei telai, procedura proposta in questo

lavoro come alternativa per la determinazione del meccanismo plastico atteso e per il calcolo della capacità della struttura in termini di taglio alla base.

In ultimo si è applicata la procedura DBA per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio scolastico, realizzato tra il 1969 e il 1975 in un sito caratterizzato da una accelerazione di picco orizzontale pari a 0,24g e una probabilità di superamento del 10% in 75 anni.

Dai risultati ottenuti e dal confronto con i risultati delle analisi non lineari, si può concludere che la procedura basata sul Displacement-based Assessment di telai in conglomerato cementizio armato può costituire una valida e semplice alternativa ai metodi tradizionali di valutazione della vulnerabilità sismica, basati su un approccio alle forze. Inoltre l'applicazione dei teoremi dell'Analisi limite, presentata in questo lavoro, costituisce una procedura valida per la determinazione del meccanismo anelastico atteso e per l'individuazione della configurazione deformata limite.

Recenti studi hanno cercato di incorporare nella procedura DBA gli approcci probabilistici per la previsione delle perdite a seguito di un evento sismico.

Possibili linee di ricerca future potrebbero concentrarsi sull'applicazione della procedura DBA a telai asimmetrici, irregolari in altezza e soggetti ad azioni e rotazioni torsionali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

CEN, 2004. *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – Part 1*, prEN 1998-1, Brussels, Belgium.

Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A., 2002. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA Steel moment frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, ASCE **128**(4).

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture, Roma, Italy.

Fajfar, P., Dolsek, M., 2010. A Practice-oriented approach for probabilistic seismic assessment. In *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*, Springer, Edited by M. N. Fardis, 225-233.

FEMA 350. 2000. *Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings*. SAC joint venture, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., United States.

Gulkan, P., Sozen, M., 1974. Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions. *ACI Journal*, **71**(12), 604-610.

Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., 2000. An improved analytical model for shear strength of circular RC columns in seismic regions. *ACI Journal*, **97**(3), 388-396.

Mander, J., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE **114**(8), 1804-1825.

Mitrani-Reiser, J., 2007. *An ounce of prevention: probabilistic loss estimation for performance-based earthquake engineering*. Doctoral Dissertation, California Institute of Technology, Pasadena, CA, United States.

Montejo, L.A., Kowalsky, M.J., 2007. *Cumbia – Set of codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members*, Report No. IS-07-01, North Carolina State University, Raleigh, NC, United States.

- Porter, K. A., 2003. An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology. *9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. San Francisco, CA, United States.
- Priestley, M.J.N., 1997. Displacement-Based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. **1:1**, 157-192.
- Priestley, M.J.N., 2000. Performance based seismic design. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., 2007. *Displacement-Based seismic design of structures*, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M., 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York, NY, United States.
- Shibata, A., Sozen, M.A., 1976. Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, **102**(ST1).
- Sullivan, T.J., Calvi, G.M., 2011. Considerations for the Seismic assessment of buildings using the Direct Displacement-based Assessment Approach. *14th Italian Conference on Earthquake Engineering*. Bari, Italy.
- Vanmarcke, E.H., Fenton, G. A., Heredia-Zavoni, E., 1999. *SIMQKE-II, conditioned earthquake ground motion simulator – User Manual, version 2.1*, Princeton University, Princeton, NJ, United States.
- Welch, D.P., Sullivan, T.J., Calvi, G.M., 2012. Towards a direct displacement-based loss assessment methodology for RC frame buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Wilson. E.L., 2006. *SAP2000 Non Linear Analysis – User Manual*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, United States.