

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA
DOTTORATO DI RICERCA IN MECCANICA COMPUTAZIONALE
XX CICLO
SETTORE SCIENTIFICO DISCIPLINARE ICAR-09

Analisi statica non lineare nella verifica sismica di strutture a telaio in c.a.

Emira Lanari

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA

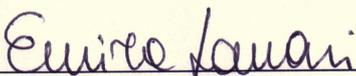
DOTTORATO DI RICERCA IN MECCANICA COMPUTAZIONALE
XX CICLO
SETTORE SCIENTIFICO DISCIPLINARE ICAR-09

Autore: **Emira Lanari**

Titolo: **Analisi statica non lineare nella
verifica sismica di strutture a
telaio in c.a.**

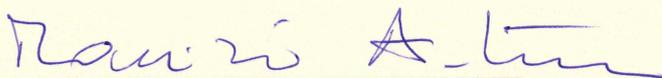
Dipartimento: **Modellistica per l'Ingegneria**

Luogo e Data: **Cosenza, Novembre 2008**


Firma dell'Autore

Tutor: 
Prof. Alfonso Vulcano

Tutor: 
Prof. Raffaele Casciaro

Coordinatore: 
Prof. Maurizio Aristodemo

INDICE

| | |
|---|----|
| SIMBOLOGIA..... | V |
| Capitolo 1. INTRODUZIONE | 1 |
| 1.1. Problematiche affrontate | 1 |
| 1.2. Finalità e contenuti della tesi | 6 |
| Capitolo 2. CONCETTI PRELIMINARI | 9 |
| 2.1. Origine delle procedure statiche non-lineari..... | 9 |
| 2.2. Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M., 14/01/2008) | 10 |
| 2.3. Performance Based Seismic Design..... | 13 |
| 2.4. Metodi di analisi proposti dalle NTC per opere in Calcestruzzo Armato..... | 17 |
| 2.4.1. Il fattore di struttura | 19 |
| 2.4.2. La gerarchia delle resistenze..... | 22 |
| Capitolo 3. CAPACITA' ROTAZIONALE DELLE CERNIERE PLASTICHE..... | 24 |
| 3.1. Formulazione analitica della capacità rotazionale: modelli presenti in letteratura | 27 |
| 3.2. Quadro riassuntivo e confronto fra le diverse formulazioni | 46 |
| Capitolo 4. ANALISI PUSHOVER..... | 61 |
| 4.1. Definizione..... | 61 |
| 4.2. Procedura | 62 |
| 4.3. Profilo di carico..... | 66 |
| 4.4. Curva di Capacità | 69 |
| 4.5. Linearizzazione della curva di capacità..... | 72 |
| 4.6. Il modello elasto-viscoso equivalente..... | 74 |
| 4.7. Risultati..... | 74 |
| 4.8. Limitazioni | 75 |
| Capitolo 5. METODI DI DEFINIZIONE DEL SISTEMA EQUIVALENTE | 76 |
| 5.1. Metodi semplificati per l'analisi non lineare | 77 |
| 5.2. Metodo CSM..... | 78 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| 5.2.1. | Generalità | 78 |
| 5.2.2. | Indicazioni della ATC-40..... | 81 |
| 5.3. | Metodo DCM (FEMA-356, 2000) | 85 |
| 5.4. | Metodo suggerito dall' EC8 – Metodo N2 (Fajfar)..... | 88 |
| 5.5. | Analisi Statica non lineare secondo DM 2008 | 90 |
| Capitolo 6. | APPLICAZIONE DELLE PROCEDURE DI ANALISI PUSHOVER..... | 96 |
| 6.1. | Gli edifici campione | 96 |
| 6.2. | Le analisi effettuate | 97 |
| 6.1. | Le diverse procedure di analisi pushover | 99 |
| 6.1.1. | Edificio 1 | 101 |
| 6.1.2. | Edificio 2 | 112 |
| 6.1.3. | Edificio 3 | 123 |
| 6.1.4. | Edificio 4 | 135 |
| 6.1.5. | Edificio 5 | 146 |
| 6.1.6. | Edificio 6 | 157 |
| 6.1.7. | Edificio 7 | 168 |
| 6.2. | Risultati ottenuti..... | 178 |
| Capitolo 7. | CONFRONTO FRA LA VERIFICA CON ANALISI MODALE E LA VERIFICA PUSHOVER..... | 181 |
| 7.1. | Valutazione del fattore di struttura tramite analisi modale e analisi pushover | 181 |
| 7.2. | Influenza del controllo di gerarchia delle resistenze sul fattore di struttura | 183 |
| Capitolo 8. | APPLICAZIONE AD UN CASO REALE | 185 |
| 8.1. | Descrizione dell'edificio..... | 186 |
| 8.2. | Modellazione della struttura | 189 |
| 8.3. | Analisi del danneggiamento | 209 |
| Capitolo 9. | CONCLUSIONI | 212 |
| | RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI | 215 |

SIMBOLOGIA

| | |
|--------------|---|
| a_u^* | Accelerazione ultima del sistema SDOF |
| a_y^* | Accelerazione al limite elastico del sistema SDOF |
| a_g | Accelerazione al suolo |
| b | Larghezza della sezione |
| b_c | Larghezza della sezione di calcestruzzo confinata |
| b_i | Distanza tra due successive barre longitudinali, vincolate agli angoli delle staffe |
| c | Spessore del copriferro |
| C | Matrice di viscosità |
| d | Vettore degli spostamenti di piano |
| d_e^* | Spostamento richiesto al sistema SDOF |
| d_{\max}^* | Spostamento in sommità determinato attraverso l'analisi pushover |
| d_u^* | Spostamento ultimo del sistema SDOF |
| d_y^* | Spostamento al limite elastico del sistema SDOF |
| d_C | Spostamento in sommità |
| E_D | Energia dissipata in un ciclo d'isteresi |
| E_{S0} | Massima energia elastica immagazzinabile |
| F | Forza applicata |
| F | Vettore dei carichi orizzontali |
| f | Vettore di forma dei carichi orizzontali |
| F_y^* | Resistenza allo snervamento del sistema SDOF |
| F_b | Taglio alla base |
| f_{sy} | Tensione di snervamento dell'armatura trasversale |
| g | Accelerazione di gravità |

| | |
|--------------|--|
| h | Altezza utile della sezione |
| H | Altezza della sezione |
| \mathbf{H} | Vettore delle altezze rispetto alla base |
| h_c | Altezza della sezione di calcestruzzo confinata |
| \mathbf{I} | Vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata |
| k | Rigidezza |
| \mathbf{K} | Matrice delle rigidezze |
| K^* | Rigidezza del sistema SDOF |
| K_i | Rigidezza iniziale del sistema SDOF |
| L | Luce dell'elemento |
| L_p | Lunghezza della cerniera plastica |
| L_p^* | Distanza tra la sezione critica e la sezione in cui la sollecitazione flettente è pari a M_y |
| L_v | Luce da taglio |
| m | Massa |
| \mathbf{M} | Matrice delle masse |
| m^* | Massa partecipante del primo modo |
| M_u | Momento ultimo |
| N | Sforzo normale applicato alla sezione |
| N_U | Sforzo normale massimo nel caso in cui la sezione è soggetta solo a compressione |
| p | Rapporto fra la rigidezza post-elastica e la rigidezza elastica del sistema SDOF |
| P_{V_R} | Probabilità di superamento nel periodo di riferimento del sisma |
| q | Fattore di struttura |
| S_a | Accelerazione spettrale elastica |
| s_h | Distanza tra le barre |
| T^* | Periodo del sistema SDOF |

| | |
|---------------------|---|
| T_{eq} | Periodo del sistema lineare equivalente |
| T_i | periodo proprio della struttura |
| T_R | Periodo di ritorno dell'azione sismica |
| V_N | Vita nominale della struttura |
| V_R | Periodo di riferimento del sisma |
| \bar{x} | Valore medio |
| x_{cu} | Posizione dell'asse neutro a rottura |
| α | Moltiplicatore della forza sismica orizzontale |
| α_U | Moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile |
| α_U/α_1 | Rapporto di sovraresistenza |
| α_1 | Moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale |
| β | Smorzamento |
| β_{eq} | Smorzamento equivalente |
| Γ_1 | Fattore di partecipazione del primo modo |
| ε_{c0} | Deformazione del calcestruzzo al limite elastico |
| ε_{cu} | Deformazione del calcestruzzo a rottura |
| ε_{sy} | Deformazione dell'acciaio allo snervamento |
| ε_{su} | Deformazione dell'acciaio a rottura |
| ϕ | Diametro delle barre |
| μ | Coefficiente di duttilità |
| θ_p | Rotazione plastica |
| θ_U | Rotazione ultima |
| θ_y | Rotazione allo snervamento |
| ρ_d | Rapporto tra l'area di acciaio disposta lungo una diagonale e il prodotto tra la base e l'altezza utile della sezione trasversale |
| ρ_s | Rapporto geometrico dell'armatura trasversale |

| | |
|---------------|---|
| ρ_u | Curvatura ultima |
| ρ_y | Curvatura allo snervamento |
| σ | Scarto quadratico medio |
| Φ_1 | Vettore di forma del primo modo di vibrare |
| ω | Percentuale meccanica di armatura tesa |
| ω' | Percentuale meccanica di armatura compressa |
| ω_b | Percentuale meccanica di armatura tesa bilanciata |
| ω_{cr} | Percentuale di armatura critica |

Capitolo 1. INTRODUZIONE

1.1. *Problematiche affrontate*

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo.

La non-linearità del comportamento delle strutture discende sia da aspetti fisici (legame non lineare tra tensioni e deformazioni: Plasticità) che geometrici (legame non lineare tra deformazioni e spostamenti: Instabilità).

La non-linearità fa sì che concetti quali Collasso o Sicurezza non sono inquadrabili nell'ambito di un rapporto di proporzionalità tra cause ed effetti, e pertanto i procedimenti usuali basati su soluzioni elastiche e verifiche alle tensioni ammissibili hanno solo base convenzionale.

La disponibilità di calcolatori sempre più potenti rende possibile oggi analisi molto sofisticate, come ad esempio le dinamiche non lineari, che potrebbero cogliere il comportamento effettivo sotto sisma, a condizione di scegliere una corretta modellazione degli elementi strutturali e del loro comportamento ciclico non lineare. Il giudizio sulla capacità di una struttura di sopportare un evento sismico deve essere in questo caso basato esplicitamente sul controllo della duttilità, ovvero delle deformazioni plastiche.

L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace (assumendo ovviamente che il modello strutturale riproduca con accuratezza il sistema reale): la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare. Questa presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- la scelta dei parametri che intervengono nella definizione dei modelli isteretici per gli elementi strutturali è delicata ed influenza sensibilmente i risultati dell'analisi stessa;

- sono necessarie numerose analisi, impiegando differenti accelerogrammi, opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa, non essendo prevedibile a priori l'input sismico corrispondente al terremoto che solleciterà la struttura;
- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione.

L'onere computazionale richiesto da una analisi dinamica condotta in campo non lineare è comunque rilevante in quanto richiede un approccio incrementale al passo e coinvolge un numero elevato di step. Ciò significa alto grado di accuratezza numerica a fronte di lunghi tempi di esecuzione.

Sono stati pertanto proposti negli ultimi anni metodi semplificati, tramite i quali è possibile valutare il comportamento ultimo della struttura basandosi sulle deformazioni o meglio, in maniera sintetica, sugli spostamenti. È stato così introdotto il concetto di "displacement based design", contrapposto all'approccio tradizionale basato sulla valutazione dell'effetto di forze e che pertanto è stato ribattezzato "force based design".

Nell'ambito del "displacement based design", sono state messi a punto procedure semplificate per condurre analisi non lineari in ambito statico. Tali procedure possono costituire un valido strumento sia per valutare rapidamente le caratteristiche globali in campo plastico, sia per correlare gli stati di danno con l'intensità dell'azione sismica. In tale ambito i metodi approssimati possono svolgere un ruolo centrale, specie all'interno di codici sismici evoluti che consentono di collegare in modo esplicito i differenti livelli di rischio con gli obiettivi prestazionali richiesti (Performance Based Seismic Design).

Le procedure di analisi statica non lineare, pur conservando la relativa semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati, tipica delle analisi dinamiche modali, consentono di tener conto in modo esplicito del comportamento non lineare. Per questi motivi è sempre più frequente la loro applicazione sia nella progettazione che nella verifica strutturale. Questo tipo di analisi, spesso indicata come analisi di spinta, comprende essenzialmente due fasi:

- la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono

della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di pushover (Capitolo 4);

- la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (performance point) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione (Capitolo 5).

L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza.

I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura (punto prestazionale) soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione.

In letteratura sono presenti vari approcci all'analisi statica non lineare ma i punti essenziali possono essere schematizzati come segue:

- definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito;
- definizione del modello meccanico MDOF della struttura e delle relative non linearità;
- esecuzione di una analisi di pushover;
- definizione di un sistema non lineare SDOF equivalente;
- definizione di un sistema SDOF elastico, equivalente al sistema SDOF non lineare;
- determinazione della risposta del sistema SDOF elastico in base allo spettro, e suo utilizzo ai fini della valutazione della risposta del sistema non lineare;
- verifica della accettabilità della risposta globale.

Permangono tuttavia i problemi di affidabilità della soluzione numerica insiti nel metodo, che si evidenziano in particolar modo quando non ricorrono particolari

requisiti di regolarità della struttura. La procedura si basa sulle seguenti condizioni:

- la *deformata* della struttura (e quindi del sistema MDOF) deve sostanzialmente essere “*controllata*” da un solo modo deformativo ben individuato, che mantenga la stessa “forma” Φ per tutta la durata del sisma; ciò consente di ricondurre la risposta della struttura a quella di un **sistema ridotto equivalente**, ad un solo grado di libertà (SDOF);
- la risposta dinamica alle azioni sismiche del sistema SDOF deve essere riconducibile a quella di un **sistema elastico equivalente**. Ciò implica l’assunzione appropriata di parametri (di massa, rigidità, viscosità) in modo tale da istituire una semplice relazione tra le escursioni di spostamento massime nei due sistemi.

Tali ipotesi possono ritenersi corrette solo per un **approccio qualitativo** circa il comportamento reale della struttura, tuttavia si rivelano essere abbastanza soddisfatte dalla maggior parte delle strutture, trattandosi di casi in cui la risposta è dominata molto spesso da un solo modo deformativo. Queste ipotesi non sono invece verificate nel caso di strutture molto irregolari; per questo motivo il D. M. 2008 sconsiglia l’uso di analisi statiche non lineari come unico strumento di verifica, nel caso in cui non siano soddisfatte alcune particolari condizioni di regolarità in pianta ed in altezza.

L’importanza del condurre un’analisi statica di tipo non lineare risiede nelle informazioni significative che fornisce, seppur sul piano qualitativo, circa la risposta strutturale. Mediante tale tipo di analisi, infatti, è possibile stimare la capacità delle strutture esistenti, e valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 , le richieste di duttilità, gli spostamenti relativi fra i piani tenendo conto anche di possibili discontinuità di resistenza o rigidità. L’analisi statica non lineare aiuta ad individuare la presenza di elementi potenzialmente fragili e la loro influenza sulla sicurezza complessiva della struttura, individua eventuali irregolarità in pianta o in altezza in termini di resistenza che modificano la risposta in campo non lineare, e segnala gli elementi e le zone della struttura potenzialmente soggette a deformazioni più elevate, le quali devono avere un comportamento duttile. Tramite questo tipo di analisi è inoltre possibile tener conto del degrado di

resistenza in elementi soggetti a deformazioni elevate, e verificare le conseguenze della perdita di resistenza di un elemento sulla stabilità dell'intera struttura, e ricavare informazioni sulla domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q .

Le tecniche di analisi statica non lineare potrebbero inoltre rappresentare uno strumento utile ai fini del conseguimento di un buon comportamento strutturale (ovvero una elevata duttilità globale), anche al fine di ridurre il costo complessivo della struttura. Negli approcci "force based" tale obiettivo viene perseguito, come già detto, con criteri di gerarchia delle resistenze, cioè dimensionando alcuni elementi in modo da avere una resistenza maggiore di quella assegnata agli altri elementi in base al calcolo, in modo da indirizzare la struttura verso il meccanismo di collasso ottimale. Tuttavia, operando in questo modo perviene spesso ad un sovradimensionamento della struttura.

Il vantaggio delle tecniche di analisi statica non lineare è quello di affrontare direttamente il problema della duttilità. Nell'ambito delle analisi di tipo lineare, la duttilità globale viene messa in conto tramite un "fattore di struttura", valutato empiricamente, che spesso non rispecchia le reali capacità dissipative della costruzione a cui è riferito. Le tecniche di analisi statica non lineare potrebbero essere un valido strumento per effettuare valutazioni più precise del fattore di struttura. In effetti, sia pure nei limiti dati dalla ristrettezza del campione di edifici esaminati, la ricerca condotta in questa tesi ha mostrato che tramite l'analisi pushover si possono ottenere buone stime dei valori del fattore di struttura.

Questi approcci innovativi non sono però esenti da problemi. Ad esempio, gli spettri di risposta da usare dovrebbero essere riferiti ad oscillatori elastoplastici, ma in genere ci si limita ad adattare opportunamente gli spettri di risposta di oscillatori elastici (forniti dalla normativa). I risultati ottenibili tramite la pushover dipendono inoltre da vari fattori, ad esempio dalle ipotesi effettuate alla base, e dai modelli semplificati utilizzati, che spesso presentano comportamenti ben diversi da quelli della struttura reale. Infine, la capacità dissipativa è ricondotta al controllo che la rotazione anelastica nelle sezioni di estremità degli elementi resti limitata. Questo controllo, non immediato da effettuare, si basa sulla valutazione della duttilità delle cerniere plastiche, espressa in termini di rotazione ultima. Una

valutazione quantitativa è resa difficile dal fatto che non c'è una sola maniera di calcolare la rotazione ultima; in letteratura sono presenti varie formulazioni che portano a risultati fra loro molto diversi, condizionando quindi fortemente la valutazione del meccanismo globale.

1.2. Finalità e contenuti della tesi

Il lavoro svolto nella presente tesi si inserisce nell'attività di ricerca volta alla conoscenza ed allo sviluppo delle tecniche di analisi di tipo semplificato introdotte dalla normativa attualmente vigente.

In Italia si è cominciato a parlare di analisi statica non lineare di tipo "pushover" con l'emanazione delle varie O.P.C.M. che, dal 2003 in poi hanno subito notevoli cambiamenti sino ad arrivare all'entrata in vigore del DM 14-01-2008.

L'analisi pushover, pur essendo un tipo di analisi semplificato, ha finito col suscitare notevole interesse nel mondo scientifico e professionale in quanto, pur non potendo sostituire del tutto le analisi di tipo classico, si può affiancare ad esse fornendo, seppur in modo qualitativo ma rapido, delle informazioni importanti circa la vulnerabilità della struttura analizzata. Malgrado l'interesse, rimangono aperte alcune questioni legate alla definizione dei parametri che entrano in gioco all'interno dell'analisi, soprattutto nella valutazione delle capacità dissipative e della duttilità, da effettuare anche sulla base di risultati numerici.

Con il presente lavoro si è cercato di approfondire alcuni di questi aspetti, anche se con un numero limitato di tests, mettendo in risalto quanto può influire sul risultato finale la scelta di una diversa formulazione per la valutazione della rotazione ultima, e la scelta di un determinato criterio per porre in relazione il sistema non lineare con quello lineare equivalente.

Nel Capitolo 2 sono stati esposti alcuni concetti preliminari riguardanti l'origine delle procedure statiche non lineari, e come esse si inquadrano nell'ambito del Performance Based Seismic Design. In particolare è stato posto l'accento su quanto proposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) riguardo alle metodologie di analisi, alla valutazione del fattore di struttura e all'applicazione del controllo di gerarchia delle resistenze.

Il primo degli aspetti trattati è la valutazione della duttilità disponibile in termini di rotazione plastica massima. Nel Capitolo 3, dopo aver esposto un quadro delle varie formulazioni disponibili in letteratura, è stato effettuato un confronto numerico tra i valori ottenibili da ognuna di esse, applicate ad alcuni degli elementi strutturali (travi e pilastri) per ognuno degli edifici campione.

Nel Capitolo 4 viene invece descritta in modo generale la procedura che sta alla base dell'analisi pushover, mostrandone i risultati ottenibili e le limitazioni da tener presente.

Il Capitolo 5 tratta un altro dei punti cardine della pushover, ossia la definizione del sistema equivalente ad un grado di libertà, il quale dovrebbe approssimare al meglio il comportamento della struttura reale. Anche in questo caso vengono esposti diversi metodi di definizione, adottati nelle varie linee guida americane ed europee, mostrandone punti comuni e differenze.

Nel Capitolo 6 si riportano le applicazioni numeriche ed una breve descrizione degli edifici campione. Le analisi sono state condotte considerando un modello spaziale composto da elementi a comportamento non lineare ed a plasticità concentrata. Si sono presi in esame sette edifici tests progettati con il D.M. 2008 (con e senza il controllo della gerarchia delle resistenze), ponendosi come obiettivo prestazionale il superamento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Per tutti gli edifici sono state condotte analisi pushover ogni 45° con due distribuzioni di forze, una costante ed una lineare. Per ciascuna curva di capacità sono stati applicati i quattro metodi illustrati per il calcolo della richiesta di spostamento. Sono stati prima confrontati i risultati pertinenti ad ogni edificio per ciascuna distribuzione di forze ed infine si è proceduto ad una analisi globale dei risultati al fine di trarre delle conclusioni di carattere generale, anche se il numero di analisi effettuate ed il campione di edifici è sicuramente esiguo per una descrizione statistica raffinata.

Nel Capitolo 7 l'attenzione è stata rivolta alla taratura del fattore di struttura. In particolare si vuole evidenziare come l'utilizzo di un numero sufficiente di analisi pushover possa portare ad una stima del fattore di struttura che conduca al raggiungimento dello stato limite prefissato, per poter essere così impiegato nell'ambito dell'analisi dinamica modale. Ciò che si vuole evidenziare è che la

presenza di richieste elevate di duttilità, messe in luce dalla pushover, potrebbero essere soddisfatte a priori, rinforzando solo le zone critiche, piuttosto che procedere all'applicazione di una "gerarchia delle resistenze" che imporrebbe un rinforzo a catena di tutta la struttura (criterio non prestazionale sia dal punto di vista economico che della duttilità).

Nel Capitolo 8 è stata effettuata l'applicazione di quanto studiato ad un caso reale, al fine di mostrare come l'analisi pushover possa avere un carattere predittivo riguardo le capacità prestazionali, in termini di duttilità e spostamento della struttura, soggetta all'azione sismica di progetto. Il confronto tra i risultati del modello numerico ed il grado di danneggiamento reale si dimostra essere molto soddisfacente, poiché l'analisi pushover riesce a individuare il comportamento globale della struttura e a metterne in luce i principali punti deboli.

I risultati così ottenuti sono stati comparati per svolgere le considerazioni finali presenti in calce al seguente lavoro.

Capitolo 2. CONCETTI PRELIMINARI

2.1. *Origine delle procedure statiche non-lineari*

Il forte sviluppo che si è avuto dal 1960 ad oggi nell'ambito della dinamica computazionale delle strutture, insieme al progresso tecnologico ed all'esperienza maturata in occasione di eventi sismici recenti hanno consentito significativi progressi nella conoscenza dei problemi connessi all'ingegneria sismica, particolarmente sentiti nelle aree maggiormente esposte quali Stati Uniti, Europa mediterranea, Giappone e Nuova Zelanda.

Infatti è proprio negli Stati Uniti che cominciano a svilupparsi studi volti alla definizione di metodi per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e per la riabilitazione degli edifici danneggiati, improntati su procedure che siano efficaci per limitare il rinforzo solo dove richiesto, ma che nel contempo siano rapide da eseguire e qualitativamente efficienti. Negli anni si sono susseguiti vari progetti di ricerca, finanziati da importanti istituzioni statunitensi quali la Federal Emergency Management Agency (FEMA), svolti dall'Applied Technology Council (ATC) e dall'American Society of Civil Engineers (ASCE), sotto la gestione del Building Seismic Safety Council (BSSC) e della California Seismic Safety Commission (CSSC).

Il risultato di tali studi è stato la pubblicazione di importanti linee guida quali le ATC-40 "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*" (ATC-40, 1996) e le FEMA 273-274 "*Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*" (FEMA-273, 1996); questi progetti di ricerca sono ancora oggi in continua evoluzione all'interno del National Earthquake Hazard Reduction Programme (NEHRP). L'innovazione introdotta da questi studi risiede nella definizione di uno strumento di analisi computazionalmente molto semplice, quale la procedura statica non-lineare di tipo pushover, al fine di valutare la capacità di resistenza delle strutture in C.A. soggette a forze laterali statiche monotonamente crescenti, tenendo conto del loro comportamento anelastico. L'approccio è quello di fissare

uno scenario di carico possibile, e di stabilire dei livelli minimi di performance, definendo delle soglie massime di danneggiamento che la struttura potrà avere; tramite l'analisi statica non lineare, è possibile cogliere i probabili punti deboli della struttura stessa, al fine di applicare una strategia prestazionale mirata a rinforzare solo le zone critiche.

Nella seconda metà del secolo scorso in Europa nacque la necessità di armonizzare le varie normative. A tal fine furono costituiti il CEB (Comité Européen du Béton) ed il FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) che, sulla base di ricerche teoriche e sperimentali, condussero più recentemente (1990) all'emanazione degli EuroCodici, tramite i quali la Comunità Europea, si pone il fine di unificare e armonizzare le norme tecniche dei vari Stati membri.

Alcune delle procedure statiche non lineari sono state recepite sia dal Final PT Draft (Stage 34) dell'Eurocodice 8, nonché dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, introdotte in Italia con il DM 14-01-2008, le quali propongono criteri per conferire un buon comportamento globale, indicano dettagli costruttivi per incrementare la duttilità locale e propongono analisi statiche non lineari basate sull'analisi di tipo pushover.

2.2. Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M., 14/01/2008)

Il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni" (nel seguito indicate con NTC), definisce i criteri generali per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste, in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza scelto.

Il testo normativo, recependo le diverse osservazioni e suggerimenti di ordine tecnico pervenute dal mondo scientifico, fornisce una serie di indicazioni inerenti

le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, nonché regole di progettazione ed esecuzione delle opere, in linea con i seguenti indirizzi:

- mantenimento del criterio prestazionale, per quanto consentito dall'esigenza di operatività della norma stessa;
- coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario e, in particolare, coerenza di formato con gli Eurocodici, norme europee EN.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera strutturale devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita della struttura, ossia alle condizioni, superate le quali l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La misura della sicurezza in termini di stati limite si basa su criteri di tipo probabilistico, applicati sia alle resistenze dei materiali che alle azioni di calcolo e, sostanzialmente, riguardanti la non linearità dei materiali e l'introduzione di coefficienti di sicurezza parziali che hanno il compito di trasformare i valori caratteristici delle resistenze in valori di calcolo, nonché di combinare le azioni in modo da ottenere le condizioni di carico più sfavorevoli per le singole verifiche (tenendo opportunamente in conto la ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli).

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o mettere fuori servizio l'opera.

Entrambi compaiono per la prima volta in Italia con l'introduzione del DM 16 gennaio 1996, con il quale il metodo degli stati limite viene affiancato a quello preesistente delle tensioni ammissibili. Con lo sviluppo del performance based design questa formulazione originaria ha subito delle modificazioni, approfondendo in modo più dettagliato il concetto di prestazione e suddividendo queste due classi in altrettante sottocategorie.

Le NTC, con riferimento all'azione sismica, definiscono i principali SLE come:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): è il riferimento progettuale per le opere di importanza strategica che devono restare operative durante e subito dopo l'evento sismico (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), e che non devono subire danni e/o interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche. A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile;

ed i principali SLU come:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, ma conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali, nonché un certo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce danni molto gravi ai componenti strutturali, ma conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro stati limite così definiti consentono di individuare quattro situazioni diverse, caratterizzate da una progressiva crescita del danneggiamento della struttura, permettendo così di individuare univocamente le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

2.3. Performance Based Seismic Design

Le NTC hanno quindi una impostazione di tipo prestazionale, ossia sono volte alla definizione delle performance attese a fronte di eventi sismici, definiti in modo realistico e non convenzionale. Il Performance Based Seismic Design prevede di basarsi su valutazioni oggettive, piuttosto che su norme di carattere prescrittivo.

Alla base di tale impostazione vi sono notevoli studi e prove sperimentali che hanno permesso di correlare determinati scenari di danno e di funzionalità con i valori delle grandezze fornite dall'analisi strutturale.

In generale è ragionevole supporre che le strutture, durante la loro vita, debbano sopportare eventi sismici di moderata intensità senza subire danni, mentre per eventi rari, di elevata intensità, è possibile tollerare un eventuale danneggiamento, purché sia garantita la stabilità globale dell'edificio.

E' ovvio che il livello di danno dipende dall'intensità del terremoto e dalla probabilità che si verifichi durante la vita della struttura: terremoti di intensità bassa hanno una probabilità di occorrenza più elevata, terremoti di intensità moderata sono più rari, mentre terremoti di elevata intensità hanno una probabilità di occorrenza molto bassa nella vita della struttura.

Trattandosi di un evento naturale, il sisma è modellabile analiticamente come un processo aleatorio; questo significa che si deve far riferimento ad un evento che abbia una certa probabilità di accadimento in un dato intervallo di tempo.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" V_R e la probabilità è denominata "probabilità di superamento nel periodo di riferimento" P_{V_R} . Il periodo di riferimento V_R dipende direttamente dalla vita nominale V_N della struttura, ossia dal numero di anni durante i quali la struttura deve mantenere il livello di performance per il quale è stata progettata. E' chiaro che maggiore è la classe di importanza dell'opera, maggiore sarà la sua vita nominale, in quanto è evidente che la riduzione delle probabilità di

superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza.

V_R riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{V_R} corrispondente allo stato limite, il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le NTC impongono gli intervalli di valori di V_R (espressi in anni) cui fare effettivo riferimento al variare di V_N .

Nell'ambito del Performance Based Seismic Design, la verifica basata sull'analisi pushover si effettua tramite un'analisi di spinta con forze statiche crescenti, dalla quale si ricava la curva di risposta, detta anche curva pushover, che mette in relazione la forza sismica agente con lo spostamento richiesto. Tale analisi permette di ottenere gli spostamenti massimi del sistema compatibili con i vari stati limite, come mostrato in Figura 2-1.

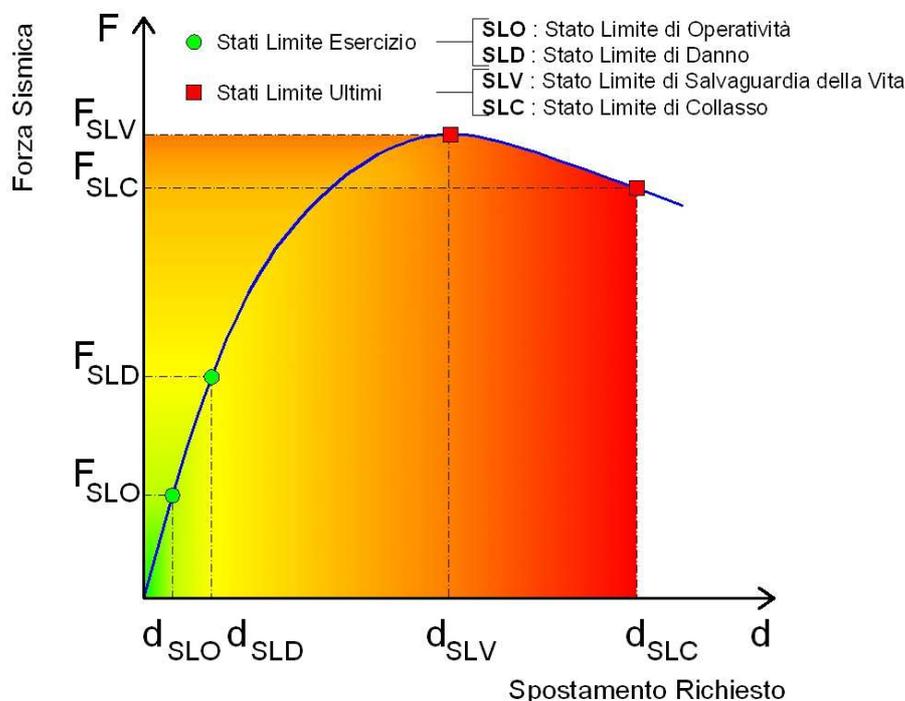


Figura 2-1. Relazione tra Stato Limite Richiesto e Forza Sismica Agente.

Le strutture, durante la loro vita di riferimento, possono essere soggette a terremoti di bassa, moderata od elevata intensità, subendo danni lievi, moderati od elevati o infine raggiungendo il collasso di una loro porzione o il collasso globale. Il livello di danno dipende dall'intensità del terremoto: terremoti di intensità bassa hanno una probabilità di occorrenza più elevata, terremoti di intensità moderata sono più rari, mentre terremoti di elevata intensità possono verificarsi come non verificarsi mai nella vita della struttura.

Per garantire una risposta strutturale adeguata occorre quindi adottare un approccio a più livelli definendo alcuni stati limite in funzione della probabilità di danno di elementi non strutturali o strutturali (approcci multi-livello).

Per la definizione dei livelli di protezione minimi accettabili occorre quindi ricercare la soluzione ottima in termini di costi iniziali, perdite e costi di riparazione associati a ciascun livello di prestazione; a tal fine è possibile fare riferimento ad un quadro generale di valutazione come rappresentato in Figura 2-2.

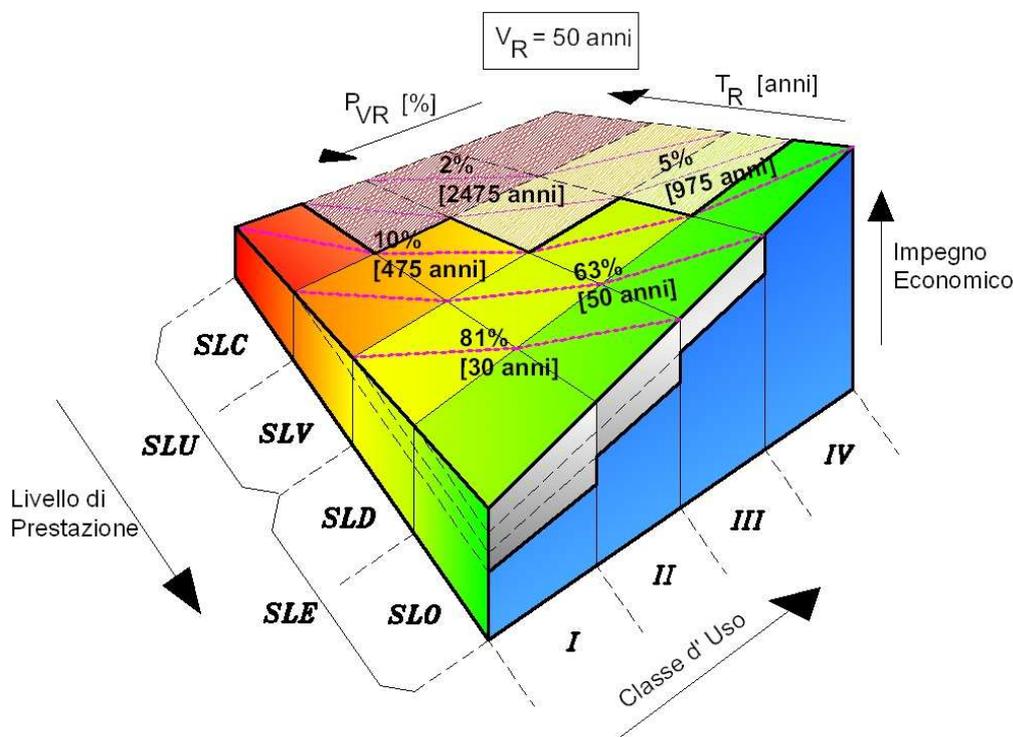


Figura 2-2. Uno schema generale di approccio multilivello per la valutazione dei requisiti di sicurezza.

Tale schema, sostanzialmente in linea con quanto è previsto dal DM 14-01-2008, trova un'analogia nelle istruzioni FEMA 274 dalle quali è stato derivato, modificandolo e sintetizzandolo, ed è articolato in funzione dei seguenti fattori:

- una suddivisione degli edifici, stabilita in base alla classe d'uso ed ai ruoli che essi devono svolgere nell'eventualità di un evento sismico, ossia alla loro importanza strategica;
- una definizione degli stati limite prestazionali da assumere come riferimento, comprendenti condizioni estreme di interesse riguardanti la risposta strutturale;
- l'intensità dell'azione sismica attesa, ricavata da uno spettro di risposta, funzione sia del sito ove è ubicata la costruzione che di altri parametri fra cui il tempo di ritorno del sisma.

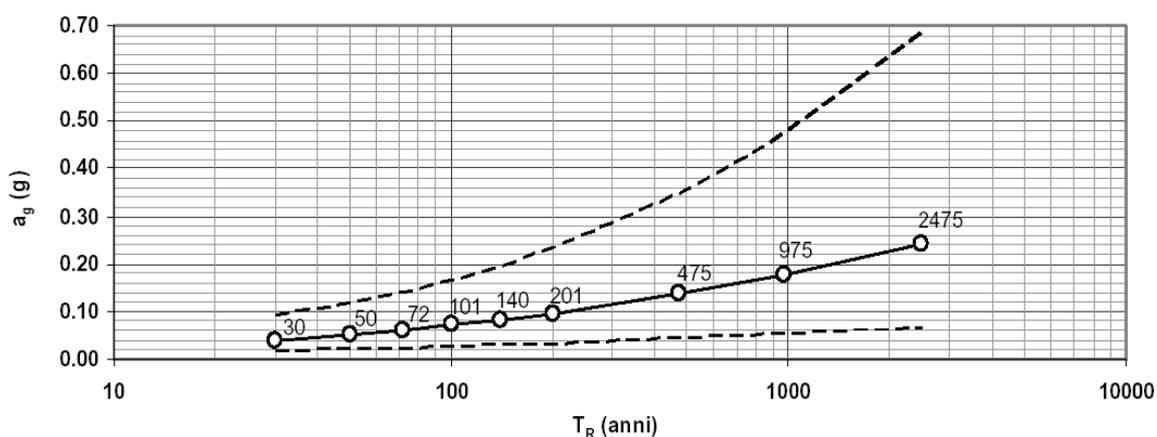


Figura 2-3. Relazione tra Tempo di Ritorno T_R e Picco di Accelerazione al Suolo a_g : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95% [NTC 2008].

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche, nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa a_g , espressa in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} e di una fissata vita di riferimento V_R .

| STATO LIMITE | | P_{V_R} Probabilità di superamento nel periodo V_R | T_R Valutato per $V_N = 50$ anni |
|--------------|-----|--|--|
| SLE | SLO | 81 % | 30 anni |
| | SLD | 63% | 50 anni |
| SLU | SLV | 10% | 475 anni |
| | SLC | 5% | 975 anni |

Tabella 2-1. Probabilità di superamento P_{V_R} e Tempi di Ritorno T_R al variare degli stati limite [NTC 2008].

La strategia progettuale che sta alla base di una normativa prestazionale impone che, al variare del periodo di riferimento V_R , la probabilità di superamento P_{V_R} che compete a ciascuno degli stati limite considerati sia costante (*strategia progettuale di norma*).

Per ciascuno stato limite e per la relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma. Ottenuti i valori di T_R si possono infine valutare le accelerazioni al suolo a_g per il sito di riferimento.

2.4. Metodi di analisi proposti dalle NTC per opere in Calcestruzzo Armato

Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, le NTC suggeriscono i metodi seguenti:

- analisi elastica lineare;
- analisi plastica;
- analisi non lineare.

L'**analisi elastica lineare** può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli SLE sia per gli SLU. Si può distinguere fra *analisi statica lineare*, la quale è una forma molto semplificata di analisi ed ormai in disuso, ed *analisi dinamica modale*, che tiene conto del comportamento duttile con l'uso del fattore di struttura q .

L'**analisi plastica** o **analisi limite** può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli SLU. Consiste nella determinazione del meccanismo di collasso dell'intera struttura, e del carico limite di collasso, a partire dalla conoscenza del dominio limite di resistenza delle sezioni. Questo tipo di analisi non tiene conto delle caratteristiche elastiche degli elementi ma solo della loro resistenza ultima, e prevede un programma proporzionale di carico che viene amplificato tramite un parametro λ . Come risultato dell'analisi si ottiene il valore del moltiplicatore λ di collasso.

L'**analisi non lineare** può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli SLE, sia per gli SLU, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza. L'**analisi pushover** o analisi di spinta è un tipo di analisi statica non lineare, in cui un sistema di forze viene applicato staticamente alla struttura, e fatto crescere in maniera proporzionale. Il risultato è rappresentato dalla curva pushover, che relaziona le forze sismiche agenti con il livello di spostamento richiesto. L'**analisi dinamica non lineare** viene condotta tramite un'analisi al passo, a partire da un accelerogramma registrato o simulato. La risposta ottenibile è molto precisa, ma si tratta di un tipo di analisi molto oneroso, e complesso da portare a termine. Per ottenere, infatti, una risposta statisticamente significativa è necessario condurre numerose analisi.

I diversi tipi di analisi hanno livelli di complessità diversi e consentono livelli di informazione diversi. E' possibile infatti osservare che:

- I metodi di **analisi sismica lineari** presenti in letteratura consentono di ottenere informazioni molto dettagliate riguardo la risposta, ma mettono in conto solo effetti globali tramite il fattore di struttura q e non consentono una valutazione di dettaglio delle richieste di duttilità.
- I metodi di **analisi statica non lineare** di tipo pushover permettono di cogliere questi aspetti mostrandosi in grado di descrivere il comportamento strutturale al di là del limite elastico e di valutare la coerenza fra fattori di struttura assunti e reali.

- Ognuno dei metodi citati, con le sue peculiarità, affronta il problema con onere computazionale crescente ma con risultati sempre più accurati nella determinazione delle richieste di duttilità in una struttura soggetta a sisma.

2.4.1. Il fattore di struttura

Nell'ambito di un'analisi lineare non si può prescindere dal considerare gli effetti legati all'escursione della struttura in campo plastico. Questi effetti vengono messi in conto tramite un fattore di struttura, unico per tutta la struttura, generalmente indicato con q .

Il **fattore di struttura** q tiene conto degli effetti della dissipazione, e nell'ambito di un'analisi lineare, ha il compito di ridurre le forze sismiche che una struttura deve essere in grado di sopportare in funzione della duttilità che effettivamente presenta il sistema. E' legato alla tipologia strutturale, al grado di iperstaticità, alla classe di duttilità, alla regolarità dell'edificio, ai criteri di progettazione adottati e alle non linearità di materiale.

Il valore del fattore di struttura può essere stimato a partire da un'analisi pushover, e permette di migliorare l'affidabilità dell'analisi elastico-lineare. Uno degli aspetti più delicati della modellazione elastico-lineare è rappresentato infatti dalla necessità di valutare gli effetti nonlineari della risposta strutturale e di condensarli nel fattore di struttura, da cui dipendono le accelerazioni sismiche spettrali associate ai singoli modi di vibrazione.

In assenza di informazioni derivanti da analisi dettagliate che lo definiscano, il fattore di struttura può essere stimato tramite vari parametri derivanti da caratteristiche descrittive dell'opera, come pure suggerito dalla stessa normativa. In questo caso il valore del fattore di struttura q da utilizzare dipende da vari fattori quali la tipologia strutturale, il numero di piani, il livello di duttilità attesa, la regolarità strutturale e il rapporto di sovraresistenza α_U/α_1 .

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate in diverse tipologie: strutture a telaio, strutture a pareti, strutture miste telaio-pareti, strutture deformabili torsionalmente e strutture

a pendolo inverso. Questa suddivisione vuole tener conto essenzialmente della maggiore o minore iperstaticità della struttura.

Il concetto di regolarità, come evidenziato anche dalle norme, racchiude in sé due concetti distinti:

- *semplicità strutturale*: esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle azioni dal punto in cui esse sono applicate fino alle fondazioni. Essa consente una facilità di dimensionamento, di modellazione, di analisi della struttura e di definizione dei dettagli costruttivi.
- *uniformità*: si intende contemporaneamente distribuzione uniforme dei carichi (verticali o sismici) e una uniforme distribuzione degli elementi resistenti. In particolare, durante la progettazione sismica occorre curare:
 - *l'uniformità delle masse*, perché l'azione sismica è proporzionale alla distribuzione delle masse presenti;
 - *l'uniformità delle rigidzze*, perché in fase elastica l'azione sismica si distribuisce tra gli elementi in proporzione alle loro rigidzze (SLE);
 - *l'uniformità delle resistenze e delle duttilità*, perché queste condizionano il comportamento quando si supera la fase elastica (SLU).

Per quanto riguarda la duttilità della struttura, la norma distingue due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- *Classe di duttilità alta (CD"A")*, la quale prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità;
- *Classe di duttilità bassa (CD"B")*, la quale invece prevede che gli elementi inflessi abbiano una duttilità minima.

Questa distinzione fa riferimento ad una modalità di dimensionamento che porta ad ottenere una maggiore o minore duttilità globale.

Per quanto riguarda invece il rapporto di sovraresistenza α_U/α_1 , esso tiene conto del fatto che le forze che solleciteranno effettivamente la struttura possono in realtà essere maggiori di quelle calcolate al limite elastico, che vengono usate nelle analisi lineari. In Tabella 2-2 vengono riportati i valori indicativi proposti dalle NTC per le strutture intelaiate.

| Tipologia | q | |
|--------------------|-------------------------|-------------------------|
| | CD"B" | CD"A" |
| Strutture a telaio | $3.0 \alpha_U/\alpha_1$ | $4.5 \alpha_U/\alpha_1$ |

Tabella 2-2. Valori massimi di base per il fattore q riferito alle strutture a telaio [NTC 2008].

dove:

- α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale;
- α_U è il moltiplicatore di collasso e rappresenta l'accelerazione che porta la struttura al collasso.

Il valore di α_U/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (v. Figura 2-4) oppure stimato con metodologia empirica, e cioè sulla base di osservazioni teorico-numeriche relative ad edifici che hanno resistito ai sismi susseguiti nei decenni.

In letteratura in genere si indicano valori di $q \cong 4 \div 5$ per telai regolari ed adeguatamente duttili.

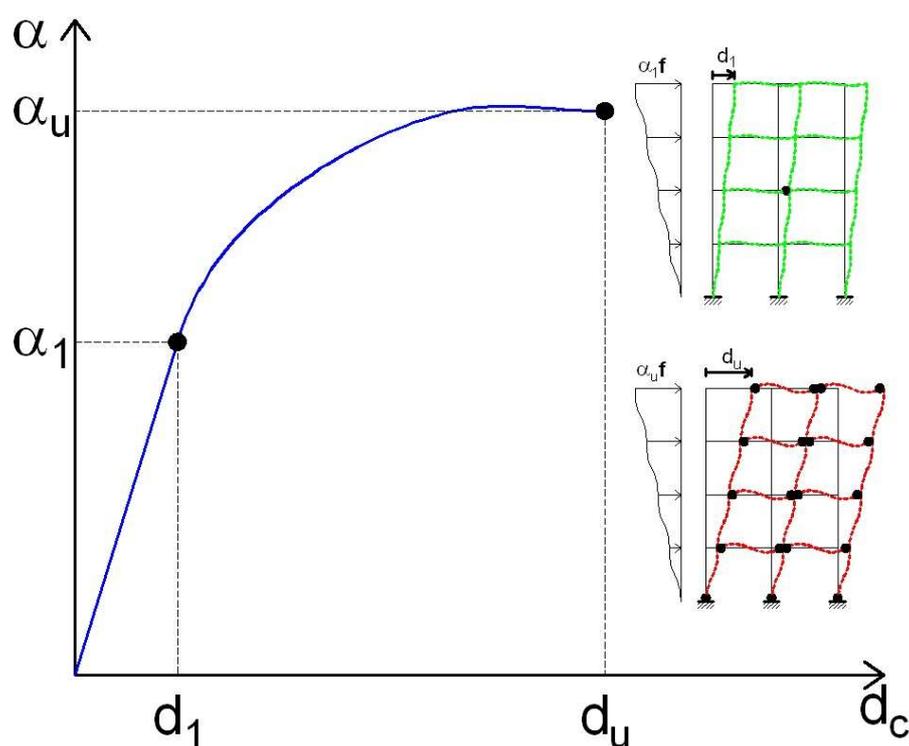


Figura 2-4. Schematizzazione di α_U ed α_1 .

E' comunque necessario osservare che, considerata la funzione chiave che il fattore di struttura riveste nella definizione delle azioni sismiche, non è consigliabile limitarsi a valutarlo in base alla sola descrizione qualitativa della struttura. La correlazione euristica su cui si basa questa valutazione, anche se fornisce indicazioni utili in media, non dà reali garanzie che l'azione sismica così calcolata non possa risultare fortemente sovrastimata o anche pericolosamente sottostimata.

2.4.2. La gerarchia delle resistenze

Le regole progettuali della gerarchia delle resistenze mirano ad assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile sotto carico ciclico, impedendo l'attivazione di meccanismi fragili, come ad esempio le crisi di pressoflessione nei pilastri o di taglio nelle travi e nei pilastri. La pericolosità di questi meccanismi in corrispondenza ad azioni sismiche è infatti ampiamente documentata.

L'obiettivo viene realizzato attraverso una serie di regole pratiche di progettazione, che assicurino ai potenziali meccanismi fragili una sovrarresistenza tale da rendere improbabile la loro attivazione.

La sovrarresistenza comporta tuttavia un sensibile sovradimensionamento della sezione resistente e delle armature, rispetto alle richieste di calcolo, peraltro fortemente dipendente dalla situazione locale in cui si trova l'elemento. Inoltre, anche in conseguenza del carattere euristico delle regole, una loro applicazione rigidamente burocratica potrebbe, quanto meno in casi di irregolarità strutturali, rendere problematico il dimensionamento della struttura, tanto da imporre un drastico ripensamento della soluzione strutturale adottata. Tutto ciò può risultare particolarmente oneroso in quanto, a meno che non si disponga di controlli analitici più sofisticati, le NTC 2008 impongono l'applicazione della gerarchia delle resistenze, non solo per le strutture progettate in Classe A (alta duttilità), ma anche per quelle progettate in Classe B (bassa duttilità), sebbene con una lieve riduzione dei fattori di sicurezza adottati.

Vi è inoltre da sottolineare che la finalità di fondo che si vuole perseguire con la gerarchia delle resistenze può essere conseguita, in maniera più efficace e generalmente meno onerosa in termini di dimensionamento strutturale, controllando "a posteriori" le risorse di duttilità disponibili attraverso una analisi sismica statica nonlineare (analisi pushover), che rappresenta uno strumento particolarmente potente per evidenziare l'insorgenza dei meccanismi tipici di collasso fragile, come ad esempio quello del piano debole, con formazione di cerniere plastiche pressoflessionali nei pilastri, o quelli dovuti a crisi di taglio.

Capitolo 3. CAPACITA' ROTAZIONALE DELLE CERNIERE PLASTICHE

La capacità antisismica di una struttura è misurata, più che dalla sua resistenza, dalla sua capacità di assorbimento di energia. Le azioni esercitate dal sisma sulla costruzione non possono quindi tradursi sempre in termini di forze statiche; ciò potrebbe accadere solo se la struttura si mantenesse in campo elastico, o meglio, se esibisse un comportamento di tipo elasto-fragile; in questo caso la sua capacità di assorbimento di energia è proporzionale alla sua rigidità elastica, per cui la forza sismica andrà confrontata con la resistenza della struttura stessa e quindi del materiale. Grandi quantità di energia d'altra parte possono essere assorbite se la struttura è dotata di adattabilità plastica, cioè se è in grado di subire notevoli deformazioni plastiche che ne conferiscono un comportamento di tipo duttile. La duttilità di un elemento inflesso quindi può definirsi come la capacità di subire elevate deformazioni flessionali senza perdere l'attitudine a trasmettere il momento flettente; la fragilità corrisponde invece al comportamento opposto. Duttile è pertanto una sezione che esibisce un diagramma momento-curvatura del tipo (3) di Figura 3-1 (c), fragile al contrario è una sezione che presenta un diagramma momento-curvatura del tipo (1) di Figura 3-1 (c).

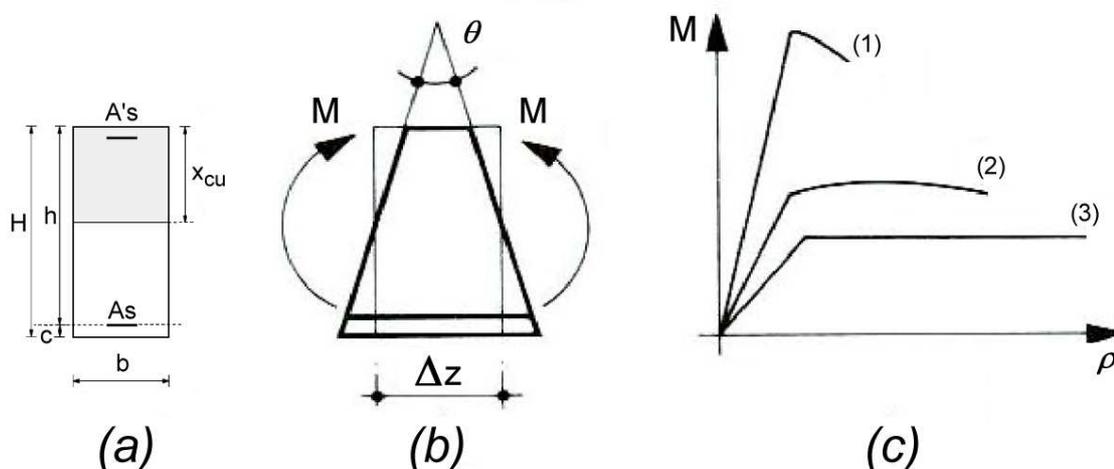


Figura 3-1. Schematizzazione del diagramma momento-curvatura: (a) sezione di riferimento in c.a.; (b) concio elementare; (c) diagrammi momento-curvatura per diversi tipi di comportamento dell'elemento.

L'effettivo diagramma momento-curvatura ($M - \rho$) della sezione duttile può ragionevolmente approssimarsi come una bilatera, e a misura della duttilità possono essere introdotte svariate quantità. Una delle più diffuse è il rapporto detto coefficiente di duttilità, ovvero il rapporto fra la cosiddetta curvatura ultima ρ_u e la curvatura allo snervamento ρ_y :

$$\mu = \frac{\rho_u}{\rho_y} \quad (1.1)$$

Il legame momento-curvatura di una sezione duttile è caratterizzato da una situazione cinematica particolare, che si presenta quando il momento M raggiunge il valore del momento ultimo M_u . Se si idealizza il diagramma $M - \rho$ con una bilatera, quando il momento attinge il valore M_u , la curvatura di un elemento di trave di lunghezza Δz è dovuta alla sola deformazione elastica dell'elemento e vale ρ_y . A partire da tale situazione se il momento M si mantiene costante possono verificarsi incrementi ulteriori di curvatura nello stesso verso di M_u senza ulteriori incrementi del momento flettente. Tali incrementi di curvatura però non possono essere illimitati in quanto, per i fenomeni di frattura del calcestruzzo, esiste un valore ultimo ρ_u della curvatura, funzione della duttilità della sezione.

Per $M = M_u$ quindi, è come se tra le due estremità del tronco di trave si venisse a creare una cerniera, detta cerniera plastica, in quanto le due facce possono subire una rotazione relativa arbitraria purché non si superi la curvatura ultima ρ_u ; la massima rotazione plastica fra le due sezioni potrebbe essere stimata come:

$$\theta_p = (\rho_u - \rho_y) \Delta z \quad (1.2)$$

Se allora si considera una mensola in c.a. a sezione duttile, soggetta all'estremità a una forza F , quando la forza F attinge il valore F_u :

$$F_u = \frac{M_u}{L} \quad (1.3)$$

con M_u momento ultimo della sezione all'incastro, si realizza quella condizione di equilibrio limite per cui ogni ulteriore incremento di F non può essere assorbito. Sotto $F = F_u$ la trave può subire una deformazione costituita da una rotazione rigida intorno alla cerniera plastica formatasi all'incastro.

Lungo la trave il momento flettente è variabile: lo snervamento dell'acciaio, che viene ottenuto dapprima in corrispondenza della sezione di incastro, si propaga dall'incastro per un certo tratto verso l'esterno; analogamente si verificherà per lo stato di plasticizzazione nel calcestruzzo; si determinerà allora un tronco di trave sede di concentrazioni di curvatura plastica. La lunghezza L_p di questo tronco influenza notevolmente la massima rotazione rigida della mensola intorno alla cerniera: è evidente, infatti, che a parità di curvatura plastica disponibile, un maggiore o minore valore di L_p comporta un maggiore o minore valore della massima rotazione limite rigida della trave intorno all'incastro.

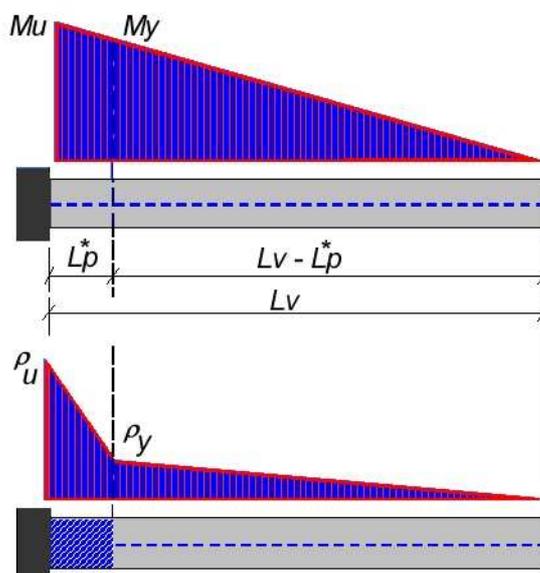


Figura 3-2. Schematizzazione dell'andamento del momento e della curvatura per un elemento in c.a. incastrato ad una estremità.

L'effettivo valore di L_p , detto lunghezza della cerniera plastica, dipende da numerosi fattori: in particolare dall'andamento del momento flettente e dall'altezza della sezione, come risulta da numerose ricerche teoriche e sperimentali, di cui si farà cenno nel seguito.

Il concetto di cerniera plastica determina importanti conseguenze sul calcolo plastico delle strutture. E' evidente infatti come in una struttura iperstatica ad elementi duttili, quando si siano formate, con il crescere del carico, cerniere in numero sufficiente, si determina una condizione di meccanismo cinematico, cioè il sistema diventa, nel complesso o in una sua parte, labile. La valutazione della massima rotazione plastica che è possibile attingere in ogni cerniera costituiscono allora un aspetto fondamentale di base per la valutazione del massimo lavoro plastico che la struttura, se dotata di duttilità, è in grado di dissipare.

3.1. Formulazione analitica della capacità rotazionale: modelli presenti in letteratura

All'inizio degli anni '60 una commissione CEB avviò un programma di ricerca coordinato per stabilire delle regole sulla duttilità in travi in cemento armato. La capacità di rotazione di una cerniera plastica fu assunta come indice di duttilità. Il

lavoro, sviluppatosi sulla base di prove sperimentali eseguite in differenti laboratori di vari paesi, con successiva analisi statistica dei risultati ottenuti, di cui furono considerati valori caratteristici frattili del 5%, condusse alla proposta di Siviero (Siviero, 1976), il quale proponeva un legame di tipo iperbolico tra la rotazione plastica e la profondità dell'asse neutro a rottura, adimensionalizzata rispetto all'altezza utile della sezione, del tipo:

$$\theta_p = 0.004 \left(\frac{h}{x_{cu}} \right) \quad (1.4)$$

avendo indicato con h l'altezza utile della sezione e con x_{cu} la posizione dell'asse neutro a rottura. La suddetta relazione, riportata nella Figura 3-3, fu recepita dal Model Code 78.

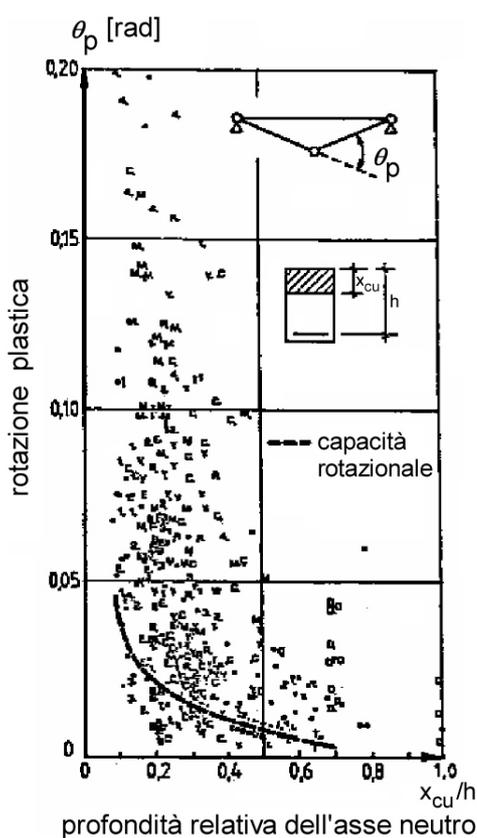


Figura 3-3. Rotazione plastica in funzione della posizione dell'asse neutro adimensionalizzata rispetto all'altezza utile (Siviero, 1976)

Dai risultati di alcune delle prove commissionate dal CEB, alcuni autori proposero delle formulazioni della capacità rotazionale basate sulla definizione della lunghezza di cerniera plastica: uguagliando l'area campita in Figura 3-4(a) con

quella riportata in Figura 3-4(b), la rotazione plastica può essere calcolata con la seguente relazione:

$$\theta_p = (\rho_u - \rho_y) L_p \quad (1.5)$$

dove ρ_u e ρ_y sono rispettivamente le curvature locali della sezione critica, fessurata, quando $M = M_u$ e $M = M_y$, valutate nelle ipotesi di conservazione delle sezioni piane (Bernoulli), di resistenza a trazione del calcestruzzo nulla e di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo, L_p è la lunghezza "fittizia" della cerniera plastica, necessariamente minore della lunghezza L_p^* , definita come distanza tra la sezione critica e la sezione in cui la sollecitazione flettente è pari a M_y (Figura 3-4); L_v è invece la luce di taglio, ovvero la distanza tra la sezione in cui il momento flettente è massimo e quella in cui il momento flettente è nullo.

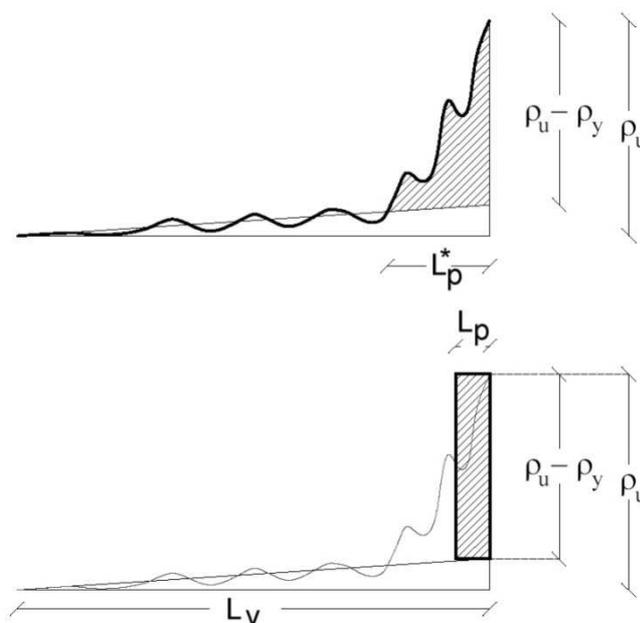


Figura 3-4. Definizione di lunghezza di cerniera plastica

I valori teorici della lunghezza equivalente della cerniera plastica L_p , basati sull'integrazione della distribuzione delle curvature per vari modelli, mostrano che L_p è direttamente proporzionale alla luce dell'elemento L ; tali valori, però, non sempre corrispondono ai valori misurati in maniera sperimentale, a causa sia del fenomeno noto come *tensile strain penetration* (l'aumento della deformazione nell'acciaio per un certo spessore in corrispondenza dell'incastro, a causa delle

tensioni di aderenza), sia a causa della presenza di fessure inclinate. Nell'ambito dello stesso studio, si evidenzia che una valutazione della lunghezza equivalente della cerniera plastica può essere ottenuta dalla seguente relazione:

$$L_p = 0.08L + 0.022\phi f_{sy} \quad [MPa] \quad (1.6)$$

Nella maggioranza dei casi, l'equazione (1.6) dà valori di $L_p \cong 0.5h$, dove h è l'altezza della sezione. Tale valore può spesso rappresentare una buona stima. In seguito, altri autori (Baker, et al., 1964) proposero la seguente formulazione per elementi in cemento armato non confinati: (Mattock, 1967)

$$\theta_p = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}}{x_{cu}} L_p \quad \text{se la sezione si parzializza} \quad (1.7)$$

$$\theta_p = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}}{h} L_p \quad \text{se la sezione è completamente compressa} \quad (1.8)$$

dove:

$$L_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{L_Y}{h} \right)^{1/4} h \quad (1.9)$$

in cui L_Y è la luce di taglio (distanza tra la sezione in cui il momento flettente è massimo e quella in cui il momento flettente è nullo), ε_{cu} è il valore della deformazione del calcestruzzo allo stato ultimo, ε_{c0} è il valore della deformazione al limite elastico, e k_1 , k_2 , k_3 sono i parametri che tengono conto rispettivamente del tipo di acciaio, della presenza dello sforzo normale e della resistenza del calcestruzzo, pari a:

$k_1 = 0.7$ per acciaio lavorato a caldo e 0.9 per acciaio lavorato a freddo,

$k_3 = 0.6$ quando $R_{ck} = 41.369$ MPa e 0.9 quando $R_{ck} = 13.79$ MPa,

$$k_2 = \left(1 + 0.5 \frac{N}{N_U} \right) \quad (1.10)$$

dove N è lo sforzo normale applicato alla sezione mentre N_U è lo sforzo normale massimo nel caso in cui la sezione è soggetta solo a compressione. Nel caso in cui fosse invece necessario considerare l'influenza del confinamento

esercitato dalle staffe sul legame costitutivo del calcestruzzo, la rotazione plastica sarebbe, sempre secondo gli stessi autori, pari a:

$$\theta_p = 0.8(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0})k_1k_3 \frac{L_V}{h} \quad (1.11)$$

dove:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0015 \left[1 + 150\rho_s + (0.7 - 10\rho_s) \frac{h}{x_{cu}} \right] \quad (1.12)$$

e ρ_s è il rapporto geometrico dell'armatura trasversale.

Dalle prove effettuate al laboratorio del P.C.A. (Portland Cement Association), all'interno del programma gestito dal C.E.B., Mattock (Mattock, 1967) indicò che la capacità rotazionale dipende, oltre che dalla luce da taglio, anche dal rapporto tra $(\omega - \omega')/\omega_b$:

$$\theta_p = \theta_U \left[1 + \left(1.14 \sqrt{\frac{L_V}{h}} + 1 \right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b} \right) \sqrt{\frac{h}{16.2}} \right) \right] \quad (1.13)$$

dove ω è la percentuale meccanica di armatura tesa, ω' la percentuale meccanica di armatura compressa e ω_b la percentuale meccanica di armatura tesa bilanciata, calcolata considerando una deformazione ultima del calcestruzzo pari al 3‰, e:

$$\theta_U = (\rho_u - \rho_y) \frac{h}{2} \quad (1.14)$$

Per calcolare le curvature locali l'autore propose di considerare una deformazione ultima nel calcestruzzo pari a:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + \frac{0.5}{L_V} \quad (1.15)$$

Nel 1966, a seguito di altre prove effettuate al laboratorio del P.C.A., Corley (Corley, 1966) suggerì una semplificazione della formulazione proposta da Mattock:

$$\theta_p = \theta_U \left(1 + \frac{0.4}{\sqrt{h}} \frac{L_V}{h} \right) \quad (1.16)$$

che comporta:

$$L_p = \frac{\theta_p}{\theta_U} \frac{d}{2} = 0.5h + 0.2\sqrt{h} \frac{L_V}{h} \quad (1.17)$$

e una deformazione ultima del calcestruzzo:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{L_V} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20} \right)^2 \quad (1.18)$$

A risposta del lavoro di Corley, (Mattock, 1967) propose una formulazione semplificata dell'equazione (1.16) e dell'equazione (1.18):

$$L_p = \frac{\theta_p}{\theta_U} \frac{h}{2} = 0.5h + 0.05L_V \quad (1.19)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{L_V} + 0.2\rho_s \quad (1.20)$$

Problema comune a tutte le formulazioni proposte in quegli anni è una sovrastima della capacità rotazionale nel caso di sezioni debolmente armate, dovuta all'ipotesi di crisi legata allo schiacciamento del calcestruzzo. Al contrario se la rottura è legata al raggiungimento della deformazione ultima nell'acciaio, la curva che rappresenta la rotazione plastica in funzione della percentuale geometrica di armatura non è sempre decrescente, ma presenta una cuspidè che individua la massima capacità rotazionale in corrispondenza della percentuale di armatura critica (ω_{cr}) per cui si giunge contemporaneamente alla deformazione ultima in entrambi i materiali. Per percentuali di armatura minori ($\omega < \omega_{cr}$), la crisi è regolata dalla deformazione ultima dell'acciaio, mentre per percentuali di armatura maggiori ($\omega > \omega_{cr}$), dalla deformazione ultima del calcestruzzo. Nella Figura 3-5 è riportato l'andamento della rotazione plastica di una trave semplicemente appoggiata, armata con acciaio lavorato a freddo in funzione della percentuale geometrica di armatura tesa, secondo Langer (Langer, 1987) e confrontata con i risultati sperimentali di Eifler e Plauk (Eifler, et al., 1974).

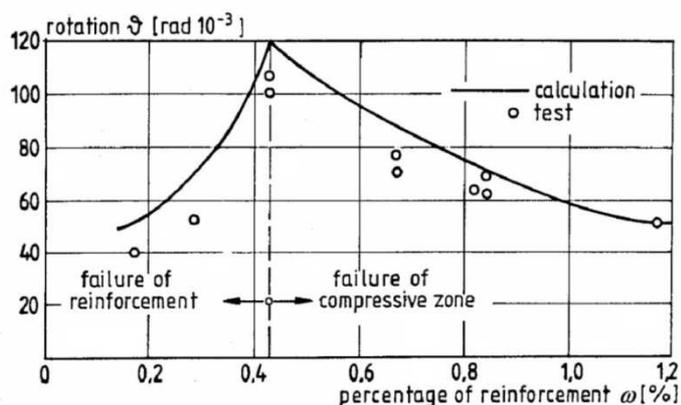


Figura 3-5. Capacità rotazionale in funzione della percentuale geometrica di armatura tesa (Langer, 1987) e risultati sperimentali (Eifler, et al., 1974).

Le indagini parametriche eseguite con il modello analitico utilizzato dagli autori, fornirono altre interessanti informazioni sull'influenza di vari parametri sulla duttilità di modelli di travi. Fu mostrato che la rotazione plastica diminuiva sensibilmente al diminuire del rapporto tra tensione ultima e di snervamento dell'acciaio, e cresceva all'aumentare dell'allungamento ultimo. Significativa appariva anche l'influenza di una modellazione che tenesse conto del fenomeno di irrigidimento del calcestruzzo tra le fessure (tension stiffening), in quanto il considerare un elemento completamente fessurato conduceva ad incrementi di rotazione plastica maggiori del 40% rispetto al caso di elemento integro, ossia con entrambi i materiali reagenti (Figura 3-6).

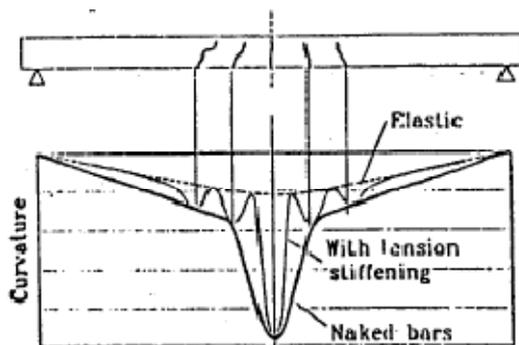


Figura 3-6. Influenza del tension-stiffening sulla curvatura.

Le correzioni apportate dagli autori furono state recepite dal Model Code 1990 (MC90) (CEB-FIP, 1993), e poi dall'Eurocodice2 (EUROCODICE-2, ENV 1992-1-1, 2004) (Figura 3-7).

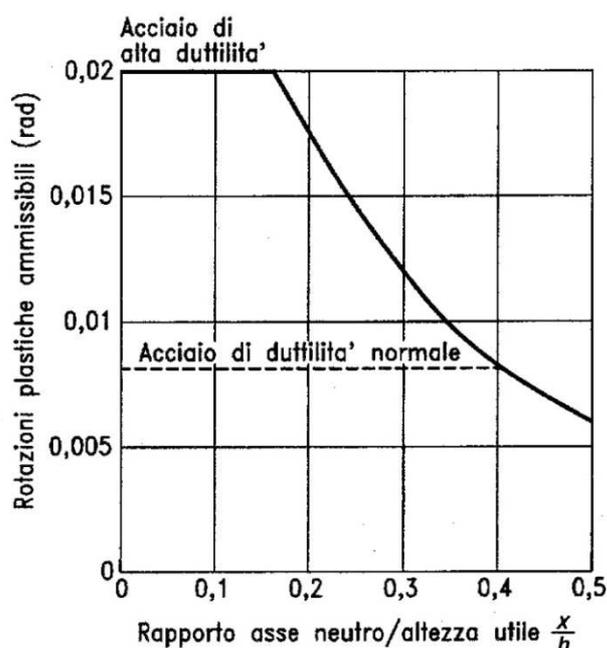


Figura 3-7. Rotazioni plastiche ammissibili per sezioni di calcestruzzo armato (EUROCODICE-2, ENV 1992-1-1, 2004)

Variabili fondamentali quali il rapporto di incrudimento e l'allungamento ultimo uniforme, fino ad allora non considerati per l'uniformità degli acciai prodotti, vennero così in qualche modo introdotti differenziando le curve legate ad acciai a differenti duttilità. Il Model Code 90 riconosceva tre classi di acciaio in funzione del rapporto di incrudimento e dell'allungamento ultimo, mentre nell'EC2 ne sono indicati due tipi (Tabella 3-1).

| MC90 | f_{st}/f_{sy} | ε_{su} | EC2 | f_{st}/f_{sy} | ε_{su} |
|------|-----------------|--------------------|-------------------|-----------------|--------------------|
| A | ≥ 1.08 | $\geq 5.0\%$ | Alta duttilità | ≥ 1.08 | $\geq 5.0\%$ |
| B | ≥ 1.05 | $\geq 2.5\%$ | Normale duttilità | ≥ 1.05 | $\geq 2.5\%$ |
| S | ≥ 1.15 | $\geq 6.0\%$ | | | |

Tabella 3-1. Caratteristiche degli acciai previsti nell'MC90 e nell'EC2.

Un importante parametro che fu successivamente introdotto fu l'aumento di rotazione plastica negli elementi in cui le fessure sono inclinate per effetto del taglio. Corley (Corley, 1966) notò sperimentalmente che nelle travi in cui le fessure sono inclinate la rotazione plastica è maggiore che in quelle con fessure

verticali. Il problema di considerare un incremento di rotazione plastica per la presenza di fessure inclinate fu poi introdotto da Dilger (Dilger, 1966), che seguendo l'approccio di Baker, suddivise la rotazione plastica in due parti: quella generata dalla flessione, calcolata dal diagramma momento-curvatura locale della sezione fessurata, e quello generato dalla presenza del taglio, calcolato traslando il diagramma del momento flettente (rotazioni A e B di Figura 3-8). La lunghezza w in cui il diagramma del momento flettente è costante dipende dall'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave.

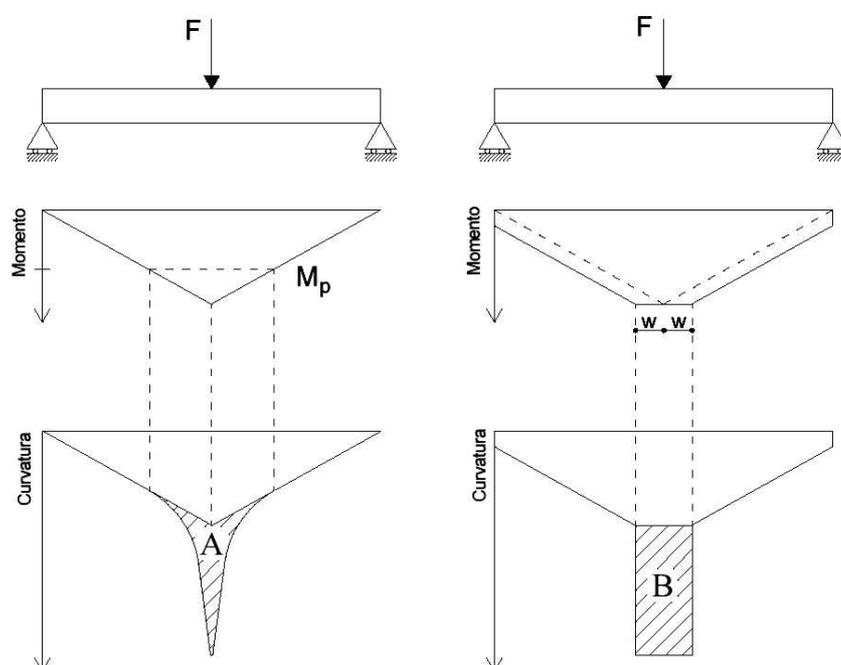


Figura 3-8. Influenza delle fessure inclinate (Dilger, 1966)

Nel 1970 Bachmann (Bachmann, 1970) confrontò la rotazione plastica di alcune travi sperimentali con i valori calcolati utilizzando la formulazione proposta da (Corley, 1966), il cui risultato fu una sovrastima delle rotazioni plastiche calcolate nelle travi in cui le lesioni sono inclinate, mentre nelle travi in cui le lesioni sono verticali, la rotazione plastica analitica era più alta di quella sperimentale (Figura 3-9).

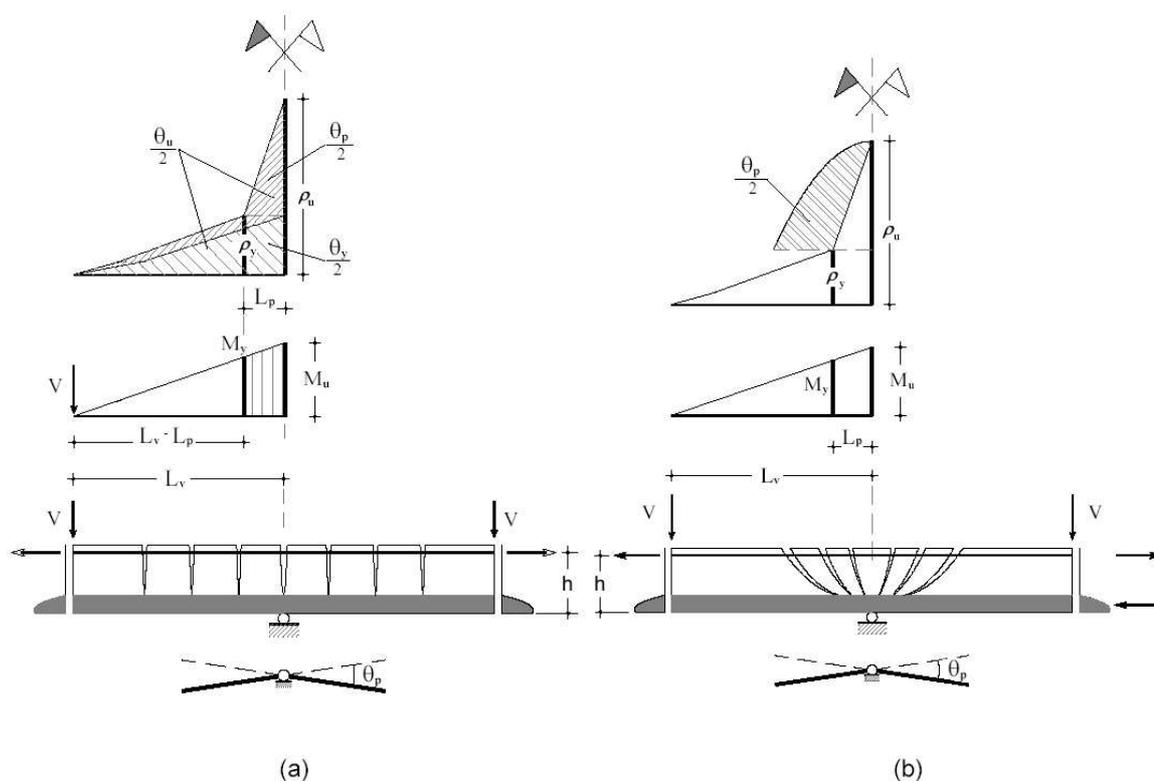


Figura 3-9. Diverso comportamento delle cerniere plastiche nel caso di (a) lesioni verticali, (b) lesioni inclinate.

Per questo motivo, l'autore propose un modello per valutare la capacità di rotazione plastica che descriva meglio il fenomeno rispetto ai precedenti metodi. L'autore definì due tipi di cerniere plastiche:

- *Flexural hinge* (cerniera plastica per flessione): nel caso in cui le lesioni sono verticali (Figura 3-10 (a));
- *Flexural-shear hinge* (cerniera plastica per flessione e taglio): nel caso in cui le lesioni sono inclinate (Figura 3-10 (b)).

La zona della cerniera plastica è discretizzata in conci e la rotazione, calcolata prendendo in considerazione un concio di lunghezza pari alla distanza tra le fessure, dipende solo dall'apertura delle fessure stesse (Figura 3-10):

$$\theta = \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{h - c_0} = \frac{1}{d - c_0} \sum_{i=1}^N w_i \quad (1.21)$$

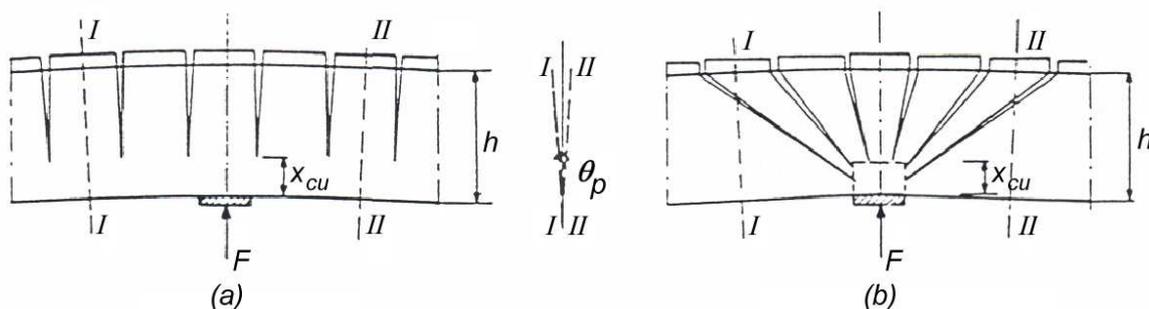


Figura 3-10. Discretizzazione della cerniera plastica come conci: (a) cerniera plastica per flessione; (b) cerniera plastica per flessione e taglio. (Bachmann, 1970)

Le indagini parametriche effettuate successivamente da Langer e Li (Langer, 1987), (Li, 1995) dimostrarono che negli elementi in cui le fessure sono inclinate la capacità rotazionale è più grande di quella calcolata considerando le fessure verticali (Figura 3-11 e Figura 3-12). Per piccoli valori del taglio, a parità di momento ultimo, le fessure si presentano verticali, la funzione che rappresenta la rotazione plastica decresce, fino al valore del taglio per cui la formazione delle lesioni non avviene più perpendicolarmente all'asse. Per valori maggiori del taglio, le lesioni si presentano inclinate e c'è un brusco incremento della rotazione plastica, per poi decrescere nuovamente all'aumentare del taglio.

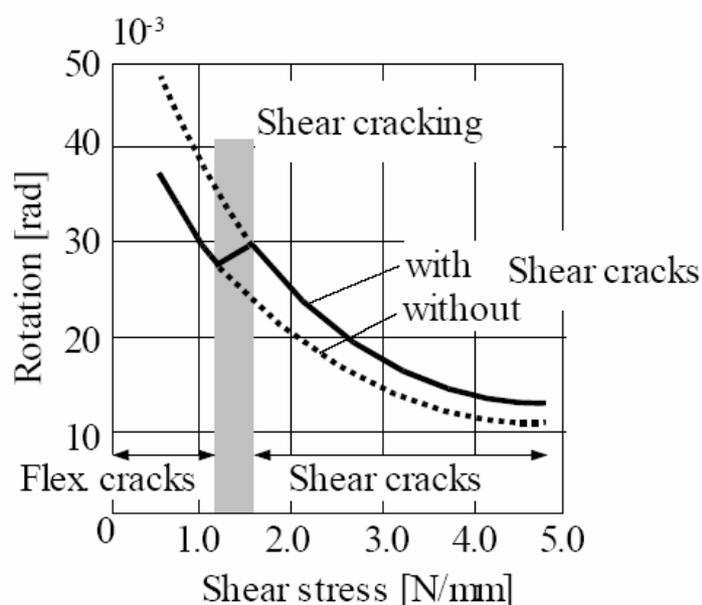


Figura 3-11. Influenza del taglio sulla capacità rotazione delle cerniere plastiche in funzione della tensione tangenziale (Langer, 1987)

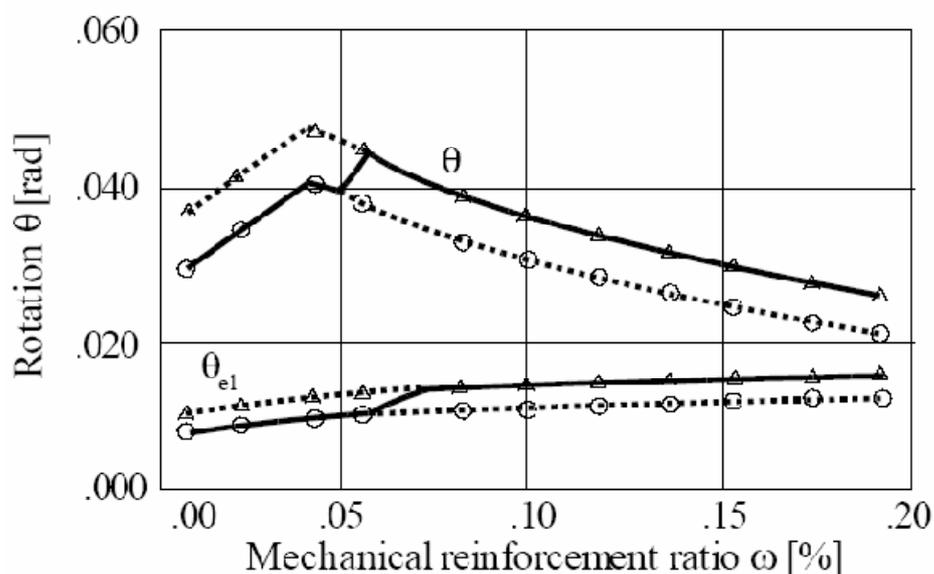


Figura 3-12. Influenza del taglio sulla capacità rotazione delle cerniere plastiche in funzione della percentuale geometrica di armatura tesa secondo (Li, 1995)

Altri autori (Tue, et al., 1996) hanno valutato la capacità rotazionale delle travi in cemento armato, integrando il legame momento-curvatura media; per tener conto del tension stiffening, hanno utilizzato il legame dell'acciaio modificato secondo le indicazioni fornite dal Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993). Nella Figura 3-13 è riportato il modello proposto dagli autori, il diagramma momento-curvatura medio è costituito da una trilatera i cui punti di discontinuità rappresentano rispettivamente il momento e la curvatura valutati nella fase di prima fessurazione, di snervamento e ultimo per il raggiungimento di una deformazione ultima nel calcestruzzo o nell'acciaio. L'incremento della capacità rotazionale per la presenza delle fessure diagonali è valutato effettuando una traslazione del diagramma del momento (Figura 3-13), secondo quanto proposto anche da Dilger. Il valore del taglio per cui iniziano a formarsi queste fessure è calcolato con la formulazione proposta dal bollettino CEB Manual on Cracking and Deformation (1981). La capacità rotazionale θ_p è la somma del contributo dovuto alla flessione e del contributo dovuto alla presenza delle fessure diagonali.

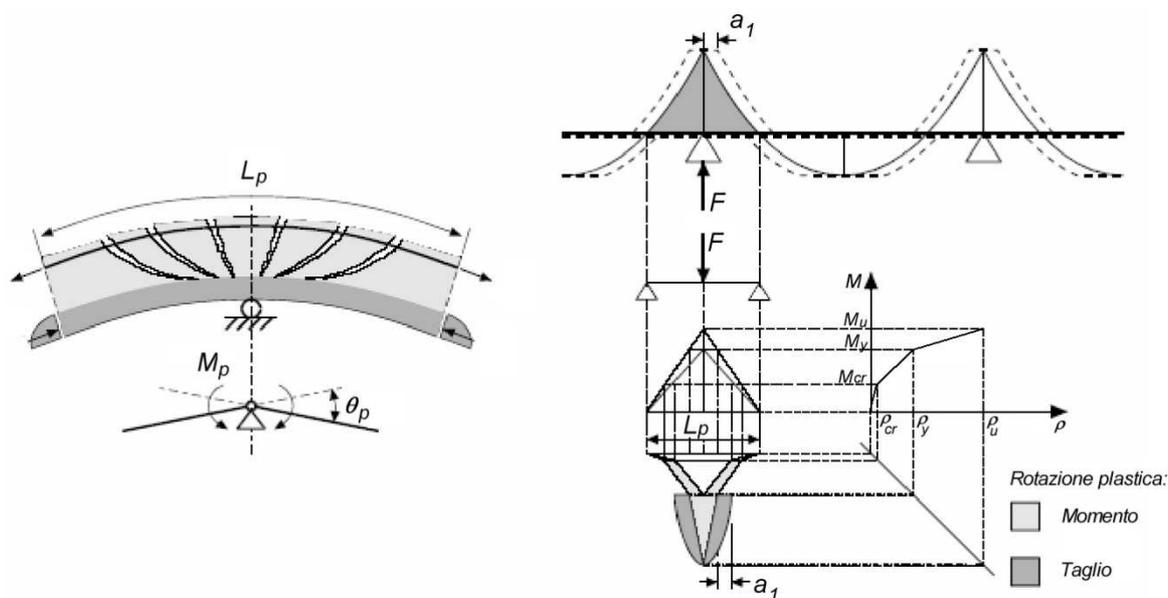


Figura 3-13. Modello per valutare la rotazione plastica (Tue, et al., 1996)

Nella Figura 3-14 è riportata la capacità rotazionale secondo la formulazione proposta nell'EC2 (EUROCODICE-2, ENV 1992-1-1, 2004), per gli acciai di tipo n , h e s , sia in presenza di fessure verticali che di fessure inclinate.

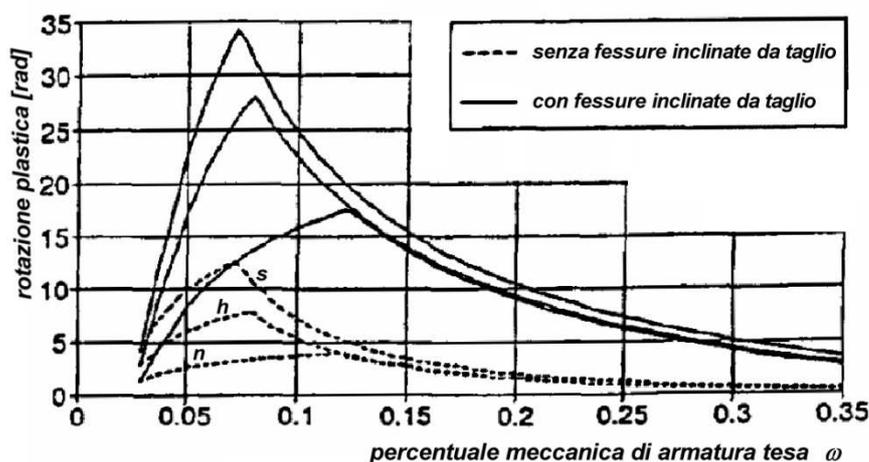


Figura 3-14. Rotazione plastica in funzione della percentuale meccanica di armatura tesa [Tue et al., 1996]

La curvatura, e di conseguenza la rotazione plastica, definita esplicitamente come differenza tra la rotazione in corrispondenza del carico ultimo e quella relativa al carico che determina lo snervamento nell'armatura in prossimità della zona di massimo momento, assume dunque andamenti diversi, a seconda delle

ipotesi fatte e dei parametri inclusi nel calcolo. Nella Figura 3-15 sono riportate le diverse definizioni di rotazione plastica secondo Baker, Dilger, Mattock, Bachmann, Eifler, CEB ed EC2. Si può notare come si abbia una diversa valutazione della lunghezza della cerniera plastica L_p e come quindi la rotazione plastica θ_p assuma valori differenti (rappresentati dalle aree tratteggiate in figura).

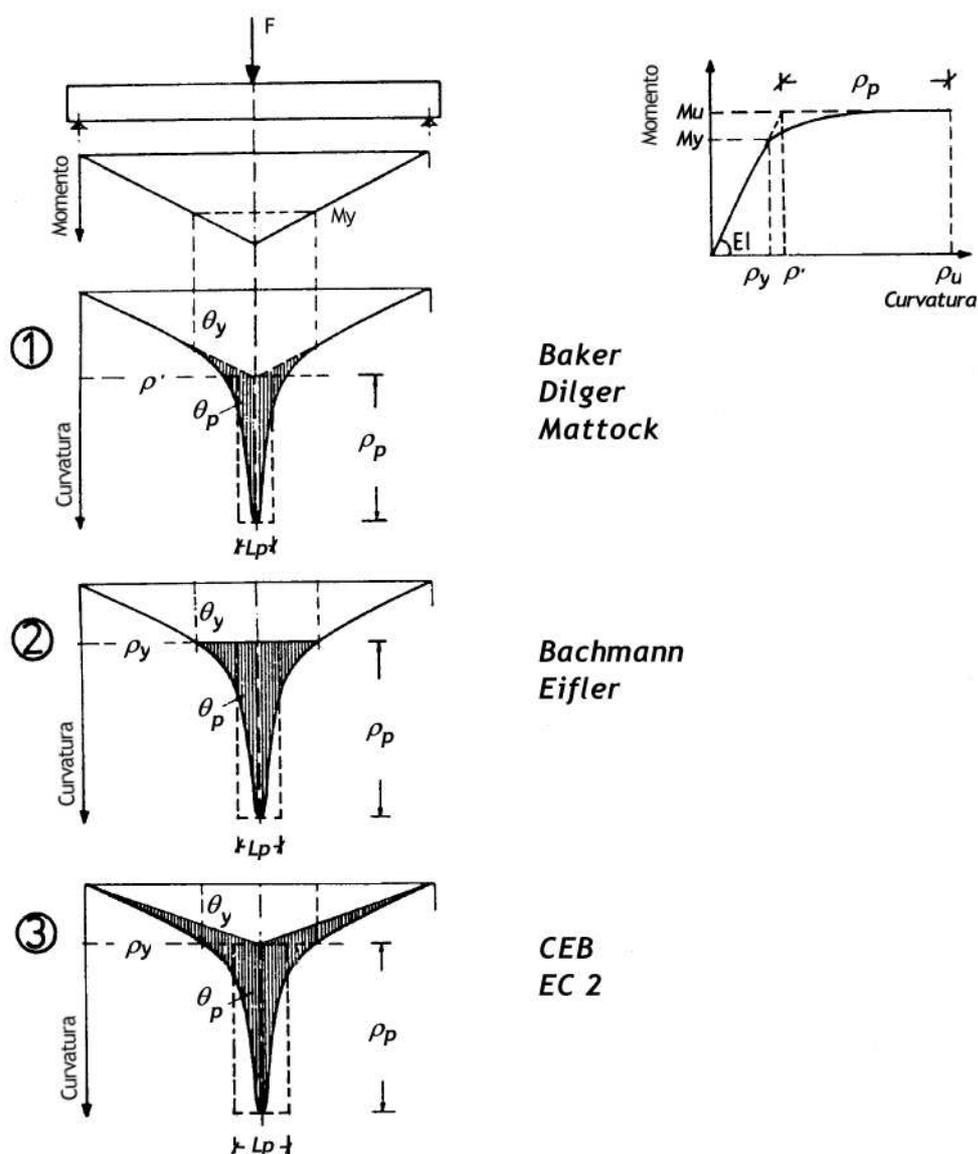


Figura 3-15. Varie definizioni della rotazione plastica.

Riva e Cohn (Riva, et al., 1990) esprimono la rotazione plastica attraverso una formulazione dipendente direttamente dal rapporto ρ_u/ρ_y , e dal tipo di carico agente sull'elemento; per carichi distribuiti si ha la seguente:

$$\theta_p = \left(0.58 - \frac{3}{800\omega}\right) \left(\frac{\rho_u}{\rho_y}\right)^{-0.9} \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} \leq 7.0 \quad (1.22)$$

$$\theta_p = \left(\frac{5}{100} - \frac{6.5}{1000} \frac{\rho_u}{\rho_y}\right) \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} > 7.0 \quad (1.23)$$

mentre, per carico concentrato in mezzzeria, propongono la seguente:

$$\theta_p = \left(0.39 - \frac{7}{800\omega}\right) \left(\frac{\rho_u}{\rho_y}\right)^{-0.9} \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} \leq 7.0 \quad (1.24)$$

$$\theta_p = \left(\frac{5.4}{100}\right) \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} > 7.0 \quad (1.25)$$

dove ω rappresenta la percentuale meccanica di armatura tesa, e L_V la luce di taglio.

Per studiare l'influenza delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio sulla capacità rotazionale delle strutture in cemento armato, Cosenza, Greco e Manfredi (Cosenza, et al., 1998) effettuano un'analisi parametrica su una trave isostatica sollecitata da un momento flettente variabile linearmente, facendo crescere sia il rapporto di incrudimento da 1.05 a 1.45 che la deformazione ultima da 0.4% a 1.4%. Le analisi parametriche riguardano una trave le cui dimensioni geometriche sono 30 cm x 60 cm x 600 cm (base x altezza x luce) armata con $2\phi 12$.

Gli autori trovano che le curve vengono ben rappresentate dalle seguenti formulazioni analitiche:

$$\theta_p = a_3 \varepsilon_{su}^{a_1} \left(\frac{f_{su}}{f_{sy}} - 1\right)^{a_2} \quad (1.26)$$

per l'acciaio lavorato a freddo e:

$$\theta_p = a_3 \varepsilon_{su}^{a_1} \left(\frac{f_{su}}{f_{sy}} - 1\right)^{a_2} \left[(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) + a_4 (\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sy}) \right]^{a_1} \quad (1.27)$$

per l'acciaio lavorato a caldo, dove i coefficienti a_1 , a_2 , a_3 e a_4 dipendono dalla snellezza, dalla distanza tra le lesioni, dalla posizione dell'asse neutro a rottura e dalle caratteristiche di aderenza.

Tarando i coefficienti con i risultati dell'analisi numerica, gli autori suggeriscono i seguenti valori:

$$a_1 = 0.73 \quad a_2 = 0.92 \quad a_3 = 1.3 \quad a_4 = 4$$

Basandosi sui risultati di una numerosa campagna sperimentale, Panagiotakos e Fardis (Panagiotakos, et al., 2001) propongono la seguente formulazione per valutare la rotazione ultima:

$$\theta_U = \alpha_{st} \left(1 + 0.43 \alpha_{cy}\right) \left(1 + \frac{\alpha_{sl}}{2}\right) \left(1 - \frac{3}{8} \alpha_{wall}\right) 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right] \cdot \left(\frac{L_V}{h}\right) 25^{\left(100 \alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}\right)} 1.25^{(100 \rho_d)} \quad (1.28)$$

dove:

L_V è la luce da taglio, distanza tra la sezione di momento massimo e di momento nullo, pari a M/V ;

ω e ω' sono rispettivamente la percentuale meccanica di armatura tesa e compressa;

f_{yh} è la tensione di snervamento dell'armatura trasversale;

$v = \frac{N}{A_g f_c}$ dove A_g è l'area della sezione di solo calcestruzzo;

$\rho_s = \frac{A_s}{b_w s_h}$ è il rapporto geometrico dell'armatura trasversale, ed s_h è la distanza tra le barre;

α_L coefficiente per l'effetto di confinamento:

$$\alpha_L = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum_i b_i^2}{6b_c h_c}\right) \quad (1.29)$$

dove b_c , h_c sono rispettivamente la larghezza e l'altezza della sezione di calcestruzzo confinata e b_i la distanza tra due successive barre longitudinali, vincolate agli angoli delle staffe;

ρ_d è il rapporto tra l'area di acciaio disposta lungo una diagonale e il prodotto tra la base e l'altezza utile della sezione trasversale;

$$\alpha_{st} = \begin{cases} 0.0115 & \text{per acciaio duttile lavorato a caldo} \\ 0.0185 & \text{per acciaio tempcore} \end{cases}$$

α_{sl} è un coefficiente che tiene conto della fixed end rotation:

$$\alpha_{sl} = \begin{cases} 1.0 & \text{se le barre possono scorrere all'ancoraggio} \\ 0 & \text{se le barre non possono scorrere} \end{cases}$$

$$\alpha_{wall} = \begin{cases} 1 & \text{per pannelli} \\ 0 & \text{per travi e colonne} \end{cases}$$

Mentre per valutare la capacità rotazionale, $\theta_p = \theta_U - \theta_y$, propongono:

$$\theta_p = \alpha_{st}^{pl} \left(1 + 0.52\alpha_{cy}\right) \left(1 + \frac{\alpha_{sl}}{1.6}\right) (1 - 0.4\alpha_{wall}) 0.25^v \left[\frac{\max(0.01, \omega_1)}{\max(0.01, \omega')} \right]^{0.3} \cdot (f_c)^{0.2} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}\right)} 1.275^{(100\rho_d)} \quad (1.30)$$

in cui:

$$\alpha_{st}^{pl} = \begin{cases} 0.009 & \text{per acciaio duttile lavorato a caldo} \\ 0.0185 & \text{per acciaio tempcore} \end{cases}$$

$$\omega_1 = \frac{\rho f_{sy} + \rho_V f_{sy}}{f_c} \text{ è una percentuale meccanica di armatura che tiene conto sia}$$

dell'armatura in trazione che dell'armatura a taglio;

ω' è la percentuale meccanica di armatura compressa.

Nello stesso lavoro, propongono una formulazione anche per la lunghezza della cerniera plastica, che può essere calcolata con:

$$L_{pl,cyc} = 0.12L_V + 0.14\alpha_{sl}\phi f_y \quad \text{per carico ciclico} \quad (1.31)$$

$$L_{P,mon} = 0.15L_{P,cyc} = 0.018L_V + 0.021\alpha_{sl}\phi f_y \quad \text{per carico monotono} \quad (1.32)$$

Nell'allegato 2 (Edifici) all'Ordinanza 3274 (O.P.C.M. 3274, 20/03/2003), per quanto riguarda la capacità di rotazione plastica vengono riportate invece le seguenti formulazioni:

$$\theta_u = 0.016 \left(1 + \frac{\alpha_{sl}}{1.7}\right) 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.2} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0.425} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}\right)} 1.45^{(100\rho_d)} \quad (1.33)$$

$$\theta_U = \theta_y + (\rho_u - \rho_y) L_P \left(1 - \frac{0.5 L_P}{L_V} \right) \quad (1.34)$$

dove α_{sl} tiene conto della fixed end rotation, ed è pari a 0 o 1 rispettivamente per barre ben ancorate e per barre non ancorate; L_P è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_P = 0.084 L_V + \alpha_{sl} \frac{\phi f_{sy}}{60} \quad (1.35)$$

θ_y è il valore della rotazione in corrispondenza dello snervamento, e può essere espressa sinteticamente come segue:

$$\theta_y = \theta_{y,flex} + \theta_{y,shear} + \theta_{y,slip} \quad (1.36)$$

dove $\theta_{y,flex}$ rappresenta il contributo flessionale, $\theta_{y,shear}$ rappresenta il contributo tagliante e $\theta_{y,slip}$ il contributo dovuto allo scorrimento delle barre all'ancoraggio (indicati in Figura 3-16).

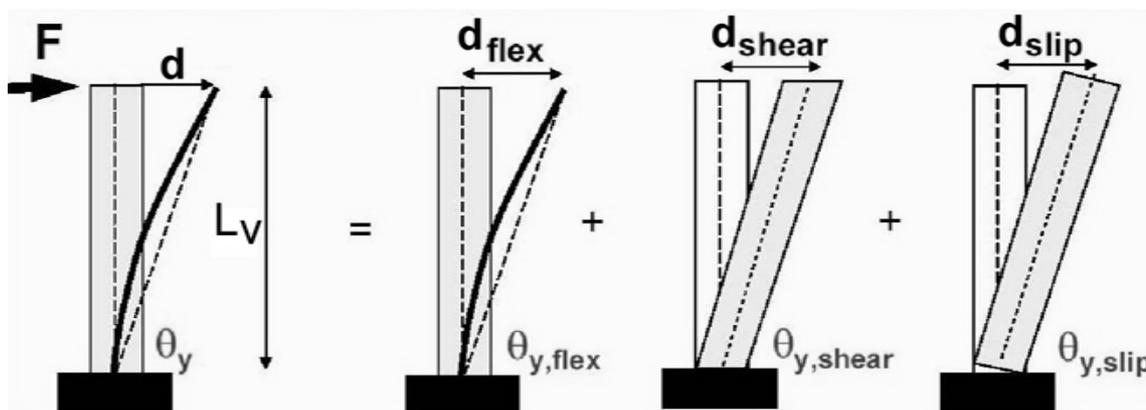


Figura 3-16. Schematizzazione del calcolo della rotazione plastica in corrispondenza dello snervamento.

Nel caso della OPCM 3274 (O.P.C.M. 3274, 20/03/2003), la formula viene esplicitata come segue:

$$\theta_y = \rho_y \frac{L_V}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} 0.25 \frac{\varepsilon_{sy} \phi f_{sy}}{(h-c) \sqrt{f_c}} \quad (1.37)$$

in cui h è l'altezza utile della sezione, c il copriferro, ed ε_{sy} il valore della deformazione dell'acciaio in corrispondenza dello snervamento.

Questa stessa formulazione è riportata nell'Eurocodice 8 (EUROCODICE-8, Final Draft - prEN 1998-1, 2003).

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3431 (O.P.C.M. 3431, 03/05/2005), viene proposta una formulazione, la quale viene riportata anche nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti in Italia, ossia nelle NTC (Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M., 14/01/2008), che è la seguente:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1.25^{(100 \rho_d)} \quad (1.38)$$

$$\theta_U = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\rho_u - \rho_y) L_P \left(1 - \frac{0.5 L_P}{L_V} \right) \right] \quad (1.39)$$

dove γ_{el} è pari a 1 o 1.5 rispettivamente per elementi definiti primari o secondari; ρ_s è la percentuale geometrica di armature trasversali; ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione e α_L è il fattore di efficienza del confinamento, come già definito in precedenza; ρ_u è la curvatura ultima, ρ_y è la curvatura a snervamento, L_P è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_P = 0.1 L_V + 0.17 h + 0.24 \frac{\phi f_{sy}}{\sqrt{f_c}} \quad (1.40)$$

L_V è la luce da taglio e ϕ il diametro delle barre longitudinali; θ_y è il valore della rotazione in corrispondenza dello snervamento, espressa dalla seguente:

$$\theta_y = \rho_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \rho_y \frac{\phi f_{sy}}{\sqrt{f_c}} \quad (1.41)$$

in cui h è l'altezza utile della sezione. Si può notare come le indicazioni date dalla OPCM 3274 e quelle fornite dalle NTC siano del tutto simili, differenziandosi solo per alcuni dei fattori coinvolti negli esponenti dei termini delle equazioni (1.33) e (1.38); per quanto riguarda invece le equazioni (1.34) e (1.39), esse si differenziano per la maniera di calcolare la lunghezza della cerniera plastica.

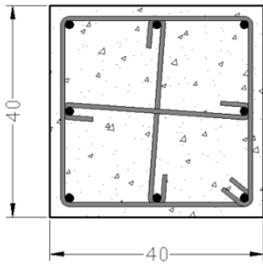
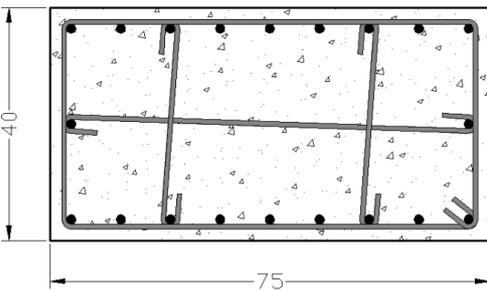
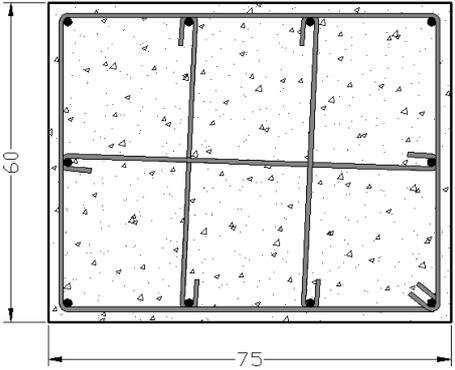
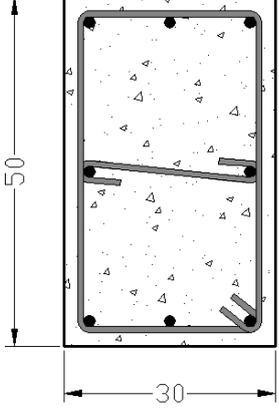
3.2. Quadro riassuntivo e confronto fra le diverse formulazioni

Le formulazioni precedentemente illustrate sono state applicate per calcolare la capacità rotazionale di alcuni elementi strutturali, ossia travi e pilastri appartenenti a 8 modelli di edifici diversi. Nella Tabella 3-2 sono riportate le caratteristiche degli elementi presi in considerazione, nello specifico viene riportata la denominazione attribuita ad ogni elemento, il modello di edificio al quale appartiene, le dimensioni della sezione, l'armatura complessiva, la staffatura, le sollecitazioni e la lunghezza dell'elemento stesso.

| Nome | Edificio | B [cm] | H [cm] | Armatura | Staffatura | N [t] | M [tm] | T [t] | L [m] |
|-------------|------------|--------|--------|--------------------------|--------------|--------|--------|-------|-------|
| Pilastro_ST | Shear Type | 40 | 40 | 8 ϕ 18 | 8 ϕ /21 | 9.80 | 2.58 | 2.86 | 2.00 |
| Pilastro1 | Edificio 1 | 75 | 40 | 20 ϕ 18 | 8 ϕ /14 | 66.78 | 7.56 | 4.58 | 4.00 |
| Pilastro2 | Edificio 2 | 60 | 75 | 10 ϕ 20 | 8 ϕ /17 | 107.42 | 19.48 | 10.02 | 4.00 |
| Pilastro3 | Edificio 3 | 30 | 50 | 8 ϕ 20 | 8 ϕ /14 | 69.31 | 1.91 | 2.45 | 3.50 |
| Pilastro4 | Edificio 4 | 30 | 30 | 6 ϕ 20 | 8 ϕ /17 | 32.22 | 3.56 | 4.01 | 3.00 |
| Pilastro5 | Edificio 5 | 50 | 40 | 8 ϕ 20 | 8 ϕ /15 | 90.62 | 7.09 | 6.11 | 3.00 |
| Pilastro6 | Edificio 6 | 70 | 40 | 10 ϕ 20 | 8 ϕ /19 | 76.55 | 12.65 | 7.45 | 4.00 |
| Pilastro7 | Edificio 7 | 35 | 35 | 8 ϕ 18 | 8 ϕ /16 | 35.05 | 6.5 | 6.27 | 2.90 |
| Trave1 | Edificio 1 | 40 | 60 | 4 ϕ 20 +4 ϕ 20 | 8 ϕ /15 | - | 13.40 | 4.98 | 5.30 |
| Trave2 | Edificio 2 | 40 | 80 | 4 ϕ 20 +4 ϕ 20 | 8 ϕ /24 | - | 19.39 | 5.10 | 4.00 |
| Trave3 | Edificio 3 | 30 | 60 | 3 ϕ 20 +3 ϕ 20 | 8 ϕ /20 | - | 13.67 | 8.89 | 5.00 |
| Trave4 | Edificio 4 | 30 | 50 | 2 ϕ 20 +2 ϕ 20 | 8 ϕ /16 | - | 7.58 | 7.85 | 3.60 |
| Trave5 | Edificio 5 | 30 | 60 | 3 ϕ 20 +3 ϕ 20 | 8 ϕ /11 | - | 13.54 | 4.34 | 5.80 |
| Trave6 | Edificio 6 | 40 | 60 | 4 ϕ 20 +4 ϕ 20 | 8 ϕ /24 | - | 10.48 | 1.23 | 4.00 |
| Trave7 | Edificio 7 | 30 | 50 | 2 ϕ 20 +2 ϕ 20 | 8 ϕ /15 | - | 10.42 | 2.49 | 3.00 |

Tabella 3-2. Caratteristiche degli elementi analizzati.

Nella Tabella 3-3 sono invece riportate le sezioni dei pilastri analizzati.

| | |
|--------------------|--|
| Pilastro_ST |  |
| Pilastro1 |  |
| Pilastro2 |  |
| Pilastro3 |  |

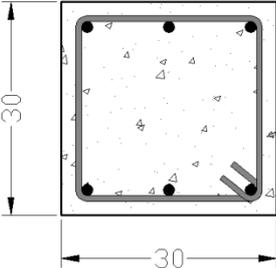
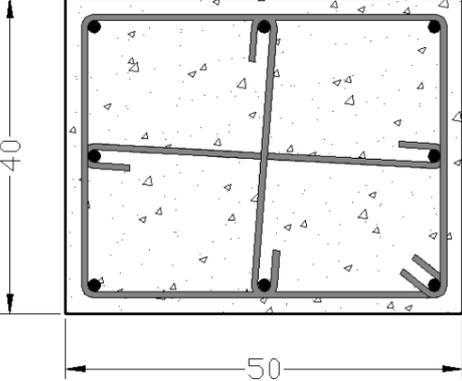
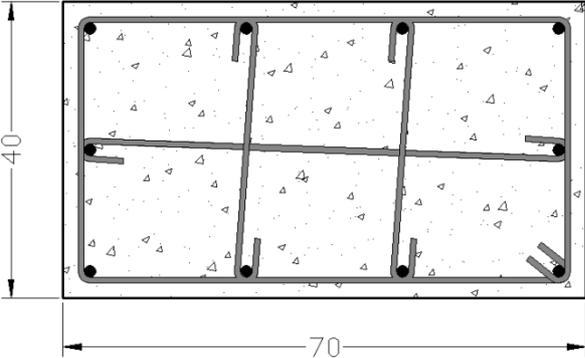
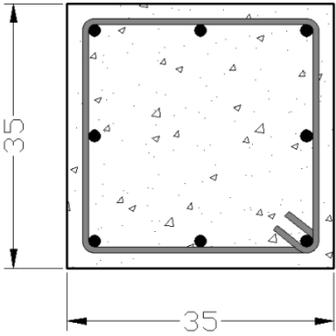
| | |
|------------------|--|
| Pilastro4 |  |
| Pilastro5 |  |
| Pilastro6 |  |
| Pilastro7 |  |

Tabella 3-3. Sezioni dei pilastri analizzati

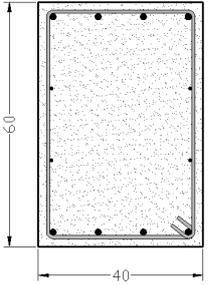
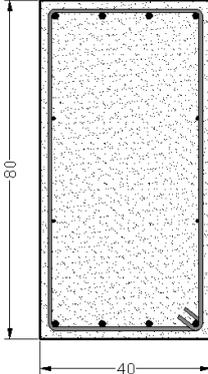
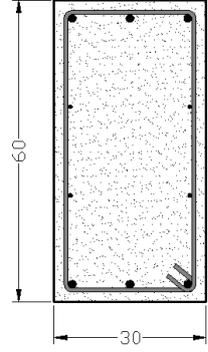
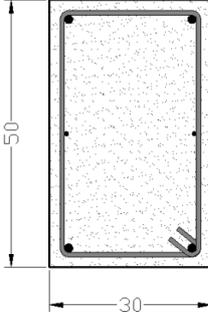
| | |
|----------------------------|--|
| Trave1 e Trave6 |  |
| Trave2 |  |
| Trave3 |  |
| Trave4 e Trave7 |  |

Tabella 3-4. Sezioni delle travi analizzate

Nella Tabella 3-5 vengono invece riportate, per semplicità, le varie formulazioni analizzate, e la relativa denominazione con la quale verranno indicate nel seguito. Si può notare che, per quanto riguarda le formulazioni specificate nelle OPCM 3274 (2003), EC8 (2004), OPCM 3431 (2005), D.M. 2008 (2008), essendo presenti due tipi di formulazioni alternative, esse verranno indicate con la dicitura (A) e (B).

| Denominaz. | Formulazione |
|---|---|
| OPCM 3431 (2005); D.M. 2008 (2008) (A) | $\theta_U = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\rho_u - \rho_y) L_P \left(1 - \frac{0.5L_P}{L_V} \right) \right]$ $L_P = 0.1L_V + 0.17h + 0.24 \frac{\phi f_{sy}}{\sqrt{f_c}}$ |
| OPCM 3431 (2005); D.M. 2008 (2008) (B) | $\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1.25^{(100\rho_d)}$ |
| OPCM 3274 (2003); EC8 (2004) (A) | $\theta_U = \theta_y + (\rho_u - \rho_y) L_P \left(1 - \frac{0.5L_P}{L_V} \right)$ $L_P = 0.084L_V + \alpha_{sl} \frac{\phi f_{sy}}{60}$ |
| OPCM 3274 (2003); EC8 (2004) (B) | $\theta_u = 0.016 \left(1 + \frac{\alpha_{sl}}{1.7} \right) 0.3^v \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.2} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.425} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1.45^{(100\rho_d)}$ |
| FARDIS (2001) | $\theta_P = \alpha_{sl}^{pl} (1 + 0.52\alpha_{cy}) \left(1 + \frac{\alpha_{sl}}{1.6} \right) (1 - 0.4\alpha_{wall}) 0.25^v \left[\frac{\max(0.01, \omega_1)}{\max(0.01, \omega')} \right]^{0.3} \cdot (f_c)^{0.2} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_L \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c} \right)} 1.275^{(100\rho_d)}$ |
| RIVA (1990) | $\theta_P = \left(0.58 - \frac{3}{800\omega} \right) \left(\frac{\rho_u}{\rho_y} \right)^{-0.9} \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} \leq 7.0$ $\theta_P = \left(\frac{5}{100} - \frac{6.5}{1000} \frac{\rho_u}{\rho_y} \right) \rho_u L_V \quad \text{se } \frac{\rho_u}{\rho_y} > 7.0$ |

| | |
|---------------------------|---|
| SIVIERO (1976) | $\theta_p = 0.004 \left(\frac{h}{x_{cu}} \right)$ |
| CORLEY (1966) | $\theta_p = \theta_U \left(1 + \frac{0.4 L_V}{\sqrt{h} h} \right)$ $\theta_U = (\rho_u - \rho_y) \frac{h}{2}$ |
| CEB (1965) | $\theta_p = (\rho_u - \rho_y) L_p$ |
| MATTOCK (1964) | $\theta_p = \theta_U \left[1 + \left(1.14 \sqrt{\frac{L_V}{h}} + 1 \right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b} \right) \sqrt{\frac{h}{16.2}} \right) \right]$ $\theta_U = (\rho_u - \rho_y) \frac{h}{2}$ |
| BAKER (1964) | $\theta_p = 0.8 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}) k_1 k_3 \frac{L_V}{h}$ |

Tabella 3-5. Formulazioni analizzate e relativa denominazione.

Nel seguito sono riportati i diagrammi relativi al calcolo della capacità rotazionale per i pilastri (da Figura 3-17 a Figura 3-24). Sia fa notare che sono state analizzate soltanto tre delle formulazioni in precedenza analizzate, ossia le OPCM 3431 (2005); D.M.2008 (2008) (A) e (B); le OPCM 3274 (2003); EC8 (2004) (A) e (B); e FARDIS (2001), in quanto esse evidenziano la dipendenza della capacità rotazionale dallo sforzo normale. Le altre formulazioni non riportano in maniera esplicita tale dipendenza e sono dunque a rigore valide soltanto per le travi.

E' possibile notare come la formulazione (B) della OPCM 3431 e della OPCM 3274 forniscano valori confrontabili fra di loro, in quanto le due formulazioni sono comunque esse stesse molto simili; confrontando poi i valori calcolati per i diversi pilastri, anch'essi si attestano in uno stesso range. La formulazione (A), sempre per quanto riguarda la OPCM 3431 e la OPCM 3274, evidenzia invece alcune differenze. La differenza di valori che si ha fra la formulazione OPCM 3431 e la formulazione OPCM 3274, ed anche la differenza fra i valori ottenuti per i vari pilastri, è dovuta alla diversa formula utilizzata per il calcolo della lunghezza della

cerniera plastica L_p . In Figura 3-25 è riportato l'andamento di L_p in funzione di L_v , per un'altezza della sezione h pari a 40 cm, un diametro delle barre ϕ pari a 20 mm, f_c pari a 20 Mpa e f_{sy} pari a 440 Mpa. La OPCM 3431 fornisce valori molto più alti rispetto a quelli che scaturiscono dalla OPCM 3274; ciò è dovuto al ruolo determinante del contributo dipendente dall'altezza della sezione, h , il quale non compare invece nell'altra formula. In particolare, con la formula della OPCM 3274, inserendo α pari a 0 (barre che non possono scorrere all'ancoraggio), si ottengono valori di L_p molto bassi. La formulazione di Fardis invece propone dei valori medi tra quelli dettati dalle OPCM.

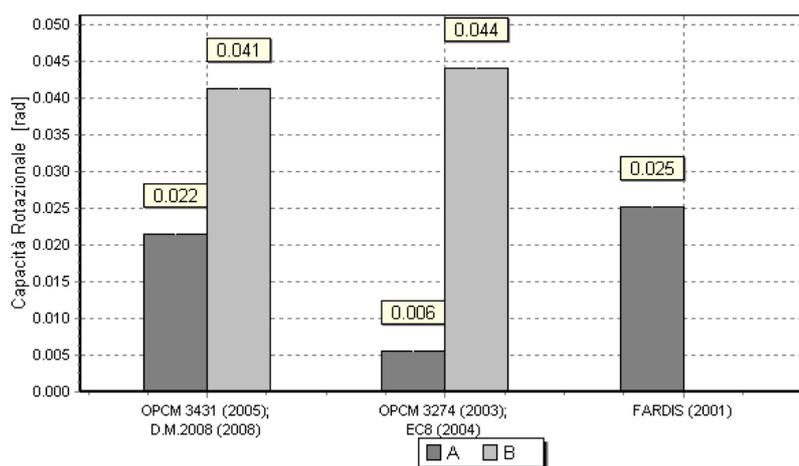


Figura 3-17. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro1.

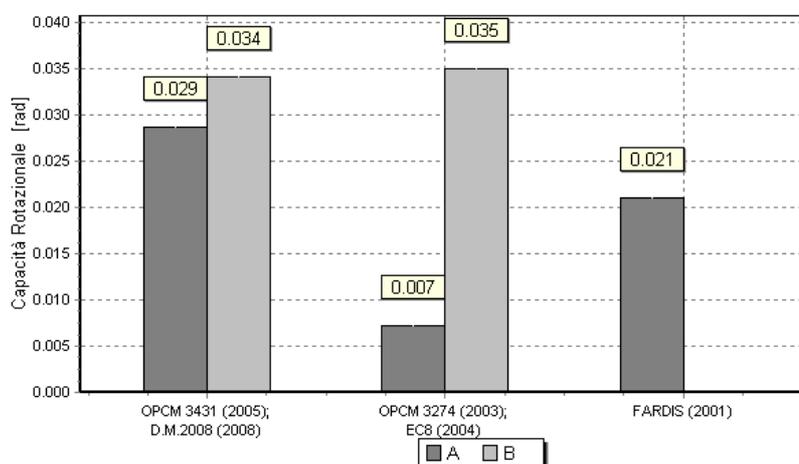


Figura 3-18. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro2.

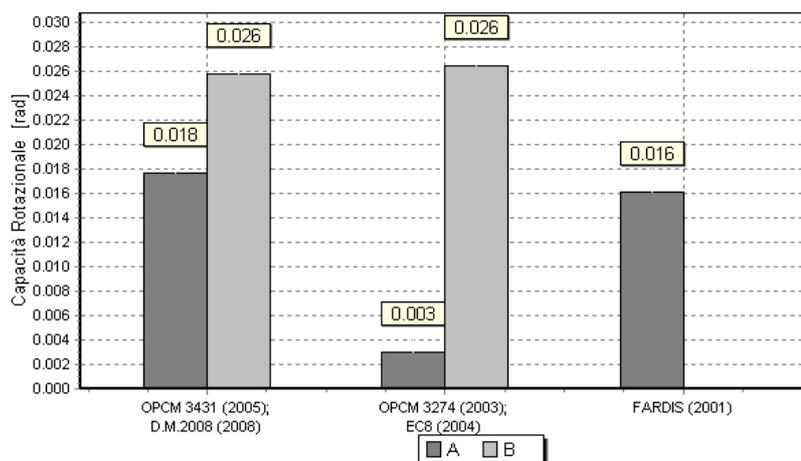


Figura 3-19. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro3.

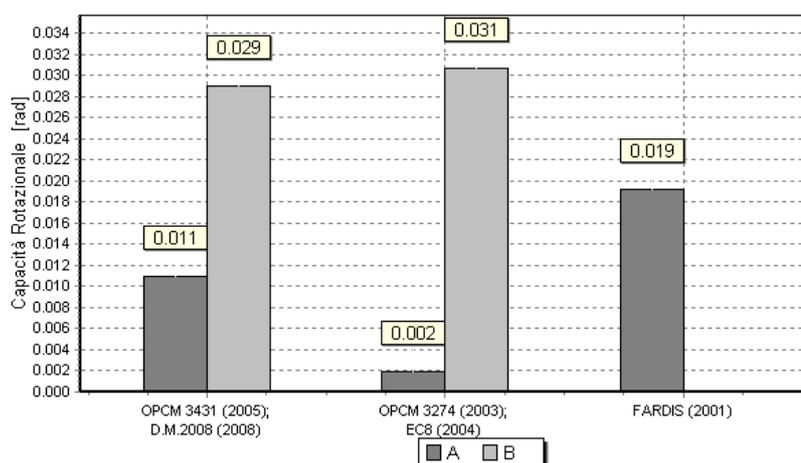


Figura 3-20. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro4.

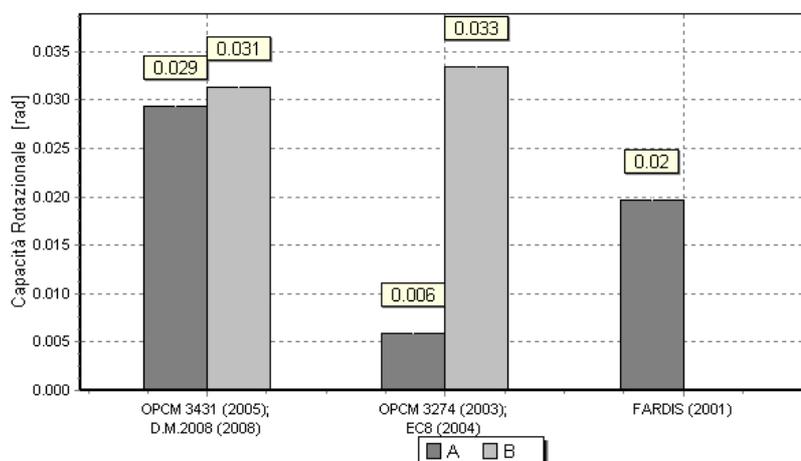


Figura 3-21. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro5.

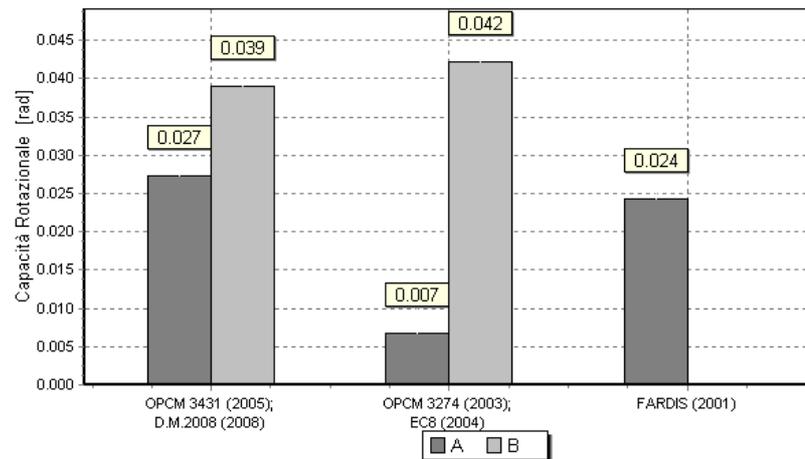


Figura 3-22. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro6.

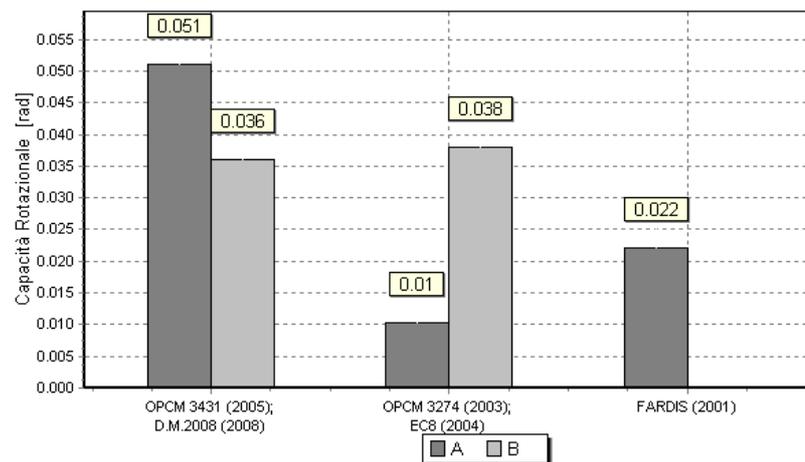


Figura 3-23. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro8.

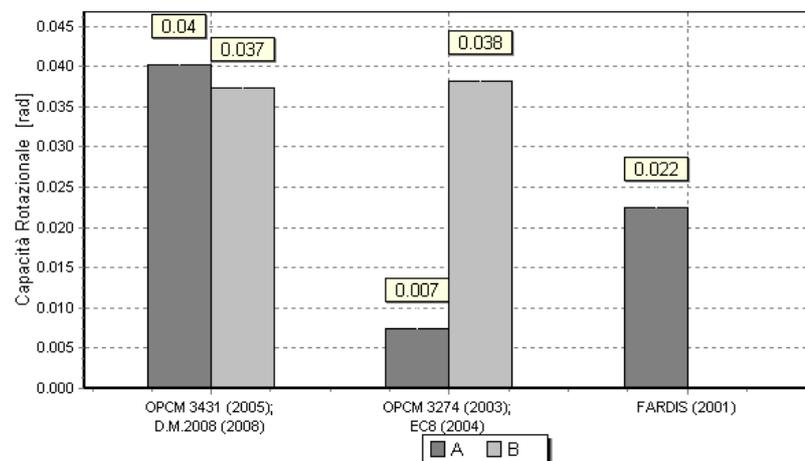


Figura 3-24. Valori della capacità rotazionale per il Pilastro_ST.

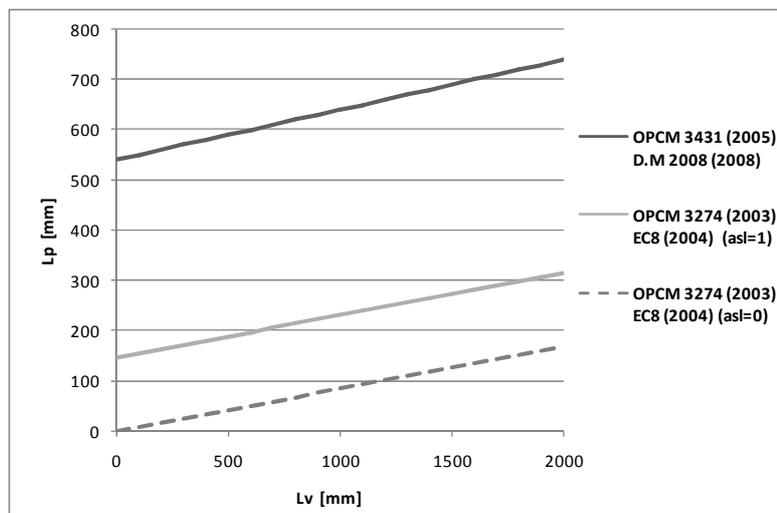


Figura 3-25. Valore della lunghezza della cerniera plastica L_p in funzione della luce di taglio L_v

Nelle figure seguenti (da Figura 3-26 a Figura 3-32) sono invece riportati i diagrammi relativi al calcolo della capacità rotazionale per le travi.

Si nota che le considerazioni effettuate in precedenza nel caso dei pilastri rimangono valide anche nel caso delle travi, e che, nel caso delle formule della OPCM 3431 (A) e (B), della OPCM 3274 (A) e (B), e di Fardis, l'assenza di sforzo normale porta a valori più alti rispetto a quelli ottenuti per i pilastri.

Per quanto riguarda invece le altre formulazioni, la formula di Riva e Cohn fornisce dei valori abbastanza conservativi, ma dipendenti quasi unicamente dal rapporto fra la curvatura ultima e la curvatura allo snervamento, ρ_u/ρ_y ; l'equazione di Mattock dà invece valori molto più alti rispetto a qualsiasi altro modello considerato, questo indica che l'equazione di Mattock tende a sovrastimare la deformabilità del calcestruzzo. Al contrario, la formulazione proposta da Baker fornisce valori molto bassi, poiché l'espressione fornita dall'autore per il calcolo della deformazione ultima del calcestruzzo, ε_{cu} , tende invece a sottostimarne la deformabilità. E' possibile inoltre notare che, pur essendo differenti nella loro formulazione, l'equazione proposta da Corley e quella proposta da Siviero forniscono valori fra loro molto prossimi.

Ponendo le equazioni di Mattock e di Baker come valori "target" rispettivamente superiore ed inferiore, notiamo come la formulazione dell'OPCM 3431, riportata anche nel D. M. 2008, rappresenti il giusto compromesso fra i due.

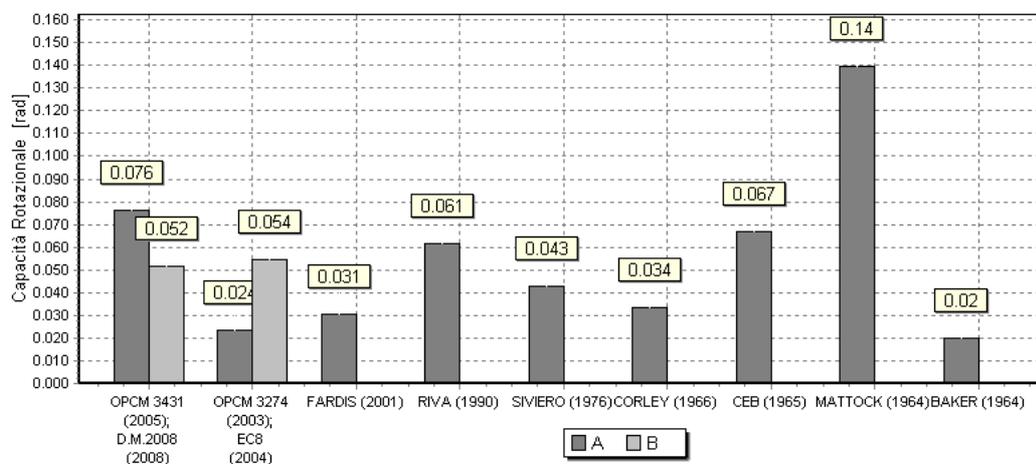


Figura 3-26. Valori della capacità rotazionale per la Trave1.

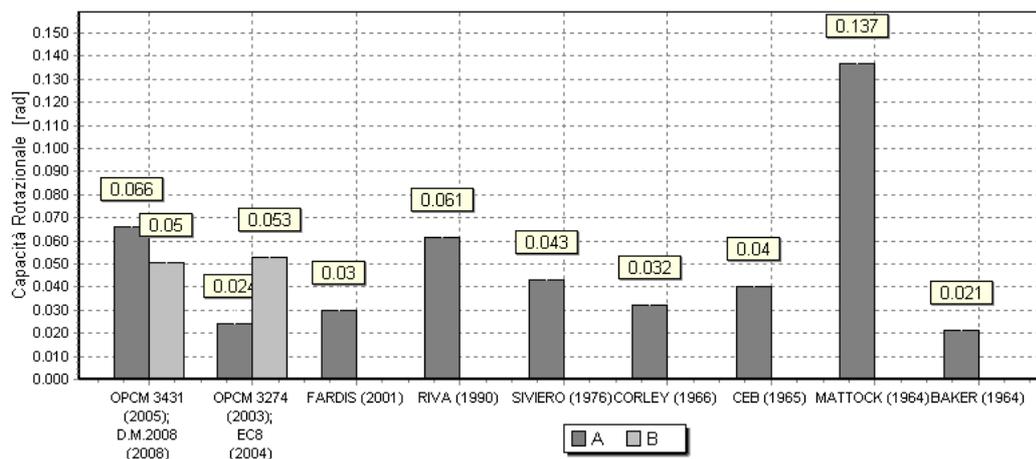


Figura 3-27. Valori della capacità rotazionale per la Trave2.

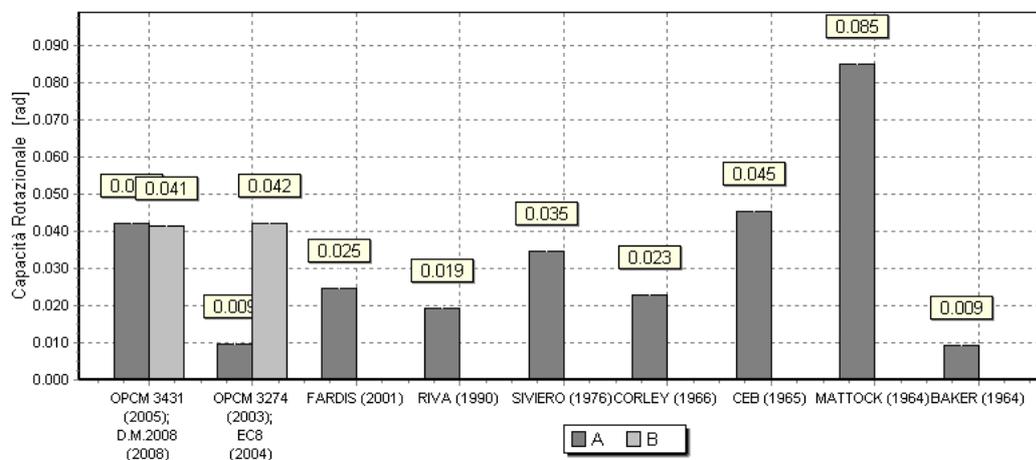


Figura 3-28. Valori della capacità rotazionale per la Trave3.

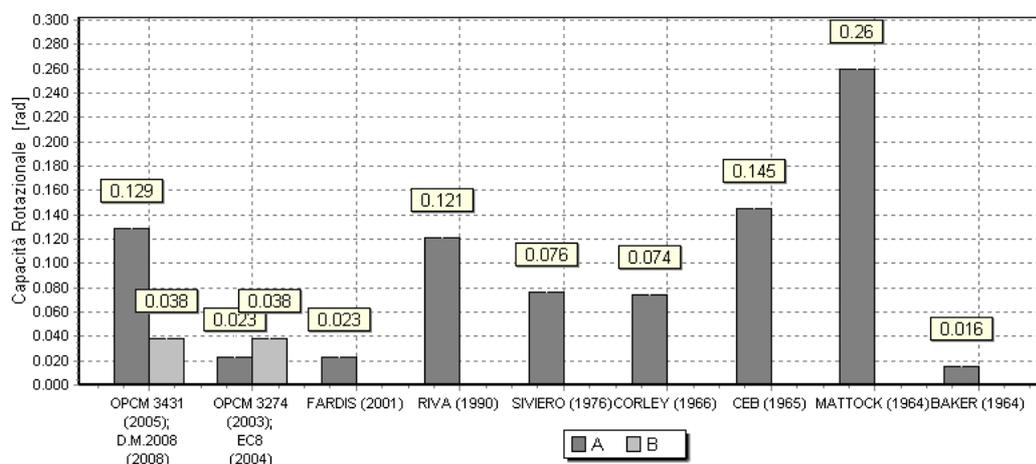


Figura 3-29. Valori della capacità rotazionale per la Trave4.

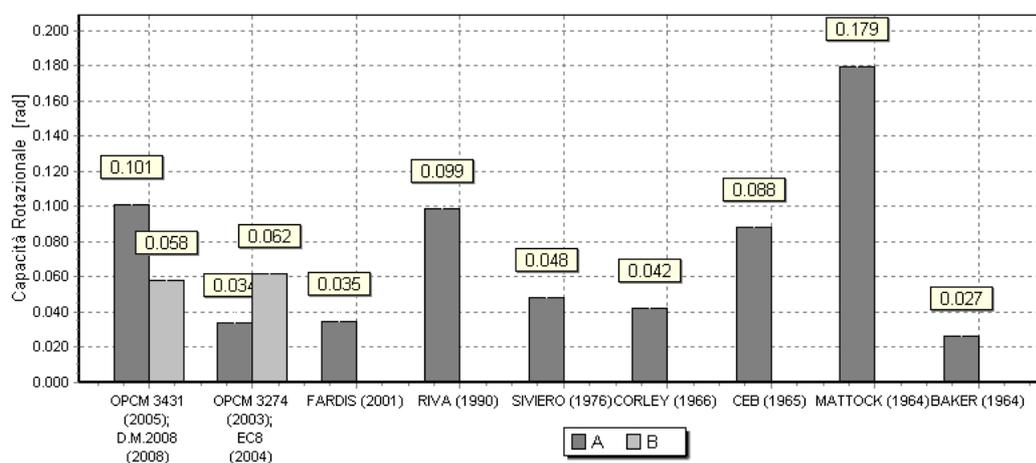


Figura 3-30. Valori della capacità rotazionale per la Trave5.

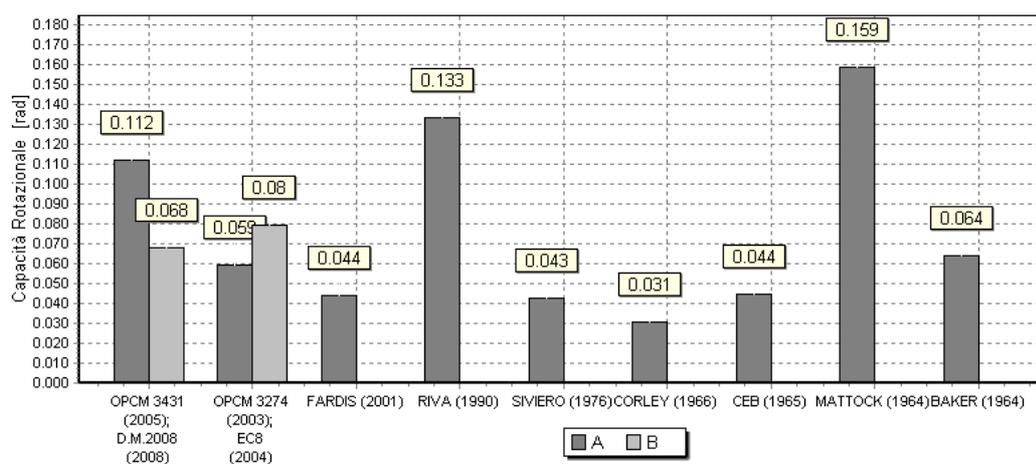


Figura 3-31. Valori della capacità rotazionale per la Trave6.

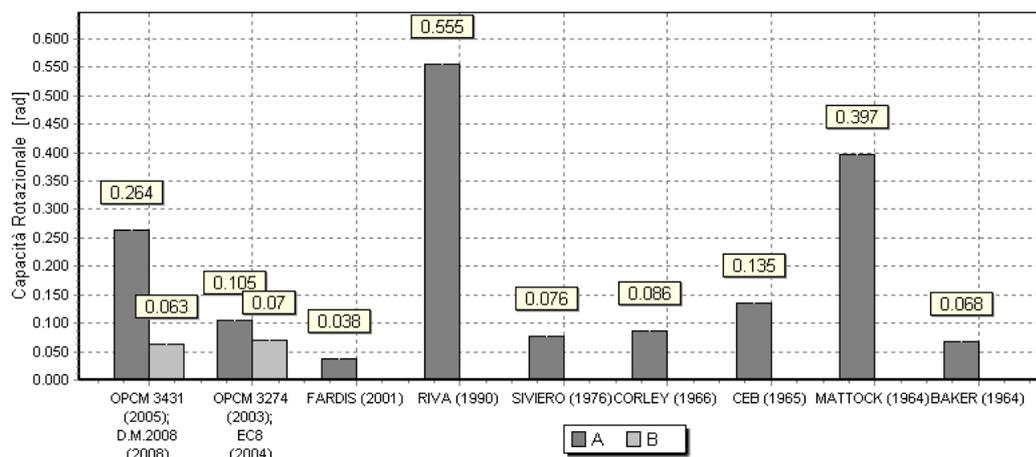


Figura 3-32. Valori della capacità rotazionale per la Trave7.

Nella Figura 3-33 si riportano i valori medi delle rotazioni, distinguendo le varie formulazioni. La media si è calcolata come:

$$\bar{x} = \frac{\sum_i x_i}{n} \quad (1.42)$$

mentre lo scarto quadratico medio è stato calcolato secondo l'equazione seguente:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (1.43)$$

in cui n è il numero di valori considerati, mentre

$$x_i = \frac{\theta_i}{\theta_{rif}} \quad (1.44)$$

dove θ_i è il valore della rotazione valutato secondo le formule riportate in precedenza, e θ_{rif} è un valore di riferimento, assunto in questo caso pari al valore della rotazione secondo la formulazione OPCM3431 (2005) (A). Fissato il modello di elemento, ogni valore di θ_i è stato rapportato al valore di θ_{rif} calcolato per l'elemento stesso; in seguito tutti i valori x_i ottenuti per una stessa formulazione sono stati utilizzati per calcolare la media e lo scarto quadratico medio.

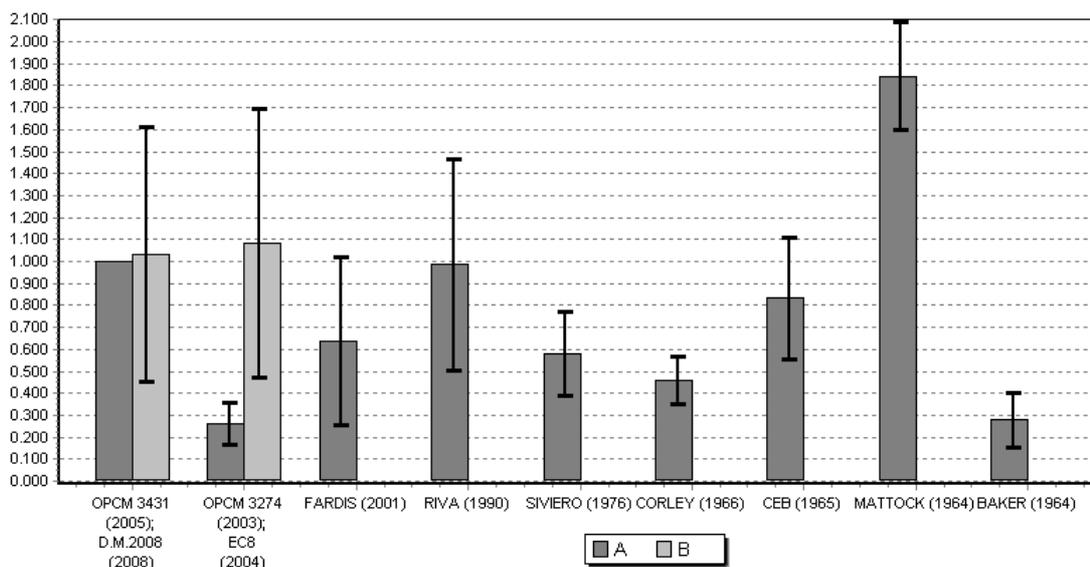


Figura 3-33. Valori medi e dispersione dei valori delle rotazioni, per i diversi edifici, al variare delle formulazioni.

Si nota immediatamente che i valori che scaturiscono dalle varie formulazioni sono tutti molto diversi fra loro, e le differenze si evidenziano in particolar modo fra quelle più recenti (D.M. 2008, OPCM 3274, Fardis, Riva) e quelle più datate. In particolare, le formulazioni della OPCM 3274 si differenziano rispetto a quelle del D.M. 2008 a causa, come già affermato in precedenza, della diversa maniera di calcolare la lunghezza della cerniera plastica; si nota invece che le due formulazioni del D.M. 2008, pur avendo dispersioni di valori abbastanza rilevanti, forniscono in media valori confrontabili. Per quanto riguarda poi l'equazione proposta da Corley e quella proposta da Siviero, è possibile notare che, pur essendo differenti nella loro formulazione, forniscono valori molto prossimi.

Notiamo infine che, ponendo le equazioni di Mattock e di Baker come valori "target" rispettivamente superiore ed inferiore, la formulazione dell'OPCM 3431, riportata anche nel D. M. 2008, può rappresentare il giusto compromesso fra le due.

In conclusione si può affermare che la maggior parte delle formulazioni dipende fortemente dal modello di calcolo utilizzato (ovvero dalle ipotesi di vincolo e dalle condizioni di carico, ad esempio) che possono invece differire dal caso reale, e che ne rendono quindi difficile l'applicazione diretta.

Nel seguito il modello assunto come riferimento per il calcolo della capacità rotazionale nell'ambito dell'analisi statica non lineare sarà la formulazione segnalata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008), che si riporta qui di seguito:

$$\theta_U = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\rho_u - \rho_y) L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_v} \right) \right] \quad (1.45)$$

$$\theta_y = \rho_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \rho_y \frac{\phi f_{sy}}{\sqrt{f_c}} \quad (1.46)$$

$$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{\phi f_{sy}}{\sqrt{f_c}} \quad (1.47)$$

Si è scelto di adoperare tale formulazione quale riferimento in quanto essa è una delle formulazioni suggerite dal testo legislativo attualmente vigente in Italia, ed è inoltre una formulazione analitica che fornisce valori delle rotazioni abbastanza realistici, pur rimanendo semplice e di immediata applicazione.

Capitolo 4. ANALISI PUSHOVER

4.1. Definizione

L'analisi di pushover nasce nella metà degli anni 70 (in letteratura sono presenti vari studi, ad esempio: (Freeman, et al., 1975); (Shibata, et al., 1976); (Saiidi, et al., 1981); (Fajfar, et al., 1987) e molti altri), ed era originariamente formulata per l'applicazione a sistemi ad un grado di libertà. Per questo tipo di analisi sono state suggerite differenti formulazioni; un riepilogo esaustivo anche con indicazione dei pro e dei contro di ciascuna formulazione è presentata nelle FEMA 440 (FEMA-440, 2005).

L'analisi di pushover o analisi di spinta (letteralmente “pushover” significa “spingere oltre”) è una procedura di analisi statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

E' **statica** perché la forzante esterna è applicata “staticamente” alla struttura.

E' **non lineare** perché il modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura è di tipo non lineare (non linearità del materiale assunto elasto-plastico, non linearità geometrica), consentendo quindi di valutare la capacità della struttura sia in termini di *resistenza* che di *deformabilità*.

E' inoltre un'analisi di tipo **incrementale**. Con questo termine si intende un processo di analisi orientato a fornire l'andamento temporale della risposta conseguente ad un assegnato processo di carico. La soluzione è ottenuta in forma di curva carico-spostamento mediante una successione sufficientemente fitta di punti di equilibrio $(F_b \div d_c)$ che ne permetta la ricostruzione per interpolazione.

4.2. Procedura

Il processo di analisi pushover, in altri contesti chiamato di analisi path-following, è generalmente condotto in relazione ad una crescita proporzionale dei carichi, mediante il moltiplicatore α :

$$\mathbf{F} = \alpha \mathbf{f} \quad (2.1)$$

L'analisi viene condotta a passi successivi ed ogni step sarà quindi contraddistinto dal corrispondente valore del moltiplicatore della forza.

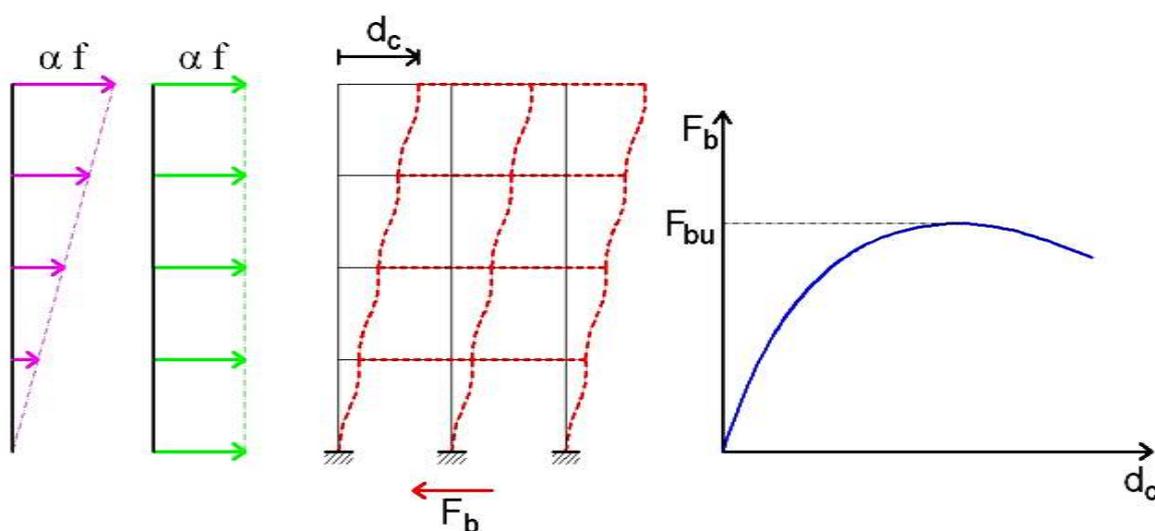


Figura 4-1. Schematizzazione dell'analisi pushover e dei differenti profili di carico.

Durante il processo di spinta la struttura sarà soggetta a carichi verticali costanti ed a forze statiche equivalenti che vengono amplificate, a partire da zero, e fino a che questa collassa o fino a quando un parametro di controllo di deformazione non raggiunge il valore limite prefissato.

La spinta si ottiene quindi applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale - iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto *curva di capacità*.

In corrispondenza di ogni punto della curva è possibile valutare importanti parametri strutturali quali lo spostamento globale, lo spostamento relativo tra i piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei vari elementi strutturali.

Nel caso di **sistemi SDOF** (Single Degree of Freedom, cioè sistemi a un grado di libertà) l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva.

Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da elementi privi di massa con rigidità laterale complessiva k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidità) responsabile dello smorzamento β . La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale d in Figura 4-2).

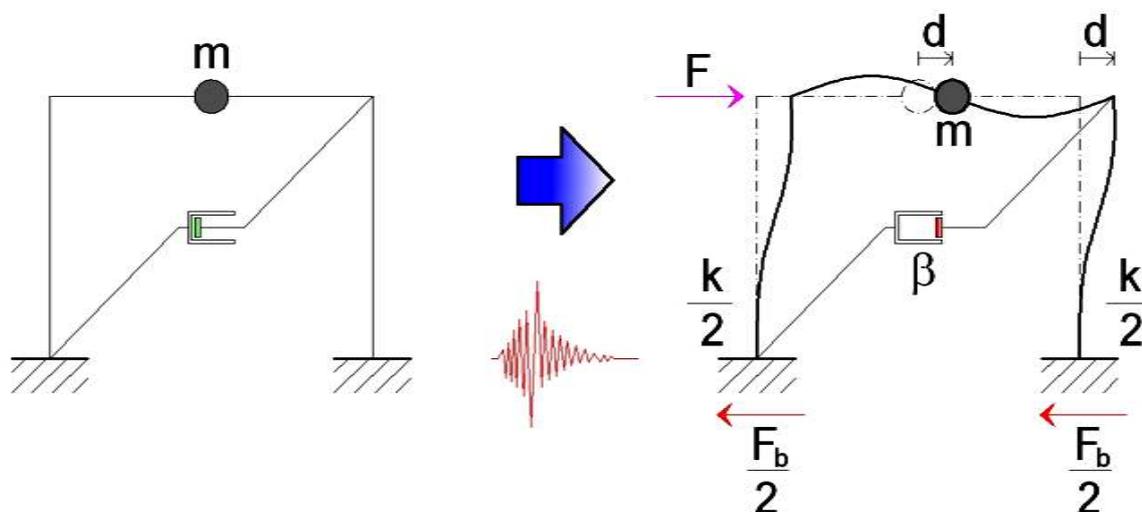


Figura 4-2. Schematizzazione di sistema ad un grado di libertà (SDOF).

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello delle pile da ponte che possono considerarsi, con buona approssimazione, pendoli rovesci ossia oscillatori semplici in cui la totalità della massa (impalcato e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidità del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa). In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella

direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$F = \alpha f \quad (2.2)$$

$$D = \delta d \quad (2.3)$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o δ viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o δ corrisponde quindi un valore di D o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base F_b e lo spostamento con quello della massa d_c :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $F_b = F$ e $d_c = D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m): $d_c = D$ e $F_b = F$ essendo F la reazione vincolare risultante.

Nel caso di **sistemi MDOF** (Multi Degree of Freedom, cioè sistemi a più gradi di libertà), l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Figura 4-3) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento. La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se,

in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.

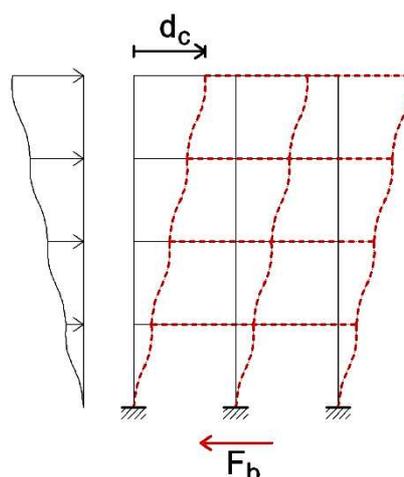


Figura 4-3. Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio.

In una analisi di spinta si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di forze $\mathbf{F} = (F_1 \ F_2 \ \dots \ F_j \ \dots \ F_n)^T$ a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma \mathbf{f} moltiplicato per un fattore di scala α :

$$\mathbf{F} = \alpha \mathbf{f} \quad (2.4)$$

dove $\mathbf{f} = (f_1 \ f_2 \ \dots \ f_j \ \dots \ f_n)^T$ e $F_i = \alpha f_i$ è la forza di piano i-esima.

Per descrivere il comportamento del sistema attraverso un legame scalare forza-spostamento $(F_b \div d_c)$ (detto curva di capacità) si scelgono comunemente il taglio alla base e lo spostamento d_j del piano j-esimo, come ad esempio quello in sommità d_c .

4.3. Profilo di carico

L'analisi statica di pushover pur non avendo fondamenti teorici rigorosi, conduce a risultati qualitativamente accettabili purché siano verificati i principi cardine che ne definiscono l'applicabilità. L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa. Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito hanno mostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo.

La formulazione del sistema SDOF equivalente al sistema MDOF non è unica, ma le assunzioni comuni a tutti gli approcci sono le seguenti:

- **il profilo di spostamenti della struttura**, ossia l'andamento della deformata del sistema MDOF, viene descritto con un vettore di forma \mathbf{f} la cui ampiezza varia nel tempo tramite una coordinata generalizzata $\alpha(t)$ oppure con una combinazione lineare di vettori di forma \mathbf{f}_m (tra loro ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $\alpha_m(t)$. I vettori di forma adottati nei metodi uni-modali o nei metodi multi-modali possono rimanere invarianti e cioè costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione (metodi non adattativi) o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema (metodi adattativi);
- **il legame forza-spostamento caratteristico del sistema SDOF equivalente** viene determinato attraverso una analisi di pushover condotta sul sistema MDOF: il profilo di carico applicato o i profili di carico applicati sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse \mathbf{M} , rispettivamente al vettore di forma \mathbf{f} o ai vettori di forma \mathbf{f}_m solitamente normalizzati ad uno spostamento unitario in sommità dell'edificio.

Si osserva che si può scegliere una qualunque forma ragionevole per \mathbf{f} o \mathbf{f}_m ma solitamente si adottano le forme modali del sistema MDOF. Ad esempio si può

porre $\mathbf{f} = \Phi_1$, che rappresenta la prima forma modale. Nei metodi adattativi è necessario ridefinire i vettori di forma quando si verifica un cambiamento “significativo” delle caratteristiche del sistema resistente a seguito del progresso della plasticizzazione del sistema stesso.

I profili di carico intendono rappresentare e delimitare la distribuzione di forze inerziali indotte da un evento sismico. Tale distribuzione varia con la severità del sisma (picco di accelerazione al suolo) e con la sua durata. Quindi, il grado di accuratezza dell’analisi è sensibile al profilo di carico applicato.

L’uso di un profilo di carico fisso o invariante nel tempo implica l’assunzione che la distribuzione di forze inerziali rimanga sostanzialmente costante durante l’evento sismico e che le deformazioni massime ottenute con tale profilo siano confrontabili con quelle attese durante il sisma. Queste ipotesi sono ragionevoli se la risposta strutturale non è significativamente influenzata dagli effetti dei modi superiori e se la struttura ha un unico meccanismo di snervamento. In questi casi, l’uso di profili di carico costanti conduce a stime adeguate delle richieste di deformazione. Il generico profilo di carico fisso può descriversi come segue:

$$\mathbf{F} = \alpha \mathbf{f} \quad (2.5)$$

dove \mathbf{f} è un vettore di forma costante che definisce l’andamento in altezza delle forze inerziali e α è un fattore moltiplicativo che definisce l’ampiezza delle forze applicate in funzione del passo t dell’analisi. Nel seguito si presentano alcune delle numerose proposte presenti in letteratura per la definizione dei profili di carico fissi e quindi per la definizione del vettore di forma \mathbf{f} . L’impiego di profili di carico fissi determina comunque risultati approssimati e, in particolare per strutture con periodi lunghi e con meccanismi di snervamento localizzati, può addirittura portare a previsioni fuorvianti. Per tale motivo si raccomanda (Krawinkler, et al., 1998), (FEMA-273, 1996), (FEMA-356, 2000), (D.M., 14/01/2008) l’uso di almeno due profili di carico che ci si aspetta possano involuppare la distribuzione di forze inerziali. Quindi, si applicano dapprima i carichi verticali e poi almeno due profili di carico laterale di cui uno uniforme, ossia con forze proporzionali alle masse di piano, che esalta le richieste nei piani

più bassi ed accresce l'importanza delle forze di taglio rispetto ai momenti ribaltanti:

$$\mathbf{f} = \mathbf{M} \mathbf{I} \quad (2.6)$$

dove \mathbf{I} è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata. Questa distribuzione di forze è ovviamente uniforme solo se tutte le masse di piano sono uguali.

Per edifici bassi e regolari, la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare, si può usare una distribuzione di carichi laterali statici equivalenti lineare (triangolare invertita se le masse di piano sono tutte uguali) avente la seguente forma:

$$\mathbf{f} = \mathbf{M} \mathbf{H} \quad \text{ossia} \quad f_i = m_i h_i \quad (2.7)$$

oppure una distribuzione rappresentativa delle forze associate alla prima forma modale (distribuzione modale fondamentale):

$$\mathbf{f} = \mathbf{M} \Phi_1 \quad \text{ossia} \quad f_i = m_i \Phi_{1i} \quad (2.8)$$

dove \mathbf{M} = matrice diagonale delle masse sismiche di piano (m_i = massa sismica del piano i -esimo), \mathbf{H} = vettore delle altezze h_i di m_i rispetto alla base, Φ_1 = prima forma modale (Φ_{1i} = componente di Φ_1 al piano i -esimo). Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico.

Per edifici alti, l'influenza dei modi di vibrare superiori può non essere più trascurabile ed il modo di vibrare fondamentale cade approssimativamente tra una linea retta ed una parabola con vertice alla base; perciò, per strutture con periodo lungo, si deve adottare un profilo di carico laterale non lineare. Nelle FEMA-273 (1997) e FEMA-356 (2000) si adotta una distribuzione di forze di piano così definita (distribuzione di forze laterali equivalenti):

$$\mathbf{f} = \mathbf{M} \mathbf{H}^k \quad \text{ossia} \quad f_i = m_i h_i^k \quad (2.9)$$

dove k è un coefficiente, funzione del periodo proprio T_i , della struttura definito come segue:

$$k = \begin{cases} 1.0 & T_i \leq 0.5 \\ 1.0 + 0.5(T_i - 0.5) & 0.5 < T_i < 2.5 \\ 2.0 & T_i \geq 2.5 \end{cases} \quad (2.10)$$

Per $T_i = 0.5$ s ($k = 1.0$) la distribuzione di forze è triangolare invertita; per 0.5 s $< T_i < 2.5$ s, k varia linearmente tra 1 e 2.

La curva forza-spostamento (ovvero la risposta globale dell'edificio) è funzione del punto di applicazione della risultante delle forze agenti:

- Alla distribuzione uniforme corrisponde il punto di applicazione più basso e quindi, a parità di taglio alla base, la massima resistenza ed i minori spostamenti sia allo snervamento che allo stato limite di collasso.
- La risultante della distribuzione triangolare è applicata nel punto più alto e presenta di contro, sempre nell'ipotesi di parità di taglio alla base, la minore resistenza ed i maggiori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso.

4.4. Curva di Capacità

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (F_b) e spostamento in sommità (d_c) (Figura 4-4).

Tale curva rappresenta la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(D) \cdot D \quad \text{oppure} \quad F_b = k(d_c) \cdot d_c \quad (2.11)$$

$$D = k^{-1}(D) \cdot F \quad \text{oppure} \quad d_c = k^{-1}(d_c) \cdot F_b \quad (2.12)$$

In Figura 4-4 sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentative di tre comportamenti ricorrenti caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (1), perfetto (2) o degradante (3).

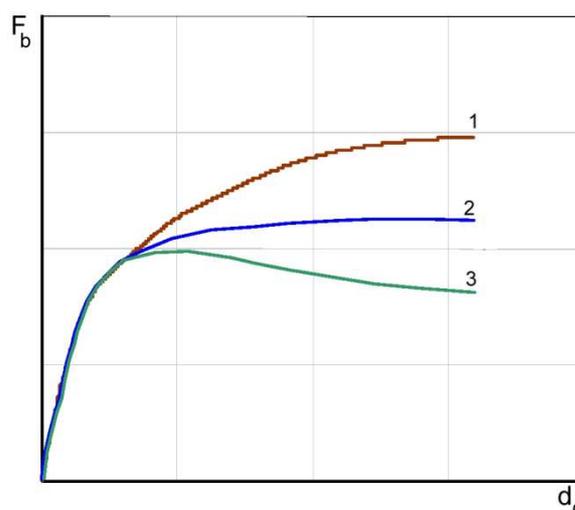


Figura 4-4. Curve di capacità di un sistema reale.

Nel caso di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, seguito da un tratto curvo che si ha per effetto dell'inizio della plasticizzazione e che rimarrà tale al progredire della risposta in campo non lineare. La capacità di una struttura dipende dalle caratteristiche di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva pushover definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Quando si induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

Per cogliere in modo esauriente il comportamento globale della struttura è importante inoltre che essa venga scansionata ripetendo l'analisi per diversi angoli di orientazione sismica. Riportando in opportuna scala le richieste di spostamento del punto di controllo in funzione dell'angolo di orientazione sismica, e per le diverse distribuzioni di forza applicate alla struttura, si otterrà un diagramma polare degli spostamenti.

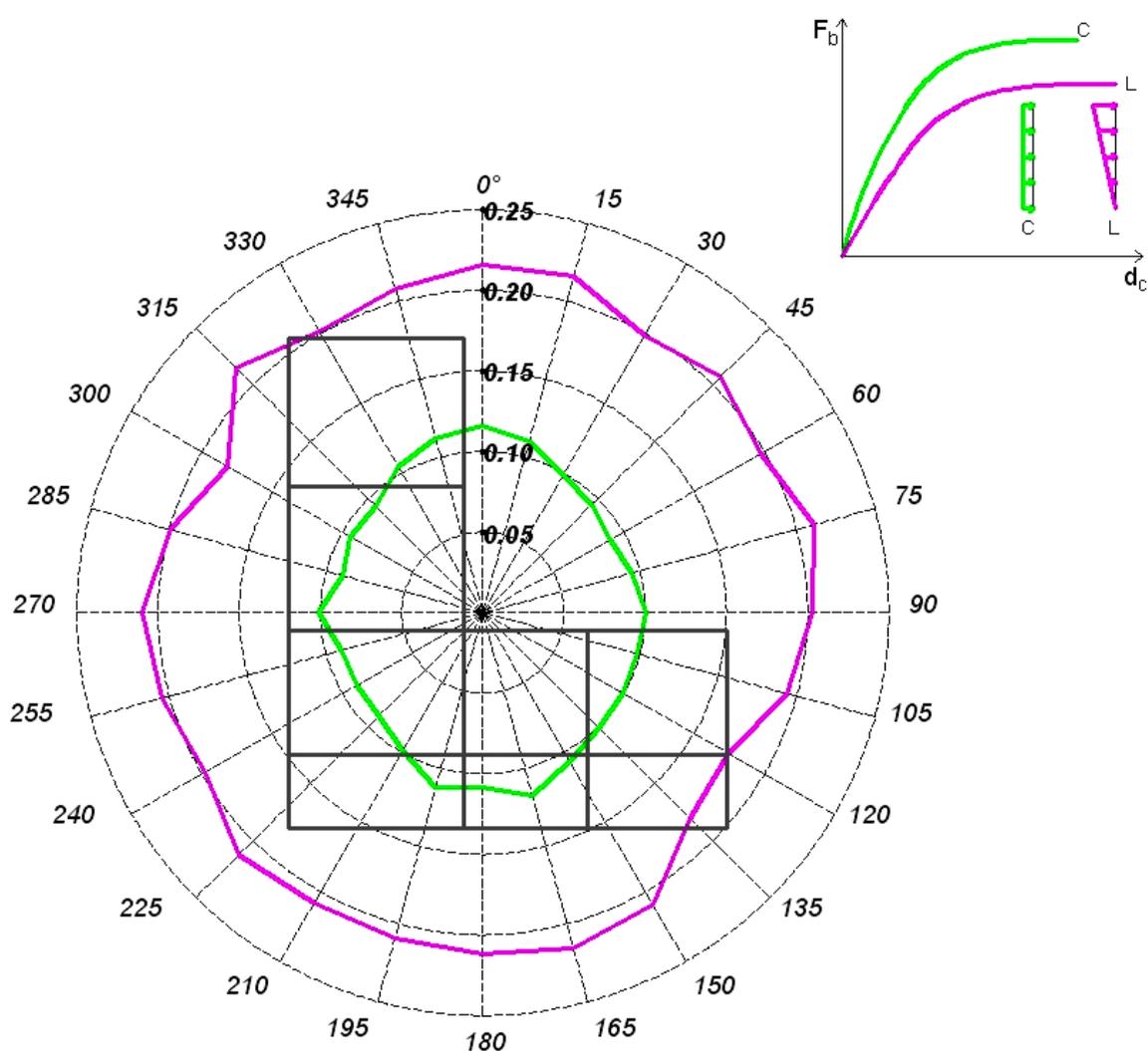


Figura 4-5. Esempio di diagramma polare dello spostamento del punto di controllo d_c , derivante da analisi pushover eseguite ogni 15° e per differenti distribuzioni di forza.

In tal modo si può estendere anche a strutture intelaiate quello che da tempo si applica nell'analisi di edifici in muratura in zona sismica, utilizzare cioè l'analisi

pushover per quantificare la sicurezza della struttura nei confronti di alcuni stati limite predefiniti.

4.5. Linearizzazione della curva di capacità

La curva di capacità derivante dall'analisi pushover di sistemi MDOF può presentarsi con forma irregolare e quindi di difficile applicazione diretta. Tuttavia si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato a titolo di esempio in Figura 4-6.

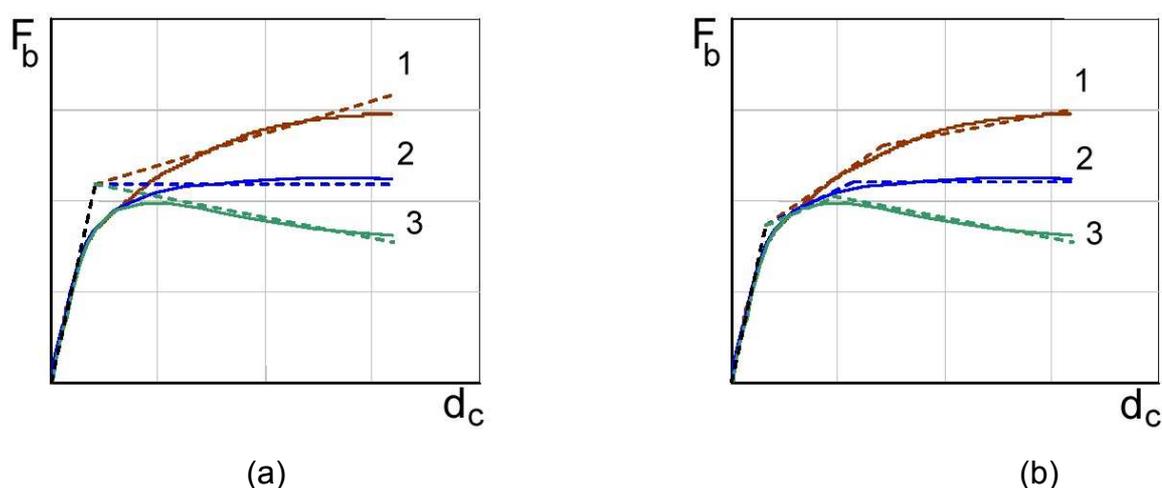


Figura 4-6. Linearizzazioni bilineari (a) e trilineari (b) della curva di capacità di un sistema reale nel caso di comportamento post-elastico inelastico (1), perfetto (2) o degradante (3).

Si osservi che le linearizzazioni mostrate in Figura 4-6 presentano lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento. Questo è solo un modo scelto per presentare alcune possibili linearizzazioni e non una condizione necessariamente da rispettare. Infatti non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità. Per esempio, come verrà mostrato nel seguito, metodi differenti di analisi statica non lineare impiegano differenti criteri. In linea di principio l'approssimazione è tanto più accurata quanto più il tratto lineare “segue da vicino” il reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che rappresenta la risposta attesa. A titolo esemplificativo in Figura 4-7 sono mostrate alcune differenti linearizzazioni della stessa curva di capacità.

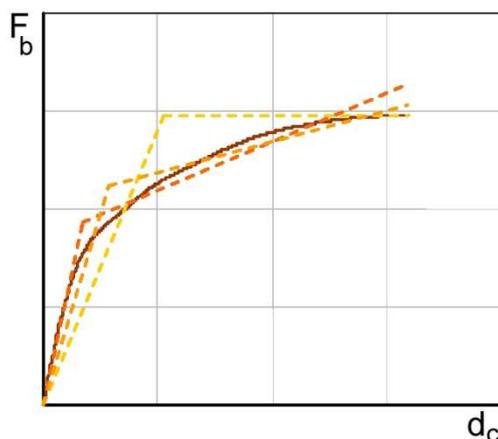


Figura 4-7. Linearizzazioni differenti della curva di capacità di un sistema reale.

Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (1), perfetto (2) o degradante (3). Le curve diagrammate in Figura 4-8 rappresentano i relativi legami forza-spostamento ossia le rispettive curve di capacità.

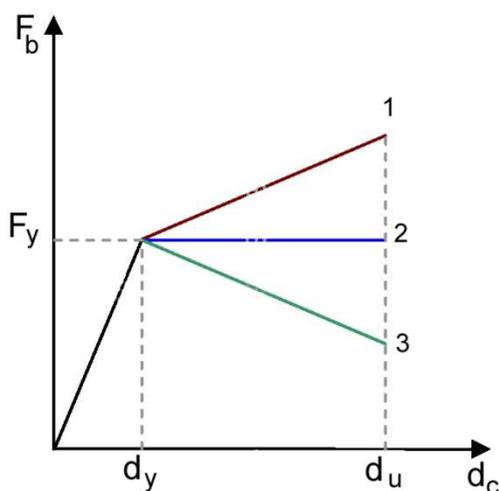


Figura 4-8. Sistema ad un grado di libertà: comportamento elasto-plastico incrudente (1), degradante(2) e perfetto (3).

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura: in particolare la resistenza di snervamento F_y , la rigidezza elastica efficace k_e e la rigidezza post-elastica $k_p = p k_e$ (il rapporto di

incrudimento p risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto).

4.6. Il modello elasto–viscoso equivalente

L'estrema complessità di un approccio non lineare spinge allo studio di soluzioni lineari approssimate ottenute sostituendo all'effettivo meccanismo dissipativo di tipo isteretico un meccanismo "equivalente" di tipo viscoso ed in cui l'equazione di equilibrio dinamico della struttura si scrive nella forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (2.13)$$

dove \mathbf{K} è la matrice di rigidezza, \mathbf{C} la matrice di viscosità, \mathbf{M} la matrice delle masse, $\mathbf{u}(t)$ il vettore degli spostamenti, $\mathbf{f}(t)$ il vettore delle forze e si è indicato con il punto la derivazione rispetto al tempo.

La bontà o meno dell'approssimazione dipende ovviamente da una scelta appropriata delle matrici \mathbf{M} , \mathbf{K} e \mathbf{C} "equivalenti". In particolare sono spesso fatte queste scelte:

- \mathbf{M} è definita in base all'effettiva distribuzione di masse (o ad una sua accettabile approssimazione).
- \mathbf{K} è presa pari alla matrice elastica iniziale o ricavata in base a qualche definizione di matrice elasto-plastica secante.
- \mathbf{C} è scelta in modo da produrre la stessa dissipazione energetica fornita dal meccanismo isteretico interno.

L'obiettivo resta quello di ottenere, a parità di sollecitazione esterna, le stesse deformazioni massime che si produrrebbero nella struttura reale a comportamento elasto-plastico.

4.7. Risultati

L'analisi statica non lineare fornisce i seguenti risultati:

- a valle dell'analisi, dal rapporto fra il moltiplicatore al limite di collasso e quello al limite elastico, viene ricavato il fattore di sovraresistenza da inserire per una valutazione più accurata del fattore di struttura;

- evidenzia le zone della struttura potenzialmente fragili ed i possibili meccanismi di collasso;
- l'analisi potrebbe anche essere utilizzata per una valutazione quantitativa del fattore di riduzione secante delle rigidezze utilizzato nell'analisi per tener conto della fessurazione (l'Ordinanza propone il valore 0.5 ma non fornisce giustificazioni);
- la soluzione ottenuta potrebbe anche essere utilizzata per una valutazione quantitativa del fattore di smorzamento β con cui viene calcolato il fattore η amplificativo della risposta. (il DM 2008 indica il valore $\beta = 5\%$, corrispondente ad $\eta = 1$, ed impone solo che $\eta \geq 0.55$).

4.8. Limitazioni

Una analisi pushover comporta comunque varie limitazioni; ad esempio:

1. la rigidezza della struttura varia, ed in maniera rilevante, in funzione dell'escursione in campo plastico. Il considerare una rigidezza costante "equivalente" corrisponde quindi ad una approssimazione molto rozza;
2. Il meccanismo dissipativo reale della struttura è legato all'area del ciclo di isteresi e quindi all'ampiezza di escursione in campo plastico, e non alla velocità con cui il ciclo viene percorso. Sostituire ad esso un meccanismo qualitativamente diverso, legato alla velocità e non alla escursione, resta utilizzabile solo in linee molto generali (strutture con forti escursioni plastiche sono caratterizzate da viscosità equivalente più elevata);
3. per strutture a più gradi di libertà, si aggiunge una ulteriore complicazione: mentre la risposta "equivalente" lineare presenta comunque modi di vibrazione disaccoppiati in rapporto diretto con la sola eccitante esterna, la risposta non-lineare è caratterizzata da forte accoppiamento modale;
4. l'assunzione di viscosità disaccoppiabile fornisce una notevole semplificazione all'analisi, e deve ritenersi accettabile in ragione delle ambiguità con cui, comunque, verrebbe costruita la matrice C .

Capitolo 5. METODI DI DEFINIZIONE DEL SISTEMA EQUIVALENTE

In questo capitolo vengono illustrate le procedure analitiche per la valutazione delle prestazioni degli edifici esistenti. Vengono esaminati con particolare attenzione i metodi CSM, DCM, N2 ed il metodo proposto nel D.M. 14/01/2008.

Il comportamento dinamico di una struttura in campo non lineare può essere modellato al meglio utilizzando un'analisi non lineare dinamica nel dominio del tempo (*time history analysis*). Questo approccio, però, risulta spesso oneroso e a volte impraticabile. Sono stati quindi proposti, e vengono continuamente perfezionati, metodi semplificati costituiti da procedure statiche non lineari, che, con il rispetto di particolari condizioni, riescono a simulare, con buona approssimazione, il comportamento di una struttura.

Le analisi lineari, in particolare quelle dinamiche, forniscono utili indicazioni sul comportamento elastico di una struttura e indicano quali siano i componenti che per primi entrano in campo plastico. Esse, però, non consentono di individuare i successivi meccanismi di collasso e la relativa ridistribuzione delle forze; la loro utilizzazione per l'analisi delle prestazioni sotto sisma è quindi soggetta a restrizioni. In questo capitolo invece si focalizza l'attenzione sulle potenzialità offerte dalle analisi non lineari nella simulazione del comportamento di strutture soggette a terremoti di notevole intensità, a causa dei quali il limite elastico è ampiamente superato.

L'analisi di spinta permette di ricondurre lo studio di un sistema MDOF a quella di un ben più semplice sistema SDOF equivalente. Pertanto, i metodi di analisi per determinare la massima risposta attesa di sistemi SDOF non lineari possono essere adottati anche nel caso di sistemi MDOF non lineari. La richiesta sismica per sistemi MDOF può però differire da quella di sistemi SDOF equivalenti a causa degli effetti dei modi superiori e di molte altre caratteristiche strutturali come il modo globale di deformazione, gli effetti torsionali, la distribuzione di

resistenza e rigidezza lungo l'altezza della struttura, la ridondanza del sistema strutturale ed il modo di collasso sia a livello di elemento che globale. Il comportamento dinamico delle strutture reali è governato da una complessa interazione di molti di questi fattori e può essere determinato accuratamente solo attraverso analisi dinamiche non lineari. La necessità di una comprensione globale delle caratteristiche della risposta non lineare di sistemi MDOF e di strumenti approssimati che agevolino la progettazione, rendono comunque attraente l'uso di analisi statiche non lineari che pur conservando la semplicità delle classiche analisi statiche permettono di investigare la risposta di tali sistemi anche oltre la soglia elastica.

5.1. Metodi semplificati per l'analisi non lineare

Molti dei metodi di analisi statica non lineare si basano sul cosiddetto Metodo dello Spettro di Capacità (CSM), proposto originariamente per edifici regolari con risposta dominata dalla forma modale fondamentale. Successive modifiche hanno consentito di applicare tale metodo anche in presenza di un contributo significativo dei modi alti e di irregolarità in pianta o in elevazione.

In letteratura sono stati proposti vari altri metodi per l'analisi statica non lineare: fra essi è necessario sicuramente citare i metodi di analisi pushover di tipo multi-modale (Chopra, et al., 2001), i metodi di analisi pushover di tipo adattativo (Gupta, et al., 2000) e la procedura denominata Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) (Aydinoglu, 2003). Dati gli scopi che si intendono perseguire tramite questa ricerca, si è scelto di fare riferimento esclusivamente ai metodi CSM, DCM, N2 ed al metodo descritto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M., 14/01/2008).

5.2. Metodo CSM

5.2.1. Generalità

Il Metodo dello Spettro di Capacità (Capacity Spectrum Method = CSM), originariamente proposto da Freeman (Freeman, 1998) è una procedura di analisi statica non lineare per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura per effetto di un evento sismico assegnato. L'azione sismica (detta richiesta sismica) viene definita mediante uno spettro di risposta elastico mentre il comportamento della struttura viene rappresentato da una curva forza-spostamento (detta curva di capacità) che definisce il comportamento del sistema SDOF equivalente alla struttura stessa.

Lo spostamento atteso viene determinato individuando sulla curva di capacità lo spostamento compatibile con la richiesta sismica. L'individuazione di questo spostamento viene perseguita operando nello spazio ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) e quindi descrivendo, nello stesso piano, la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamento spettrali. Nello spazio ADRS lo spettro di risposta e la curva di capacità prendono rispettivamente il nome di spettro di domanda (Demand Spectrum = DS) e di spettro di capacità (Capacity Spectrum = CS).

Le equazioni per ricavare lo spettro di domanda ($d_D \div a_D$) e lo spettro di capacità ($d^* \div a^*$) sono le seguenti:

$$a_D = S_a(T, \beta, a_g) \quad \text{e} \quad d_D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a(T, \beta, a_g) \quad (3.1)$$

$$a^* = \frac{F_b}{m^*} \quad \text{e} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma_1 \Phi_{1,c}} \quad (3.2)$$

dove:

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1} \quad \text{e} \quad m^* = \Gamma_1 \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{I} \quad (3.3)$$

essendo \mathbf{M} è la massa sismica totale del sistema, Γ_1 è il fattore di partecipazione del primo modo, \mathbf{I} è il vettore di trascinamento corrispondente

alla direzione del sisma considerata, m^* è la massa partecipante del primo modo, Φ_1 è la forma del primo modo, $\Phi_{1,c}$ è l'ampiezza del primo modo in sommità.

Grazie a questa trasformazione di coordinate, il CSM fornisce una rappresentazione grafica della prestazione sismica del sistema SDOF equivalente soggetto ad un dato terremoto che viene individuata dall'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di risposta rappresentativo della richiesta indotta dal terremoto. Le coordinate di tale punto di intersezione, detto punto di funzionamento (Performance Point = PP) della struttura, definiscono l'accelerazione e lo spostamento massimi attesi nel sistema SDOF.

Il PP deve quindi soddisfare due condizioni:

- appartenenza al CS per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;
- appartenenza al DS opportunamente ridotto rispetto allo spettro di risposta elastico al 5% di smorzamento, che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale.

In generale, l'individuazione del PP richiede una procedura iterativa che si basa sul calcolo dello smorzamento efficace del sistema SDOF equivalente e che si rende necessaria poiché la capacità di una struttura e la richiesta imposta a questa da un dato terremoto non sono tra loro indipendenti.

Il CSM mette a confronto la capacità della struttura di resistere alle azioni laterali con le caratteristiche inelastiche richieste da un assegnato input sismico. La capacità della struttura è rappresentata dallo spettro di capacità del sistema SDOF equivalente. Una volta definita l'approssimazione bilineare equivalente di tale spettro occorre individuare sul ramo post-elastico i punti corrispondenti a diversi valori della duttilità $\mu = d_u^*/d_y^*$ in termini di spostamento, essendo d_y^* il valore dello spostamento al limite elastico (Figura 5-1).

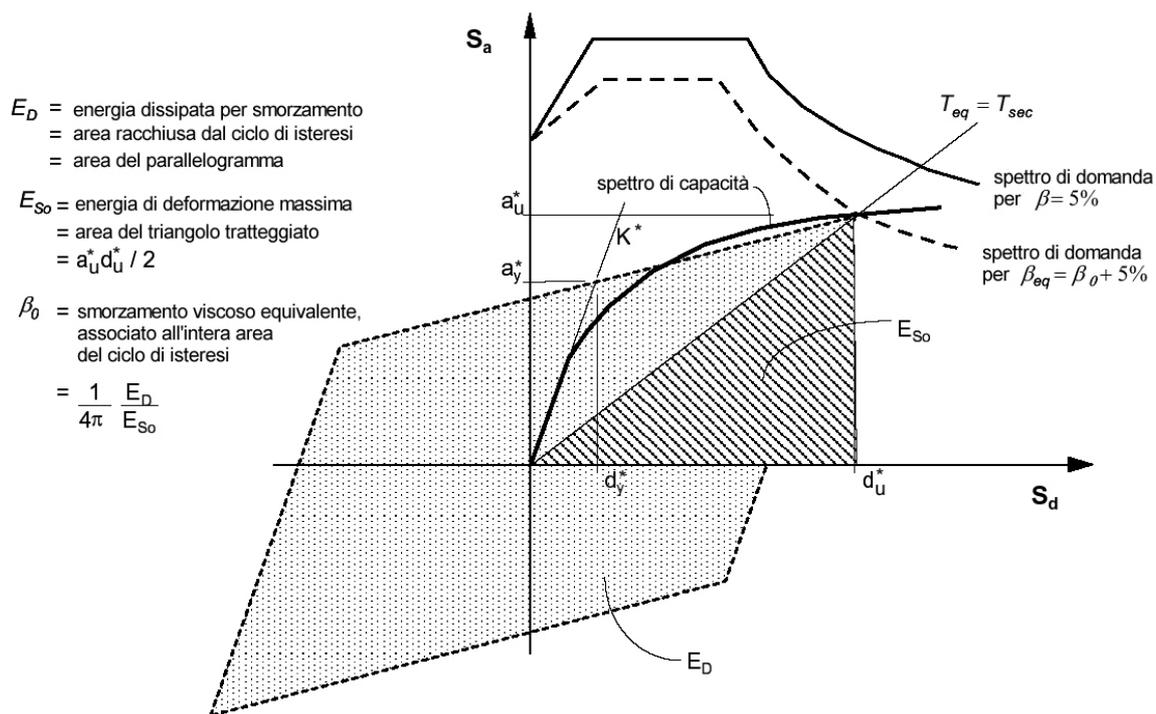


Figura 5-1. Sistema bilineare equivalente: smorzamento viscoso equivalente associato alla dissipazione isteretica di energia.

La risposta inelastica richiesta è rappresentata dagli spettri di risposta del terremoto. In particolare, gli effetti della risposta isteretica non lineare non vengono considerati direttamente attraverso la costruzione degli spettri inelastici IDRS (Inelastic Demand Response Spectra), ma indirettamente attraverso la definizione degli spettri elastici lineari EDRS (Elastic Demand Response Spectra) relativi allo smorzamento viscoso β_{eq} del sistema SDOF bilineare equivalente. Tali spettri vengono costruiti scalando l'EDRS relativo a $\beta=5\%$ attraverso un fattore di riduzione funzione di β_{eq} .

Lo smorzamento viscoso equivalente β_{eq} può essere correlato al valore μ della duttilità richiesta. Tale relazione dipende in generale dalla pendenza del ramo post-elastico e dalla stabilità dei cicli d'isteresi sotto carichi ripetuti. In particolare β_{eq} può essere ottenuto come somma di due aliquote:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \tag{3.4}$$

La quantità 0.05 esprime il rapporto di smorzamento del sistema bilineare in campo elastico, assunto pari al 5%. β_0 è il rapporto di smorzamento viscoso equivalente allo smorzamento isteretico, dato da:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.5)$$

essendo E_{S0} la massima energia elastica immagazzinabile e E_D l'energia dissipata in un ciclo d'isteresi, ossia:

$$\begin{aligned} E_D &= 4(a_y^* d_u^* - d_y^* a_u^*) \\ E_{S0} &= a_u^* d_u^* / 2 \end{aligned} \quad (3.6)$$

Per un sistema a comportamento bilineare la (3.5) assume la forma:

$$\beta_0 = \frac{2(\mu-1)(1-p)}{\pi \mu(1+p\mu-p)} \quad (3.7)$$

essendo

$$p = \frac{(a_u^* - a_y^*) / (d_u^* - d_y^*)}{a_y^* / d_y^*} \quad (3.8)$$

il rapporto tra la rigidezza post-elastica e la rigidezza elastica. In modo analogo si determina il valore del periodo del sistema lineare equivalente con rigidezza pari a quella secante:

$$T_{eq} = T_i \sqrt{\frac{\mu}{1+p\mu-p}} \quad (3.9)$$

dove T_i è il periodo di vibrazione iniziale del sistema non lineare.

5.2.2. Indicazioni della ATC-40

Una variante del metodo CSM viene proposta dalle linee guida americane elaborate nel 1996 dall'Applied Technology Council, le ATC-40 (ATC-40, 1996). Tale pubblicazione ha suscitato notevole interesse nel mondo scientifico, tanto che nel 1997 riceve l' "Overall Excellence and New Technology Award" dal Western States Seismic Policy Council (ossia un premio per le eccellenze e le tecnologie innovative).

Nell'ATC-40 l'approssimazione bilineare dello spettro di capacità viene caratterizzata assumendo:

- rigidezza elastica pari alla rigidezza iniziale;
- passaggio del ramo post-elastico per il punto di performance, PP;
- equivalenza di tipo energetico in corrispondenza dello spostamento massimo.

La risposta inelastica richiesta viene approssimata attraverso gli spettri elastici lineari ad elevato smorzamento. In particolare il rapporto di smorzamento equivalente è determinato attraverso la relazione:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0.05 \quad (3.10)$$

in cui la quantità 0.05 rappresenta lo smorzamento del sistema bilineare equivalente in campo elastico, pari al 5%, β_0 è lo smorzamento viscoso equivalente allo smorzamento isteretico e k è un opportuno coefficiente correttivo. Dalla definizione di β_0 rappresentata nella (3.5), sostituendo le espressioni di E_D e E_{S0} relative ad un sistema a comportamento bilineare riportate nelle (3.6) si ottiene:

$$\beta_0 = 63.7 \frac{(a_y^* d_c^* - d_y^* a_c^*)}{a_c^* d_c^*} \quad (3.11)$$

essendo d_y^* e a_y^* le coordinate della soglia di prima plasticizzazione del CS, ed avendo espresso β_0 come *percentuale* dello smorzamento critico (Figura 5-1). Questa formulazione di β_0 è del tutto equivalente a quella mostrata già nella (3.12).

La relazione (3.11) fornisce una stima sufficientemente accurata dello smorzamento viscoso equivalente per sistemi con cicli d'isteresi stabili e per $\beta_0 < 30\%$. Applicato a strutture non particolarmente duttili come quelle in c.a. tende invece a sovrastimare l'effettivo smorzamento strutturale. Per considerare tale effetto nella (3.11) viene introdotto il fattore k di correzione, che dipende dal comportamento isteretico del sistema, ossia dalla categoria di comportamento a cui appartiene la struttura, che viene definita sia dalla qualità degli elementi che costituiscono il sistema sismico resistente sia dalla durata del sisma.

Nell'ATC-40 si individuano tre categorie di comportamento (Tabella 5-1): il tipo A indica un comportamento isteretico con cicli isteretici stabili ed ampi simili a quelli

ideali, il tipo C rappresenta un comportamento isteretico assai limitato con una notevole riduzione dell'area dei cicli e il tipo B definisce un comportamento isteretico intermedio tra tipo A e C. Per questi tipi di comportamento isteretico, si forniscono delle relazioni che esprimono il fattore k in funzione dello smorzamento equivalente β_{eq} (Tabella 5-2). Il valore massimo di k passa da 1 per il comportamento di tipo A (cicli d'isteresi stabili), a 1/3 per il tipo C (cicli d'isteresi con degrado), a 2/3 per il tipo B (intermedio tra il tipo A e il tipo C).

| Durata del sisma | Edifici essenzialmente nuovi | Edifici esistenti comuni | Edifici esistenti poveri |
|------------------|------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Breve | Tipo A | Tipo B | Tipo C |
| Lungo | Tipo B | Tipo C | Tipo C |

Tabella 5-1. Tipi di edifici

| Comportamento Isteretico | β_0 | k |
|--------------------------|------------------|---------------------------------|
| Tipo A | ≤ 0.1625 | 1.0 |
| | > 0.1625 | $1.13 - 0.51 (\pi/2) \beta_0$ |
| Tipo B | ≤ 0.25 | 0.67 |
| | > 0.25 | $0.845 - 0.446 (\pi/2) \beta_0$ |
| Tipo C | Qualsiasi valore | 0.33 |

Tabella 5-2. Variazione del coefficiente k nella ATC-40

Per la definizione dello spettro corrispondente allo smorzamento β_{eq} si utilizza la schematizzazione proposta da Newmark – Hall che prevede la divisione dello spettro in tre regioni: la zona ad accelerazione costante (*acceleration sensitive region* - ASR) per $T < T_C$ la zona a pseudo - velocità costante (*velocity sensitive region* - VSR) per $T_C < T < T_D$, e la zona a spostamento costante (*displacement sensitive region* - DSR) per $T > T_D$. I valori dei periodi di transizione ed i fattori di amplificazione da applicare nelle diverse zone (rispettivamente α_A , α_V e α_D)

variano in funzione del segnale accelerometrico. L'interpolazione dei dati relativi a segnali registrati su terreno compatto forniscono le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\alpha_A(\beta) &= 3.21 - 0.68 \cdot \ln(\beta) \\ \alpha_V(\beta) &= 2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta) \\ \alpha_D(\beta) &= 1.82 - 0.27 \cdot \ln(\beta)\end{aligned}\tag{3.13}$$

essendo β il rapporto di smorzamento espresso in percentuale. Lo spettro corrispondente allo smorzamento β_{eq} viene costruito moltiplicando le ordinate dello spettro elastico corrispondente allo smorzamento del 5% per un opportuno fattore di riduzione SR. In particolare dalle (3.13) si ottiene:

$$\begin{aligned}SR_A &= \frac{\alpha_A(\beta_{eq})}{\alpha_A(\beta = 5\%)} \\ SR_V &= \frac{\alpha_V(\beta_{eq})}{\alpha_V(\beta = 5\%)} \\ SR_D &= \frac{\alpha_D(\beta_{eq})}{\alpha_D(\beta = 5\%)}\end{aligned}\tag{3.14}$$

in cui β_{eq} è il valore dello smorzamento effettivo calcolato tramite la (3.10), SR_A è il fattore di riduzione da applicare al tratto dello spettro elastico ad accelerazione costante, SR_V è il fattore di riduzione da applicare al tratto dello spettro elastico a velocità costante ed SR_D è il fattore di riduzione da applicare al tratto dello spettro elastico a spostamento costante

L'ATC-40 suggerisce tre procedure (A,B,C), o meglio tre procedimenti di soluzione, al solo fine di standardizzare e semplificare il processo iterativo che sta alla base del CSM. In via puramente teorica, l'impiego in modo indifferente di una delle tre procedure dovrebbe far pervenire agli stessi risultati.

5.3. Metodo DCM (FEMA-356, 2000)

Il metodo del coefficiente di spostamento (*Displacement Coefficient Method – DCM*) viene descritto nelle linee guida emanate dall’Agenzia di Protezione civile USA, *FEMA - Federal Emergency Management Agency*, nell’ambito del Programma Nazionale di Riduzione del Rischio Sismico, ovvero il *NEHRP - National Earthquake Hazard Reduction Program (FEMA 356 NEHRP Improvement of non linear static seismic analysis procedures)*.

Tale metodo è applicabile nel caso di edifici regolari, e nell’ipotesi che siano trascurabili sia gli effetti torsionali che il contributo dei modi di vibrare più elevati.

La procedura si basa sulle seguenti fasi operative:

1. Costruzione dell’approssimazione bilineare della curva di capacità. Il procedimento impiegato differisce da quello proposto nell’ATC-40. Il limite elastico viene infatti definito dall’intersezione delle rette corrispondenti rispettivamente alla rigidezza elastica K^* e alla rigidezza post-elastica pK^* . La rigidezza elastica è pari alla rigidezza secante corrispondente al valore $0.60 \cdot F_y^*$ del tagliante alla base, essendo F_y^* l’ordinata della soglia di prima plasticizzazione della CC. La rigidezza post-elastica si ottiene imponendo il passaggio per il punto di performance e l’uguaglianza delle aree sottese dalle due curve.

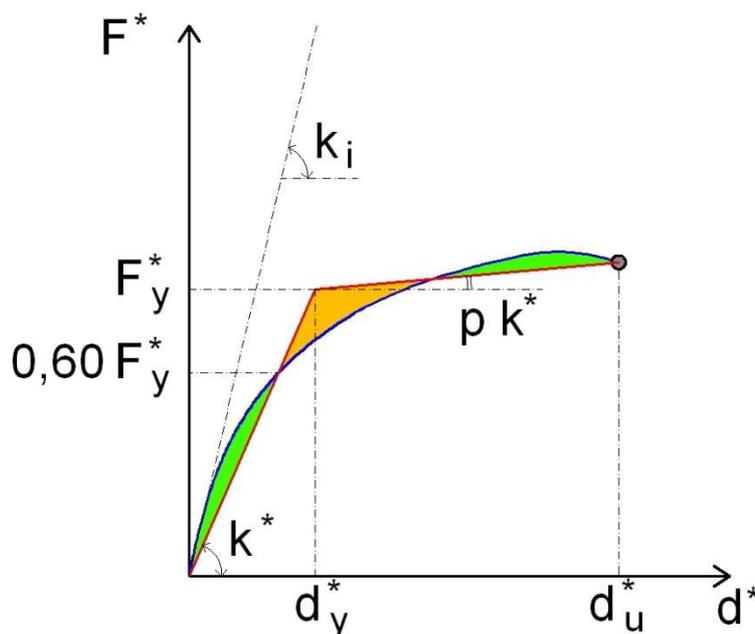


Figura 5-2. Illustrazione schematica della stima dello spostamento target nell'ambito del Metodo del Coefficiente (FEMA-356, 2000)

2. Calcolo del periodo equivalente:

$$T^* = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K^*}} \quad (3.15)$$

essendo, con ovvio significato degli altri simboli, K_i la rigidezza tangente e T_i il periodo fondamentale corrispondente.

3. Calcolo dello spostamento d_{\max}^* in sommità attraverso la relazione:

$$d_{\max}^* = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T^{*2}}{4\pi^2} g \quad (3.16)$$

in cui S_a è l'accelerazione spettrale e g l'accelerazione di gravità. I valori dei coefficienti vengono invece descritti di seguito.

C_0 è un fattore correttivo necessario per correlare lo spostamento spettrale e lo spostamento in sommità (piano N). Il valore di tale coefficiente può essere desunto (FEMA-356, tab.3-2) in funzione del numero di piani. In alternativa esso può essere assunto pari alla componente all'ultimo piano del fattore di partecipazione modale relativo

al primo modo di vibrare, o al vettore di forma rappresentativo della deformata strutturale in corrispondenza del PP.

Il parametro C_1 è un secondo fattore correttivo che correla il valore del massimo spostamento inelastico atteso con lo spostamento derivante dall'analisi elastica lineare. Si assume:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{per } T^* \geq T_c \\ \frac{1.0 + (q-1) \frac{T_c}{T^*}}{q} & \text{per } T^* < T_c \end{cases} \quad (3.17)$$

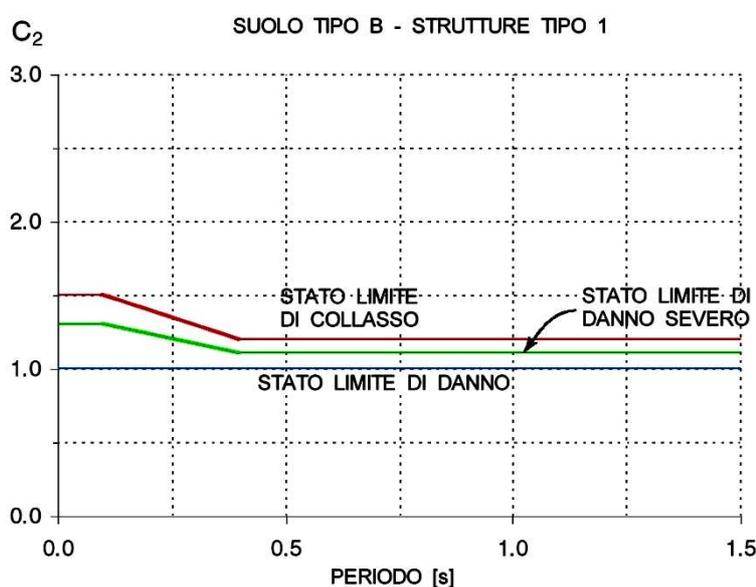
essendo T_c il periodo caratteristico dello spettro di risposta definito dal passaggio dal tratto ad accelerazione costante al tratto a pseudo-velocità costante dello spettro di Newmark & Hall. Il coefficiente q esprime invece il rapporto di resistenza inelastica richiesta definito da:

$$q = \frac{S_a(T^*)/g}{F_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (3.18)$$

Il parametro C_2 è un fattore che tiene conto della forma dei cicli d'isteresi ed è tabellato in funzione del livello di performance, del periodo e della tipologia strutturale (FEMA-356, tab. 3-1).

I valori di C_2 per diversi sistemi resistenti e diversi livelli di performance (stato limite di danno, salvaguardia della vita, non collasso) si possono ricavare dalla Tabella 5-3. Le strutture di Tipo 1 sono strutture in cui più del 30% del taglio, in ciascun livello, è sopportato da componenti o elementi, la cui resistenza o rigidità potrebbe degradare durante il sisma di progetto; tali elementi comprendono: telai ordinari, telai controventati concentrici, telai con connessioni parzialmente bloccate, setti e colonne soggetti a taglio e ogni combinazione degli elementi elencati precedentemente. Tutte le altre strutture che non possono essere annoverate fra queste, vengono invece considerate del Tipo 2. I valori del coefficiente C_2 sono mostrati nella Figura 5-3.

| Livelli di Performance | $T \leq 0.1 \text{ s}$ | | $T \geq T_c$ | |
|------------------------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|
| | Strutture Tipo 1 | Strutture Tipo 2 | Strutture Tipo 1 | Strutture Tipo 2 |
| stato limite di danno [SLD] | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| stato limite di danno severo [SLV] | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| stato limite di collasso [SLC] | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

Tabella 5-3. Valori del fattore di modifica C_2 Figura 5-3. Variazione del coefficiente C_2

Infine il parametro C_3 tiene conto dell'incremento dello spostamento prodotto dagli effetti del secondo ordine. In presenza di un ramo post-elastico con pendenza positiva C_3 vale 1, altrimenti è dato da:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|p| (q-1)^{3/2}}{T^*} \quad (3.19)$$

in cui p è il rapporto fra rigidità iniziale e rigidità post-snervamento.

5.4. Metodo suggerito dall' EC8 – Metodo N2 (Fajfar)

Il recente Final PT Draft (Stage 34) dell'Eurocodice 8 (EUROCODICE-8, Final Draft - prEN 1998-1, 2003) introduce una procedura per la determinazione dello spostamento basata sull'analisi statica non lineare e sullo spettro di risposta

elastico; tale procedura si rifà al metodo N2 proposto da Fajfar (Fajfar, 1988), (Fajfar, et al., 1996).

Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica, infatti, che il metodo è non lineare (**N**) ed utilizza “**2**” modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF).

Il sistema SDOF equivalente viene caratterizzato attraverso le relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma_1 \\ d^* &= d_c / \Gamma_1 \end{aligned} \quad (3.20)$$

essendo Γ_1 il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare scalato in modo che la componente all'ultimo piano sia pari a 1. La curva di capacità viene approssimata attraverso un legame elasto-plastico. Tale legame viene caratterizzato individuando la soglia di snervamento F_y^* in corrispondenza alla condizione di meccanismo ed imponendo un'equivalenza di tipo energetico. Tale approccio conduce alla seguente espressione dello spostamento al limite elastico:

$$d_y^* = 2 \left(d_u^* - \frac{E_{S0}}{F_y^*} \right) \quad (3.21)$$

essendo d_u^* e E_{S0} rispettivamente lo spostamento e l'energia corrispondenti alla formazione del meccanismo.

Fajfar suggerisce di utilizzare un valore di rigidezza k^* pari alla metà della rigidezza iniziale della struttura k_i .

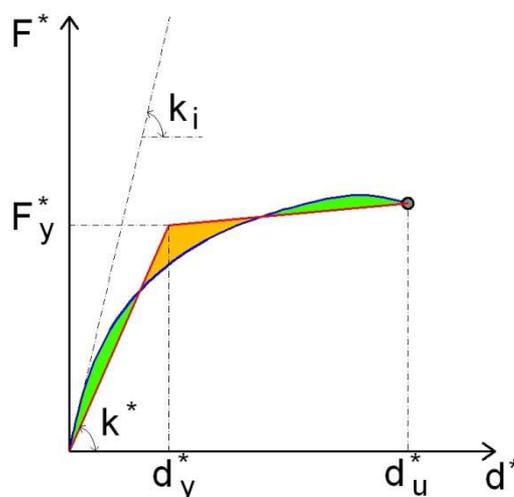


Figura 5-4. Illustrazione schematica della definizione di sistema equivalente (Fajfar, 1988)

Il periodo del sistema SDOF equivalente è definito dalla relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (3.22)$$

essendo $m^* = \Gamma \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{I}$ la massa equivalente. Per effetto dei criteri impiegati per la definizione del legame elasto-plastico equivalente la (3.22) fornisce in genere valori più elevati del periodo rispetto alle altre NSP. Lo spostamento d_{\max}^* del PP viene determinato facendo uso delle relazioni:

$$d_{\max}^* = C_1 d_e^* \quad (3.23)$$

essendo d_e^* lo spostamento richiesto al sistema SDOF di periodo T^* e smorzamento viscoso $\beta = 5\%$, C_1 è descritto dalla (3.17), nella quale q è il rapporto tra le accelerazioni relative rispettivamente al sistema indefinitamente elastico e al sistema elasto-plastico, dato da:

$$q = \frac{S_a m^*}{F_y^*} \quad (3.24)$$

5.5. Analisi Statica non lineare secondo DM 2008

Si devono eseguire almeno due analisi di spinta, considerando almeno due distribuzioni di forze d'inerzia F_i in corrispondenza dei baricentri delle masse di

piano, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**).

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

1. distribuzione Lineare, ossia proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la (1) del gruppo 2;
2. distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
3. distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

1. distribuzione Uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
2. distribuzione adattativa, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

In letteratura si trova la giustificazione di tali assunzioni mediante studi compiuti con l'impiego di analisi dinamiche non lineari: le distribuzioni di forza proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta dinamica può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse. Il passaggio dal sistema MDOF al sistema SDOF permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta alla struttura dal sisma. Infatti, definito il sistema SDOF equivalente e calcolato il suo periodo proprio T^* è possibile, con l'utilizzo dello spettro elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo che esso deve essere in grado di sopportare e, da questo, dedurre lo spostamento massimo del sistema MDOF.

La procedura si articola nei seguenti passi:

1. Determinazione del legame forza-spostamento generalizzato ($F_b \div d_c$) tra la risultante delle forze applicate, ossia taglio alla base $F_b (= \sum_i F_i)$, e lo spostamento d_c di un "punto di controllo" (usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo impalcato).

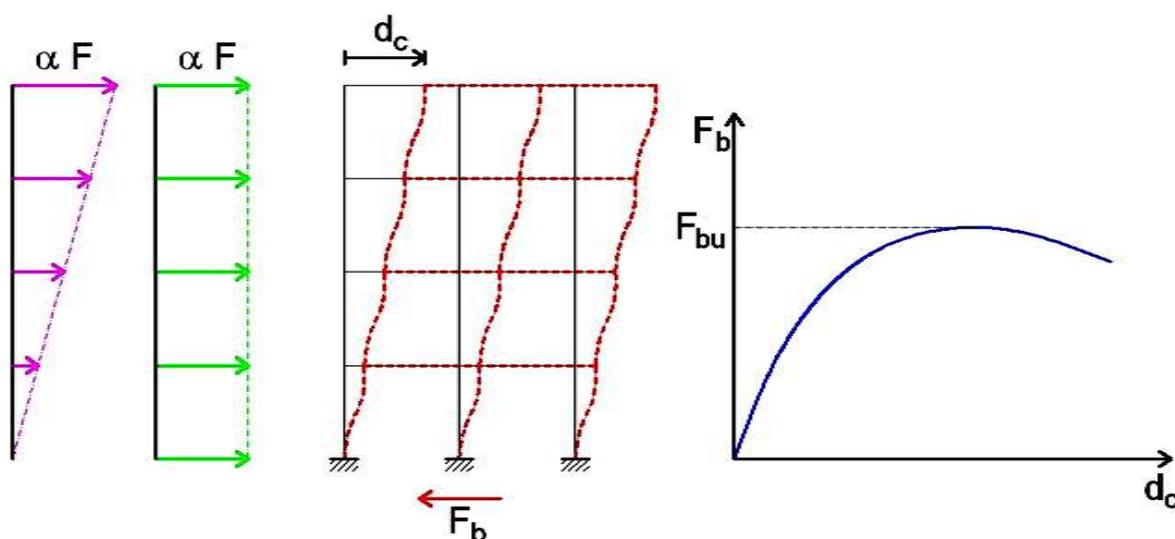


Figura 5-5. Schematizzazione della curva di capacità e delle distribuzioni di forze orizzontali.

2. Determinazione del sistema SDOF bilineare equivalente: la forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \tag{3.25}$$

dove:

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1i}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1i}^2} \tag{3.26}$$

è il fattore di partecipazione del primo modo di vibrare ed essendo inoltre:

- Φ_1 è il vettore della prima forma modale normalizzata rispetto allo spostamento del

punto di controllo, ossia ponendo $d_c = 1$;

- \mathbf{I} è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;
- la matrice \mathbf{M} è la matrice di massa del sistema reale.
- N il numero di masse del sistema MDOF.

Si approssima quindi la curva caratteristica $(F^* \div d^*)$ del sistema equivalente con una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree (e quindi delle energie dissipate). Tale approssimazione permette di individuare un primo ramo elastico con pendenza k^* ed un secondo ramo perfettamente plastico, con punto di snervamento in:

$$\begin{aligned} F_y^* &= F_{bu} / \Gamma \\ d_y^* &= F_y^* / k^* \end{aligned} \quad (3.27)$$

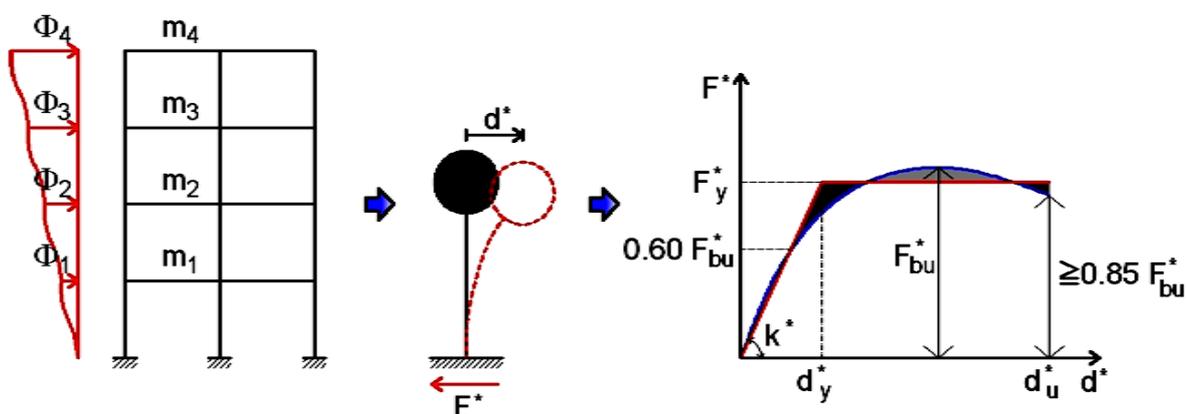


Figura 5-6. Oscillatore equivalente ed equivalenza fra curva di capacità e curva bilineare equivalente.
(D.M., 14/01/2008)

Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.60 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua dall'equivalenza energetica, ossia imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo

spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.15 F_{bu}^*$.

Il sistema bilineare quindi è caratterizzato da un periodo elastico T^* e da una massa elastica m^* definiti come:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (3.28)$$

$$m^* = \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{I} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1i} \quad (3.29)$$

3. Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema bilineare equivalente con l'utilizzo di spettro di risposta di progetto. L'accelerazione spettrale è legata allo spostamento spettrale dalla seguente relazione:

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (3.30)$$

Il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a:

$$d_{\max}^* = C_1 d_e^* \quad (3.31)$$

essendo d_e^* lo spostamento richiesto al sistema SDOF di periodo T^* e smorzamento viscoso $\beta = 5\%$, C_1 è descritto dalla (3.17), nella quale q è il rapporto tra le accelerazioni relative rispettivamente al sistema indefinitamente elastico e al sistema elasto-plastico, dato da:

$$q = \frac{S_a(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (3.32)$$

Questa formulazione rappresenta quindi il principio di uguaglianza di spostamento.

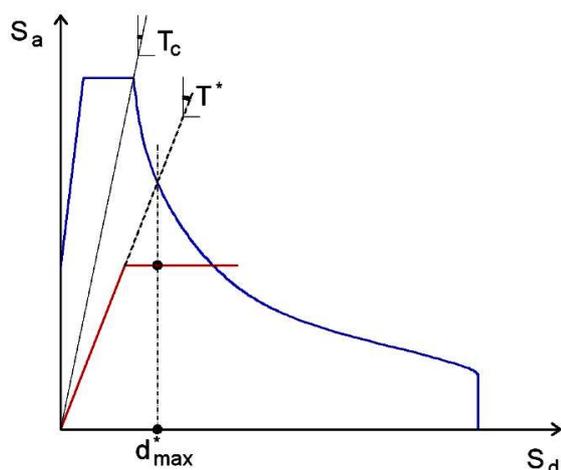


Figura 5-7. Spostamento di riferimento per $T^* > T_c$ nel piano ADRS.

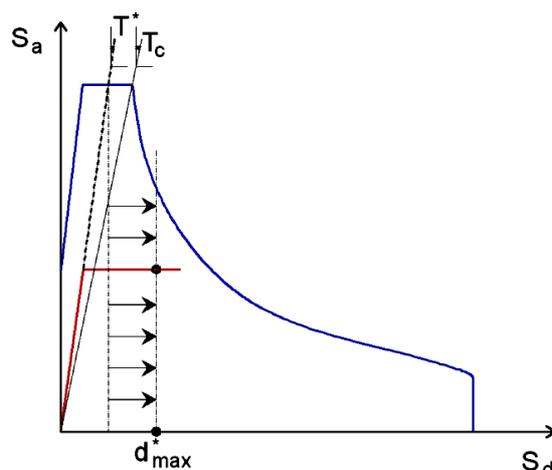


Figura 5-8. Spostamento di riferimento per $T^* < T_c$ nel piano ADRS.

4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili:

Noto lo spostamento d_{max}^* , la configurazione deformata effettiva dell'edificio è data dal vettore degli spostamenti di piano così definito:

$$\mathbf{d} = \Gamma d_{max}^* \Phi \quad (3.33)$$

Da quanto descritto si può capire come questo tipo di analisi permetta di ricavare interessanti informazioni sulla risposta della struttura in esame, soprattutto in fase di verifica mediante i limiti posti dalla normativa per gli stati limite considerati.

Capitolo 6. APPLICAZIONE DELLE PROCEDURE DI ANALISI PUSHOVER

6.1. *Gli edifici campione*

Al fine di effettuare un confronto diretto fra i risultati ottenibili attraverso le varie formulazioni fin qui analizzate, sono stati presi in considerazione sette edifici campione, e sono state condotte delle analisi dinamiche lineari, delle analisi ad adattamento plastico e delle analisi statiche non lineari, tramite l'ausilio del software EDISIS 2000 v. 9.12 (Newsoft s.a.s, 2008).

Ognuno edifici scelti è stato progettato facendo riferimento ad una diversa classe di duttilità e ad un diverso picco di accelerazione al suolo. I parametri di riferimento di ciascun edificio sono riassunti in Tabella 6-1.

| Modello | Classe di Duttilità | Picco Acceleraz. al Suolo |
|----------------|----------------------------|----------------------------------|
| Edificio1 | B | 0.35 g |
| Edificio2 | A | 0.35 g |
| Edificio3 | B | 0.15 g |
| Edificio4 | A | 0.25 g |
| Edificio5 | A | 0.15 g |
| Edificio6 | B | 0.35 g |
| Edificio7 | B | 0.25 g |

Tabella 6-1. Edifici Campione. Classi di duttilità e picco di accelerazione al suolo.

Nel seguito vengono riportate le descrizioni di ognuno degli edifici campione, insieme ai risultati delle varie analisi condotte.

6.2. Le analisi effettuate

Per quanto riguarda l'analisi dinamica lineare, essa è stata condotta in campo dinamico con la tecnica degli spettri di risposta. Sono stati inizialmente determinati i modi propri di vibrazione della struttura e successivamente la risposta al sisma di ciascuno di essi in base allo spettro di risposta. Il singolo contributo modale è visto come una condizione indipendente di carico, da combinare con i contributi degli altri modi in sede di calcolo delle sollecitazioni con la regola di combinazione SRSS (Square Root of Sum of Squares), radice quadrata della somma dei quadrati.

Sono stati quindi riportati il periodo proprio, il fattore di partecipazione e la forma (prevalente X, prevalente Y, prevalente Y, torsionale o locale) di ciascuno dei modi considerati.

Dopo aver eseguito le fasi di progetto per le travi e per i pilastri è stata eseguita l'analisi ad adattamento plastico (shakedown); a valle di una progettazione preliminare delle armature (basata sui risultati della soluzione elastica) tale tipo di analisi opera attraverso un processo di ottimizzazione che incrementa il fattore di sicurezza della struttura fino al limite di adattamento plastico. L'attuale normativa consente infatti di tener conto della redistribuzione di sollecitazioni dovuta alle deformazioni plastiche. Quest'effetto comporta, in generale, una riduzione delle punte tensionali e, rieseguendo a valle di tale analisi le fasi di progetto, una migliore uniformità nella disposizione delle armature.

La norma, anche se tollera procedimenti approssimati di tipo empirico, prevede che quest'effetto sia valutato mediante una analisi elasto-plastica non lineare [Dm 9/1/96 punto 4.1.1.3 – Dm 14/9/05 punto 5.1.2.1.3, Dm08 punto 4.1.1.1].

La presenza di carichi ciclici variabili di origine sismica impone che l'analisi sia condotta nell'ambito della teoria dell'adattamento plastico.

Sono state poi eseguite delle analisi statiche non lineari. L'analisi è stata eseguita facendo variare la direzione sismica e la distribuzione delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato: in particolare, sono state analizzate otto direzioni diverse (0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225°, 270°, 315°), e per ciascuna direzione sono state eseguite due analisi, una con una distribuzione di forze costante lungo l'altezza ed un'altra con distribuzione lineare lungo l'altezza.

L'analisi è stata condotta applicando sulla struttura i carichi statici quasi - permanenti ed una distribuzione variabile di accelerazioni sismiche agenti in una prefissata direzione. Si instaura quindi un processo incrementale di carico sull'azione sismica, protratto fino al raggiungimento del collasso. Gli elementi resistenti sono stati considerati a comportamento elasto-plastico, a duttilità limitata e per essi sono state valutate le rotazioni limiti allo snervamento e al collasso, secondo le indicazioni contenute nella (O.P.C.M. 3274 20/03/2003) e nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008).

Nella Tabella 6-2 si riporta un quadro riassuntivo delle analisi pushover effettuate per ognuno dei sette edifici campione, indicando per ciascuna anche la sigla con la quale verranno richiamate nel seguito.

| Direzione | Distribuzione di forze | Sigla |
|-----------|------------------------|--------|
| 0° | Costante | 0° C |
| 0° | Lineare | 0° L |
| 45° | Costante | 45° C |
| 45° | Lineare | 45° L |
| 90° | Costante | 90° C |
| 90° | Lineare | 90° L |
| 135° | Costante | 135° C |
| 135° | Lineare | 135° L |
| 180° | Costante | 180° C |
| 180° | Lineare | 180° L |
| 225° | Costante | 225° C |
| 225° | Lineare | 225° L |
| 270° | Costante | 270° C |
| 270° | Lineare | 270° L |
| 315° | Costante | 315° C |
| 315° | Lineare | 315° L |

Tabella 6-2. Analisi pushover effettuate per ognuno degli edifici campione.

6.1. Le diverse procedure di analisi pushover

Per ognuna delle curve pushover così calcolate, sono state applicate le varie procedure di analisi descritte, ed è stato ricavato il valore della richiesta di spostamento per ognuna di esse; le varie procedure sono così indicate nel seguito:

- Norme Tecniche per le costruzioni: (D.M., 14/01/2008)
- Fajfar: (Fajfar, 1988)
- Federal Emergency Management Agency: (FEMA-356, 2000)
- Applied Technology Council: (ATC-40, 1996)

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti, per ciascuna curva e per ciascun edificio.

In particolare sono state riportate le richieste di spostamenti ricavate per ogni curva pushover e per ognuna delle procedure considerate. Sono state inoltre effettuate delle verifiche, sia sulla base degli spostamenti che sulla base del rapporto fra i valori di PGA per i vari stati limite, ovvero stato limite di danno, stato limite di salvaguardia della vita e stato limite di collasso.

Sono stati poi elaborati dei diagrammi polari, in cui sono stati rappresentati i valori massimi dello spostamento ottenuti tramite le varie analisi pushover, al variare dell'angolo di eccitazione sismica. Si sono riportati diversi diagrammi polari, per le diverse procedure applicate.

Per ciascun edificio si riportano i valori medi degli spostamenti, distinguendo le varie procedure. La media si è calcolata come:

$$\bar{x} = \frac{\sum_i x_i}{n} \quad (4.1)$$

mentre lo scarto quadratico medio è stato calcolato secondo l'equazione seguente:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (4.2)$$

in cui n è il numero di valori considerati, mentre

$$x_i = \frac{d_{\max,i}^*}{d_{\max,rif}^*} \quad (4.3)$$

dove $d_{\max,i}^*$ è il valore della rotazione valutato secondo le procedure riportate in precedenza, e $d_{\max,rif}^*$ è un valore di riferimento, assunto in questo caso pari al valore della rotazione secondo la procedura (D.M. 14/01/2008). Fissato il modello di elemento, ogni valore di $d_{\max,i}^*$ è stato rapportato al valore di $d_{\max,rif}^*$ calcolato per l'elemento stesso; in seguito tutti i valori x_i ottenuti per una stessa procedura sono stati utilizzati per calcolare la media e lo scarto quadratico medio. Le stesse quantità (media e scarto quadratico medio) sono state poi valutate complessivamente, tenendo cioè conto di tutti gli spostamenti di tutti gli edifici.

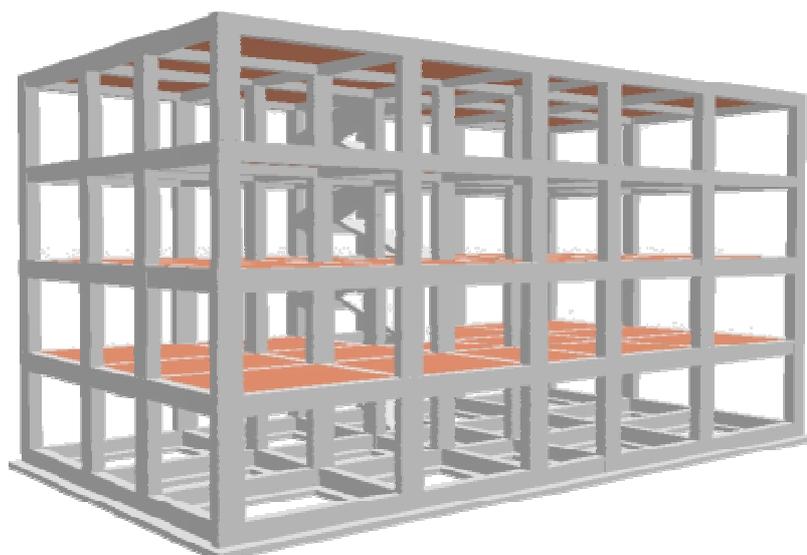


Figura 6-2. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica italiana, ovvero il D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.35g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "B", con un fattore di struttura pari a 3.90, in quanto, pur essendo l'edificio regolare in elevazione, sono presenti delle travi a spessore. I materiali impiegati sono un calcestruzzo con una resistenza cubica pari a $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|---------|-----------|-------------------|
| 4 | 13.60 | 323.37 |
| 3 | 10.40 | 439.95 |
| 2 | 7.20 | 456.13 |
| 1 | 4.00 | 455.73 |
| | Σ | 1675.18 |

Tabella 6-3. Masse sismiche dell'Edificio 1.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.3906 | 0.9098 | preval. X | 0.227 | 0.169 | 0.187 | 0.034 | 0.152 | 0.025 |
| 2 | 0.3383 | 0.9134 | torsionale | 0.227 | 0.195 | 0.187 | 0.039 | 0.153 | 0.029 |
| 3 | 0.3159 | 0.9106 | preval. Y | 0.227 | 0.209 | 0.187 | 0.042 | 0.153 | 0.031 |
| 4 | 0.1323 | 0.3452 | preval. X | 0.252 | 0.44 | 0.187 | 0.088 | 0.153 | 0.065 |
| 5 | 0.1178 | 0.3412 | torsionale | 0.266 | 0.44 | 0.181 | 0.088 | 0.148 | 0.065 |
| 6 | 0.1132 | 0.3426 | torsionale | 0.27 | 0.44 | 0.178 | 0.088 | 0.146 | 0.065 |
| 7 | 0.0859 | 0.1304 | locale | 0.295 | 0.44 | 0.165 | 0.088 | 0.134 | 0.065 |
| 8 | 0.0816 | 0.1116 | locale | 0.299 | 0.44 | 0.162 | 0.088 | 0.132 | 0.065 |
| 9 | 0.0802 | 0.0652 | locale | 0.3 | 0.44 | 0.162 | 0.088 | 0.132 | 0.065 |
| 10 | 0.0751 | 0.1457 | locale | 0.305 | 0.44 | 0.159 | 0.088 | 0.13 | 0.065 |
| 11 | 0.0733 | 0.1148 | locale | 0.307 | 0.44 | 0.158 | 0.088 | 0.129 | 0.065 |
| 12 | 0.0723 | 0.0676 | locale | 0.308 | 0.44 | 0.158 | 0.088 | 0.128 | 0.065 |
| 13 | 0.072 | 0.1448 | locale | 0.308 | 0.44 | 0.157 | 0.088 | 0.128 | 0.065 |
| 14 | 0.0718 | 0.0958 | locale | 0.308 | 0.44 | 0.157 | 0.088 | 0.128 | 0.065 |
| 15 | 0.0713 | 0.108 | locale | 0.309 | 0.44 | 0.157 | 0.088 | 0.128 | 0.065 |
| 16 | 0.0708 | 0.1456 | locale | 0.309 | 0.44 | 0.157 | 0.088 | 0.128 | 0.065 |
| 17 | 0.07 | 0.1221 | locale | 0.31 | 0.44 | 0.156 | 0.088 | 0.127 | 0.065 |
| 18 | 0.068 | 0.0753 | locale | 0.312 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.127 | 0.065 |
| 19 | 0.0673 | 0.0663 | locale | 0.312 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 20 | 0.0671 | 0.1594 | locale | 0.312 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 21 | 0.0665 | 0.1604 | locale | 0.313 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 22 | 0.0663 | 0.1025 | locale | 0.313 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 23 | 0.0655 | 0.0906 | locale | 0.314 | 0.44 | 0.154 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 24 | 0.0617 | 0.128 | locale | 0.317 | 0.44 | 0.152 | 0.088 | 0.124 | 0.065 |

Tabella 6-4. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 1.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.1 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 7.6 | 0.8 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 1.03 | 1.09 |
| Al limite di Adattamento | 1.10 | 1.10 |

Tabella 6-5. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 1.

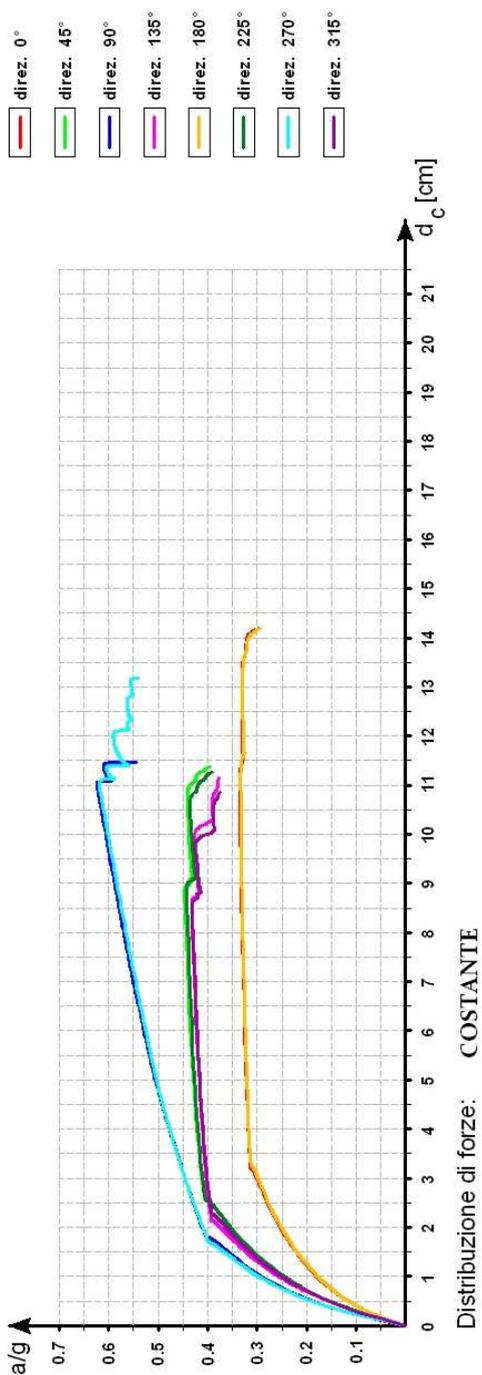


Figura 6-3. Edificio 1. Distribuzione Costante

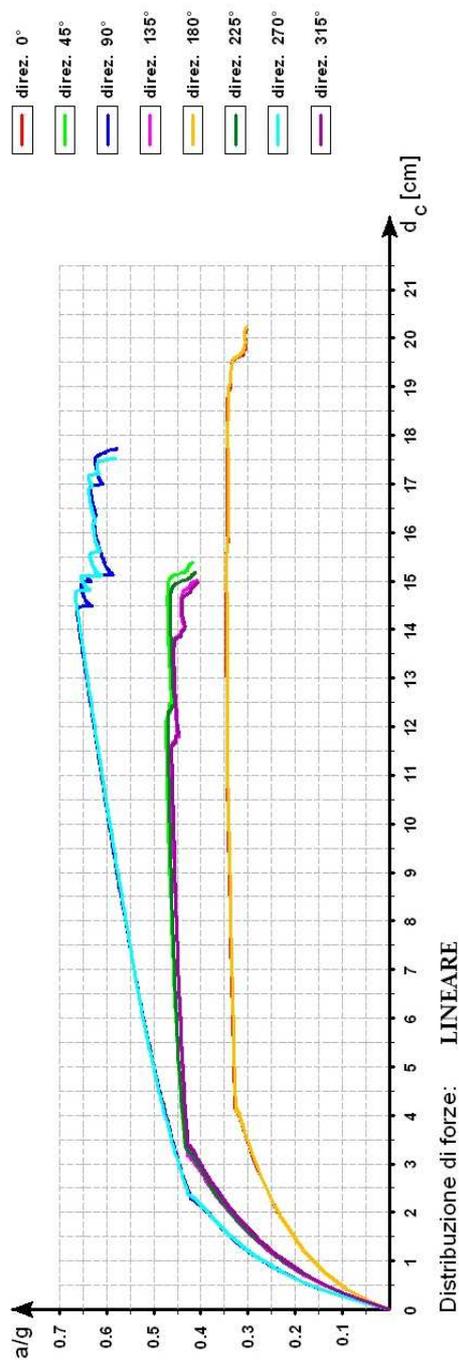


Figura 6-4. Edificio 1. Distribuzione Lineare

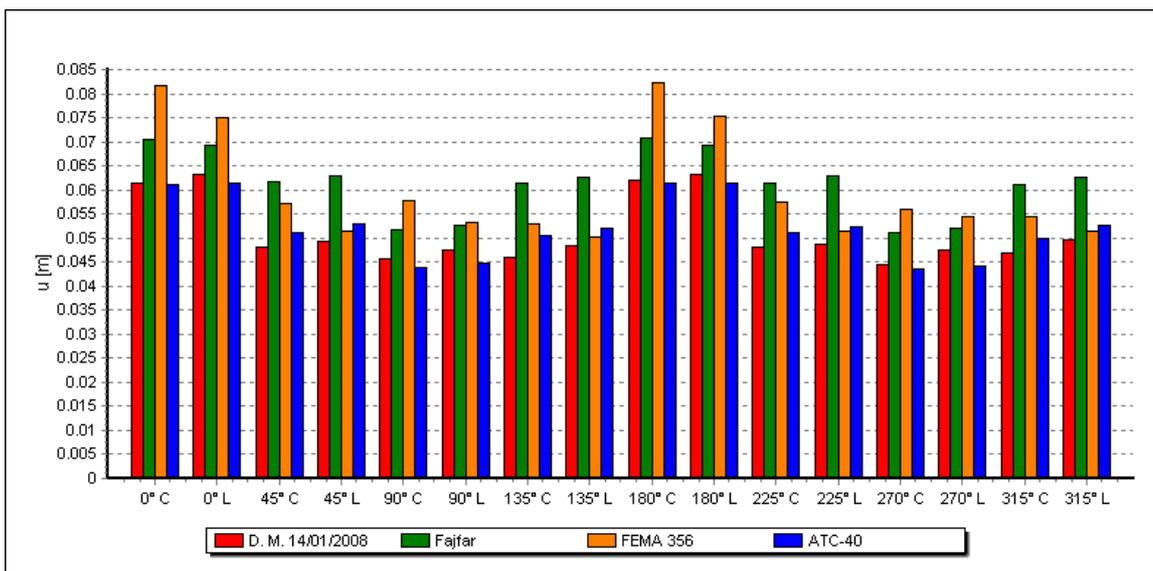


Figura 6-5. Valori dello spostamento per l'Edificio1 e per le varie analisi pushover.

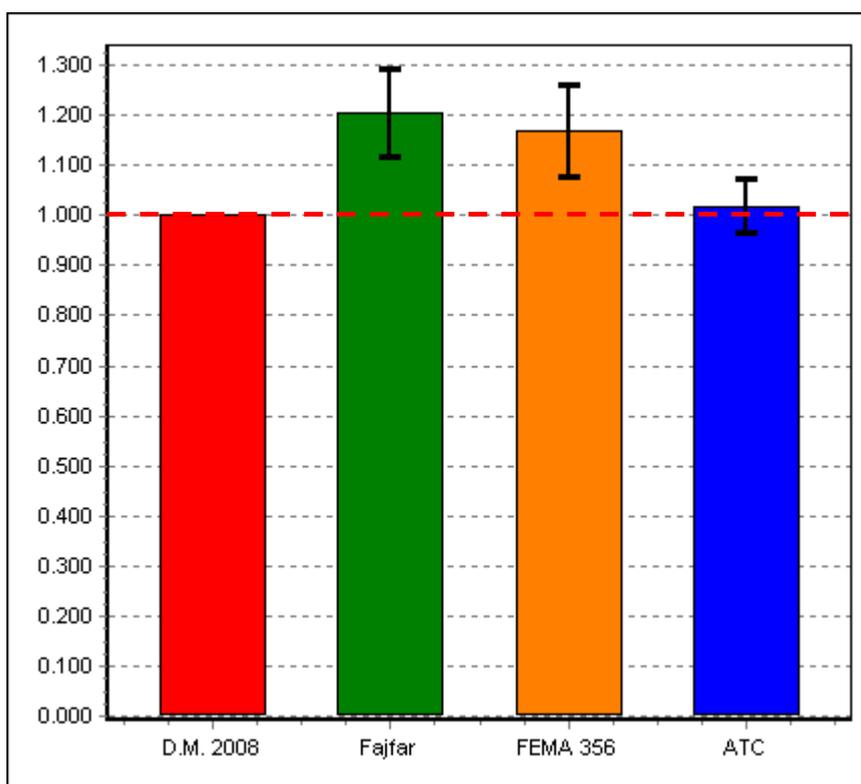


Figura 6-6. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio1.

| Curva | d_{\max} (D.M.2008) [m] | d_{\max} (Fajfar) [m] | d_{\max} (FEMA 356) [m] | d_{\max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|------------------------------|----------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------|
| 0° C | 0.061 | 0.071 | 0.082 | 0.061 | 0.142 |
| 0° L | 0.058 | 0.063 | 0.068 | 0.056 | 0.202 |
| 45° C | 0.048 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.114 |
| 45° L | 0.045 | 0.058 | 0.047 | 0.048 | 0.154 |
| 90° C | 0.046 | 0.052 | 0.058 | 0.044 | 0.115 |
| 90° L | 0.043 | 0.048 | 0.049 | 0.041 | 0.177 |
| 135° C | 0.046 | 0.062 | 0.053 | 0.051 | 0.111 |
| 135° L | 0.044 | 0.057 | 0.046 | 0.048 | 0.150 |
| 180° C | 0.062 | 0.071 | 0.082 | 0.061 | 0.142 |
| 180° L | 0.058 | 0.063 | 0.069 | 0.056 | 0.203 |
| 225° C | 0.048 | 0.062 | 0.058 | 0.051 | 0.113 |
| 225° L | 0.045 | 0.057 | 0.047 | 0.048 | 0.152 |
| 270° C | 0.044 | 0.051 | 0.056 | 0.044 | 0.132 |
| 270° L | 0.043 | 0.048 | 0.050 | 0.040 | 0.175 |
| 315° C | 0.047 | 0.061 | 0.054 | 0.050 | 0.109 |
| 315° L | 0.045 | 0.057 | 0.047 | 0.048 | 0.150 |

Tabella 6-6. Verifica degli spostamenti dell'Edificio1.

| Curva | d_c / d_{\max} (D.M.2008) | d_c / d_{\max} (Fajfar) | d_c / d_{\max} (FEMA 356) | d_c / d_{\max} (ATC) | d_c / d_{\max} Min |
|--------|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| 0° C | 2.313 | 2.014 | 1.734 | 2.320 | 1.734 |
| 0° L | 3.507 | 3.196 | 2.958 | 3.607 | 2.958 |
| 45° C | 2.360 | 1.845 | 1.993 | 2.231 | 1.845 |
| 45° L | 3.407 | 2.674 | 3.277 | 3.195 | 2.674 |
| 90° C | 2.522 | 2.224 | 1.986 | 2.626 | 1.986 |
| 90° L | 4.097 | 3.695 | 3.649 | 4.338 | 3.649 |
| 135° C | 2.408 | 1.805 | 2.090 | 2.198 | 1.805 |
| 135° L | 3.401 | 2.618 | 3.268 | 3.158 | 2.618 |
| 180° C | 2.290 | 2.008 | 1.725 | 2.313 | 1.725 |
| 180° L | 3.518 | 3.212 | 2.964 | 3.631 | 2.964 |
| 225° C | 2.344 | 1.834 | 1.962 | 2.211 | 1.834 |
| 225° L | 3.416 | 2.648 | 3.241 | 3.173 | 2.648 |
| 270° C | 2.973 | 2.583 | 2.357 | 3.034 | 2.357 |
| 270° L | 4.042 | 3.676 | 3.521 | 4.342 | 3.521 |
| 315° C | 2.319 | 1.781 | 2.004 | 2.180 | 1.781 |
| 315° L | 3.311 | 2.622 | 3.185 | 3.112 | 2.622 |

Tabella 6-7. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

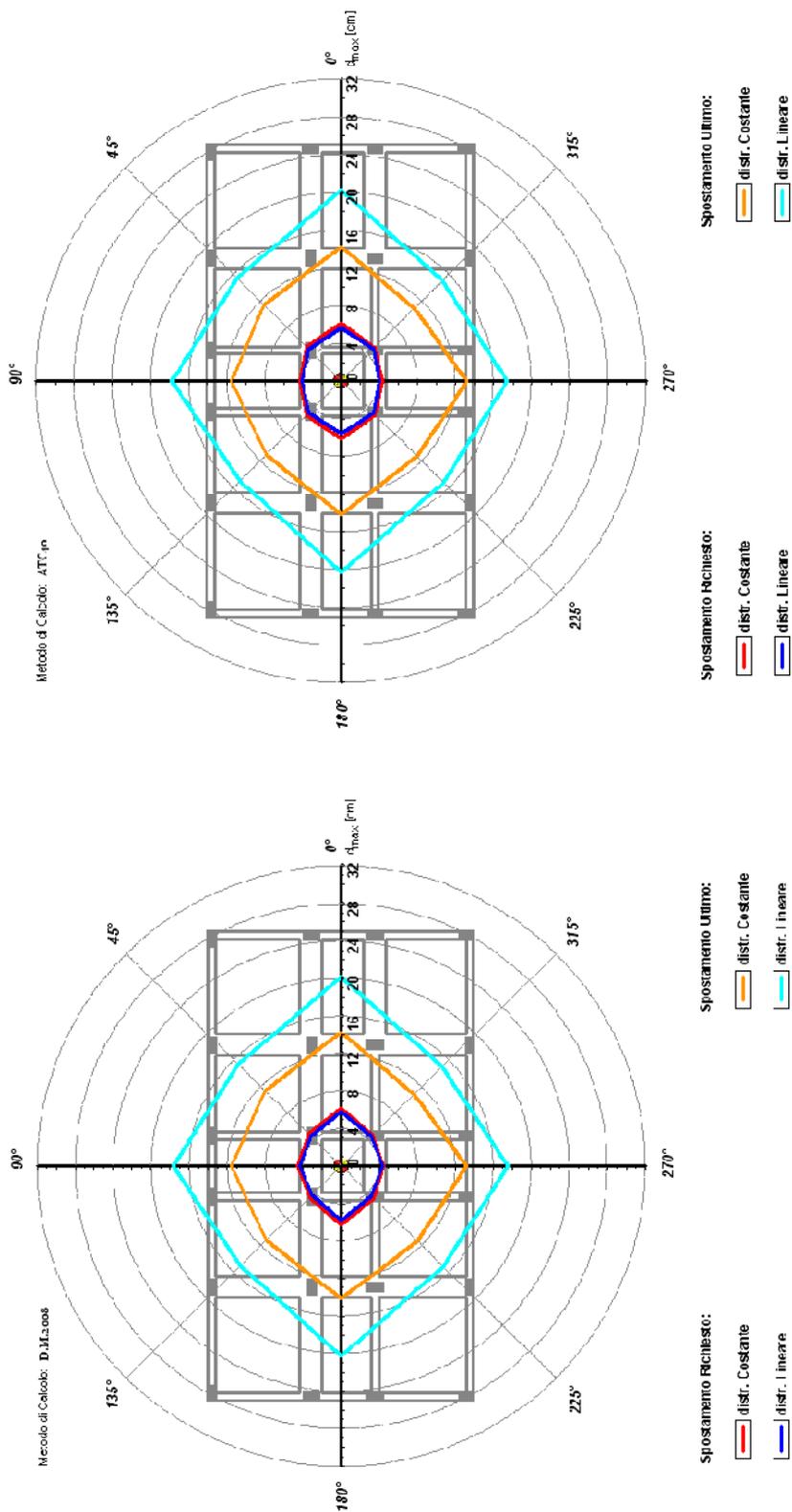


Figura 6-7. Edificio 1. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

Figura 6-8. Edificio 1. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

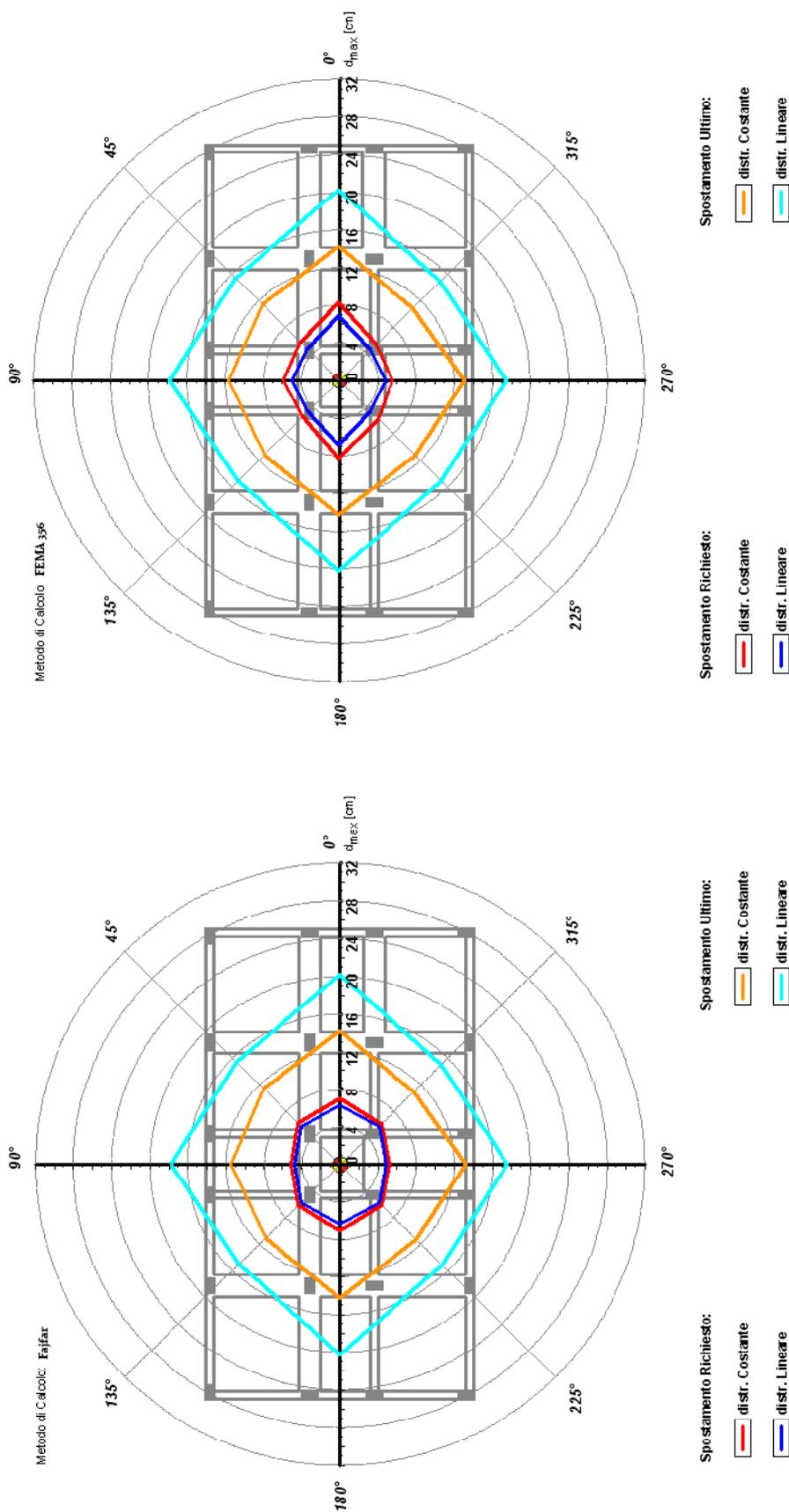


Figura 6-10. Edificio 1. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-9. Edificio 1. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

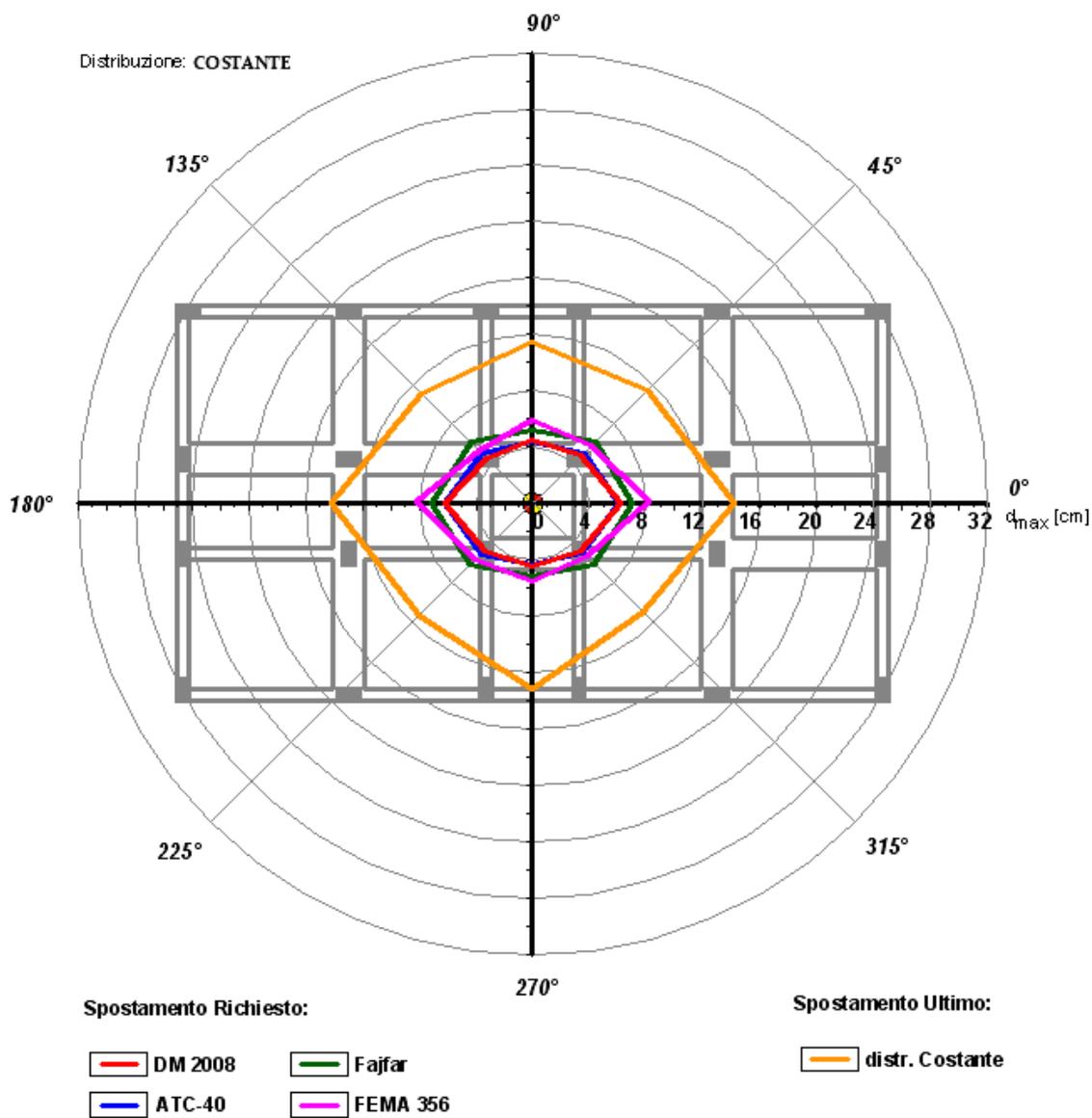


Figura 6-11. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio1 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

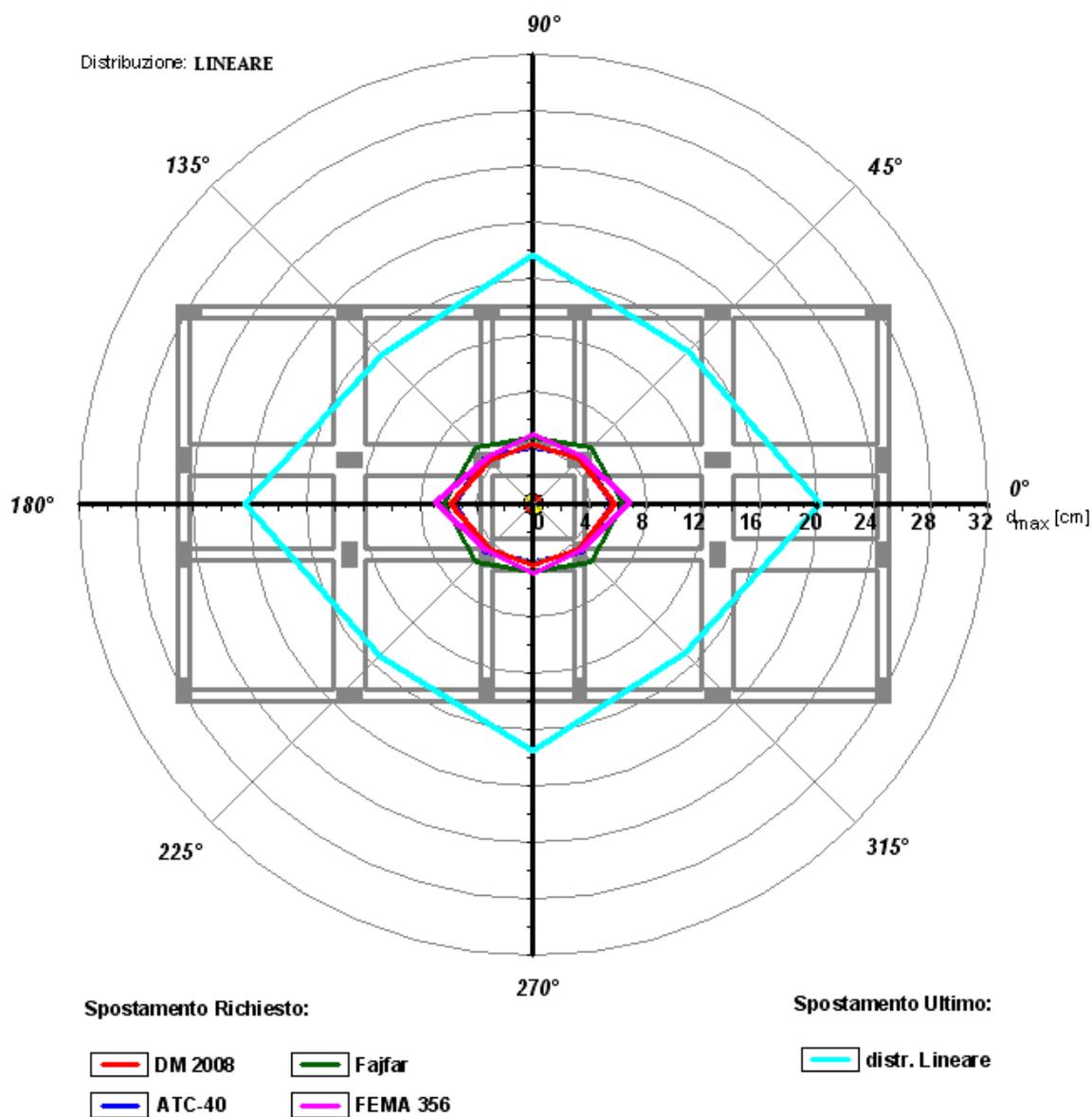


Figura 6-12. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio1 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{Co}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.6041 | 0.9743 | 2.2643 |
| 0° L | 0.6286 | 1.0114 | 2.3714 |
| 45° C | 0.8082 | 1.2971 | 2.9571 |
| 45° L | 0.8571 | 1.3800 | 3.1643 |
| 90° C | 1.1265 | 1.8029 | 3.2000 |
| 90° L | 1.2000 | 1.9229 | 3.2929 |
| 135° C | 0.7816 | 1.2571 | 2.8643 |
| 135° L | 0.8388 | 1.3486 | 3.0929 |
| 180° C | 0.6020 | 0.9686 | 2.2571 |
| 180° L | 0.6265 | 1.0086 | 2.3643 |
| 225° C | 0.8020 | 1.2886 | 2.9429 |
| 225° L | 0.8510 | 1.3714 | 3.1500 |
| 270° C | 1.1204 | 1.7914 | 3.2214 |
| 270° L | 1.2061 | 1.9314 | 3.3143 |
| 315° C | 0.7816 | 1.2543 | 2.8357 |
| 315° L | 0.8367 | 1.3429 | 3.0714 |

Tabella 6-8. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.2. Edificio 2

L'edificio si sviluppa su 8 livelli, di cui il primo di altezza pari 4.00 m, e gli altri di altezza pari a 3.00 m. Le sezioni delle travi e dei pilastri vanno rastremandosi in altezza, e sono riportate nella Tabella 6-9. La scala è realizzata con trave a ginocchio. La geometria dell'edificio è riportata in Figura 6-13.

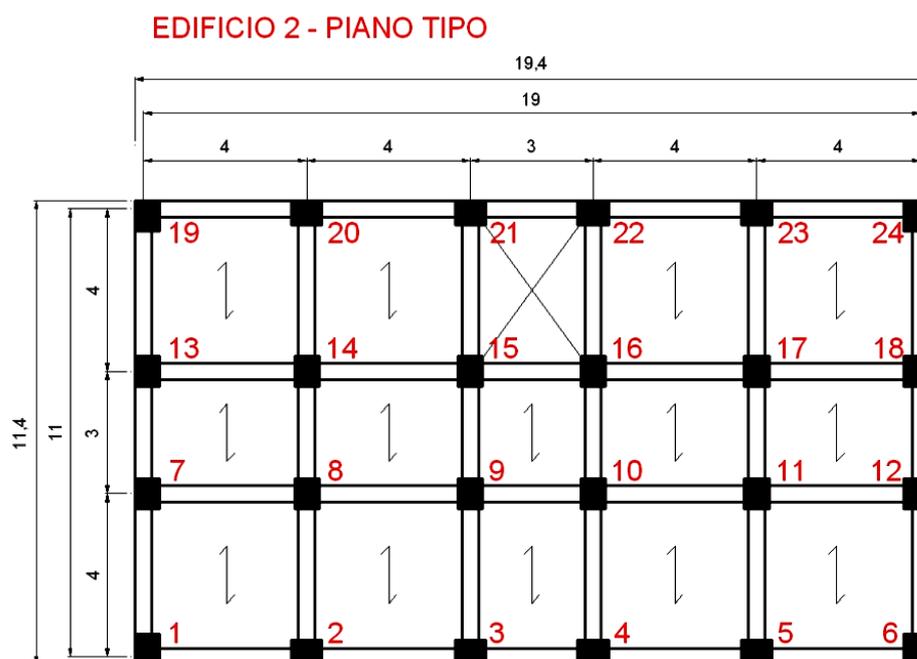


Figura 6-13. Geometria dell'edificio 2.

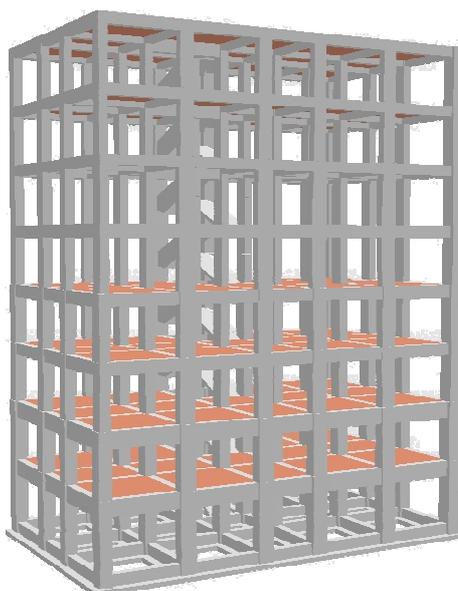


Figura 6-14. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni del D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.35g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "A", con un fattore di struttura pari a 5.85, in quanto l'edificio è regolare sia in elevazione che in pianta. Sono stati impiegati un calcestruzzo con una resistenza cubica pari a $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Sezioni Pilastri [cm] | Sezioni Travi [cm] |
|---------|-----------------------|--------------------|
| 8 | 40x65 | 40x50 |
| 7 | 40x65 | 40x50 |
| 6 | 40x75 | 40x50 |
| 5 | 40x75 | 40x60 |
| 4 | 50x75 | 40x60 |
| 3 | 50x75 | 40x60 |
| 2 | 60x75 | 40x80 |
| 1 | 60x75 | 40x80 |

Tabella 6-9. Sezioni degli elementi strutturali per ciascun livello.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|---------|-----------|-------------------|
| 8 | 25.00 | 246.70 |
| 7 | 22.00 | 271.73 |
| 6 | 19.00 | 273.24 |
| 5 | 16.00 | 291.22 |
| 4 | 13.00 | 296.85 |
| 3 | 10.00 | 304.47 |
| 2 | 7.00 | 338.76 |
| 1 | 4.00 | 343.62 |
| | Σ | 2366.59 |

Tabella 6-10. Masse sismiche dell'Edificio 2.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.4284 | 0.8542 | torsionale | 0.151 | 0.154 | 0.174 | 0.031 | 0.139 | 0.023 |
| 2 | 0.3843 | 0.8528 | preval. Y | 0.151 | 0.172 | 0.187 | 0.034 | 0.153 | 0.025 |
| 3 | 0.3733 | 0.8629 | torsionale | 0.151 | 0.177 | 0.187 | 0.035 | 0.153 | 0.026 |
| 4 | 0.1569 | 0.3966 | torsionale | 0.155 | 0.42 | 0.187 | 0.084 | 0.153 | 0.062 |
| 5 | 0.138 | 0.3857 | torsionale | 0.182 | 0.44 | 0.187 | 0.088 | 0.153 | 0.065 |
| 6 | 0.1354 | 0.4079 | preval. Y | 0.185 | 0.44 | 0.187 | 0.088 | 0.153 | 0.065 |
| 7 | 0.0918 | 0.2535 | torsionale | 0.246 | 0.44 | 0.167 | 0.088 | 0.137 | 0.065 |
| 8 | 0.0805 | 0.2471 | torsionale | 0.262 | 0.44 | 0.162 | 0.088 | 0.132 | 0.065 |
| 9 | 0.0782 | 0.2423 | preval. Y | 0.265 | 0.44 | 0.161 | 0.088 | 0.131 | 0.065 |
| 10 | 0.0635 | 0.1547 | torsionale | 0.286 | 0.44 | 0.153 | 0.088 | 0.125 | 0.065 |
| 11 | 0.0591 | 0.0197 | locale | 0.292 | 0.44 | 0.151 | 0.088 | 0.123 | 0.065 |
| 12 | 0.0579 | 0.0217 | locale | 0.294 | 0.44 | 0.15 | 0.088 | 0.122 | 0.065 |
| 13 | 0.0564 | 0.0363 | locale | 0.296 | 0.44 | 0.15 | 0.088 | 0.122 | 0.065 |
| 14 | 0.0552 | 0.881 | preval. Z | 0.297 | 0.44 | 0.149 | 0.088 | 0.121 | 0.065 |
| 15 | 0.0548 | 0.1447 | locale | 0.298 | 0.44 | 0.149 | 0.088 | 0.121 | 0.065 |
| 16 | 0.0546 | 0.1515 | locale | 0.298 | 0.44 | 0.149 | 0.088 | 0.121 | 0.065 |
| 17 | 0.0531 | 0.0832 | locale | 0.3 | 0.44 | 0.148 | 0.088 | 0.12 | 0.065 |
| 18 | 0.0524 | 0.0212 | locale | 0.301 | 0.44 | 0.148 | 0.088 | 0.12 | 0.065 |
| 19 | 0.0495 | 0.0317 | locale | 0.305 | 0.439 | 0.146 | 0.088 | 0.119 | 0.065 |
| 20 | 0.0492 | 0.0055 | locale | 0.306 | 0.438 | 0.146 | 0.088 | 0.119 | 0.065 |
| 21 | 0.0477 | 0.0927 | locale | 0.308 | 0.436 | 0.145 | 0.089 | 0.118 | 0.066 |
| 22 | 0.0469 | 0.0328 | locale | 0.309 | 0.434 | 0.145 | 0.09 | 0.118 | 0.067 |
| 23 | 0.0467 | 0.016 | locale | 0.309 | 0.434 | 0.145 | 0.09 | 0.118 | 0.067 |
| 24 | 0.0443 | 0.0313 | locale | 0.313 | 0.43 | 0.143 | 0.092 | 0.117 | 0.068 |

Tabella 6-11. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 2.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.0 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 0.0 | 0.0 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 2.92 | 2.92 |
| Al limite di Adattamento | 2.92 | 2.92 |

Tabella 6-12. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 2.

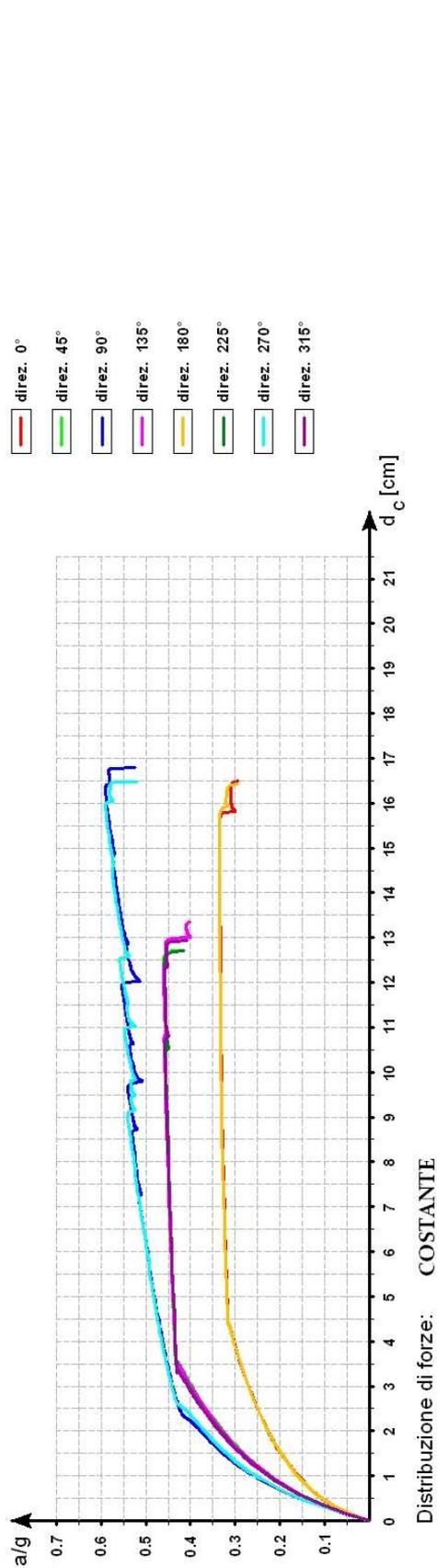


Figura 6-15. Edificio 2. Distribuzione Costante

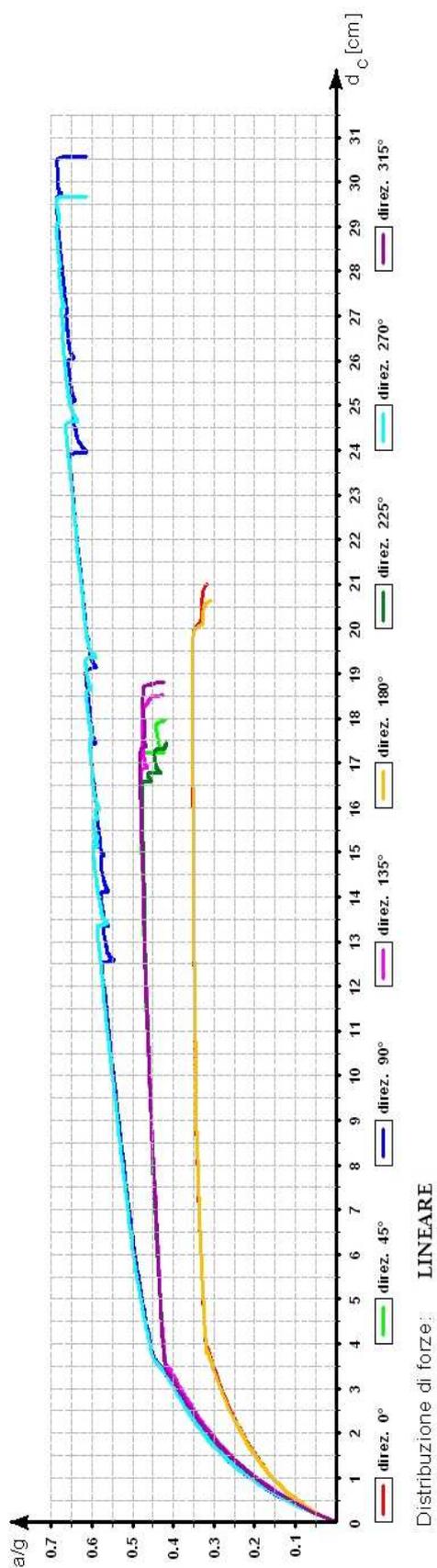


Figura 6-16. Edificio 2. Distribuzione Lineare

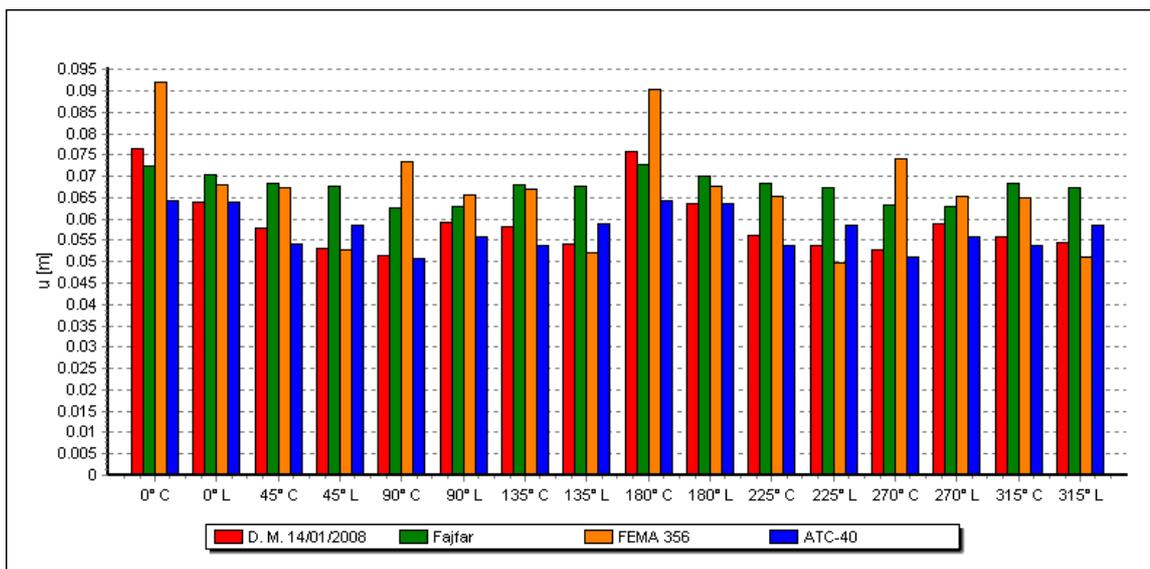


Figura 6-17. Valori dello spostamento per l'Edificio2 e per le varie analisi pushover.

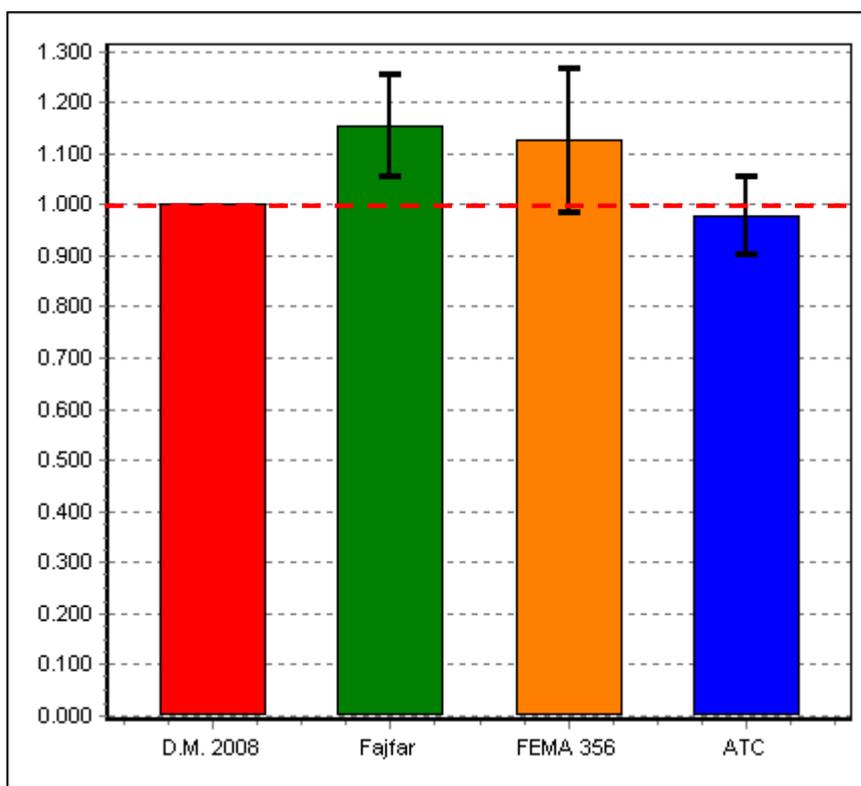


Figura 6-18. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio2.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.077 | 0.073 | 0.092 | 0.064 | 0.165 |
| 0° L | 0.055 | 0.060 | 0.058 | 0.055 | 0.210 |
| 45° C | 0.058 | 0.068 | 0.067 | 0.054 | 0.127 |
| 45° L | 0.046 | 0.058 | 0.045 | 0.051 | 0.180 |
| 90° C | 0.051 | 0.063 | 0.073 | 0.051 | 0.168 |
| 90° L | 0.051 | 0.054 | 0.056 | 0.048 | 0.306 |
| 135° C | 0.058 | 0.068 | 0.067 | 0.054 | 0.134 |
| 135° L | 0.047 | 0.058 | 0.045 | 0.051 | 0.185 |
| 180° C | 0.076 | 0.073 | 0.090 | 0.064 | 0.164 |
| 180° L | 0.054 | 0.060 | 0.058 | 0.054 | 0.206 |
| 225° C | 0.056 | 0.068 | 0.065 | 0.054 | 0.127 |
| 225° L | 0.047 | 0.058 | 0.043 | 0.051 | 0.175 |
| 270° C | 0.053 | 0.063 | 0.074 | 0.051 | 0.165 |
| 270° L | 0.050 | 0.054 | 0.056 | 0.048 | 0.297 |
| 315° C | 0.056 | 0.069 | 0.065 | 0.054 | 0.129 |
| 315° L | 0.047 | 0.058 | 0.044 | 0.051 | 0.188 |

Tabella 6-13. Verifica degli spostamenti dell'Edificio2.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 2.157 | 2.276 | 1.793 | 2.566 | 1.793 |
| 0° L | 3.839 | 3.494 | 3.627 | 3.853 | 3.494 |
| 45° C | 2.197 | 1.857 | 1.887 | 2.348 | 1.857 |
| 45° L | 3.930 | 3.087 | 3.965 | 3.557 | 3.087 |
| 90° C | 3.268 | 2.684 | 2.289 | 3.307 | 2.289 |
| 90° L | 6.059 | 5.698 | 5.455 | 6.442 | 5.455 |
| 135° C | 2.302 | 1.965 | 2.006 | 2.481 | 1.965 |
| 135° L | 3.970 | 3.168 | 4.111 | 3.649 | 3.168 |
| 180° C | 2.164 | 2.253 | 1.818 | 2.551 | 1.818 |
| 180° L | 3.787 | 3.433 | 3.570 | 3.794 | 3.433 |
| 225° C | 2.256 | 1.857 | 1.942 | 2.361 | 1.857 |
| 225° L | 3.763 | 3.007 | 4.079 | 3.465 | 3.007 |
| 270° C | 3.131 | 2.611 | 2.227 | 3.235 | 2.227 |
| 270° L | 5.928 | 5.520 | 5.342 | 6.239 | 5.342 |
| 315° C | 2.312 | 1.883 | 1.982 | 2.398 | 1.883 |
| 315° L | 4.009 | 3.230 | 4.273 | 3.723 | 3.230 |

Tabella 6-14. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

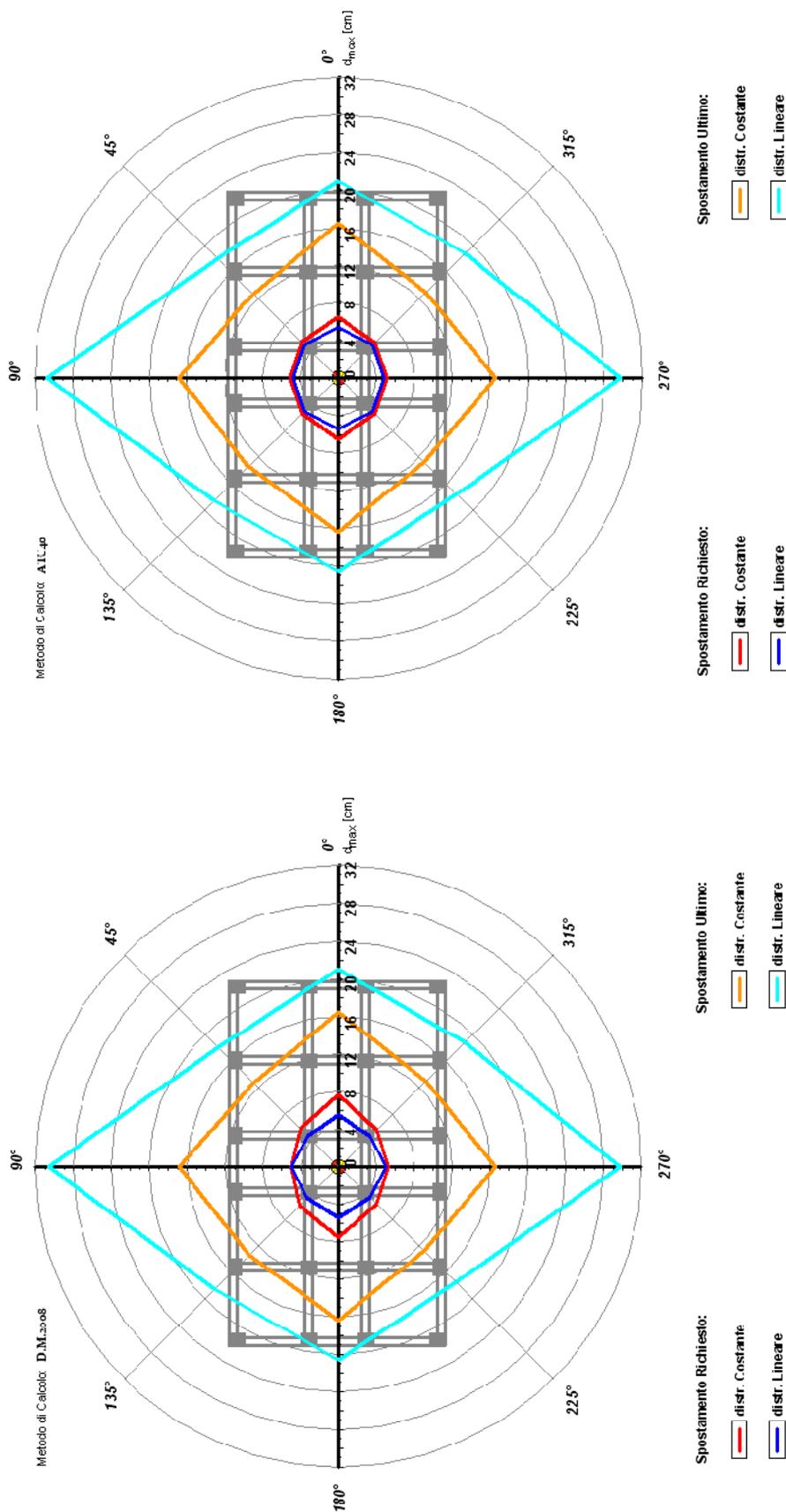


Figura 6-20. Edificio 2. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-19. Edificio 2. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

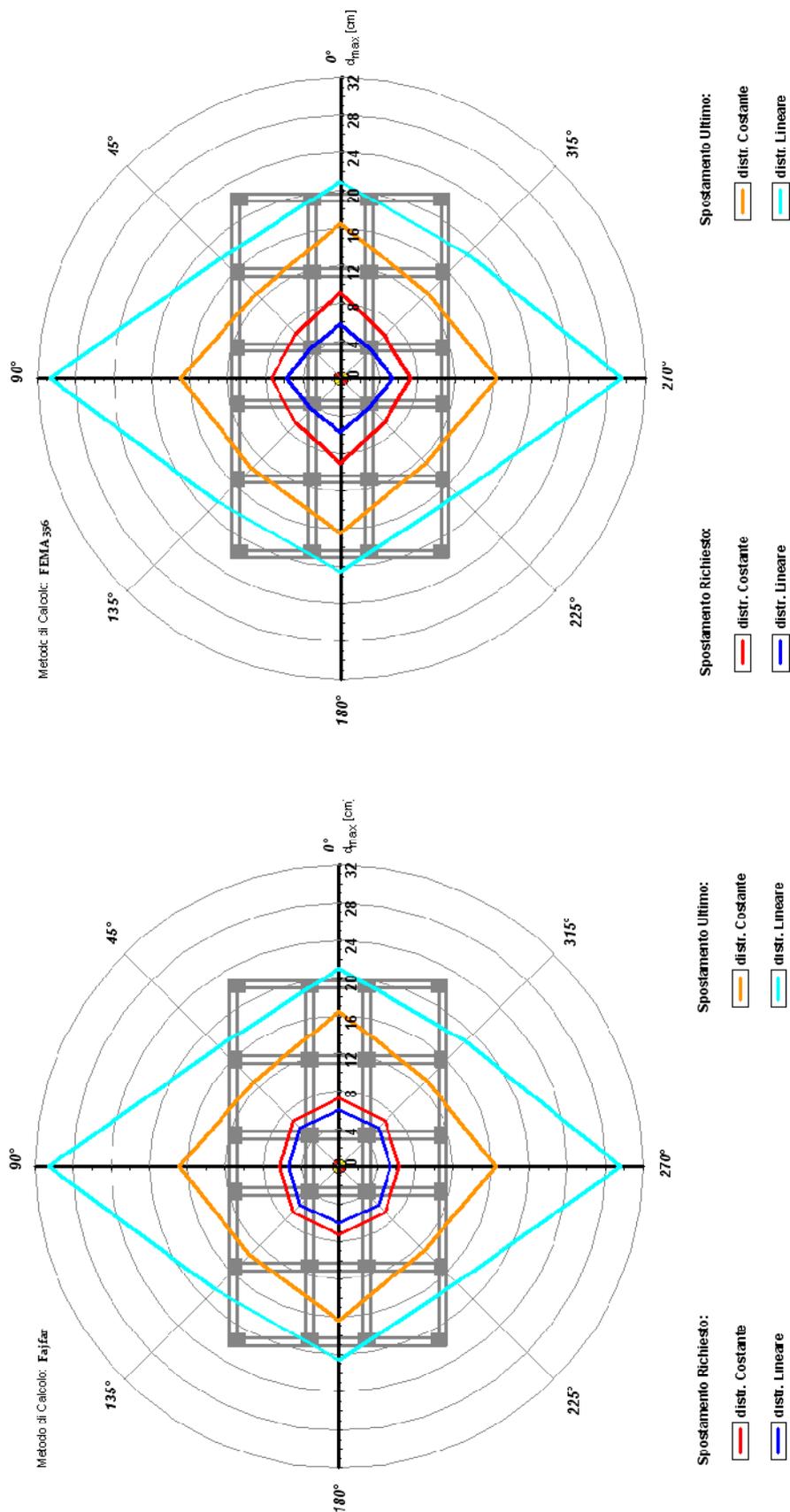


Figura 6-22. Edificio 2. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-21. Edificio 2. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

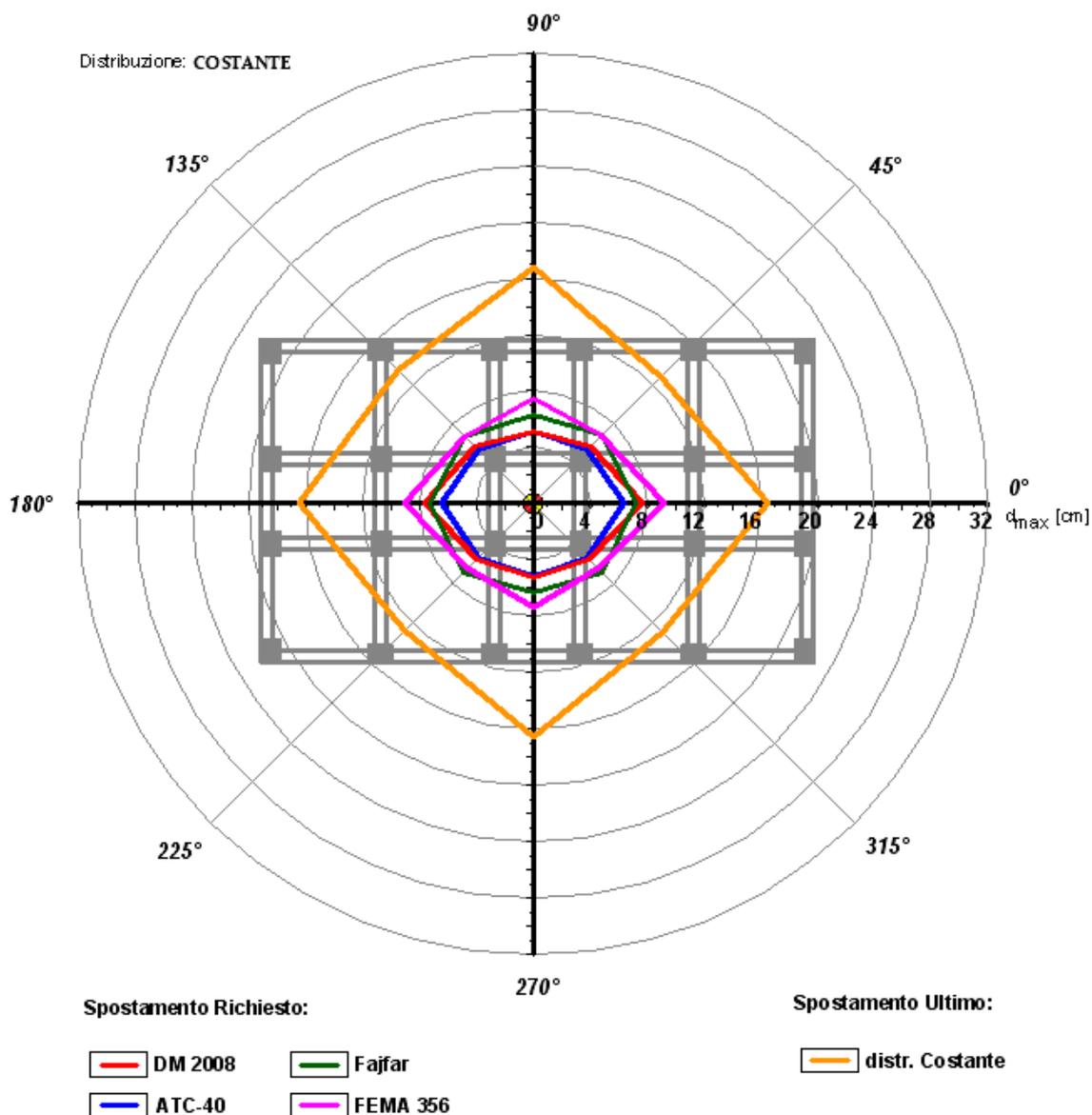


Figura 6-23. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio2 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

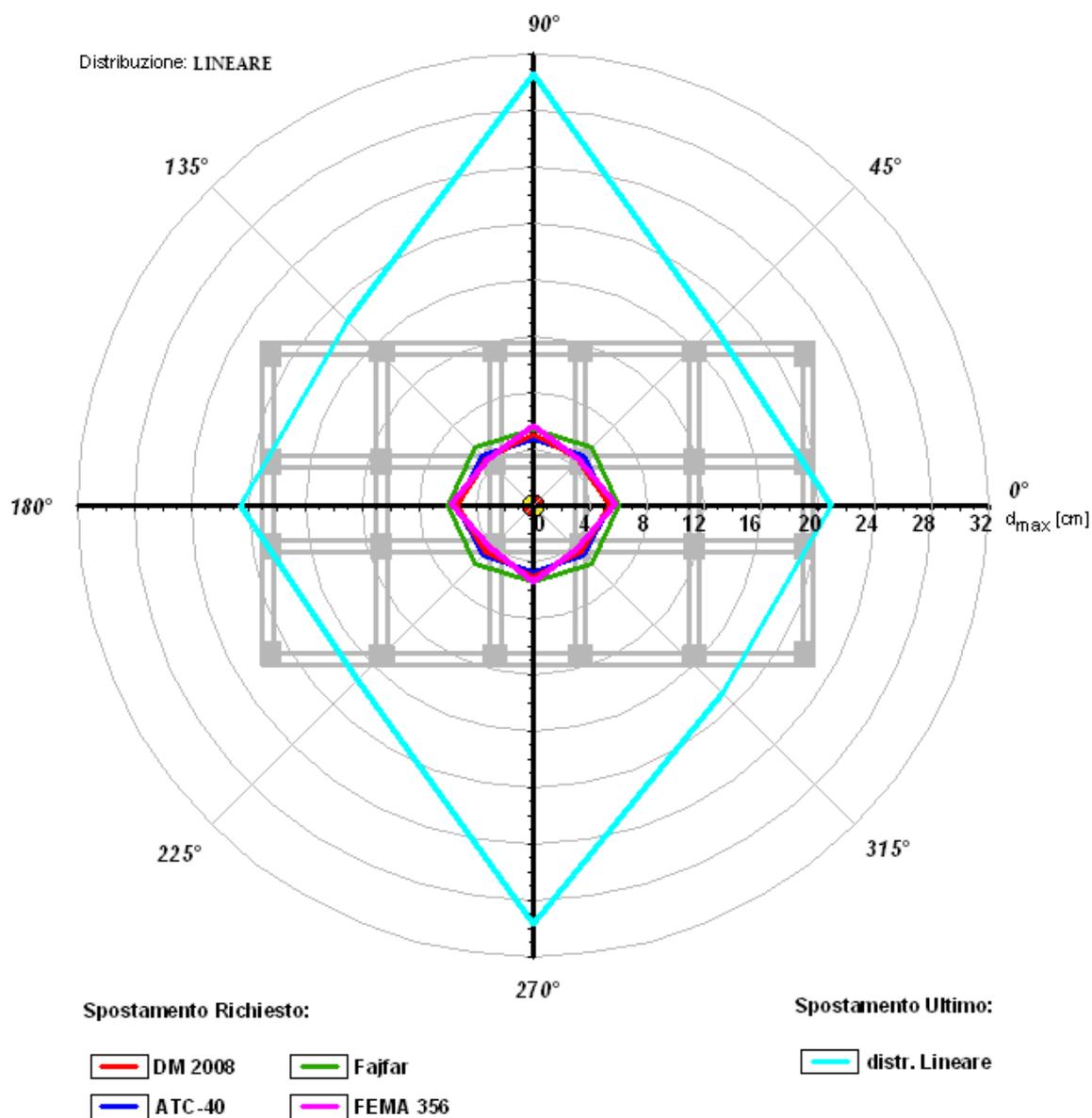


Figura 6-24. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio2 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{CO}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.6061 | 0.9743 | 2.3000 |
| 0° L | 0.6571 | 1.0257 | 2.3286 |
| 45° C | 0.8347 | 1.3286 | 3.1929 |
| 45° L | 0.8735 | 1.3857 | 3.1000 |
| 90° C | 1.0694 | 1.4686 | 3.4214 |
| 90° L | 1.2449 | 1.6657 | 3.4714 |
| 135° C | 0.8327 | 1.3314 | 3.1786 |
| 135° L | 0.8673 | 1.3886 | 3.0929 |
| 180° C | 0.6061 | 0.9771 | 2.3071 |
| 180° L | 0.6388 | 1.0257 | 2.3214 |
| 225° C | 0.8286 | 1.3229 | 3.1714 |
| 225° L | 0.8653 | 1.3657 | 3.1000 |
| 270° C | 1.0673 | 1.5114 | 3.4500 |
| 270° L | 1.2449 | 1.6943 | 3.5071 |
| 315° C | 0.8306 | 1.3286 | 3.1714 |
| 315° L | 0.8735 | 1.3743 | 3.1071 |

Tabella 6-15. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.3. Edificio 3

L'edificio, di cui in Figura 6-25 è indicata schematicamente la carpenteria, ha sei impalcati, con altezza di interpiano pari a 3.00 m (4.00 m al primo ordine). Gli elementi strutturali in cemento armato sono stati progettati con riferimento al D. M. 2008. Le sezioni degli elementi sono riportate in Tabella 6-16. A ciascun piano è inoltre presente una trave a spessore, di sezione 70x24 cm.

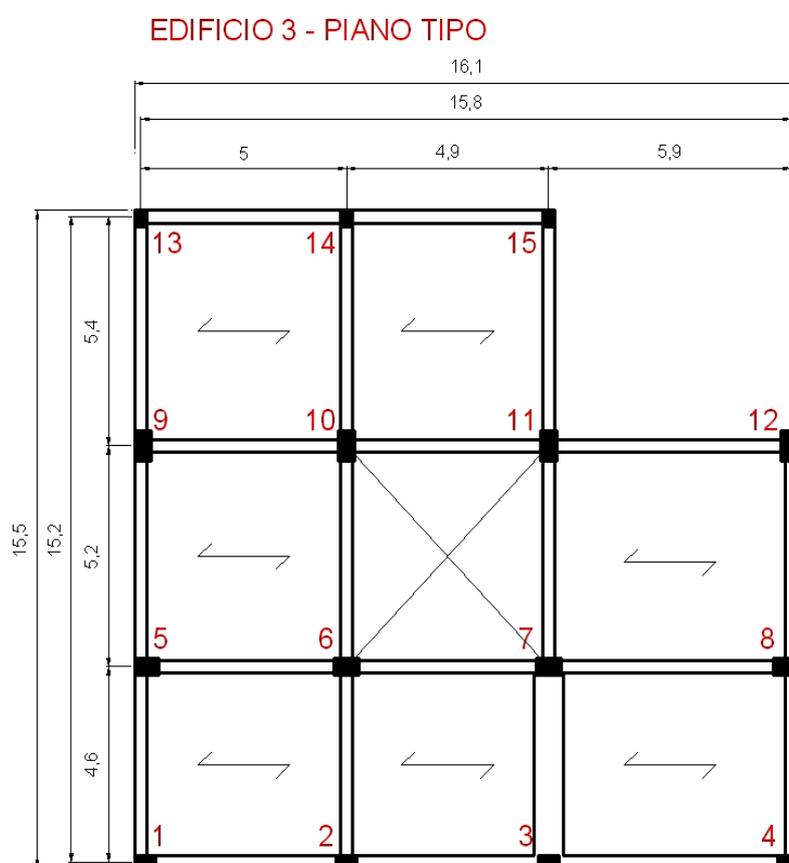


Figura 6-25. Geometria dell'edificio 3.

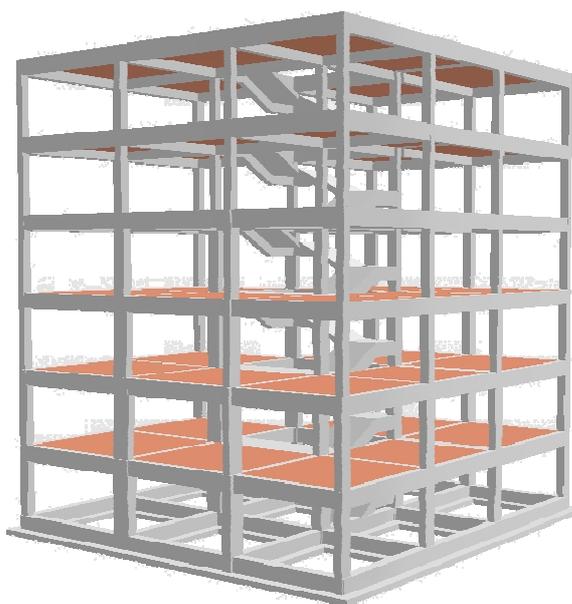


Figura 6-26. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica italiana, ovvero il D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.15g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "B", con un fattore di struttura pari a 3.90, in quanto, pur essendo l'edificio regolare in elevazione, sono presenti delle travi a spessore. Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo di classe $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Sezioni Pilastri [cm] | | | | Sezioni Travi [cm] |
|---------|-----------------------|-------|-------|-------|--------------------|
| 6 | 30x30 | | | | 30x60 |
| 5 | 30x30 | | | | 30x60 |
| 4 | 30x30 | 40x30 | 30x50 | 30x30 | 30x60 |
| 3 | 40x30 | 50x30 | 30x60 | 30x30 | 30x60 |
| 2 | 50x30 | 60x30 | 30x70 | 30x40 | 30x60 |
| 1 | 50x30 | 60x40 | 40x70 | 30x40 | 30x60 |

Tabella 6-16. Sezioni degli elementi strutturali per ciascun livello.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|----------|-----------|-------------------|
| 6 | 18.50 | 160.30 |
| 5 | 15.50 | 279.39 |
| 4 | 12.50 | 280.46 |
| 3 | 9.50 | 283.56 |
| 2 | 6.50 | 286.59 |
| 1 | 3.50 | 285.56 |
| Σ | | 1575.86 |

Tabella 6-17. Masse sismiche dell'Edificio 3.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| 1 | 0.687 | 0.8815 | torsionale | 0.073 | 0.028 | 0.051 | 0.007 | 0.041 | 0.005 |
| 2 | 0.5922 | 0.8717 | preval. X | 0.085 | 0.033 | 0.059 | 0.008 | 0.047 | 0.006 |
| 3 | 0.5631 | 0.8796 | torsionale | 0.089 | 0.035 | 0.062 | 0.008 | 0.05 | 0.006 |
| 4 | 0.2492 | 0.3478 | torsionale | 0.114 | 0.078 | 0.095 | 0.019 | 0.08 | 0.014 |
| 5 | 0.2197 | 0.3682 | preval. X | 0.114 | 0.089 | 0.095 | 0.021 | 0.08 | 0.016 |
| 6 | 0.2015 | 0.3505 | torsionale | 0.114 | 0.097 | 0.095 | 0.023 | 0.08 | 0.018 |
| 7 | 0.1497 | 0.2171 | torsionale | 0.115 | 0.13 | 0.095 | 0.031 | 0.08 | 0.024 |
| 8 | 0.1329 | 0.2113 | preval. X | 0.122 | 0.13 | 0.095 | 0.031 | 0.08 | 0.024 |
| 9 | 0.1211 | 0.2046 | torsionale | 0.127 | 0.13 | 0.095 | 0.031 | 0.08 | 0.024 |
| 10 | 0.1118 | 0.1222 | torsionale | 0.131 | 0.13 | 0.092 | 0.031 | 0.078 | 0.024 |
| 11 | 0.1029 | 0.124 | preval. Y | 0.135 | 0.13 | 0.09 | 0.031 | 0.076 | 0.024 |
| 12 | 0.0951 | 0.1332 | torsionale | 0.138 | 0.13 | 0.087 | 0.031 | 0.074 | 0.024 |
| 13 | 0.0922 | 0.11 | locale | 0.14 | 0.13 | 0.086 | 0.031 | 0.073 | 0.024 |
| 14 | 0.0865 | 0.5825 | locale | 0.142 | 0.13 | 0.085 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 15 | 0.0858 | 0.3399 | locale | 0.143 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 16 | 0.0838 | 0.4551 | locale | 0.143 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 17 | 0.079 | 0.1702 | locale | 0.145 | 0.13 | 0.082 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |
| 18 | 0.0787 | 0.1273 | locale | 0.146 | 0.13 | 0.082 | 0.031 | 0.069 | 0.024 |
| 19 | 0.0782 | 0.0728 | locale | 0.146 | 0.13 | 0.082 | 0.031 | 0.069 | 0.024 |
| 20 | 0.0769 | 0.2915 | locale | 0.146 | 0.13 | 0.082 | 0.031 | 0.069 | 0.024 |
| 21 | 0.074 | 0.139 | locale | 0.148 | 0.13 | 0.081 | 0.031 | 0.068 | 0.024 |
| 22 | 0.0725 | 0.0372 | locale | 0.148 | 0.13 | 0.08 | 0.031 | 0.068 | 0.024 |
| 23 | 0.0702 | 0.0088 | locale | 0.149 | 0.13 | 0.08 | 0.031 | 0.067 | 0.024 |
| 24 | 0.0674 | 0.0442 | locale | 0.151 | 0.13 | 0.079 | 0.031 | 0.067 | 0.024 |

Tabella 6-18. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 3.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|-----------------------------------|------------------|------------------|
| Ridistribuzione Media in % | 1.3 | 0.6 |
| Riduzione Massima in % | 30.9 | 29.2 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 1.27 | 0.85 |
| Al limite di Adattamento | 1.58 | 1.57 |

Tabella 6-19. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio3.

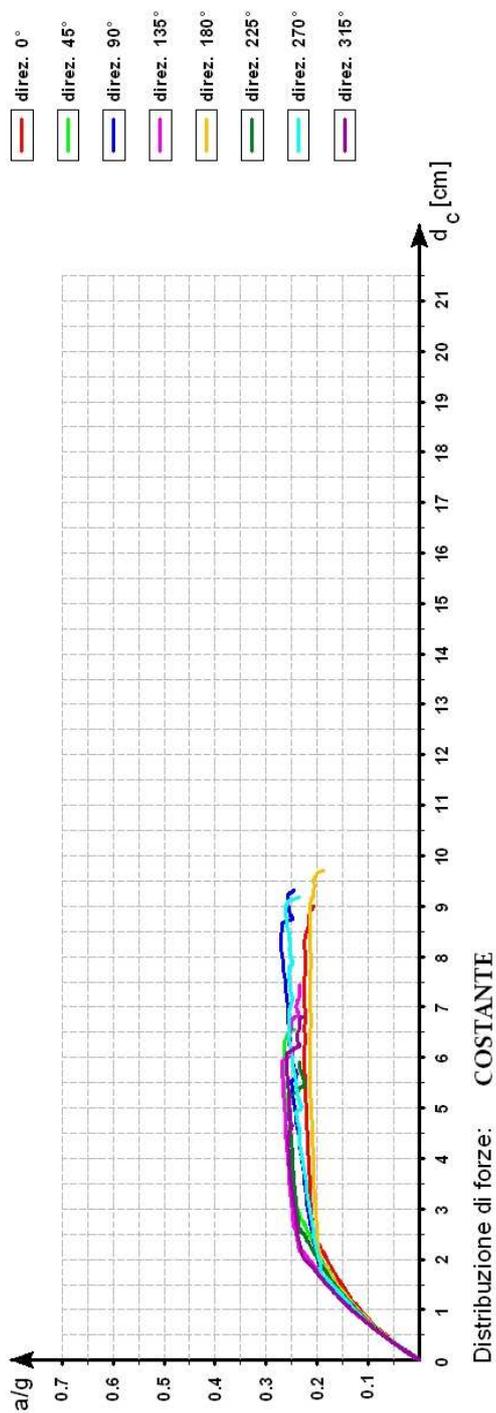


Figura 6-27. Edificio 3. Distribuzione Costante

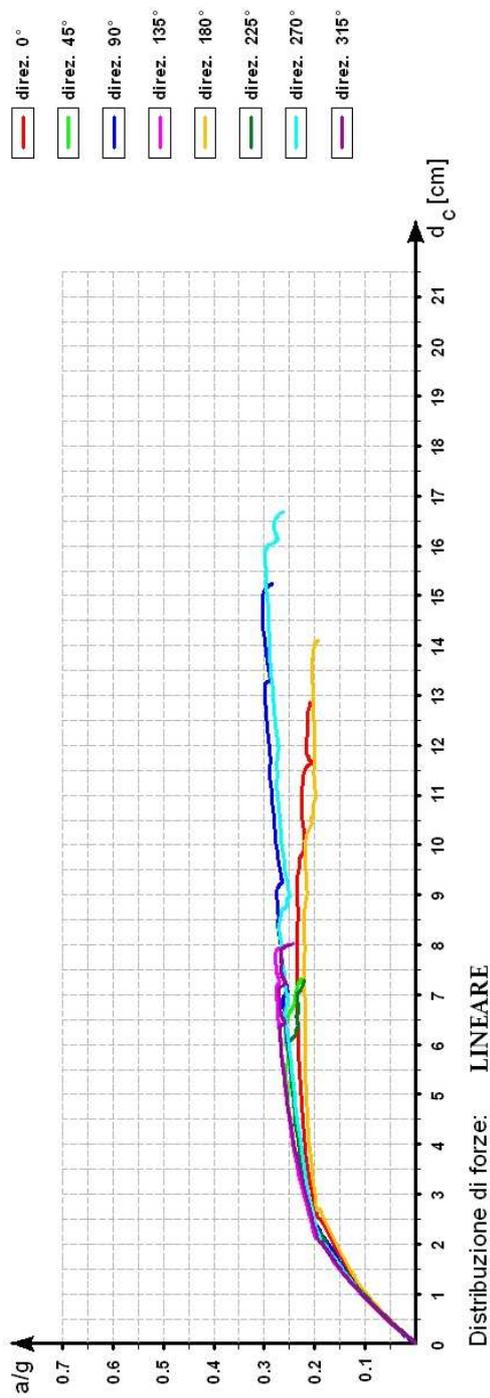


Figura 6-28. Edificio 3. Distribuzione Lineare

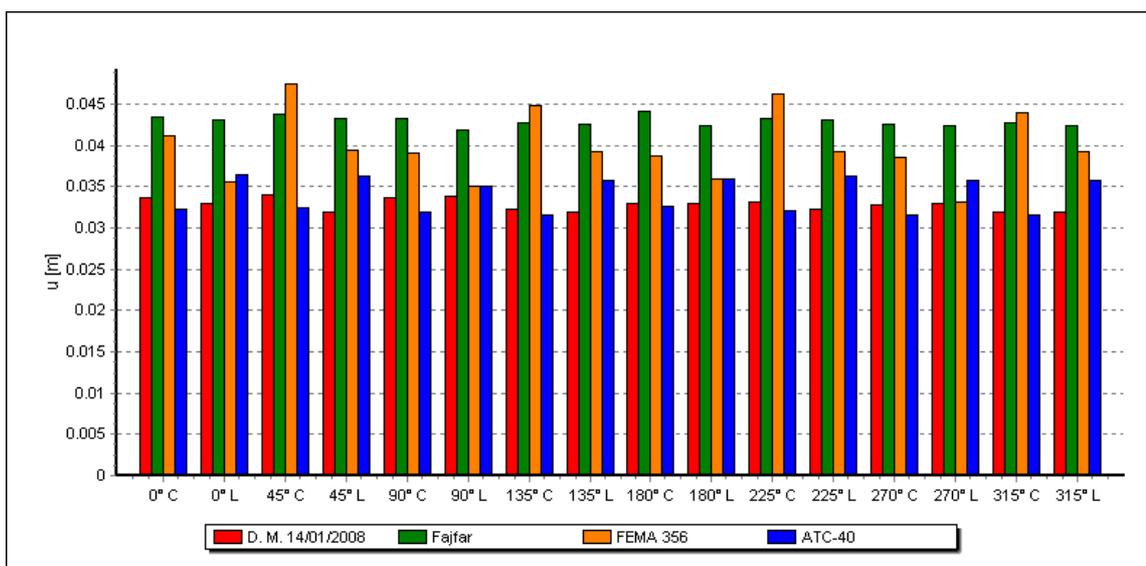


Figura 6-29. Valori dello spostamento per l'Edificio3 e per le varie analisi pushover.

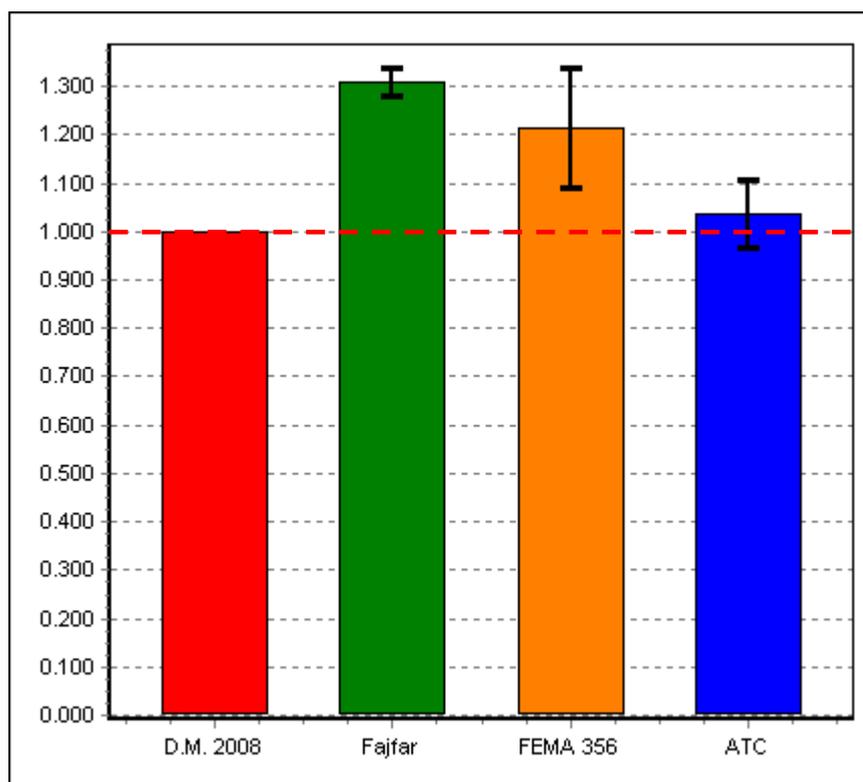


Figura 6-30. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio3.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.034 | 0.043 | 0.041 | 0.032 | 0.090 |
| 0° L | 0.029 | 0.038 | 0.031 | 0.032 | 0.129 |
| 45° C | 0.034 | 0.044 | 0.048 | 0.033 | 0.066 |
| 45° L | 0.028 | 0.038 | 0.035 | 0.032 | 0.074 |
| 90° C | 0.034 | 0.043 | 0.039 | 0.032 | 0.093 |
| 90° L | 0.030 | 0.037 | 0.031 | 0.031 | 0.153 |
| 135° C | 0.032 | 0.043 | 0.045 | 0.032 | 0.075 |
| 135° L | 0.028 | 0.038 | 0.035 | 0.032 | 0.080 |
| 180° C | 0.033 | 0.044 | 0.039 | 0.033 | 0.097 |
| 180° L | 0.029 | 0.037 | 0.031 | 0.031 | 0.141 |
| 225° C | 0.033 | 0.043 | 0.046 | 0.032 | 0.060 |
| 225° L | 0.028 | 0.038 | 0.035 | 0.032 | 0.073 |
| 270° C | 0.033 | 0.043 | 0.039 | 0.032 | 0.092 |
| 270° L | 0.029 | 0.037 | 0.029 | 0.031 | 0.167 |
| 315° C | 0.032 | 0.043 | 0.044 | 0.032 | 0.068 |
| 315° L | 0.028 | 0.037 | 0.035 | 0.032 | 0.080 |

Tabella 6-20. Verifica degli spostamenti dell'Edificio3.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 2.679 | 2.074 | 2.190 | 2.778 | 2.074 |
| 0° L | 4.479 | 3.431 | 4.161 | 4.044 | 3.431 |
| 45° C | 1.941 | 1.507 | 1.389 | 2.031 | 1.389 |
| 45° L | 2.624 | 1.942 | 2.133 | 2.313 | 1.942 |
| 90° C | 2.760 | 2.153 | 2.385 | 2.906 | 2.153 |
| 90° L | 5.134 | 4.158 | 4.951 | 4.951 | 4.158 |
| 135° C | 2.322 | 1.756 | 1.674 | 2.373 | 1.674 |
| 135° L | 2.837 | 2.133 | 2.305 | 2.540 | 2.133 |
| 180° C | 2.948 | 2.200 | 2.500 | 2.966 | 2.200 |
| 180° L | 4.896 | 3.801 | 4.490 | 4.490 | 3.801 |
| 225° C | 1.807 | 1.386 | 1.296 | 1.869 | 1.296 |
| 225° L | 2.570 | 1.921 | 2.110 | 2.288 | 1.921 |
| 270° C | 2.805 | 2.160 | 2.390 | 2.911 | 2.160 |
| 270° L | 5.739 | 4.477 | 5.739 | 5.318 | 4.477 |
| 315° C | 2.132 | 1.593 | 1.542 | 2.152 | 1.542 |
| 315° L | 2.847 | 2.139 | 2.312 | 2.540 | 2.139 |

Tabella 6-21. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

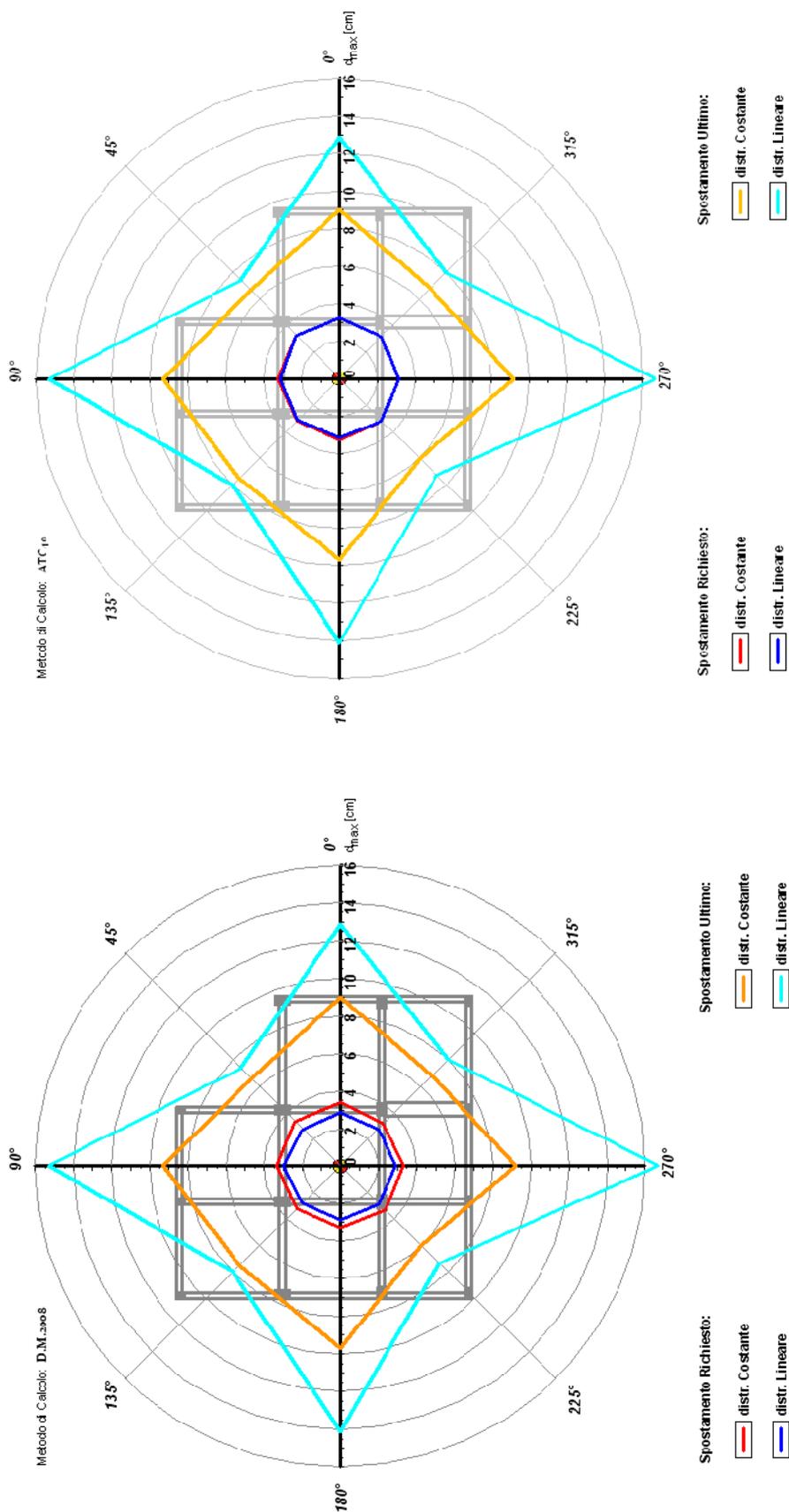


Figura 6-32. Edificio 3. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-31. Edificio 3. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

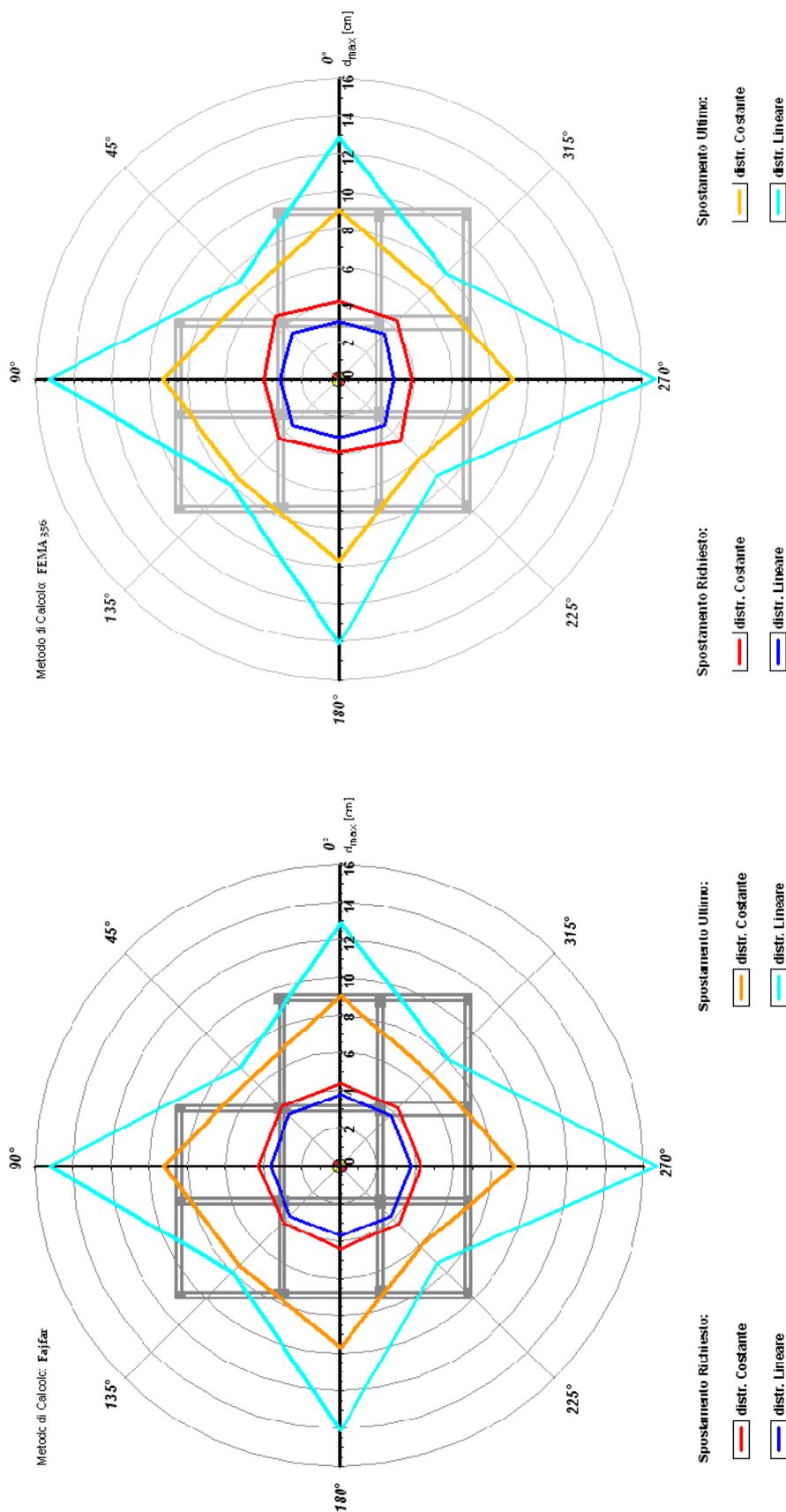


Figura 6-34. Edificio 3. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-33. Edificio 3. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

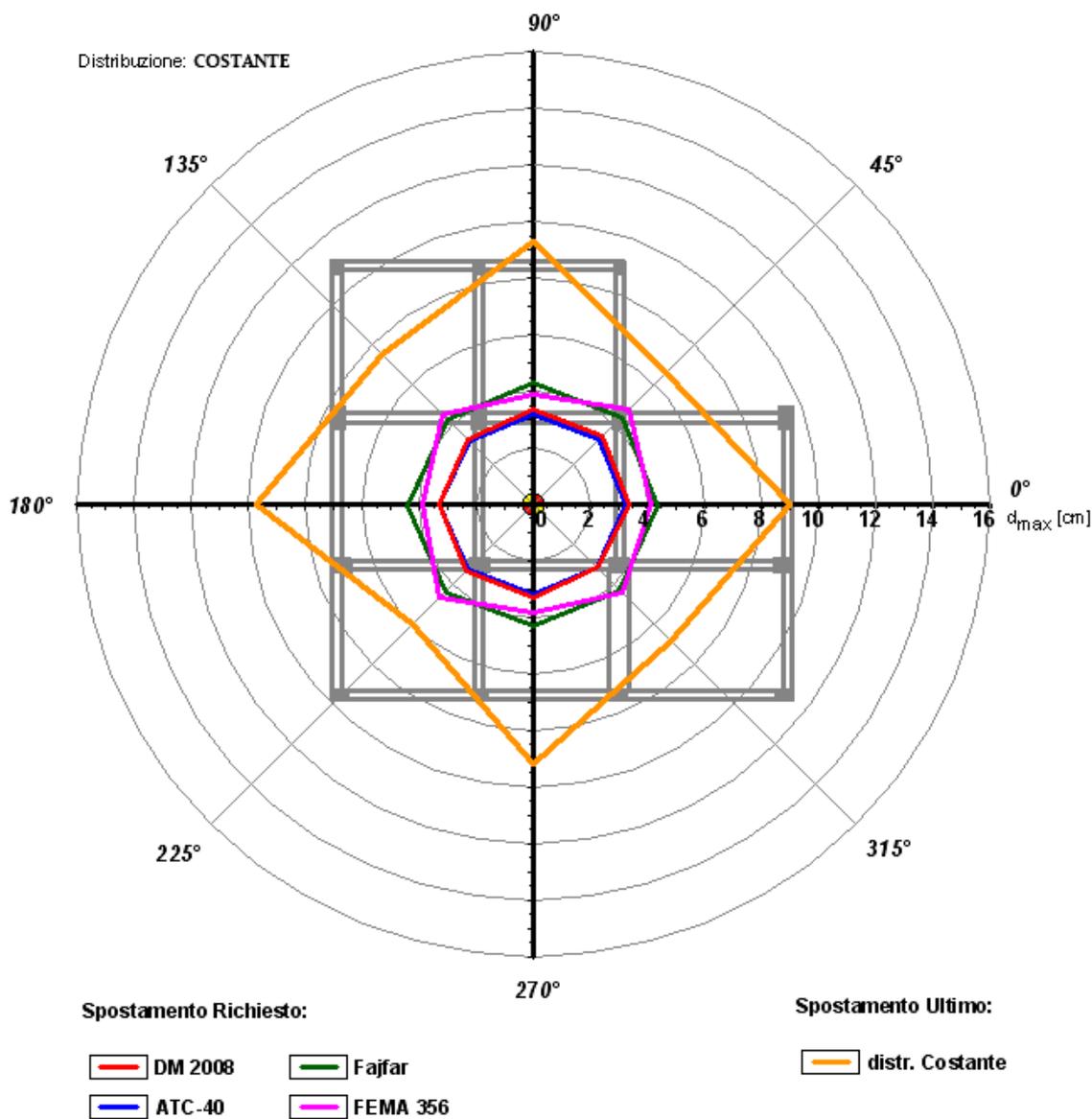


Figura 6-35. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio3 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

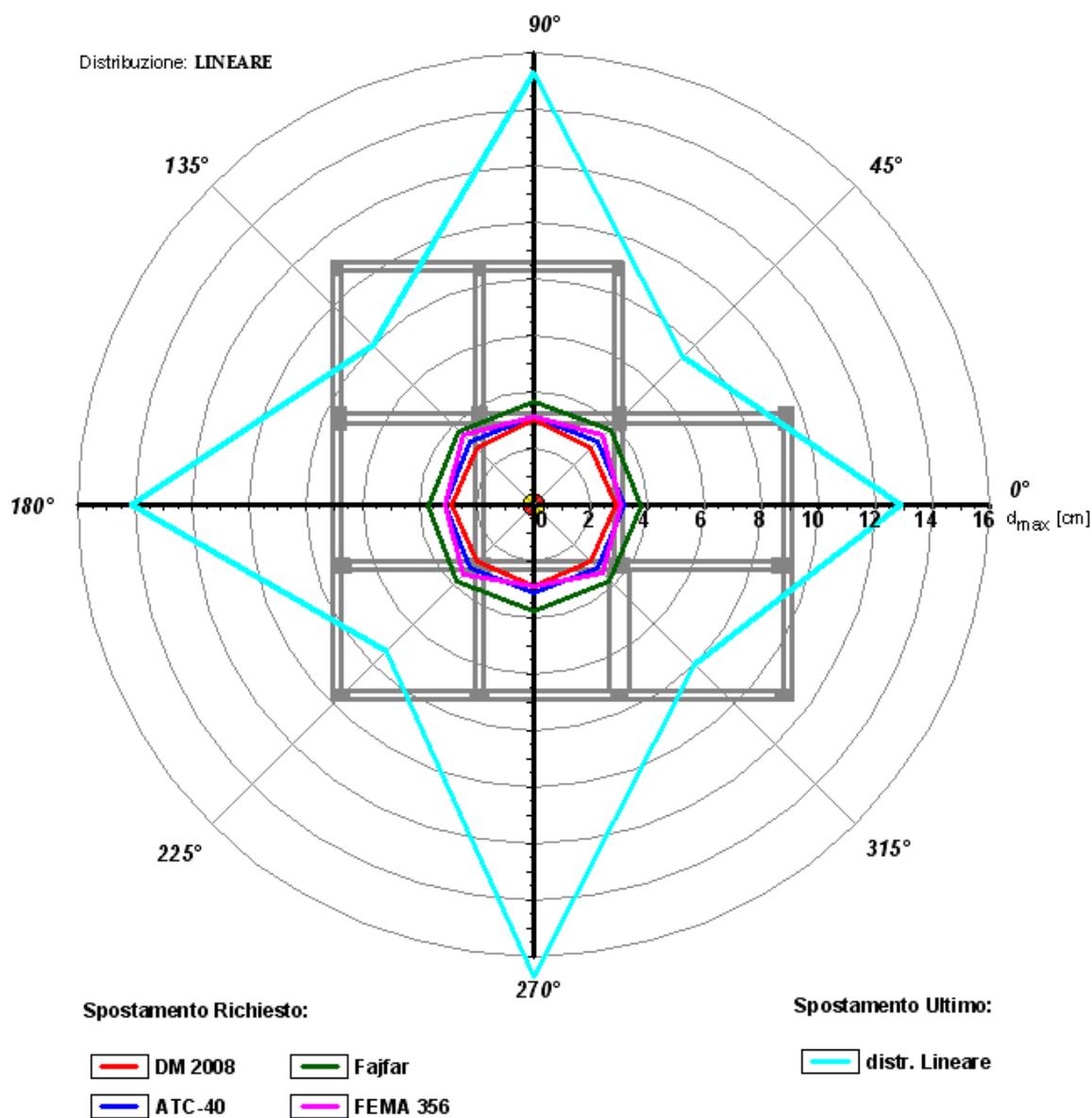


Figura 6-36. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio3 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{CO}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.9524 | 1.5267 | 3.5167 |
| 0° L | 0.9952 | 1.6000 | 3.2833 |
| 45° C | 1.1238 | 1.8000 | 4.2667 |
| 45° L | 1.0857 | 1.7400 | 3.5833 |
| 90° C | 1.1429 | 1.6667 | 3.4000 |
| 90° L | 1.2810 | 1.7600 | 3.5833 |
| 135° C | 1.1333 | 1.8133 | 4.2333 |
| 135° L | 1.1714 | 1.8533 | 3.6333 |
| 180° C | 0.9048 | 1.4533 | 3.4000 |
| 180° L | 0.9333 | 1.5000 | 3.2500 |
| 225° C | 1.0762 | 1.7267 | 4.1167 |
| 225° L | 1.0619 | 1.6933 | 3.4667 |
| 270° C | 1.1048 | 1.5733 | 3.3500 |
| 270° L | 1.2619 | 1.7200 | 3.4500 |
| 315° C | 1.0952 | 1.7400 | 4.1500 |
| 315° L | 1.1429 | 1.8200 | 3.5000 |

Tabella 6-22. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.4. Edificio 4

L'edificio ha quattro impalcati, con altezza di interpiano pari a 3.00 m; in Figura 6-37 è indicata schematicamente la carpenteria. Gli elementi strutturali sono stati progettati con riferimento al D. M. 2008, e le sezioni dei pilastri al primo e secondo livello sono 40x40 cm, e al terzo e quarto sono 30x30 cm. Le sezioni delle travi sono 30x60 cm al primo e secondo livello, e 30x50 cm al terzo e quarto livello.

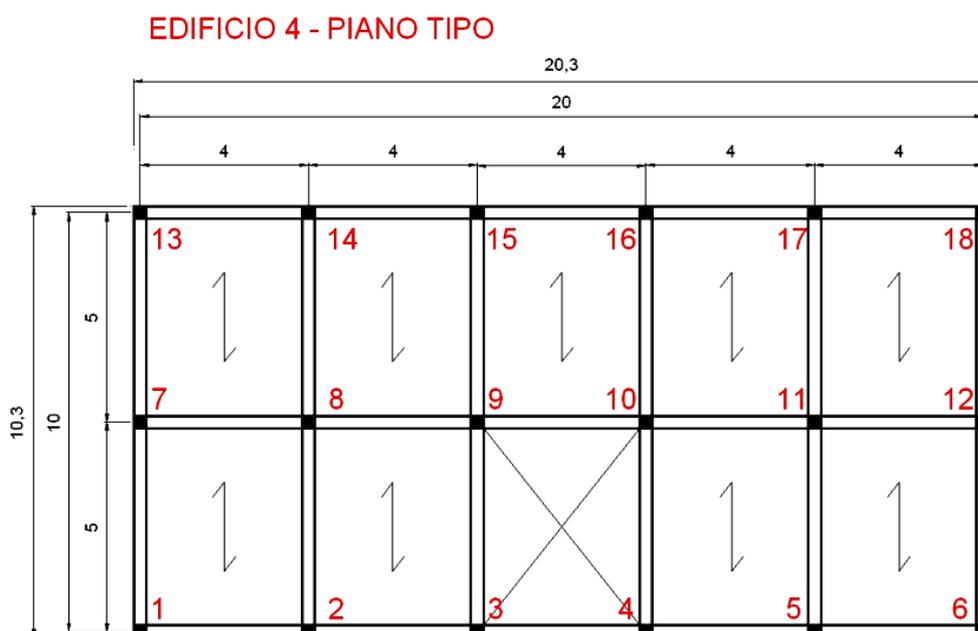


Figura 6-37. Geometria dell'edificio 4.

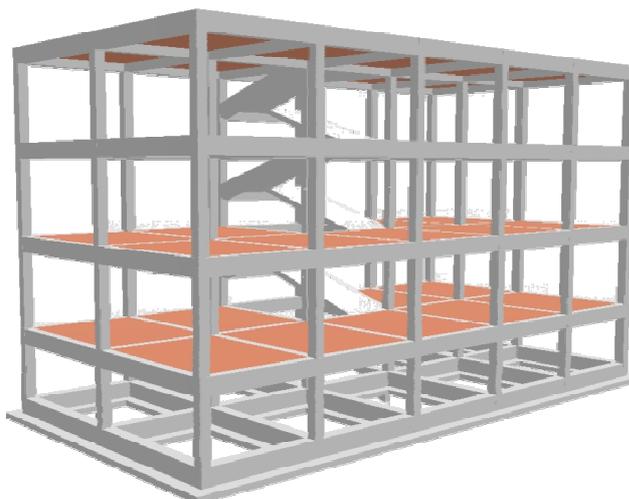


Figura 6-38. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica italiana, ovvero il D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.25g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "A", con un fattore di struttura pari a 5.85, in quanto l'edificio è regolare sia in elevazione che in pianta. Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|---------|-----------|-------------------|
| 4 | 13.60 | 138.86 |
| 3 | 10.40 | 264.3 |
| 2 | 7.20 | 269.45 |
| 1 | 4.00 | 265.91 |
| | Σ | 938.52 |

Tabella 6-23. Masse sismiche dell'Edificio 4.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.3392 | 0.888 | torsionale | 0.119 | 0.119 | 0.144 | 0.026 | 0.119 | 0.02 |
| 2 | 0.3038 | 0.8898 | torsionale | 0.119 | 0.133 | 0.144 | 0.029 | 0.119 | 0.022 |
| 3 | 0.2766 | 0.8858 | preval. Y | 0.119 | 0.146 | 0.144 | 0.032 | 0.119 | 0.024 |
| 4 | 0.135 | 0.2961 | torsionale | 0.136 | 0.27 | 0.144 | 0.059 | 0.119 | 0.044 |
| 5 | 0.1179 | 0.2942 | torsionale | 0.156 | 0.27 | 0.139 | 0.059 | 0.115 | 0.044 |
| 6 | 0.1098 | 0.3085 | locale | 0.165 | 0.27 | 0.136 | 0.059 | 0.112 | 0.044 |
| 7 | 0.0838 | 0.2692 | torsionale | 0.194 | 0.27 | 0.125 | 0.059 | 0.104 | 0.044 |
| 8 | 0.0759 | 0.2529 | torsionale | 0.203 | 0.27 | 0.122 | 0.059 | 0.101 | 0.044 |
| 9 | 0.0745 | 0.2452 | locale | 0.205 | 0.27 | 0.121 | 0.059 | 0.1 | 0.044 |
| 10 | 0.0578 | 0.0067 | locale | 0.224 | 0.27 | 0.115 | 0.059 | 0.095 | 0.044 |
| 11 | 0.0574 | 0.2199 | torsionale | 0.225 | 0.27 | 0.114 | 0.059 | 0.095 | 0.044 |
| 12 | 0.0565 | 0.042 | locale | 0.226 | 0.27 | 0.114 | 0.059 | 0.094 | 0.044 |
| 13 | 0.0539 | 0.2042 | locale | 0.229 | 0.27 | 0.113 | 0.059 | 0.093 | 0.044 |
| 14 | 0.0534 | 0.2117 | locale | 0.229 | 0.27 | 0.113 | 0.059 | 0.093 | 0.044 |
| 15 | 0.0489 | 0.025 | locale | 0.234 | 0.27 | 0.111 | 0.059 | 0.092 | 0.045 |
| 16 | 0.0472 | 0.7749 | locale | 0.236 | 0.269 | 0.11 | 0.061 | 0.091 | 0.046 |
| 17 | 0.0467 | 0.2213 | locale | 0.237 | 0.269 | 0.11 | 0.061 | 0.091 | 0.046 |
| 18 | 0.0458 | 0.1709 | locale | 0.238 | 0.268 | 0.11 | 0.061 | 0.091 | 0.047 |
| 19 | 0.0447 | 0.0374 | locale | 0.239 | 0.268 | 0.109 | 0.062 | 0.09 | 0.047 |
| 20 | 0.0437 | 0.1931 | locale | 0.24 | 0.267 | 0.109 | 0.063 | 0.09 | 0.048 |
| 21 | 0.043 | 0.0124 | locale | 0.241 | 0.267 | 0.109 | 0.063 | 0.09 | 0.048 |
| 22 | 0.0428 | 0.0152 | locale | 0.241 | 0.267 | 0.108 | 0.063 | 0.09 | 0.049 |
| 23 | 0.0422 | 0.0354 | locale | 0.242 | 0.267 | 0.108 | 0.064 | 0.089 | 0.049 |
| 24 | 0.0414 | 0.1378 | locale | 0.243 | 0.267 | 0.108 | 0.064 | 0.089 | 0.049 |

Tabella 6-24. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 4.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.0 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 0.0 | 0.0 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 2.06 | 2.07 |
| Al limite di Adattamento | 2.06 | 2.07 |

Tabella 6-25. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 4.

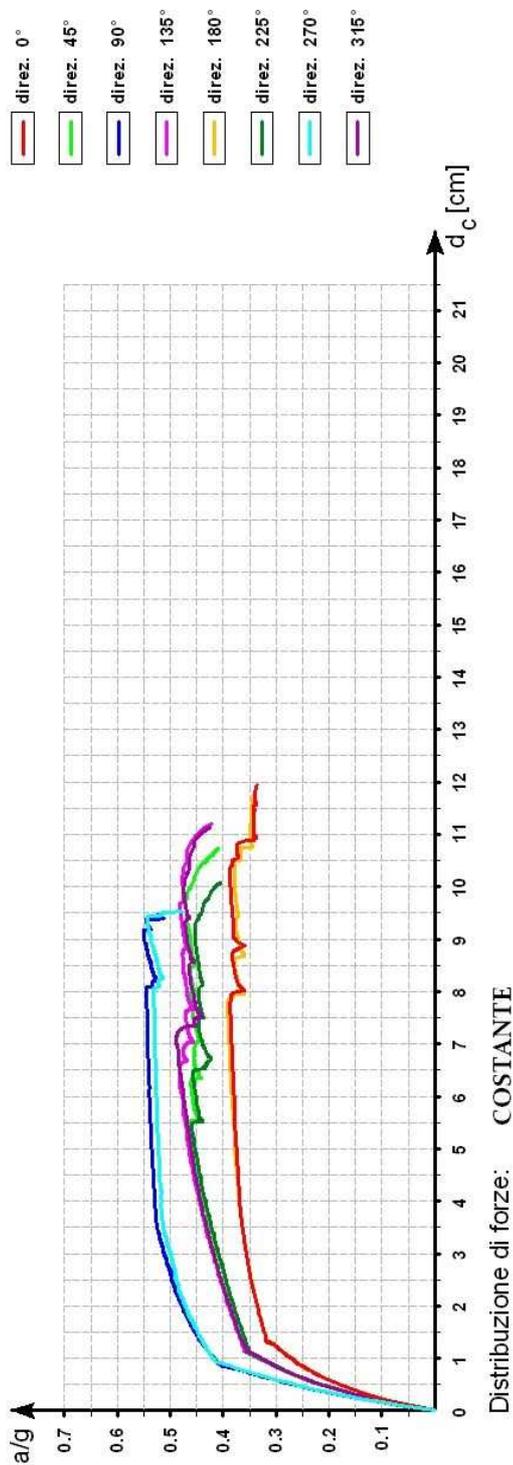


Figura 6-39. Edificio 4. Distribuzione Costante

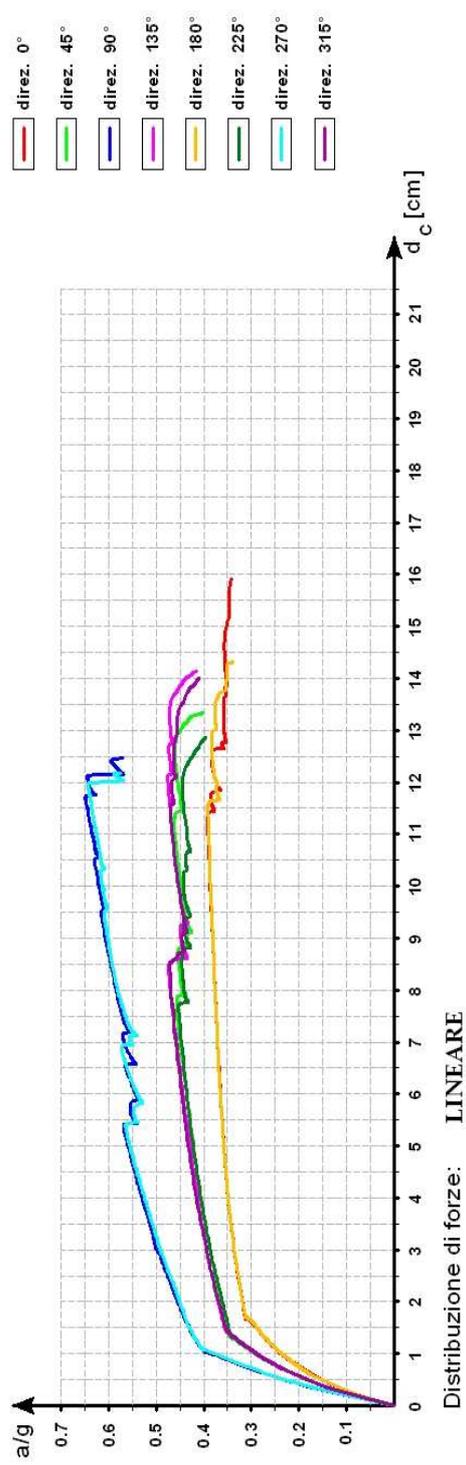


Figura 6-40. Edificio 4. Distribuzione Lineare

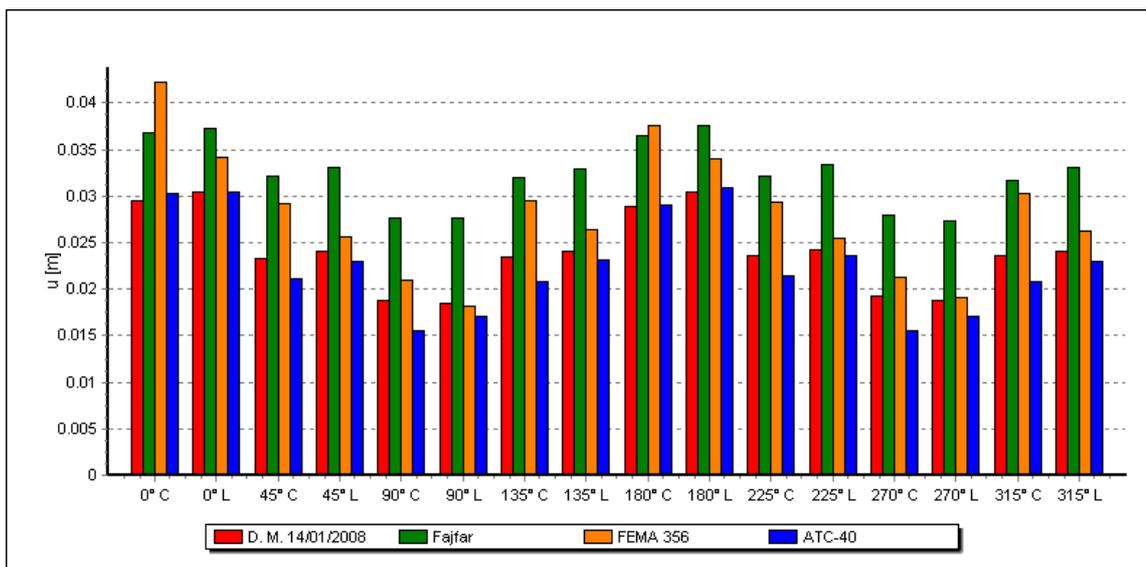


Figura 6-41. Valori dello spostamento per l'Edificio4 e per le varie analisi pushover.

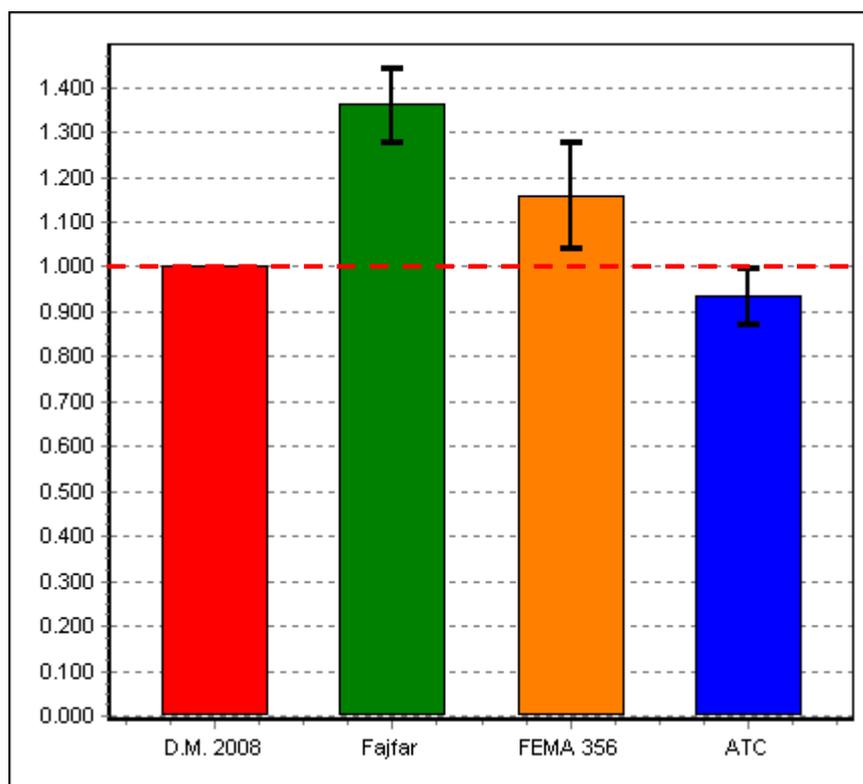


Figura 6-42. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio4.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.029 | 0.037 | 0.042 | 0.030 | 0.119 |
| 0° L | 0.027 | 0.033 | 0.030 | 0.027 | 0.159 |
| 45° C | 0.023 | 0.032 | 0.029 | 0.021 | 0.107 |
| 45° L | 0.021 | 0.029 | 0.023 | 0.020 | 0.133 |
| 90° C | 0.019 | 0.028 | 0.021 | 0.016 | 0.095 |
| 90° L | 0.016 | 0.024 | 0.016 | 0.015 | 0.125 |
| 135° C | 0.024 | 0.032 | 0.030 | 0.021 | 0.112 |
| 135° L | 0.021 | 0.029 | 0.024 | 0.021 | 0.142 |
| 180° C | 0.029 | 0.036 | 0.038 | 0.029 | 0.118 |
| 180° L | 0.027 | 0.033 | 0.030 | 0.027 | 0.143 |
| 225° C | 0.024 | 0.032 | 0.029 | 0.022 | 0.101 |
| 225° L | 0.022 | 0.030 | 0.023 | 0.021 | 0.129 |
| 270° C | 0.019 | 0.028 | 0.021 | 0.016 | 0.095 |
| 270° L | 0.017 | 0.024 | 0.017 | 0.015 | 0.122 |
| 315° C | 0.024 | 0.032 | 0.030 | 0.021 | 0.111 |
| 315° L | 0.021 | 0.029 | 0.023 | 0.020 | 0.140 |

Tabella 6-26. Verifica degli spostamenti dell'Edificio4.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 4.103 | 3.216 | 2.833 | 3.967 | 2.833 |
| 0° L | 5.889 | 4.818 | 5.300 | 5.889 | 4.818 |
| 45° C | 4.652 | 3.344 | 3.690 | 5.095 | 3.344 |
| 45° L | 6.333 | 4.586 | 5.783 | 6.650 | 4.586 |
| 90° C | 5.000 | 3.393 | 4.524 | 5.938 | 3.393 |
| 90° L | 7.813 | 5.208 | 7.813 | 8.333 | 5.208 |
| 135° C | 4.667 | 3.500 | 3.733 | 5.333 | 3.500 |
| 135° L | 6.762 | 4.897 | 5.917 | 6.762 | 4.897 |
| 180° C | 4.069 | 3.278 | 3.105 | 4.069 | 3.105 |
| 180° L | 5.296 | 4.333 | 4.767 | 5.296 | 4.333 |
| 225° C | 4.208 | 3.156 | 3.483 | 4.591 | 3.156 |
| 225° L | 5.864 | 4.300 | 5.609 | 6.143 | 4.300 |
| 270° C | 5.000 | 3.393 | 4.524 | 5.938 | 3.393 |
| 270° L | 7.176 | 5.083 | 7.176 | 8.133 | 5.083 |
| 315° C | 4.625 | 3.469 | 3.700 | 5.286 | 3.469 |
| 315° L | 6.667 | 4.828 | 6.087 | 7.000 | 4.828 |

Tabella 6-27. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

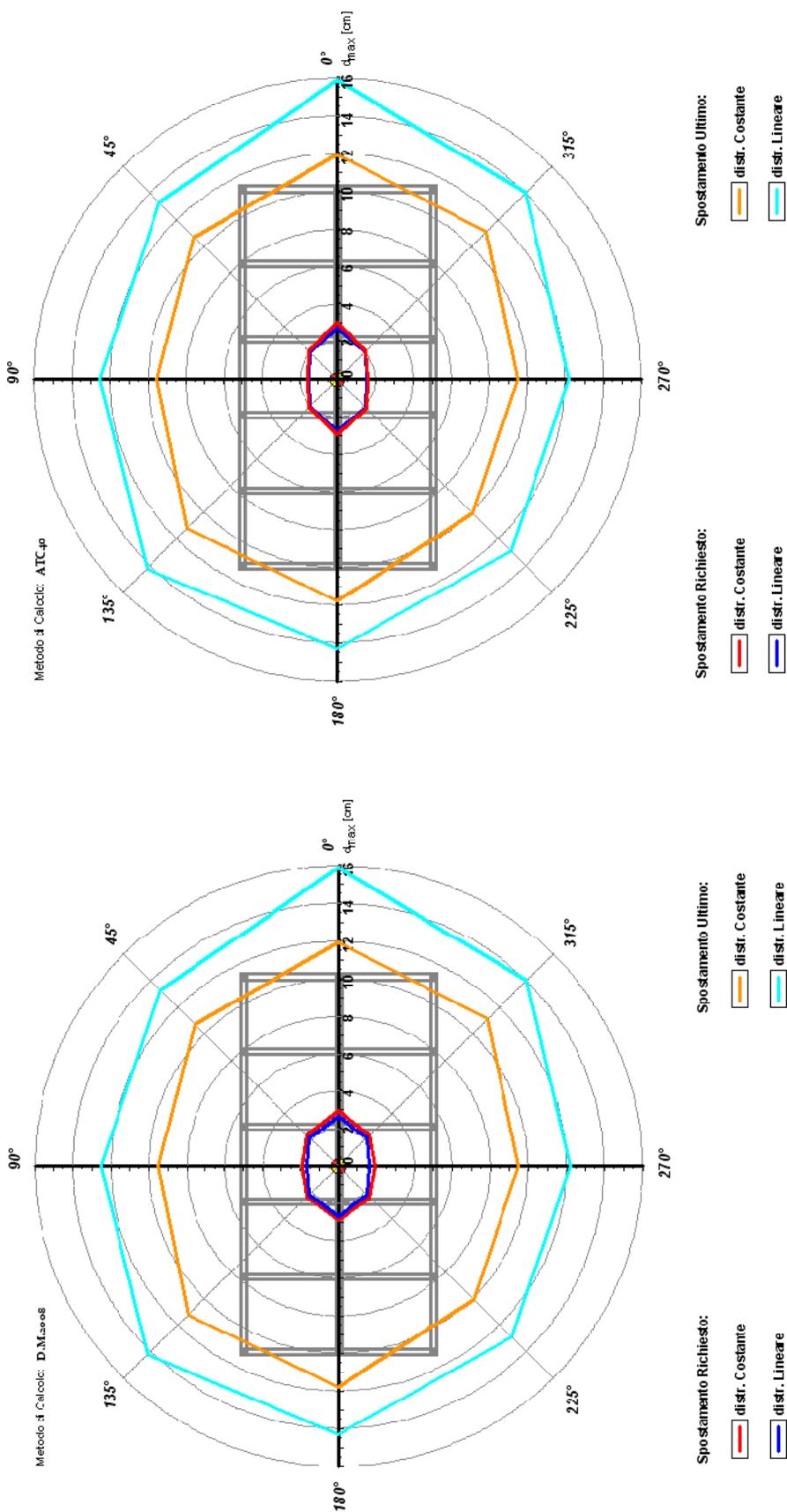


Figura 6-44. Edificio 4. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-43. Edificio 4. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

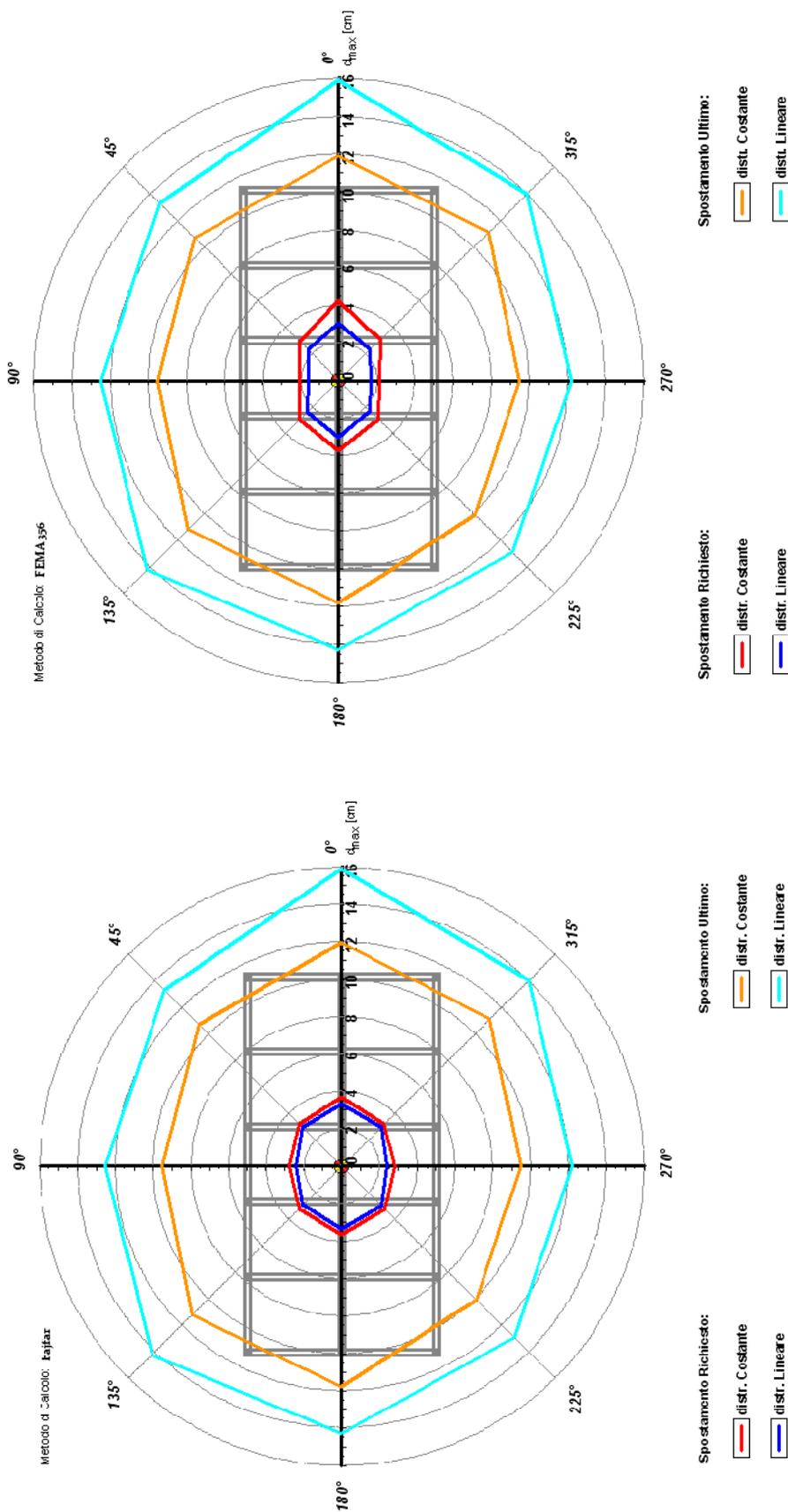


Figura 6-46. Edificio 4. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-45. Edificio 4. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

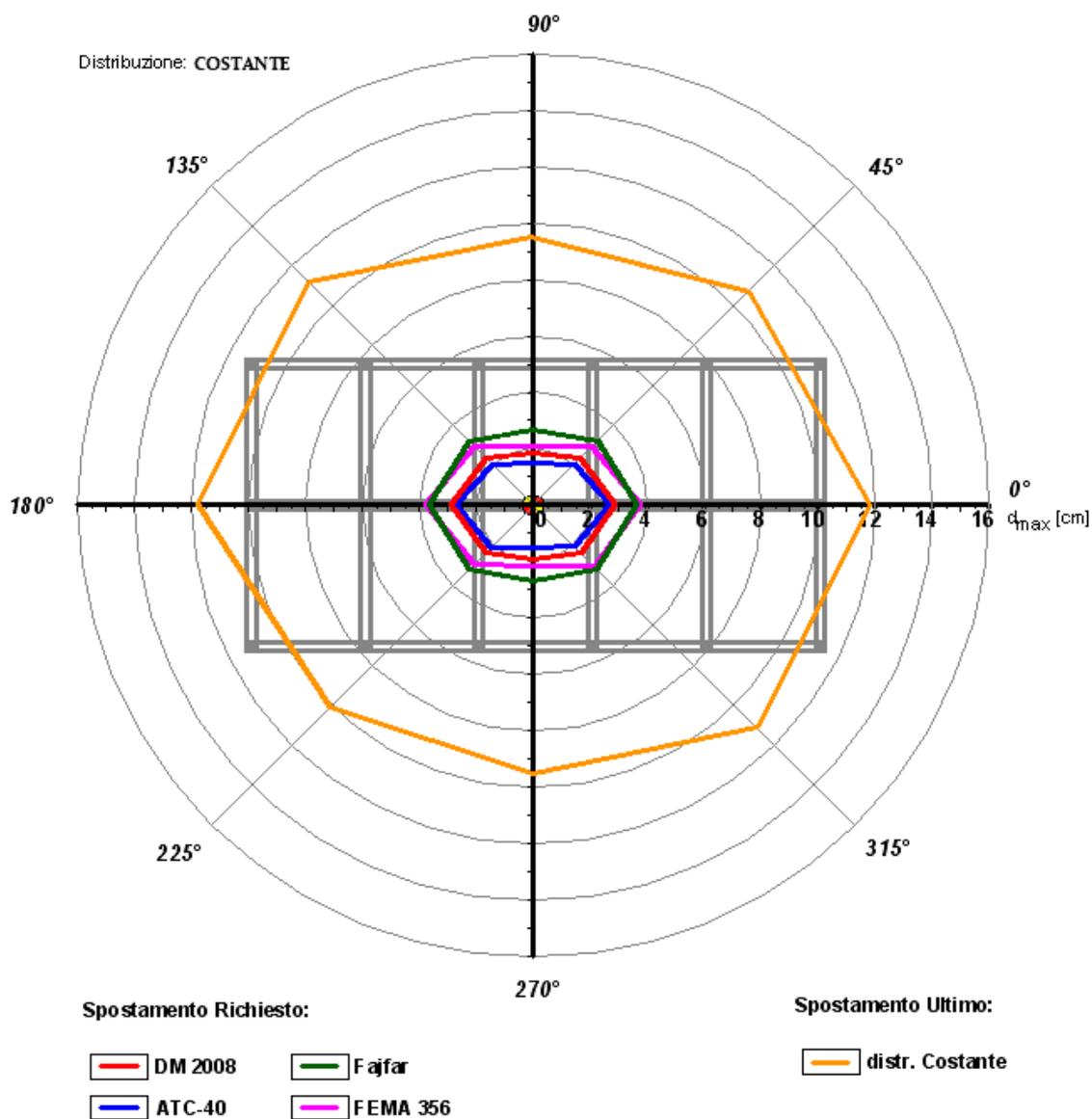


Figura 6-47. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio4 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

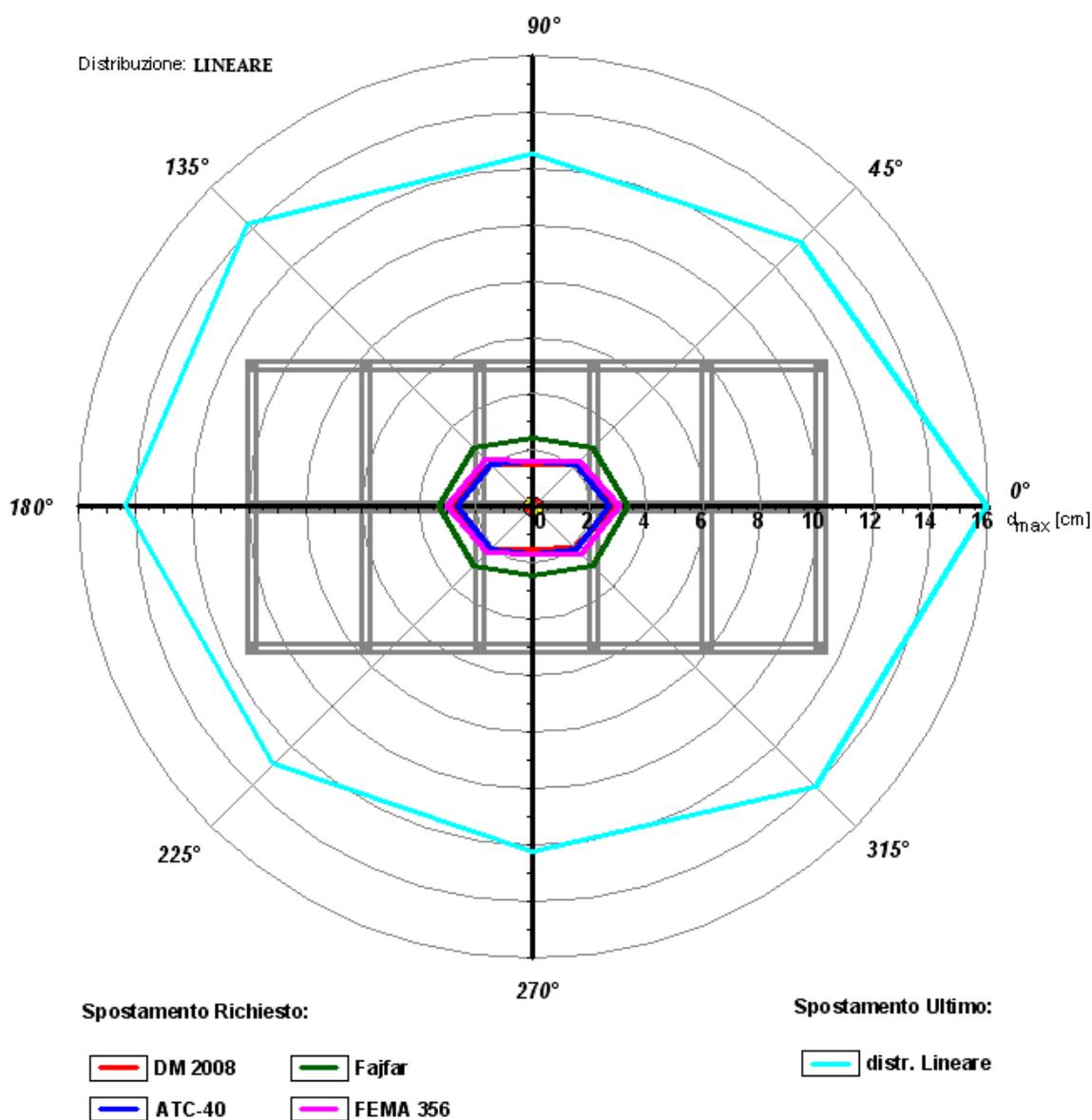


Figura 6-48. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio4 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{Co}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.957 | 0.000 | 3.870 |
| 0° L | 0.991 | 1.560 | 3.210 |
| 45° C | 1.191 | 1.844 | 3.710 |
| 45° L | 1.171 | 1.820 | 3.640 |
| 90° C | 1.483 | 2.088 | 4.470 |
| 90° L | 1.643 | 2.292 | 4.500 |
| 135° C | 1.223 | 1.964 | 3.760 |
| 135° L | 1.206 | 1.908 | 3.690 |
| 180° C | 0.991 | 1.592 | 3.260 |
| 180° L | 0.991 | 1.576 | 3.210 |
| 225° C | 1.163 | 1.792 | 3.660 |
| 225° L | 1.149 | 1.760 | 3.600 |
| 270° C | 1.366 | 2.048 | 4.450 |
| 270° L | 1.629 | 2.276 | 4.460 |
| 315° C | 1.237 | 1.904 | 3.740 |
| 315° L | 1.197 | 1.860 | 3.680 |

Tabella 6-28. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.5. Edificio 5

L'edificio ha sei impalcati, con altezza di interpiano pari a 3.00 m ciascuno; in Figura 6-49 è indicata schematicamente la carpenteria. Gli elementi strutturali sono stati progettati con riferimento al D. M. 2008; le sezioni dei pilastri al primo e secondo livello sono 40x50 cm, agli altri livelli sono 30x50 cm. Le sezioni delle travi sono 30x60 cm al primo e secondo livello, e 30x50 cm agli altri livelli.

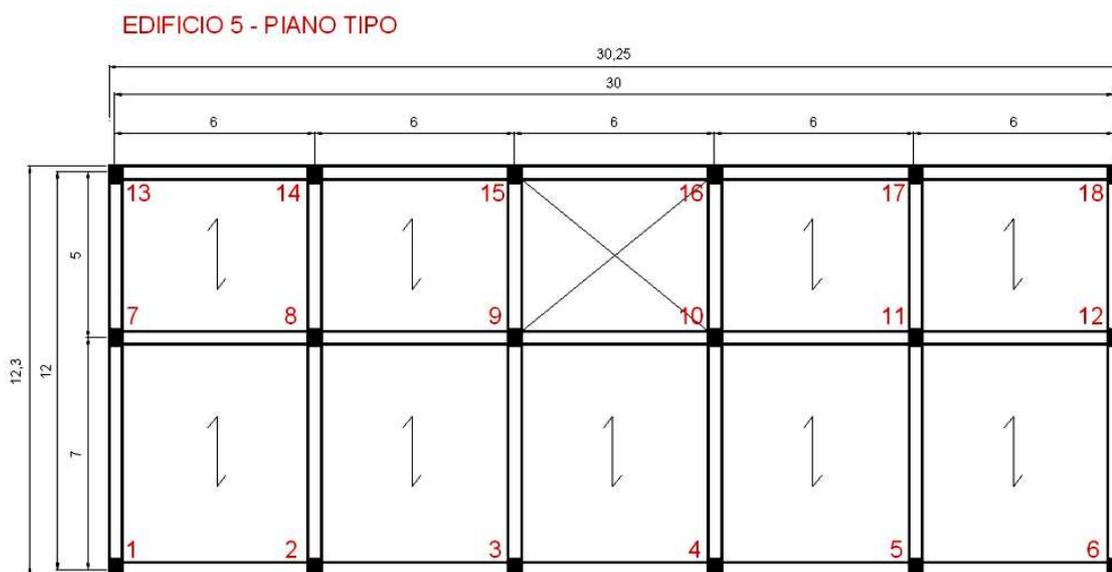


Figura 6-49. Geometria dell'edificio 5.

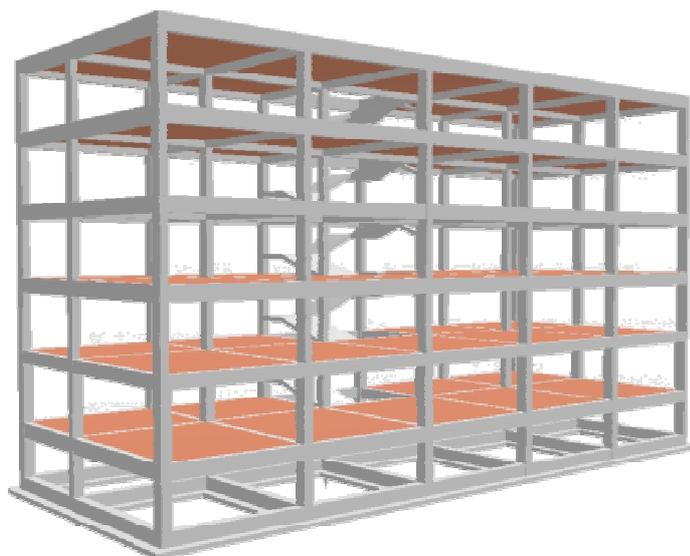


Figura 6-50. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica italiana, ovvero il D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.15g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "A", con un fattore di struttura pari a 5.85, in quanto l'edificio è regolare sia in elevazione che in pianta. Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Sezioni Pilastri [cm] | Sezioni Travi [cm] |
|---------|-----------------------|--------------------|
| 6 | 30x50 | 30x50 |
| 5 | 30x50 | 30x50 |
| 4 | 30x50 | 30x50 |
| 3 | 40x50 | 30x60 |
| 2 | 40x50 | 30x60 |
| 1 | 40x50 | 30x60 |

Tabella 6-29. Sezioni degli elementi strutturali per ciascun livello.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|----------|-----------|-------------------|
| 6 | 18.00 | 263.88 |
| 5 | 15.00 | 355.38 |
| 4 | 12.00 | 355.38 |
| 3 | 9.00 | 371.40 |
| 2 | 6.00 | 368.77 |
| 1 | 3.00 | 366.57 |
| Σ | | 2081.38 |

Tabella 6-30. Masse sismiche dell'Edificio 5.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.6979 | 0.8633 | torsionale | 0.048 | 0.028 | 0.05 | 0.007 | 0.04 | 0.005 |
| 2 | 0.602 | 0.8759 | preval. Y | 0.056 | 0.032 | 0.058 | 0.008 | 0.047 | 0.006 |
| 3 | 0.5884 | 0.8732 | torsionale | 0.057 | 0.033 | 0.06 | 0.008 | 0.048 | 0.006 |
| 4 | 0.2484 | 0.3614 | torsionale | 0.076 | 0.078 | 0.095 | 0.019 | 0.08 | 0.014 |
| 5 | 0.2064 | 0.351 | torsionale | 0.076 | 0.094 | 0.095 | 0.022 | 0.08 | 0.017 |
| 6 | 0.204 | 0.3512 | torsionale | 0.076 | 0.095 | 0.095 | 0.023 | 0.08 | 0.018 |
| 7 | 0.149 | 0.2095 | preval. X | 0.077 | 0.13 | 0.095 | 0.031 | 0.08 | 0.024 |
| 8 | 0.118 | 0.203 | locale | 0.098 | 0.13 | 0.094 | 0.031 | 0.08 | 0.024 |
| 9 | 0.1169 | 0.2073 | torsionale | 0.099 | 0.13 | 0.094 | 0.031 | 0.079 | 0.024 |
| 10 | 0.1081 | 0.1591 | preval. X | 0.105 | 0.13 | 0.091 | 0.031 | 0.077 | 0.024 |
| 11 | 0.0906 | 0.4779 | locale | 0.117 | 0.13 | 0.086 | 0.031 | 0.073 | 0.024 |
| 12 | 0.0904 | 0.5883 | locale | 0.117 | 0.13 | 0.086 | 0.031 | 0.073 | 0.024 |
| 13 | 0.0893 | 0.1264 | locale | 0.118 | 0.13 | 0.085 | 0.031 | 0.072 | 0.024 |
| 14 | 0.0878 | 0.0949 | locale | 0.119 | 0.13 | 0.085 | 0.031 | 0.072 | 0.024 |
| 15 | 0.0861 | 0.0792 | locale | 0.12 | 0.13 | 0.085 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 16 | 0.0853 | 0.1298 | locale | 0.121 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 17 | 0.0843 | 0.0236 | locale | 0.122 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 18 | 0.0836 | 0.0861 | locale | 0.122 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 19 | 0.0834 | 0.1753 | locale | 0.122 | 0.13 | 0.084 | 0.031 | 0.071 | 0.024 |
| 20 | 0.0826 | 0.1266 | locale | 0.123 | 0.13 | 0.083 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |
| 21 | 0.0817 | 0.1421 | locale | 0.124 | 0.13 | 0.083 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |
| 22 | 0.0803 | 0.0781 | locale | 0.124 | 0.13 | 0.083 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |
| 23 | 0.0798 | 0.0172 | locale | 0.125 | 0.13 | 0.083 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |
| 24 | 0.079 | 0.0708 | locale | 0.125 | 0.13 | 0.082 | 0.031 | 0.07 | 0.024 |

Tabella 6-31. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 5.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.0 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 0.0 | 0.0 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 1.17 | 1.17 |
| Al limite di Adattamento | 1.17 | 1.17 |

Tabella 6-32. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 5.

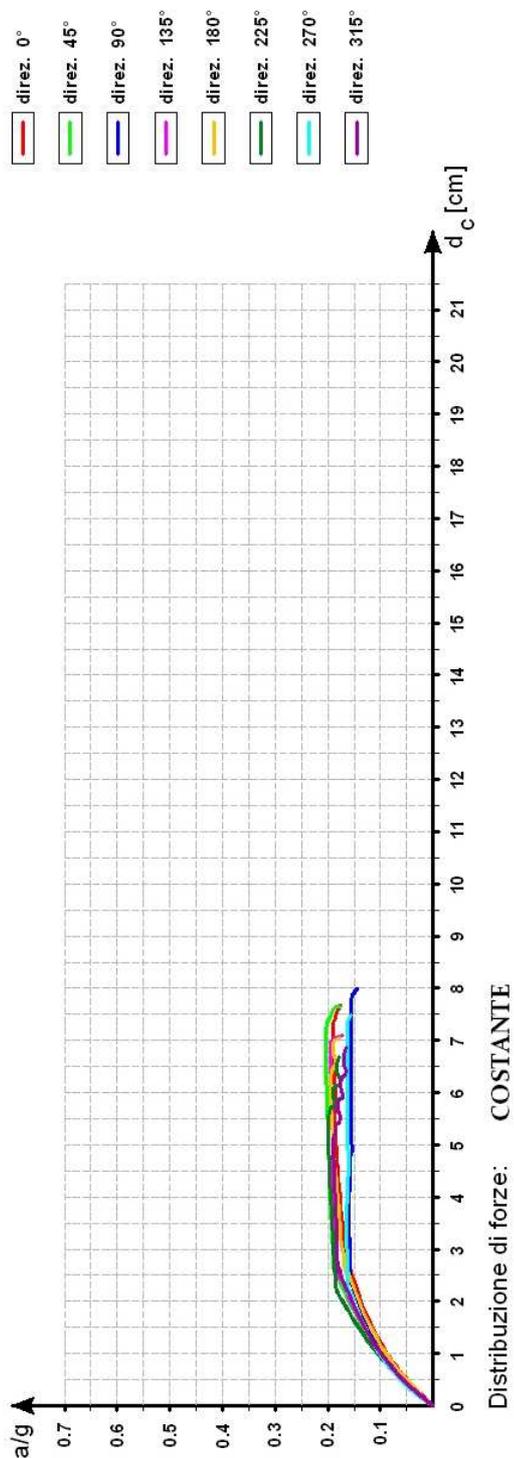


Figura 6-51. Edificio 5. Distribuzione Costante

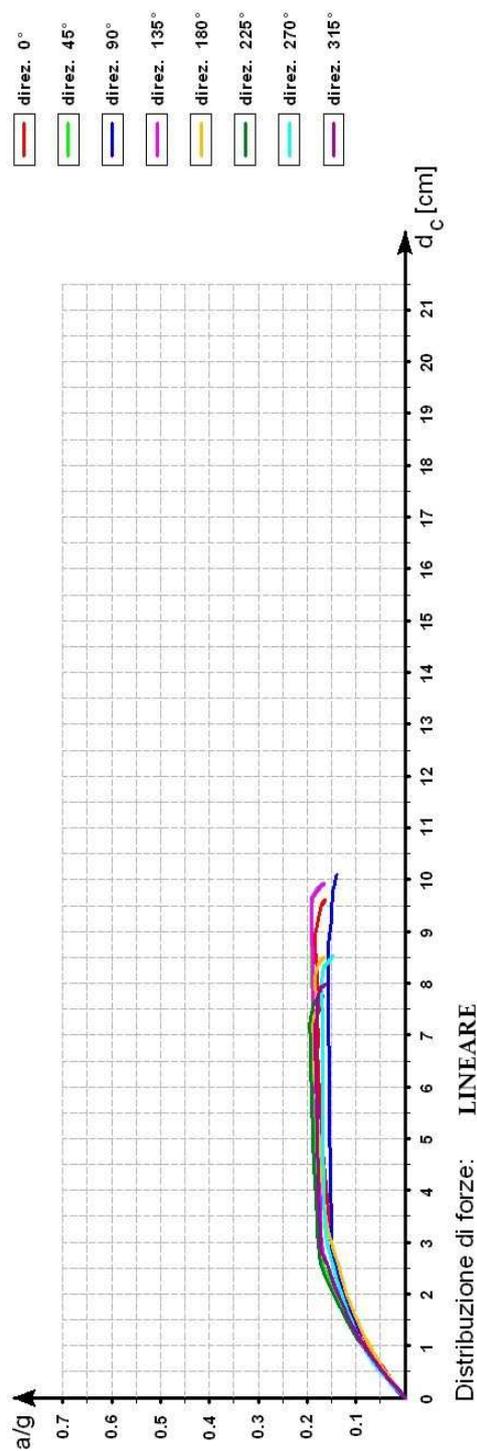


Figura 6-52. Edificio 5. Distribuzione Lineare

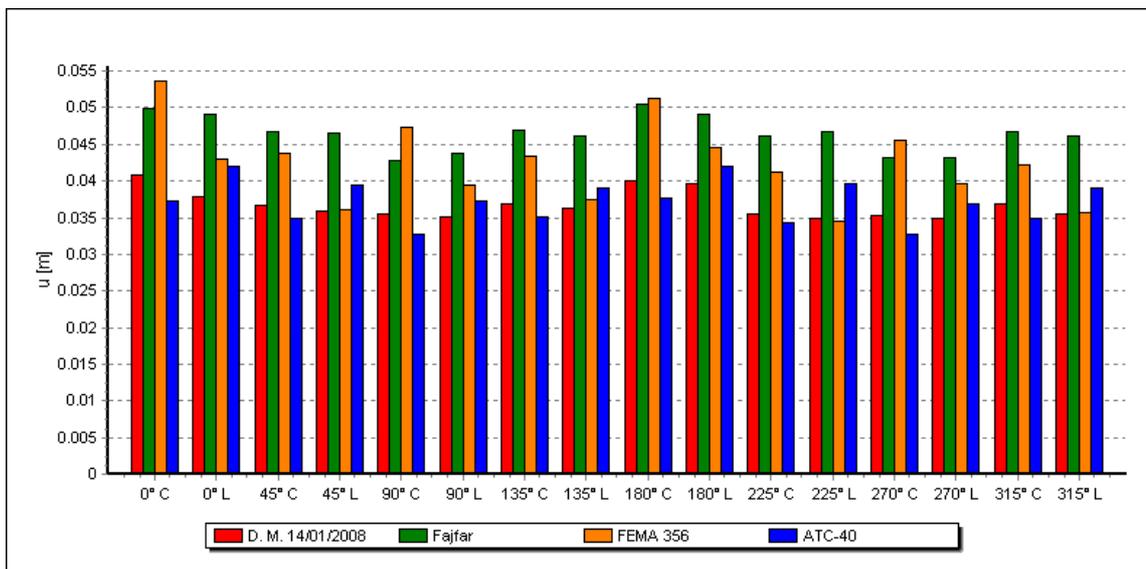


Figura 6-53. Valori dello spostamento per l'Edificio5 e per le varie analisi pushover.

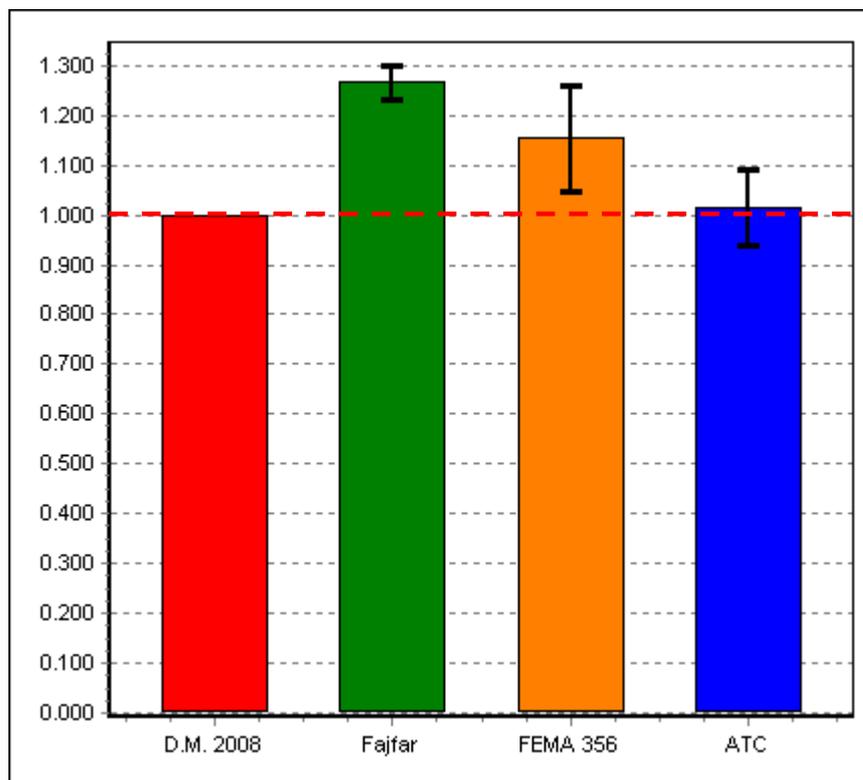


Figura 6-54. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio5.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|--------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------|-----------|
| 0° C | 0.041 | 0.050 | 0.054 | 0.037 | 0.077 |
| 0° L | 0.033 | 0.042 | 0.037 | 0.036 | 0.096 |
| 45° C | 0.037 | 0.047 | 0.044 | 0.035 | 0.077 |
| 45° L | 0.031 | 0.041 | 0.032 | 0.034 | 0.099 |
| 90° C | 0.035 | 0.043 | 0.047 | 0.033 | 0.080 |
| 90° L | 0.031 | 0.038 | 0.035 | 0.033 | 0.102 |
| 135° C | 0.037 | 0.047 | 0.043 | 0.035 | 0.071 |
| 135° L | 0.032 | 0.040 | 0.033 | 0.034 | 0.099 |
| 180° C | 0.040 | 0.051 | 0.051 | 0.038 | 0.071 |
| 180° L | 0.034 | 0.042 | 0.039 | 0.036 | 0.085 |
| 225° C | 0.036 | 0.046 | 0.041 | 0.034 | 0.067 |
| 225° L | 0.031 | 0.041 | 0.030 | 0.035 | 0.077 |
| 270° C | 0.035 | 0.043 | 0.046 | 0.033 | 0.076 |
| 270° L | 0.031 | 0.038 | 0.035 | 0.032 | 0.085 |
| 315° C | 0.037 | 0.047 | 0.042 | 0.035 | 0.069 |
| 315° L | 0.031 | 0.040 | 0.031 | 0.034 | 0.080 |

Tabella 6-33. Verifica degli spostamenti dell'Edificio5.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 1.878 | 1.540 | 1.426 | 2.081 | 1.426 |
| 0° L | 2.909 | 2.286 | 2.595 | 2.667 | 2.286 |
| 45° C | 2.081 | 1.638 | 1.750 | 2.200 | 1.638 |
| 45° L | 3.194 | 2.415 | 3.094 | 2.912 | 2.415 |
| 90° C | 2.286 | 1.860 | 1.702 | 2.424 | 1.702 |
| 90° L | 3.290 | 2.684 | 2.914 | 3.091 | 2.684 |
| 135° C | 1.919 | 1.511 | 1.651 | 2.029 | 1.511 |
| 135° L | 3.094 | 2.475 | 3.000 | 2.912 | 2.475 |
| 180° C | 1.775 | 1.392 | 1.392 | 1.868 | 1.392 |
| 180° L | 2.500 | 2.024 | 2.179 | 2.361 | 2.024 |
| 225° C | 1.861 | 1.457 | 1.634 | 1.971 | 1.457 |
| 225° L | 2.484 | 1.878 | 2.567 | 2.200 | 1.878 |
| 270° C | 2.171 | 1.767 | 1.652 | 2.303 | 1.652 |
| 270° L | 2.742 | 2.237 | 2.429 | 2.656 | 2.237 |
| 315° C | 1.865 | 1.468 | 1.643 | 1.971 | 1.468 |
| 315° L | 2.581 | 2.000 | 2.581 | 2.353 | 2.000 |

Tabella 6-34. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

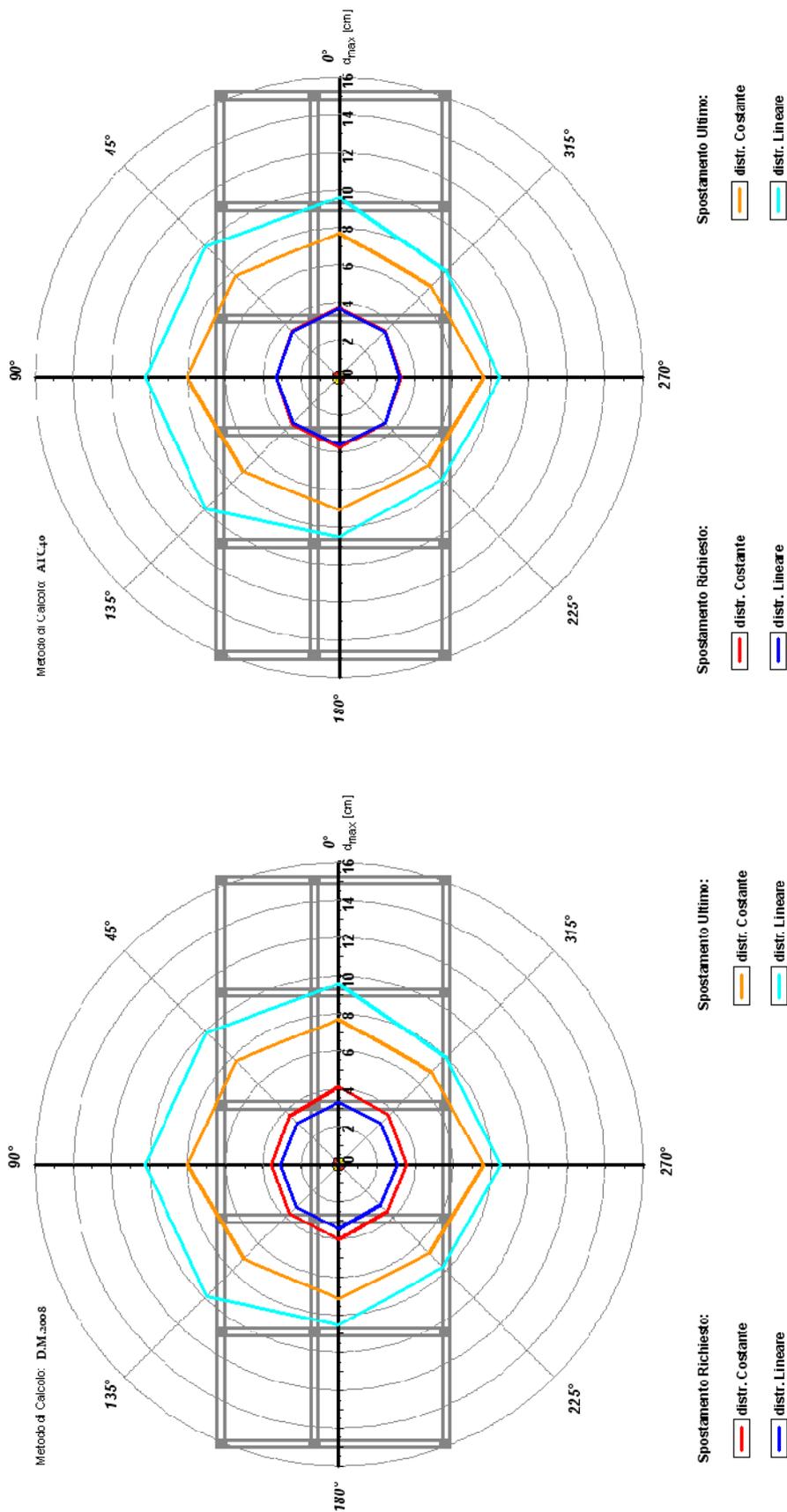


Figura 6-56. Edificio 5. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-55. Edificio 5. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

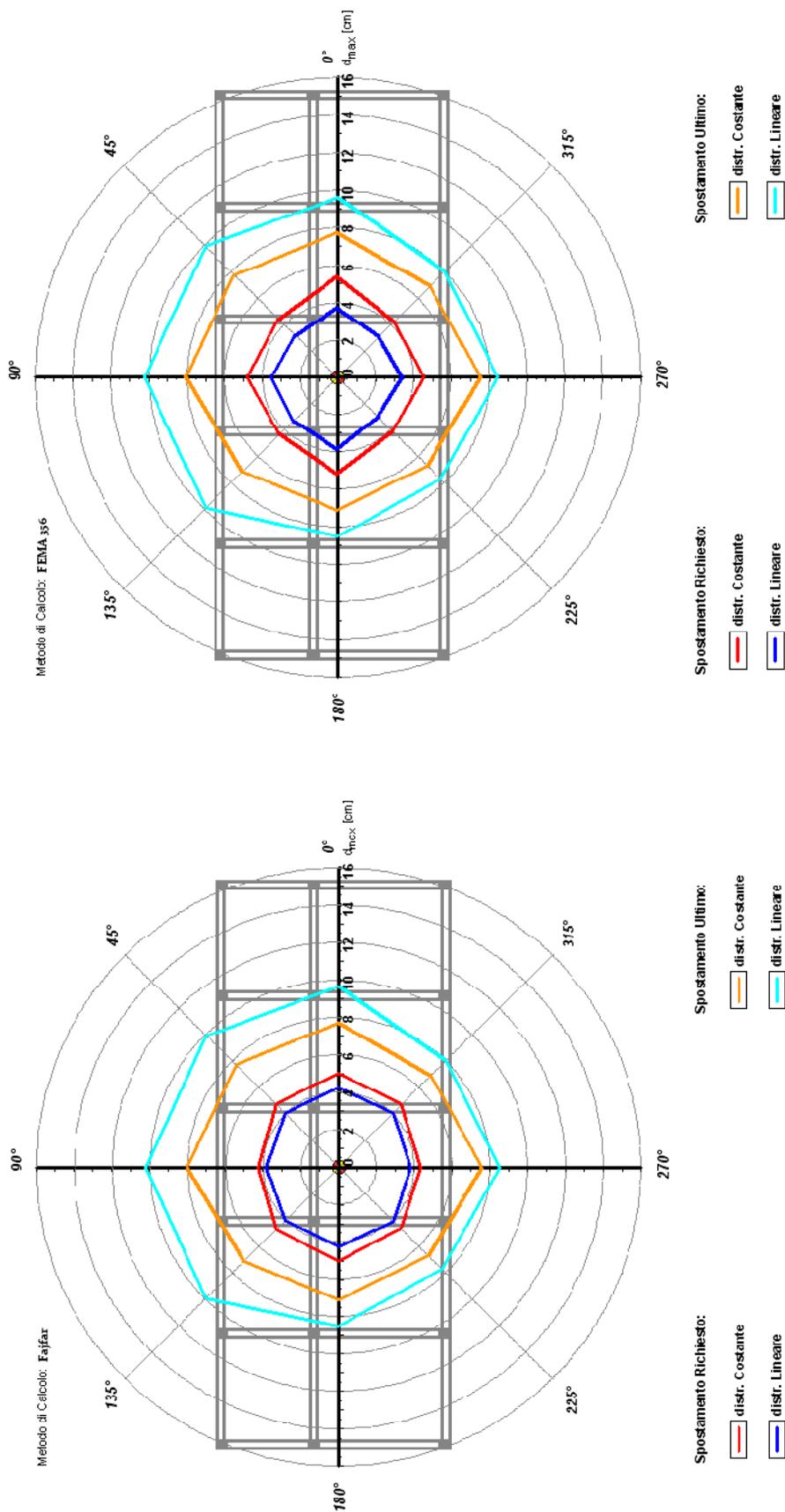


Figura 6-58. Edificio 5. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-57. Edificio 5. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

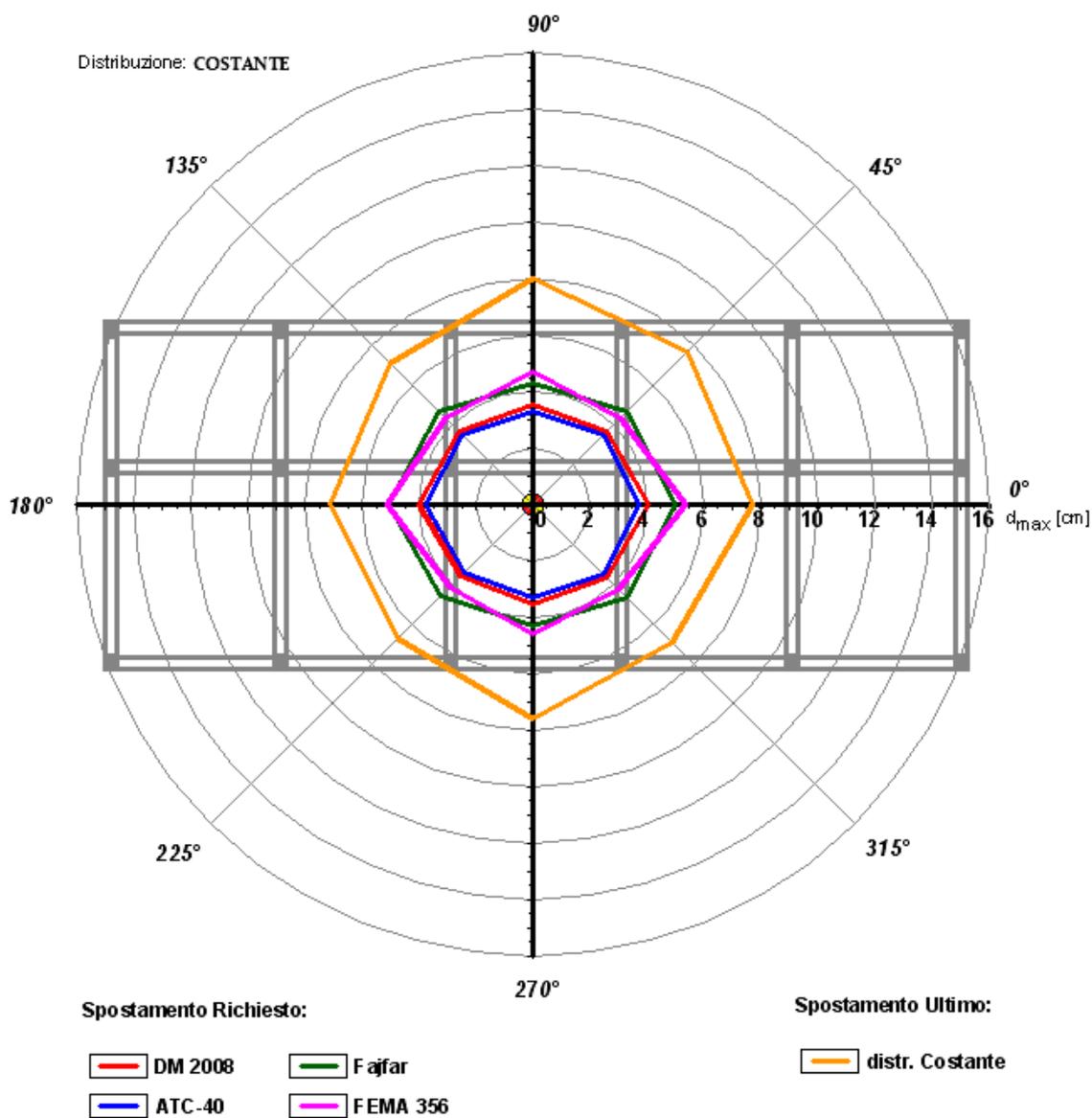


Figura 6-59. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio5 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

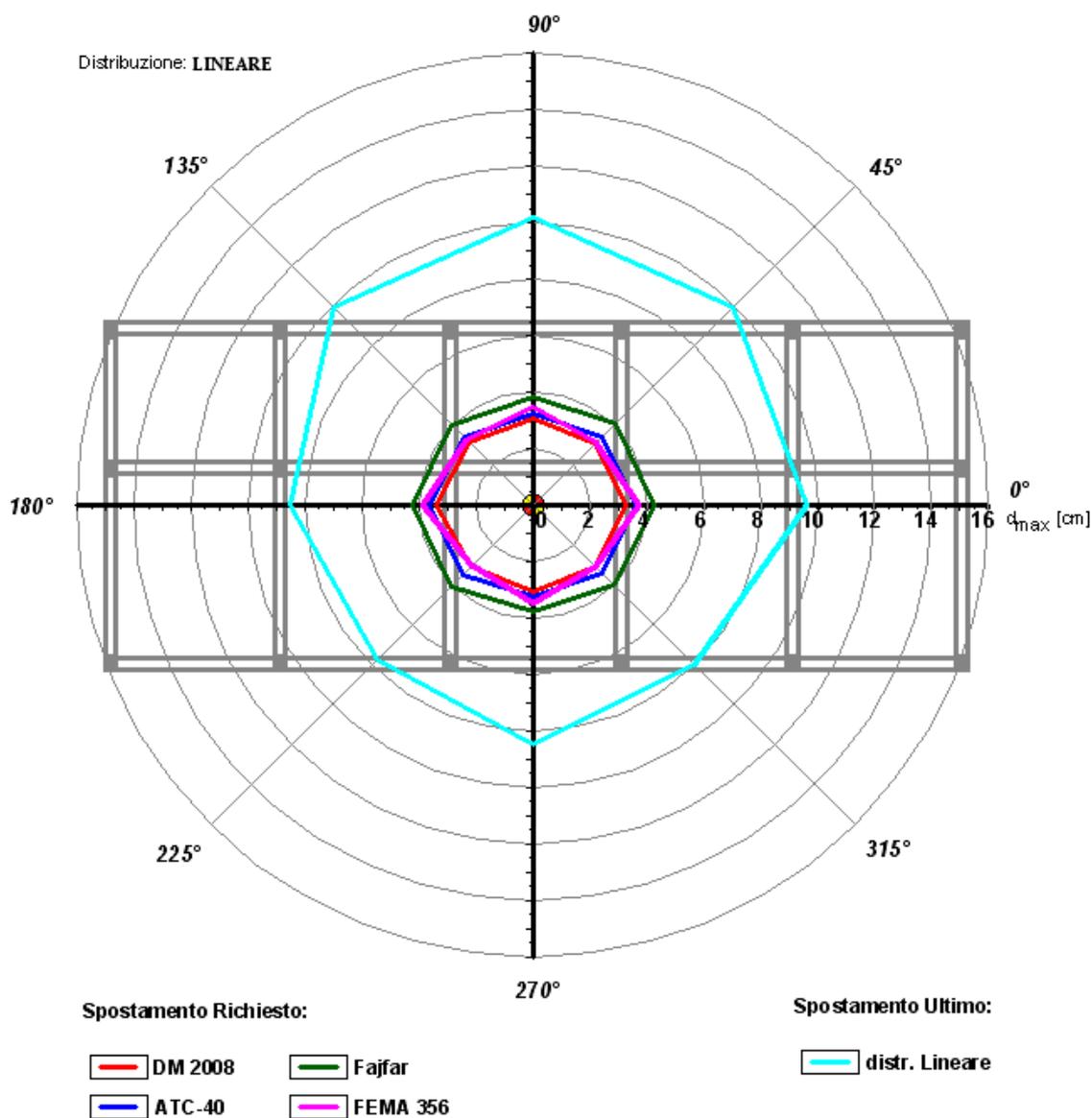


Figura 6-60. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio5 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{Co}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.810 | 1.273 | 2.700 |
| 0° L | 0.771 | 1.200 | 2.400 |
| 45° C | 0.862 | 1.387 | 3.267 |
| 45° L | 0.805 | 1.273 | 2.933 |
| 90° C | 0.676 | 1.087 | 2.700 |
| 90° L | 0.657 | 1.040 | 2.567 |
| 135° C | 0.824 | 1.320 | 3.133 |
| 135° L | 0.805 | 1.293 | 2.900 |
| 180° C | 0.824 | 1.320 | 2.733 |
| 180° L | 0.795 | 1.280 | 2.500 |
| 225° C | 0.848 | 1.360 | 3.233 |
| 225° L | 0.819 | 1.313 | 3.033 |
| 270° C | 0.700 | 1.127 | 2.783 |
| 270° L | 0.714 | 1.153 | 2.783 |
| 315° C | 0.800 | 1.287 | 3.117 |
| 315° L | 0.781 | 1.247 | 2.883 |

Tabella 6-35. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.6. Edificio 6

L'edificio ha una pianta di forma ad "L" ed ha sei impalcati, con altezza di interpiano pari a 3.60 m al primo livello, e pari a 3.20 m agli altri livelli; in Figura 6-61 è indicata schematicamente la carpenteria. Gli elementi strutturali sono stati progettati con riferimento al D. M. 2008; le sezioni dei pilastri al primo e secondo livello sono 40x70 cm, agli altri livelli sono 30x70 cm. Le sezioni delle travi sono 40x60 cm al primo e secondo livello, e 30x60 cm agli altri livelli.

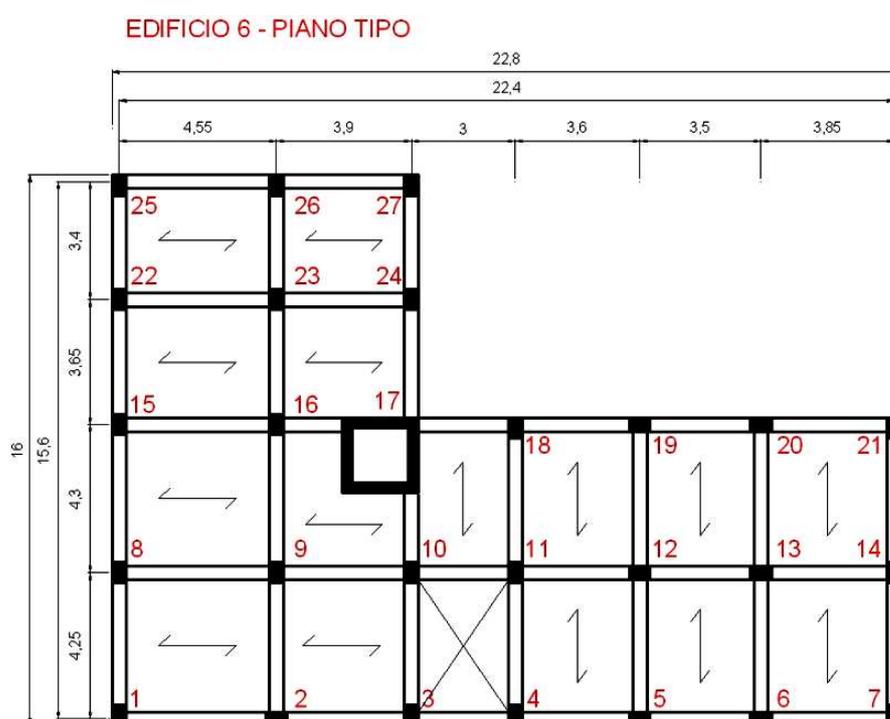


Figura 6-61. Geometria dell'edificio 6.

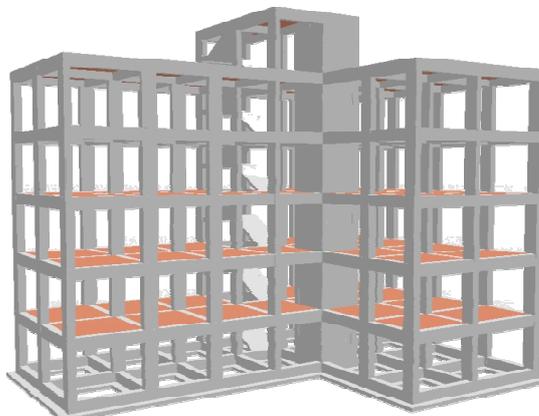


Figura 6-62. Modello 3D.

L'edificio è progettato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica italiana, ovvero il D.M. 2008, mediante un'analisi dinamica modale, con riferimento ad un suolo B e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.35g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "B", con un fattore di struttura pari a 3.90, in quanto l'edificio non è regolare né in elevazione né in pianta. Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Sezioni Pilastrini [cm] | Sezioni Travi [cm] |
|---------|-------------------------|--------------------|
| 6 | 30x70 | 30x60 |
| 5 | 30x70 | 30x60 |
| 4 | 30x70 | 30x60 |
| 3 | 40x70 | 40x60 |
| 2 | 40x70 | 40x60 |
| 1 | 40x70 | 40x60 |

Tabella 6-36. Sezioni degli elementi strutturali per ciascun livello.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|----------|-----------|-------------------|
| 6 | 19.60 | 66.79 |
| 5 | 16.40 | 334.27 |
| 4 | 13.20 | 361.62 |
| 3 | 10.00 | 388.84 |
| 2 | 6.80 | 395.66 |
| 1 | 3.60 | 387.92 |
| Σ | | 1935.10 |

Tabella 6-37. Masse sismiche dell'Edificio 6.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.3436 | 0.8978 | torsionale | 0.227 | 0.192 | 0.187 | 0.038 | 0.153 | 0.028 |
| 2 | 0.3232 | 0.8639 | preval. X | 0.227 | 0.204 | 0.187 | 0.041 | 0.153 | 0.03 |
| 3 | 0.2763 | 0.8763 | torsionale | 0.227 | 0.239 | 0.187 | 0.048 | 0.153 | 0.035 |
| 4 | 0.1228 | 0.3387 | torsionale | 0.261 | 0.44 | 0.183 | 0.088 | 0.15 | 0.065 |
| 5 | 0.1114 | 0.246 | locale | 0.272 | 0.44 | 0.177 | 0.088 | 0.145 | 0.065 |
| 6 | 0.1033 | 0.3085 | locale | 0.279 | 0.44 | 0.173 | 0.088 | 0.141 | 0.065 |
| 7 | 0.0967 | 0.3319 | locale | 0.285 | 0.44 | 0.17 | 0.088 | 0.139 | 0.065 |
| 8 | 0.0754 | 0.2051 | locale | 0.305 | 0.44 | 0.159 | 0.088 | 0.13 | 0.065 |
| 9 | 0.0697 | 0.1989 | locale | 0.31 | 0.44 | 0.156 | 0.088 | 0.127 | 0.065 |
| 10 | 0.0667 | 0.1562 | locale | 0.313 | 0.44 | 0.155 | 0.088 | 0.126 | 0.065 |
| 11 | 0.0612 | 0.1003 | locale | 0.318 | 0.44 | 0.152 | 0.088 | 0.124 | 0.065 |
| 12 | 0.0604 | 0.1071 | locale | 0.319 | 0.44 | 0.152 | 0.088 | 0.123 | 0.065 |
| 13 | 0.0565 | 0.108 | locale | 0.322 | 0.44 | 0.15 | 0.088 | 0.122 | 0.065 |
| 14 | 0.0543 | 0.1077 | locale | 0.324 | 0.44 | 0.149 | 0.088 | 0.121 | 0.065 |
| 15 | 0.054 | 0.0854 | locale | 0.325 | 0.44 | 0.148 | 0.088 | 0.121 | 0.065 |
| 16 | 0.0523 | 0.088 | locale | 0.326 | 0.44 | 0.148 | 0.088 | 0.12 | 0.065 |
| 17 | 0.0516 | 0.1134 | locale | 0.327 | 0.44 | 0.147 | 0.088 | 0.12 | 0.065 |
| 18 | 0.0479 | 0.1756 | locale | 0.33 | 0.436 | 0.145 | 0.089 | 0.118 | 0.066 |
| 19 | 0.0469 | 0.5632 | locale | 0.331 | 0.434 | 0.145 | 0.09 | 0.118 | 0.067 |
| 20 | 0.0463 | 0.3071 | locale | 0.332 | 0.433 | 0.144 | 0.09 | 0.117 | 0.067 |
| 21 | 0.0453 | 0.4323 | locale | 0.333 | 0.431 | 0.144 | 0.091 | 0.117 | 0.068 |
| 22 | 0.045 | 0.0304 | locale | 0.333 | 0.431 | 0.144 | 0.091 | 0.117 | 0.068 |
| 23 | 0.044 | 0.2721 | locale | 0.334 | 0.429 | 0.143 | 0.092 | 0.117 | 0.069 |
| 24 | 0.0437 | 0.0877 | locale | 0.334 | 0.428 | 0.143 | 0.092 | 0.116 | 0.069 |

Tabella 6-38. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 6.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.0 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 0.0 | 0.0 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 1.79 | 1.79 |
| Al limite di Adattamento | 1.79 | 1.79 |

Tabella 6-39. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 6.

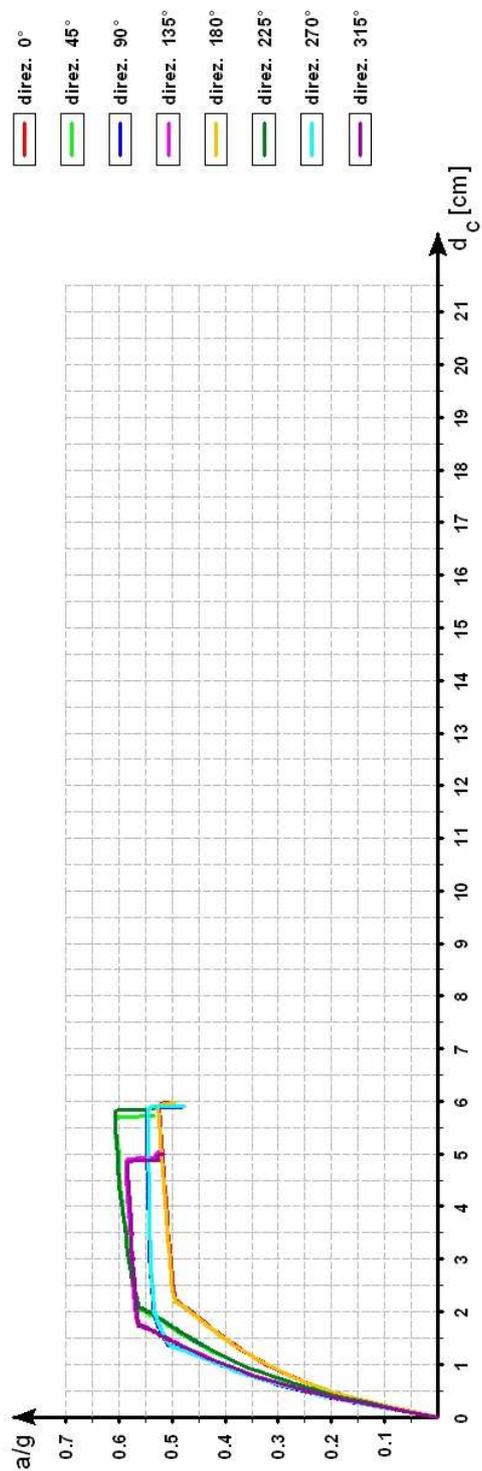


Figura 6-63. Edificio 6. Distribuzione Costante

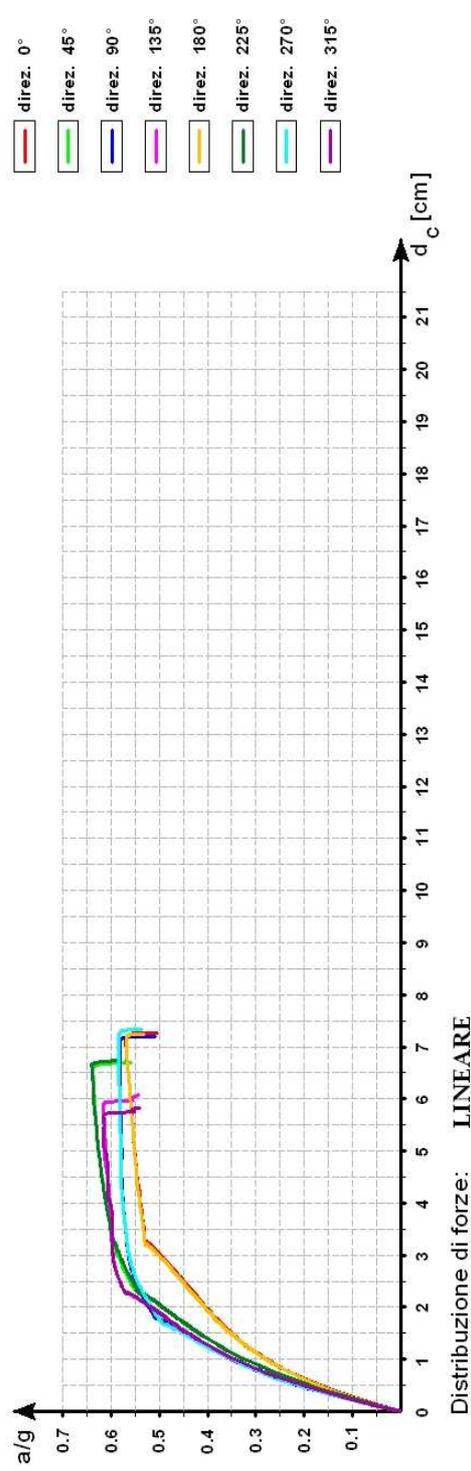


Figura 6-64. Edificio 6. Distribuzione Lineare

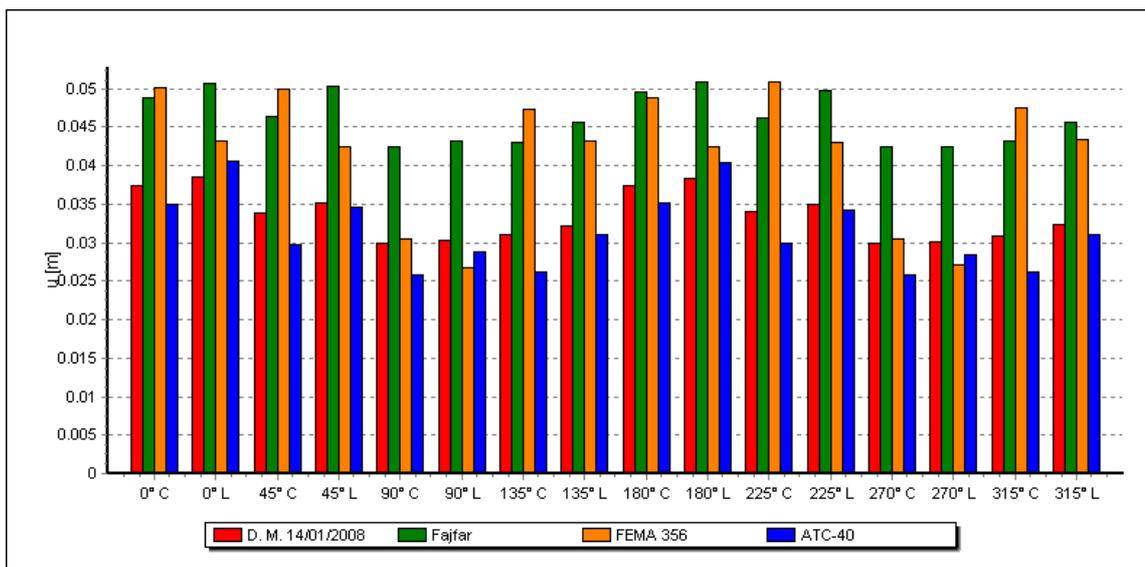


Figura 6-65. Valori dello spostamento per l'Edificio6 e per le varie analisi pushover.

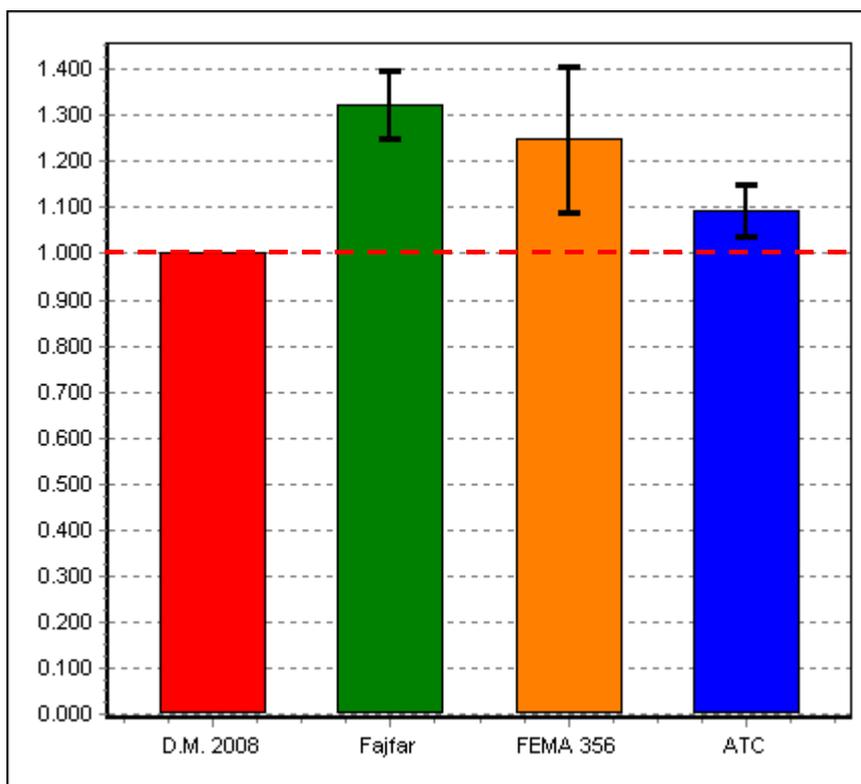


Figura 6-66. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio6.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.037 | 0.049 | 0.050 | 0.035 | 0.060 |
| 0° L | 0.033 | 0.044 | 0.037 | 0.035 | 0.073 |
| 45° C | 0.034 | 0.046 | 0.050 | 0.030 | 0.057 |
| 45° L | 0.032 | 0.045 | 0.038 | 0.031 | 0.067 |
| 90° C | 0.030 | 0.042 | 0.030 | 0.026 | 0.059 |
| 90° L | 0.027 | 0.038 | 0.023 | 0.025 | 0.072 |
| 135° C | 0.031 | 0.043 | 0.047 | 0.026 | 0.051 |
| 135° L | 0.029 | 0.041 | 0.039 | 0.028 | 0.061 |
| 180° C | 0.037 | 0.050 | 0.049 | 0.035 | 0.060 |
| 180° L | 0.033 | 0.044 | 0.037 | 0.035 | 0.073 |
| 225° C | 0.034 | 0.046 | 0.051 | 0.030 | 0.059 |
| 225° L | 0.031 | 0.045 | 0.039 | 0.031 | 0.067 |
| 270° C | 0.030 | 0.043 | 0.030 | 0.026 | 0.059 |
| 270° L | 0.026 | 0.037 | 0.024 | 0.025 | 0.073 |
| 315° C | 0.031 | 0.043 | 0.048 | 0.026 | 0.050 |
| 315° L | 0.029 | 0.041 | 0.039 | 0.028 | 0.058 |

Tabella 6-40. Verifica degli spostamenti dell'Edificio6.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 1.604 | 1.230 | 1.200 | 1.719 | 1.200 |
| 0° L | 2.192 | 1.670 | 1.957 | 2.086 | 1.670 |
| 45° C | 1.686 | 1.228 | 1.142 | 1.919 | 1.142 |
| 45° L | 2.120 | 1.482 | 1.754 | 2.154 | 1.482 |
| 90° C | 1.973 | 1.392 | 1.941 | 2.296 | 1.392 |
| 90° L | 2.717 | 1.905 | 3.077 | 2.846 | 1.905 |
| 135° C | 1.645 | 1.186 | 1.078 | 1.947 | 1.078 |
| 135° L | 2.118 | 1.491 | 1.576 | 2.186 | 1.491 |
| 180° C | 1.604 | 1.212 | 1.230 | 1.705 | 1.212 |
| 180° L | 2.199 | 1.663 | 1.989 | 2.092 | 1.663 |
| 225° C | 1.735 | 1.277 | 1.159 | 1.973 | 1.159 |
| 225° L | 2.141 | 1.502 | 1.731 | 2.175 | 1.502 |
| 270° C | 1.967 | 1.388 | 1.941 | 2.278 | 1.388 |
| 270° L | 2.776 | 1.962 | 3.080 | 2.932 | 1.962 |
| 315° C | 1.623 | 1.160 | 1.053 | 1.916 | 1.053 |
| 315° L | 2.000 | 1.418 | 1.487 | 2.079 | 1.418 |

Tabella 6-41. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

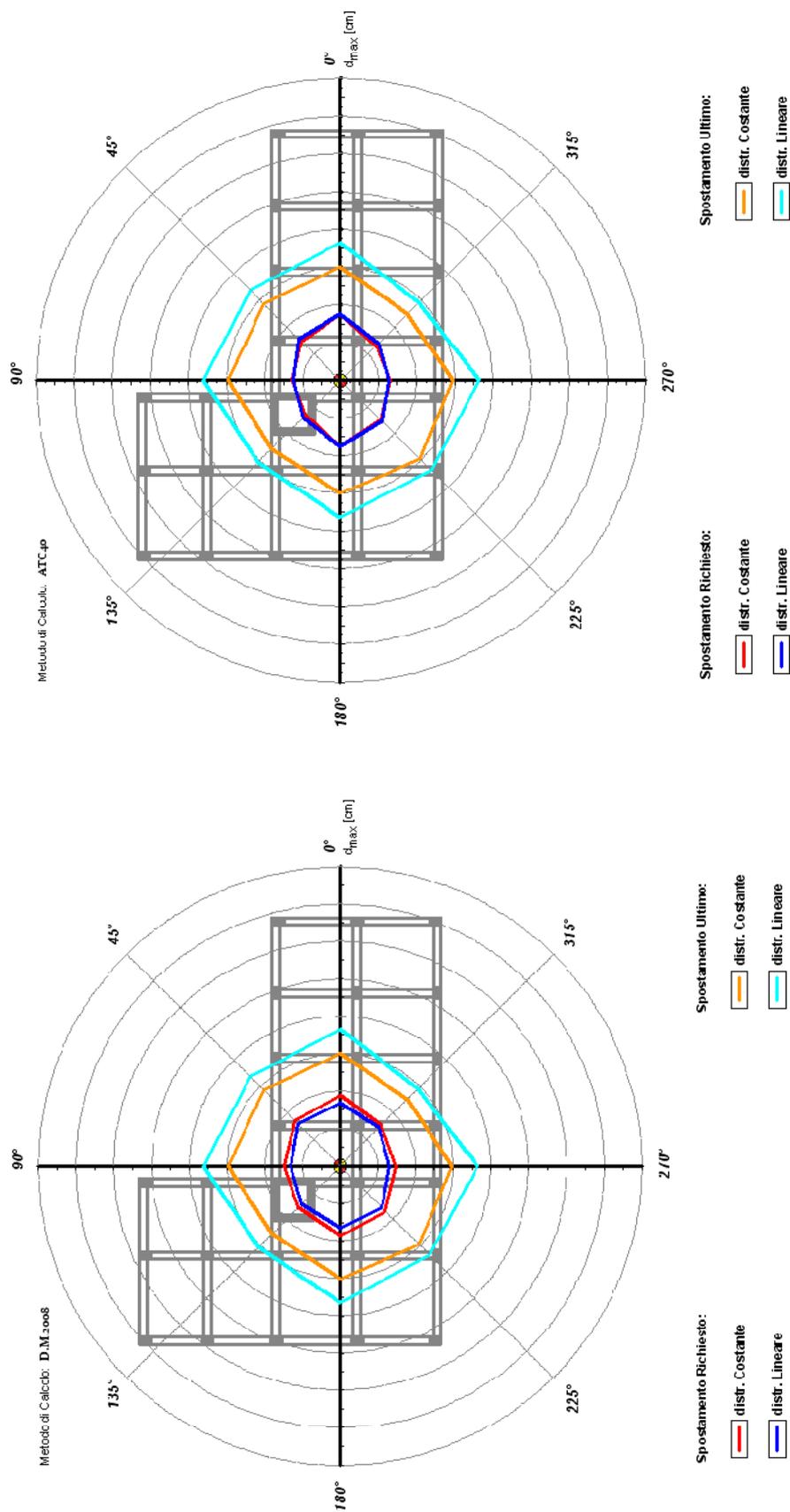


Figura 6-68. Edificio 6. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-67. Edificio 6. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

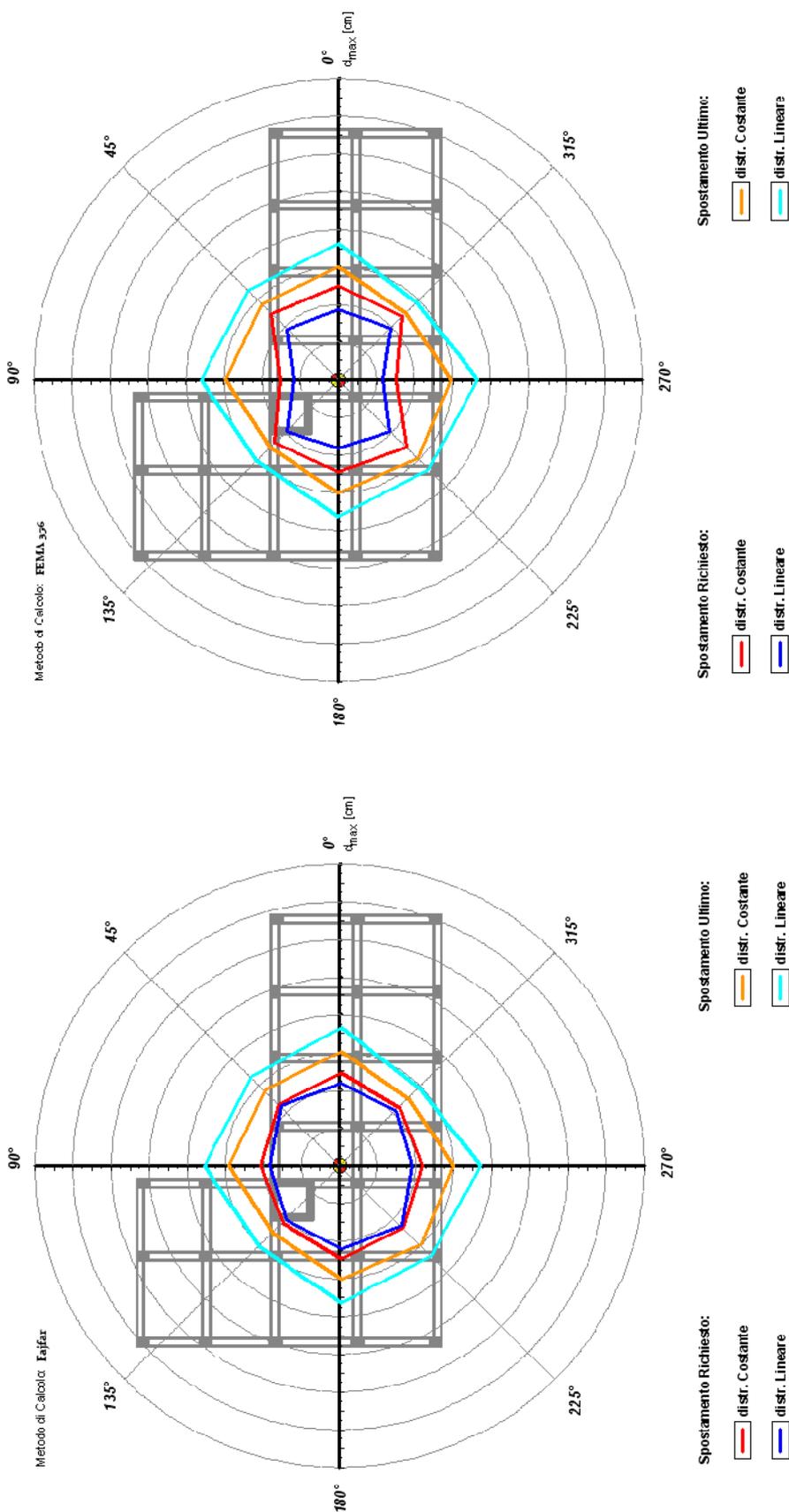


Figura 6-70. Edificio 6. Calcolo SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-69. Edificio 6. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356

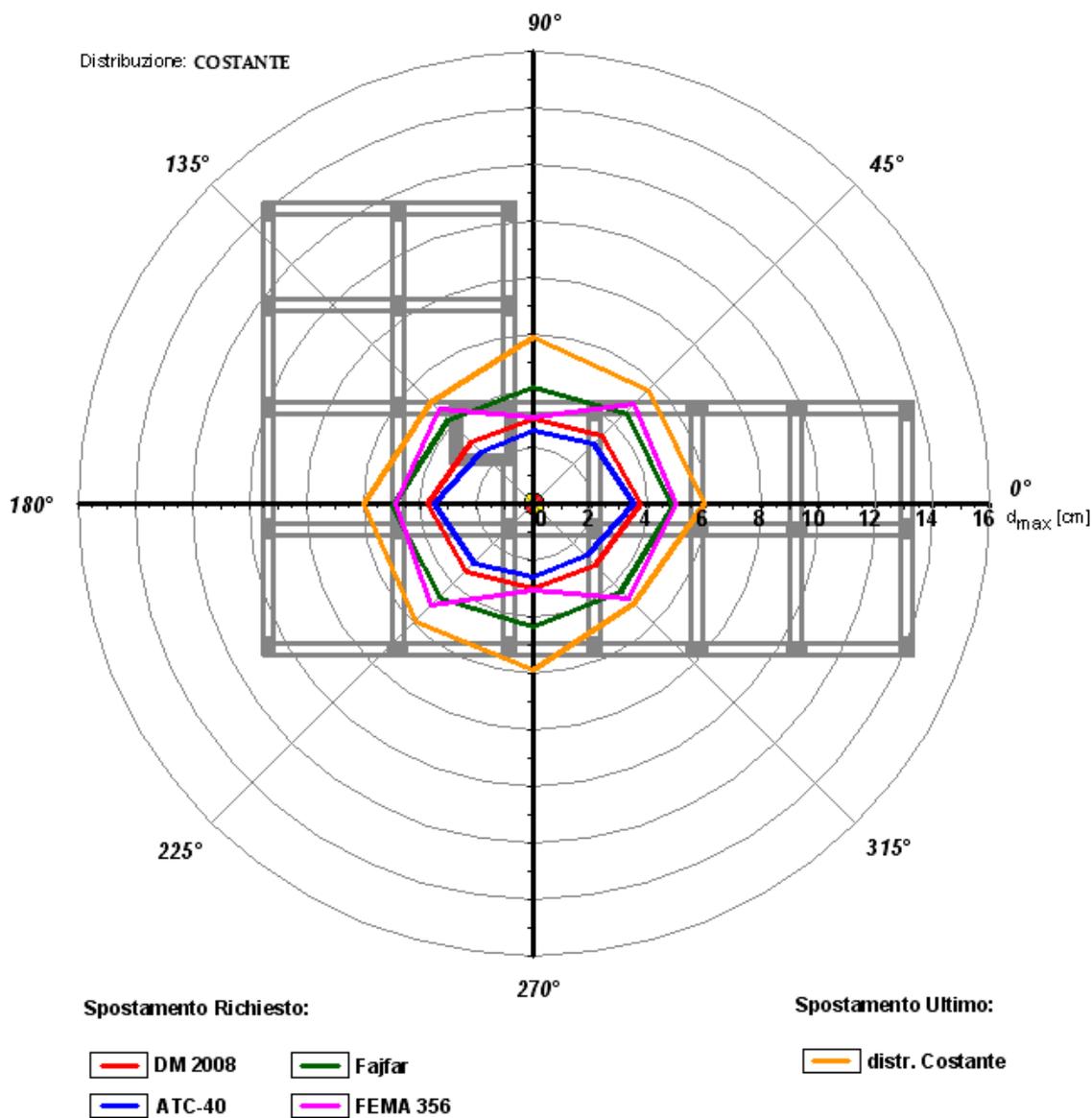


Figura 6-71. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio6 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

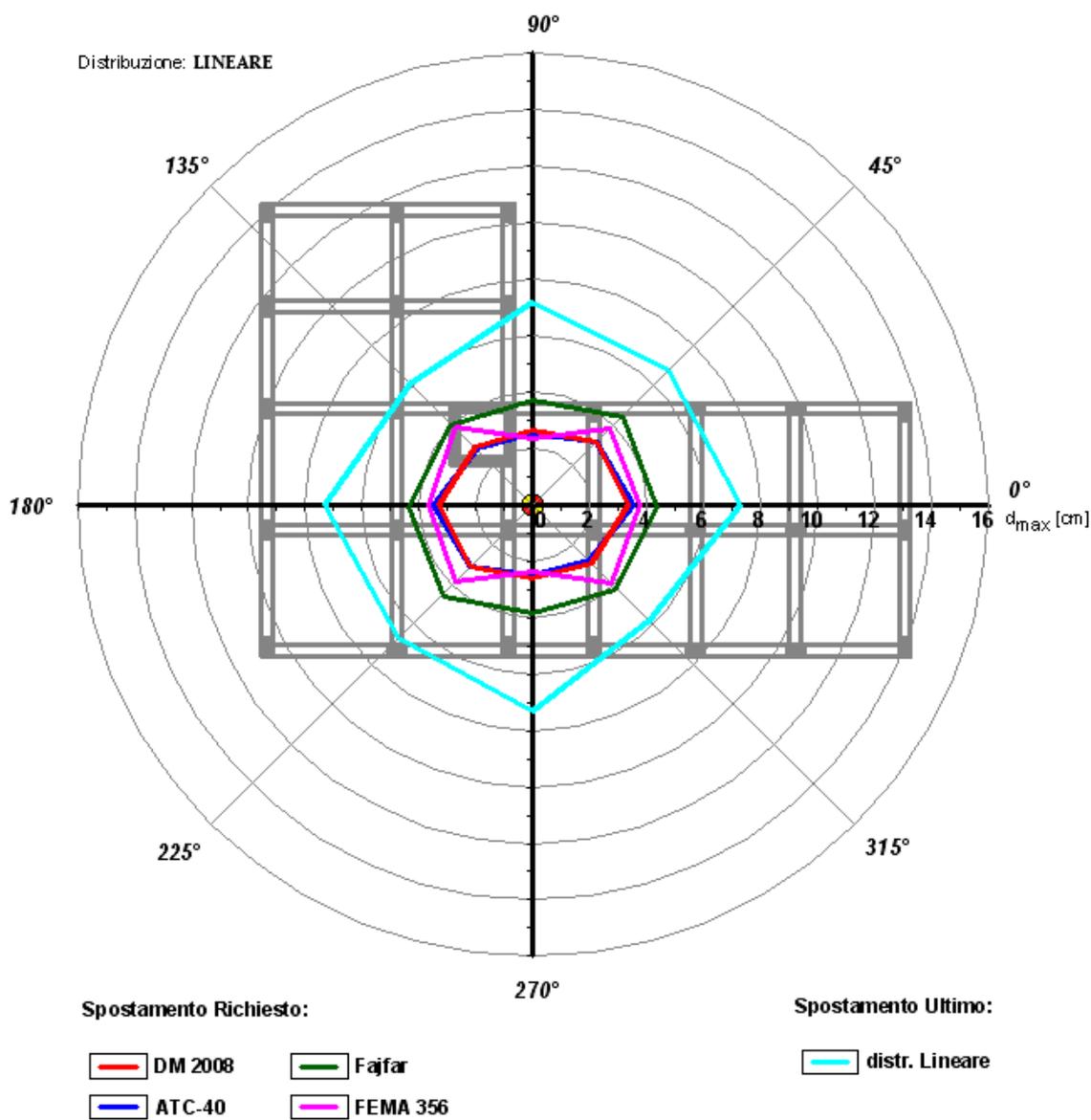


Figura 6-72. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio6 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{Co}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.9490 | 1.5286 | 3.6143 |
| 0° L | 1.0327 | 1.6600 | 3.8643 |
| 45° C | 1.1000 | 1.7686 | 4.1357 |
| 45° L | 1.1551 | 1.8600 | 4.2214 |
| 90° C | 0.9918 | 1.5943 | 3.9214 |
| 90° L | 1.0531 | 1.6857 | 4.1357 |
| 135° C | 1.0633 | 1.7086 | 4.1500 |
| 135° L | 1.1143 | 1.7914 | 4.3500 |
| 180° C | 0.9531 | 1.5314 | 3.6357 |
| 180° L | 1.0306 | 1.6571 | 3.8643 |
| 225° C | 1.1000 | 1.7686 | 4.1429 |
| 225° L | 1.1571 | 1.8629 | 4.2357 |
| 270° C | 0.9878 | 1.5886 | 3.9143 |
| 270° L | 1.0571 | 1.6914 | 4.1357 |
| 315° C | 1.0571 | 1.7000 | 4.1357 |
| 315° L | 1.1143 | 1.7886 | 4.3500 |

Tabella 6-42. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.1.7. Edificio 7

La geometria dell'edificio si rifà a quella di una struttura sita nel comune di Bonefro (CB), oggetto di ricerca nell'ambito del "BOB CODE Project" ("BOnefro Building - COmparison of Damage Estimates") coordinato dal Servizio Sismico Nazionale DPC. Ha una struttura intelaiata di 4 piani, di cui tre per alloggi. Il piano terra è invece adibito in parte a rimessa, in parte a porticato.

L'altezza di interpiano è pari a 2.90 m al primo livello, e pari a 3.10 m agli altri livelli; in Figura 6-73 è indicata schematicamente la carpenteria. Le sezioni dei pilastri al primo livello sono 35x35 cm, agli altri livelli sono 30x30 cm. Le sezioni delle travi emergenti sono 30x50 cm a tutti i livelli, ma sono presenti ad ogni livello anche delle travi a spessore.

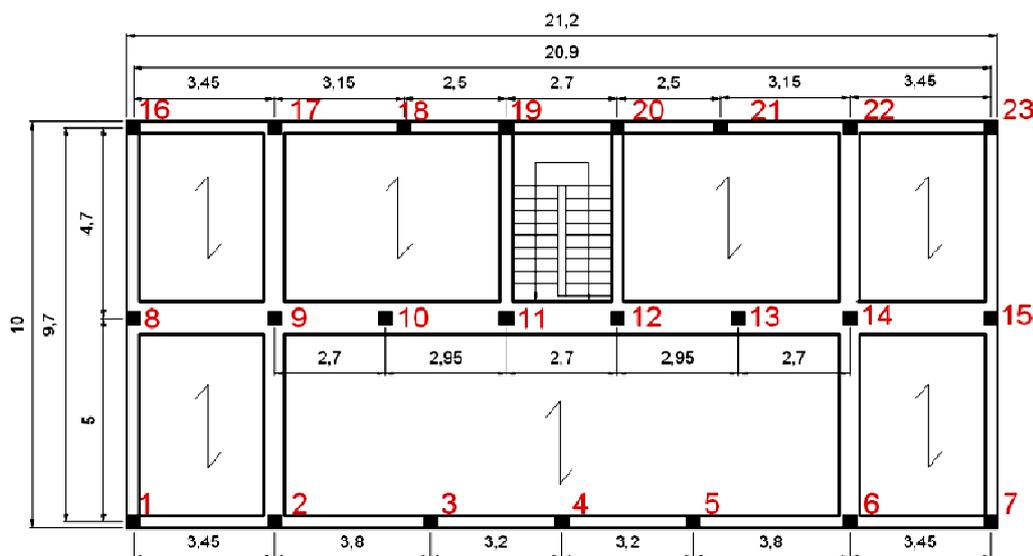


Figura 6-73. Geometria dell'edificio 7.

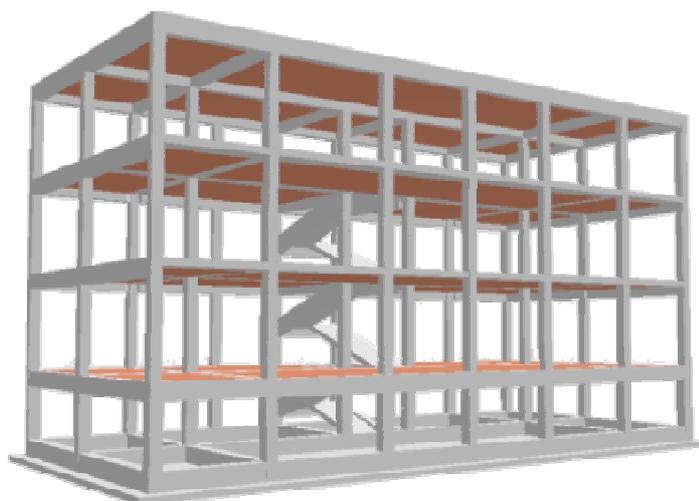


Figura 6-74. Modello 3D.

L'edificio è progettato con riferimento ad un suolo D e un'accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A pari a $a_g=0.25g$.

Il progetto è eseguito per classe di duttilità "B", con un fattore di struttura pari a 3.90, in quanto l'edificio non è regolare né in elevazione né in pianta, anche a causa della presenza delle travi a spessore. Per quanto riguarda i materiali, sono stati utilizzati un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ed un acciaio con tensione di snervamento pari a $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$.

| Livello | Quota [m] | Massa Sismica [t] |
|----------|-----------|-------------------|
| 4 | 12.20 | 172.71 |
| 3 | 9.10 | 215.68 |
| 2 | 6.00 | 213.14 |
| 1 | 2.90 | 214.56 |
| Σ | | 816.09 |

Tabella 6-43. Masse sismiche dell'Edificio 7.

| Modo | Periodo | Fattore Partecipazione | Forma | Accelerazione SLU | | Accelerazione SLD | | Accelerazione SLO | |
|------|---------|---------------------------|------------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|---------|
| | | | | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] | Aso [g] | Asv [g] |
| n | T [s] | Γ | | | | | | | |
| 1 | 0.5398 | 0.8623 | torsionale | 0.233 | 0.075 | 0.144 | 0.016 | 0.119 | 0.012 |
| 2 | 0.4228 | 0.8525 | torsionale | 0.233 | 0.096 | 0.144 | 0.021 | 0.119 | 0.016 |
| 3 | 0.4208 | 0.8514 | torsionale | 0.233 | 0.096 | 0.144 | 0.021 | 0.119 | 0.016 |
| 4 | 0.1737 | 0.3758 | torsionale | 0.272 | 0.233 | 0.133 | 0.051 | 0.11 | 0.038 |
| 5 | 0.172 | 0.3275 | torsionale | 0.273 | 0.235 | 0.133 | 0.051 | 0.11 | 0.038 |
| 6 | 0.151 | 0.3101 | torsionale | 0.285 | 0.268 | 0.127 | 0.058 | 0.105 | 0.044 |
| 7 | 0.104 | 0.1835 | torsionale | 0.313 | 0.27 | 0.116 | 0.059 | 0.096 | 0.044 |
| 8 | 0.1032 | 0.2385 | locale | 0.314 | 0.27 | 0.116 | 0.059 | 0.096 | 0.044 |
| 9 | 0.0943 | 0.2089 | torsionale | 0.319 | 0.27 | 0.114 | 0.059 | 0.094 | 0.044 |
| 10 | 0.0776 | 0.3096 | locale | 0.329 | 0.27 | 0.11 | 0.059 | 0.091 | 0.044 |
| 11 | 0.0769 | 0.2651 | locale | 0.329 | 0.27 | 0.11 | 0.059 | 0.09 | 0.044 |
| 12 | 0.0717 | 0.0625 | locale | 0.332 | 0.27 | 0.108 | 0.059 | 0.089 | 0.044 |
| 13 | 0.0709 | 0.1515 | locale | 0.333 | 0.27 | 0.108 | 0.059 | 0.089 | 0.044 |
| 14 | 0.0697 | 0.2651 | locale | 0.334 | 0.27 | 0.108 | 0.059 | 0.089 | 0.044 |
| 15 | 0.0666 | 0.0492 | locale | 0.335 | 0.27 | 0.107 | 0.059 | 0.088 | 0.044 |
| 16 | 0.0649 | 0.1374 | locale | 0.336 | 0.27 | 0.107 | 0.059 | 0.088 | 0.044 |
| 17 | 0.0627 | 0.0351 | locale | 0.338 | 0.27 | 0.106 | 0.059 | 0.088 | 0.044 |
| 18 | 0.0608 | 0.0504 | locale | 0.339 | 0.27 | 0.106 | 0.059 | 0.087 | 0.044 |
| 19 | 0.0581 | 0.016 | locale | 0.341 | 0.27 | 0.105 | 0.059 | 0.087 | 0.044 |
| 20 | 0.0578 | 0.4655 | locale | 0.341 | 0.27 | 0.105 | 0.059 | 0.087 | 0.044 |
| 21 | 0.0569 | 0.0307 | locale | 0.341 | 0.27 | 0.105 | 0.059 | 0.086 | 0.044 |
| 22 | 0.0565 | 0.1721 | locale | 0.341 | 0.27 | 0.105 | 0.059 | 0.086 | 0.044 |
| 23 | 0.0556 | 0.0071 | locale | 0.342 | 0.27 | 0.104 | 0.059 | 0.086 | 0.044 |
| 24 | 0.0546 | 0.5301 | locale | 0.343 | 0.27 | 0.104 | 0.059 | 0.086 | 0.044 |

Tabella 6-44. Risultati dell'analisi spettrale per l'Edificio 6.

| Ridistribuzione Tensionale | S. L. UL. | S. L. SV. |
|----------------------------|-----------|-----------|
| Ridistribuzione Media in % | 0.0 | 0.0 |
| Riduzione Massima in % | 0.0 | 0.0 |
| Fattori di Sicurezza | S. L. UL. | S. L. SV. |
| Al limite Elastico | 1.55 | 1.55 |
| Al limite di Adattamento | 1.55 | 1.55 |

Tabella 6-45. Risultati dell'analisi a Shakedown per l'Edificio 7.

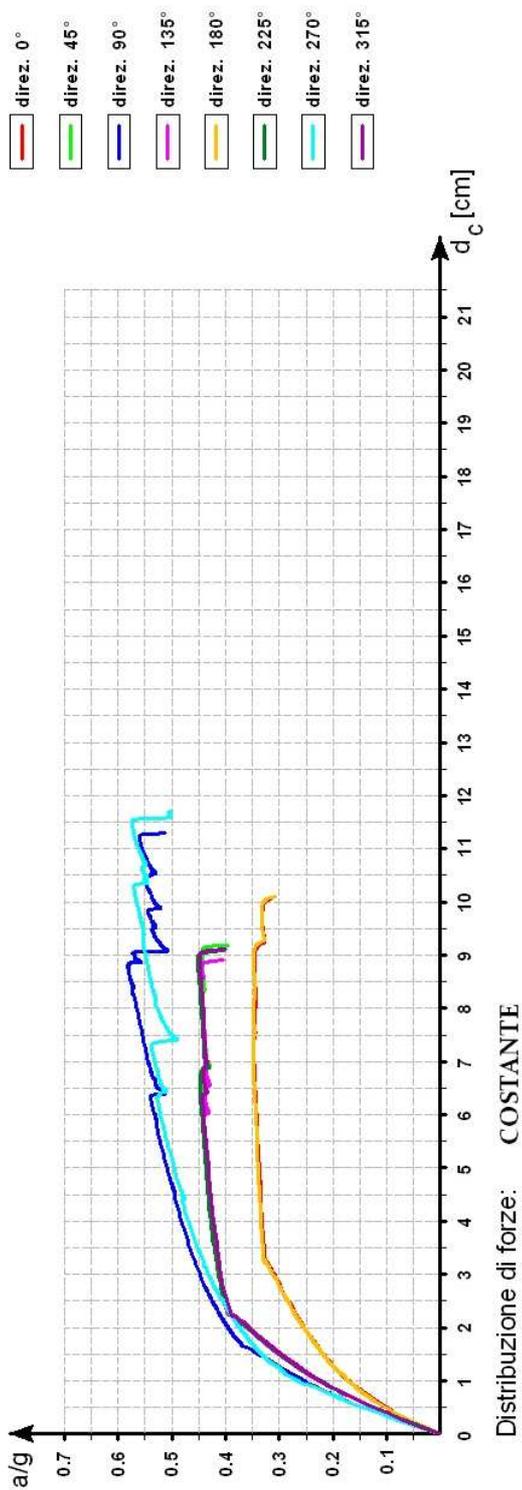


Figura 6-75. Edificio 7. Distribuzione Costante

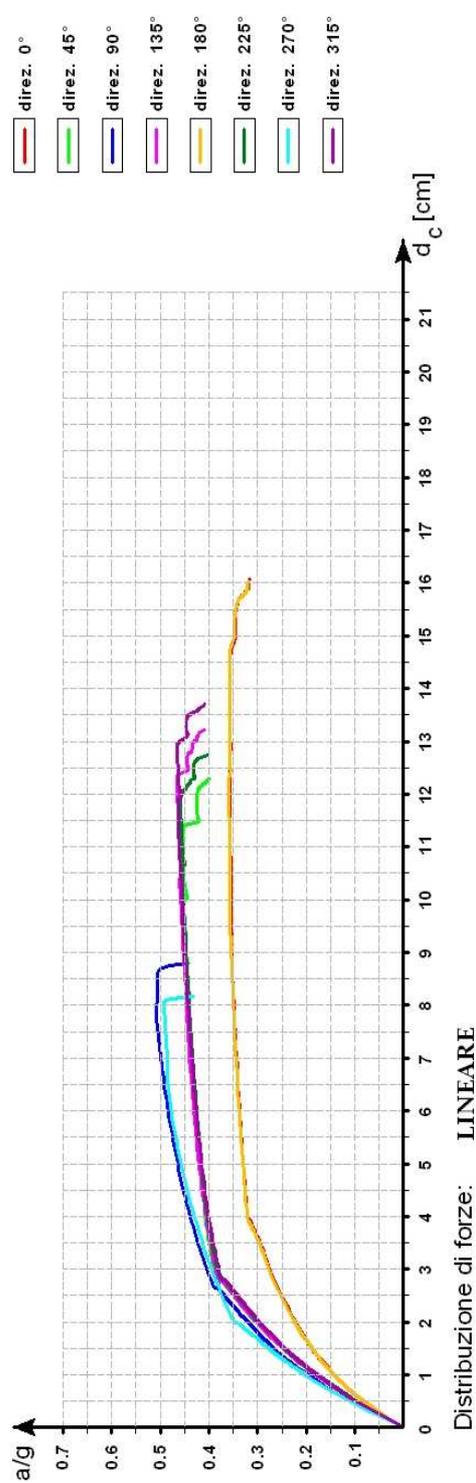


Figura 6-76. Edificio 7. Distribuzione Lineare

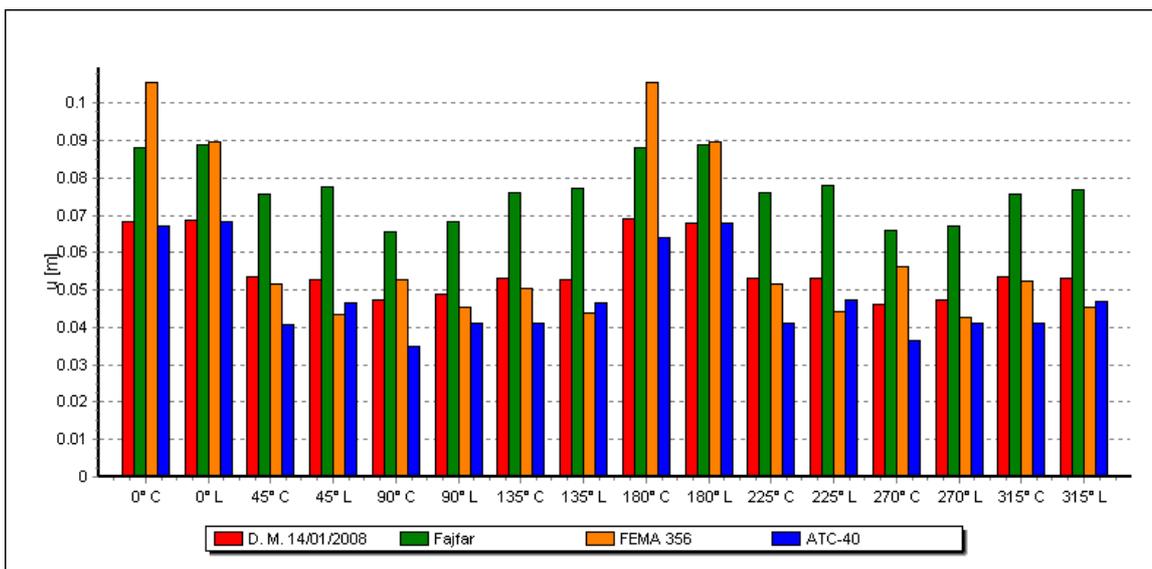


Figura 6-77. Valori dello spostamento per l'Edificio7 e per le varie analisi pushover.

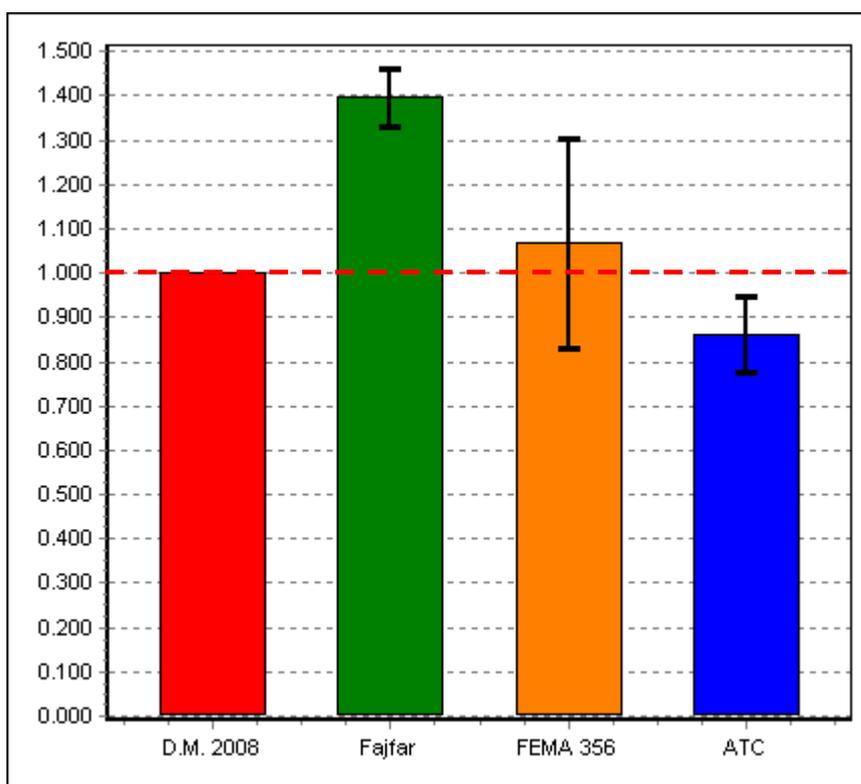


Figura 6-78. Statistiche dei valori dello spostamento per l'Edificio7.

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.068 | 0.088 | 0.105 | 0.067 | 0.101 |
| 0° L | 0.059 | 0.076 | 0.077 | 0.059 | 0.161 |
| 45° C | 0.053 | 0.076 | 0.052 | 0.041 | 0.092 |
| 45° L | 0.045 | 0.066 | 0.037 | 0.040 | 0.123 |
| 90° C | 0.047 | 0.065 | 0.053 | 0.035 | 0.113 |
| 90° L | 0.042 | 0.058 | 0.039 | 0.035 | 0.088 |
| 135° C | 0.053 | 0.076 | 0.051 | 0.041 | 0.089 |
| 135° L | 0.045 | 0.066 | 0.037 | 0.040 | 0.132 |
| 180° C | 0.069 | 0.088 | 0.105 | 0.064 | 0.101 |
| 180° L | 0.059 | 0.076 | 0.077 | 0.059 | 0.161 |
| 225° C | 0.053 | 0.076 | 0.052 | 0.041 | 0.091 |
| 225° L | 0.045 | 0.066 | 0.038 | 0.040 | 0.127 |
| 270° C | 0.046 | 0.066 | 0.056 | 0.036 | 0.117 |
| 270° L | 0.040 | 0.057 | 0.036 | 0.035 | 0.082 |
| 315° C | 0.054 | 0.076 | 0.052 | 0.041 | 0.091 |
| 315° L | 0.045 | 0.065 | 0.039 | 0.040 | 0.137 |

Tabella 6-46. Verifica degli spostamenti dell'Edificio7.

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 1.485 | 1.148 | 0.962 | 1.507 | 0.962 |
| 0° L | 2.729 | 2.118 | 2.091 | 2.729 | 2.091 |
| 45° C | 1.736 | 1.211 | 1.769 | 2.244 | 1.211 |
| 45° L | 2.733 | 1.864 | 3.324 | 3.075 | 1.864 |
| 90° C | 2.404 | 1.738 | 2.132 | 3.229 | 1.738 |
| 90° L | 2.095 | 1.517 | 2.256 | 2.514 | 1.517 |
| 135° C | 1.679 | 1.171 | 1.745 | 2.171 | 1.171 |
| 135° L | 2.933 | 2.000 | 3.568 | 3.300 | 2.000 |
| 180° C | 1.464 | 1.148 | 0.962 | 1.578 | 0.962 |
| 180° L | 2.729 | 2.118 | 2.091 | 2.729 | 2.091 |
| 225° C | 1.717 | 1.197 | 1.750 | 2.220 | 1.197 |
| 225° L | 2.822 | 1.924 | 3.342 | 3.175 | 1.924 |
| 270° C | 2.543 | 1.773 | 2.089 | 3.250 | 1.773 |
| 270° L | 2.050 | 1.439 | 2.278 | 2.343 | 1.439 |
| 315° C | 1.685 | 1.197 | 1.750 | 2.220 | 1.197 |
| 315° L | 3.044 | 2.108 | 3.513 | 3.425 | 2.108 |

Tabella 6-47. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi.

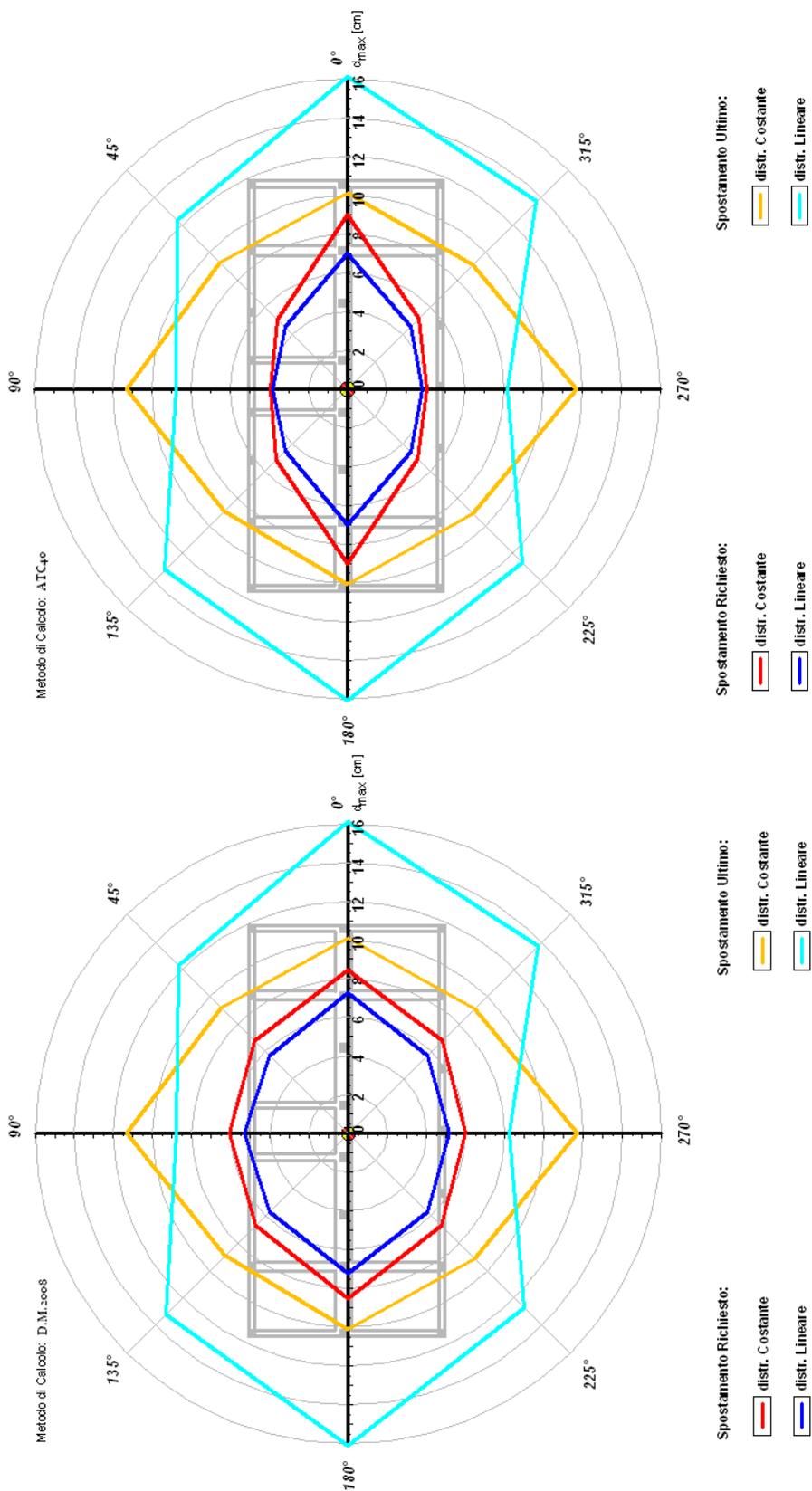


Figura 6-80. Edificio 7. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008

Figura 6-79. Edificio 7. Calcolo SDOF con metodo ATC-40

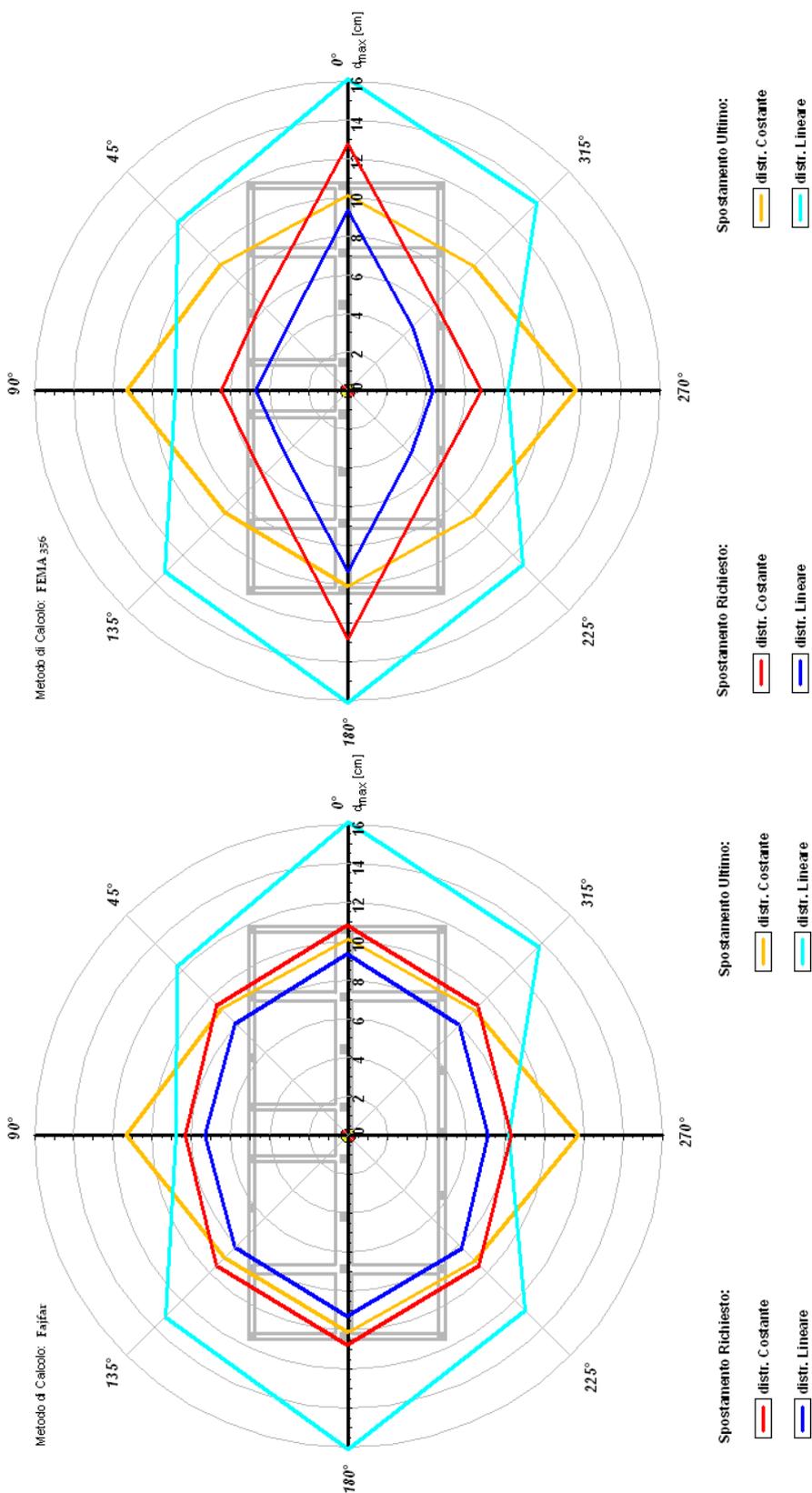


Figura 6-82. Edificio SDOF con metodo Fajfar

Figura 6-81. Edificio SDOF con metodo FEMA 356

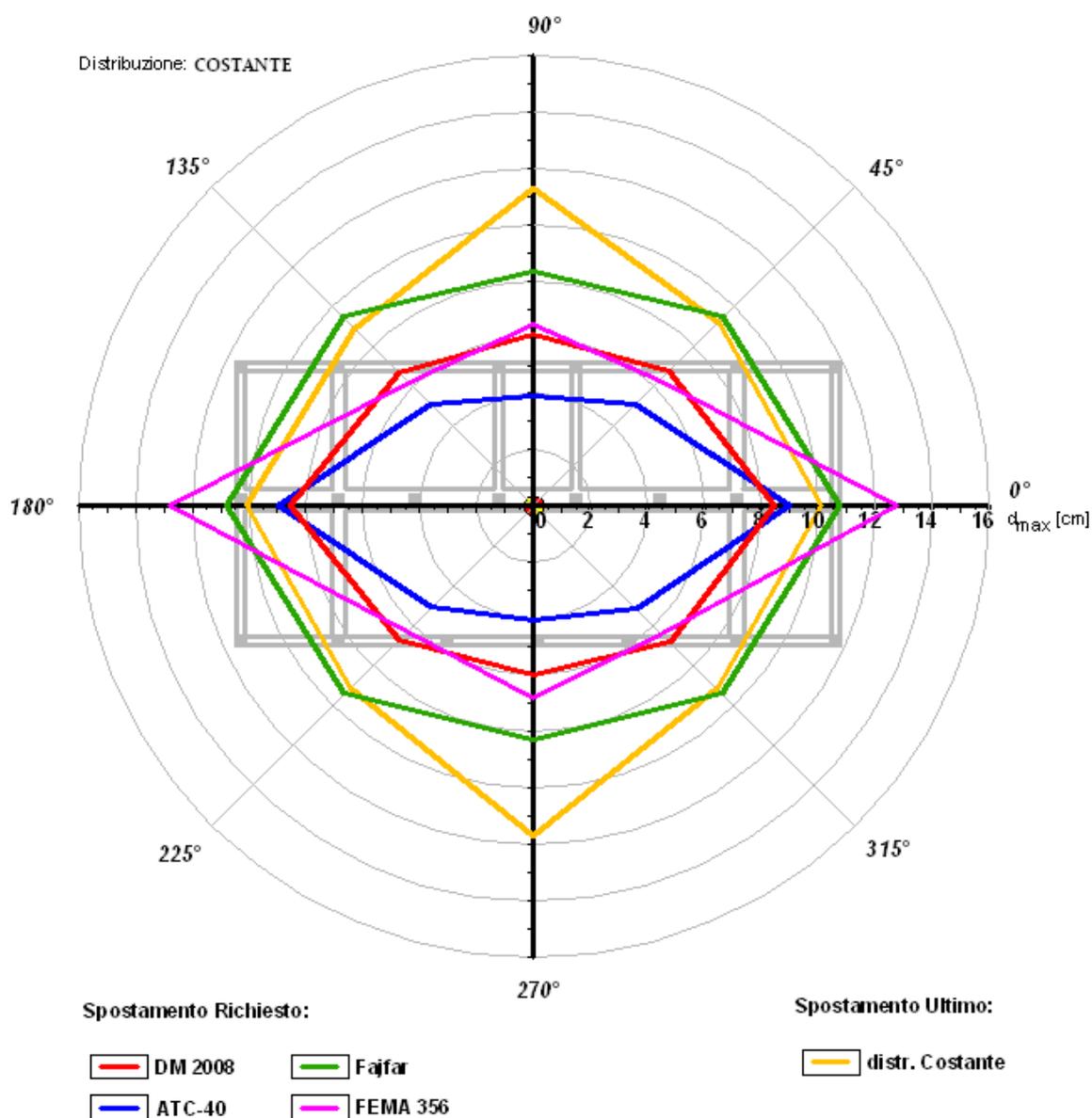


Figura 6-83. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio7 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante.

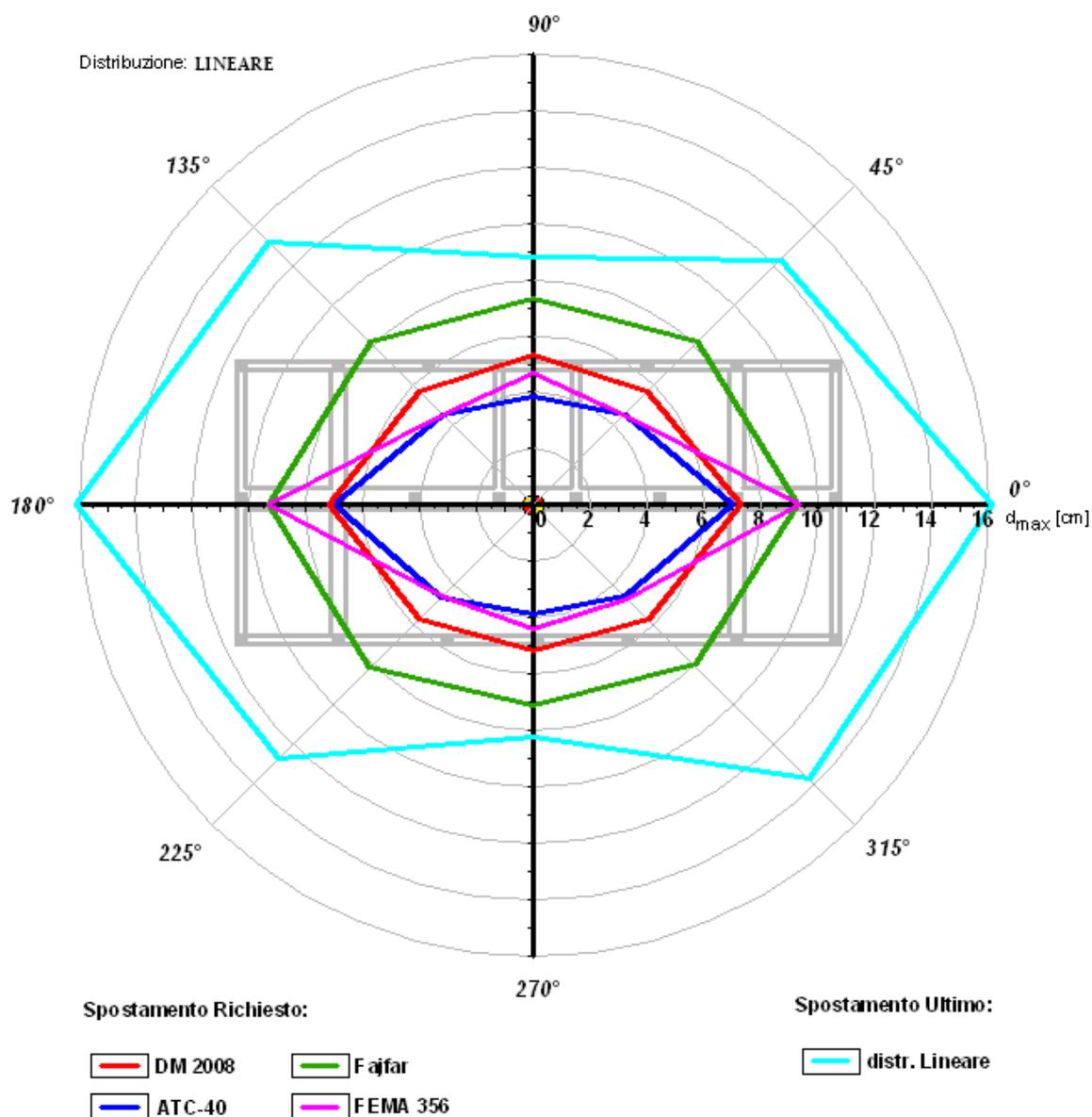


Figura 6-84. Confronto fra gli spostamenti dell'Edificio7 calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare.

| Curva | $PGA_{CO}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.880 | 1.416 | 3.050 |
| 0° L | 0.906 | 1.460 | 2.970 |
| 45° C | 1.131 | 1.816 | 3.940 |
| 45° L | 1.154 | 1.836 | 3.870 |
| 90° C | 1.471 | 2.000 | 4.180 |
| 90° L | 1.286 | 2.060 | 4.010 |
| 135° C | 1.129 | 1.792 | 3.910 |
| 135° L | 1.180 | 1.868 | 3.830 |
| 180° C | 0.886 | 1.420 | 3.060 |
| 180° L | 0.909 | 1.464 | 2.970 |
| 225° C | 1.143 | 1.824 | 3.930 |
| 225° L | 1.163 | 1.848 | 3.820 |
| 270° C | 1.454 | 2.124 | 3.990 |
| 270° L | 1.246 | 2.004 | 3.930 |
| 315° C | 1.134 | 1.800 | 3.860 |
| 315° L | 1.180 | 1.888 | 3.760 |

Tabella 6-48. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

6.2. Risultati ottenuti

Dai risultati delle analisi effettuate sui vari edifici tests si può notare come vi siano evidenti differenze fra gli spostamenti ottenuti attraverso i diversi metodi.

E' stata effettuata una valutazione complessiva tramite il calcolo dei valori medi degli spostamenti, normalizzati rispetto al valore di spostamento di riferimento, ossia lo spostamento calcolato tramite la procedura suggerita nel D.M. 2008. La media e lo scarto quadratico medio sono stati poi calcolati tenendo conto di tutti gli spostamenti di tutti gli edifici studiati. I risultati sono mostrati in Figura 6-85.

Si possono evidenziare degli aspetti comuni a tutti gli edifici considerati. I valori di spostamento ottenuti tramite il metodo Fajfar sono i più cautelativi rispetto a quelli ottenuti attraverso gli altri metodi, in quanto forniscono in media valori più alti, e presentano anche uno scarto quadratico medio inferiore rispetto alle altre procedure. I valori ottenuti con la procedura FEMA sono in media di poco differenti rispetto a quelli ottenuti con la procedura suggerita dal D.M. 2008,

anche se c'è comunque uno scarto maggiore; i valori ottenuti tramite la procedura ATC-40, infine, sono inferiori rispetto a quelli ottenuti con la procedura suggerita dal D.M. 2008, ma presentano nel complesso lo scarto più grande.

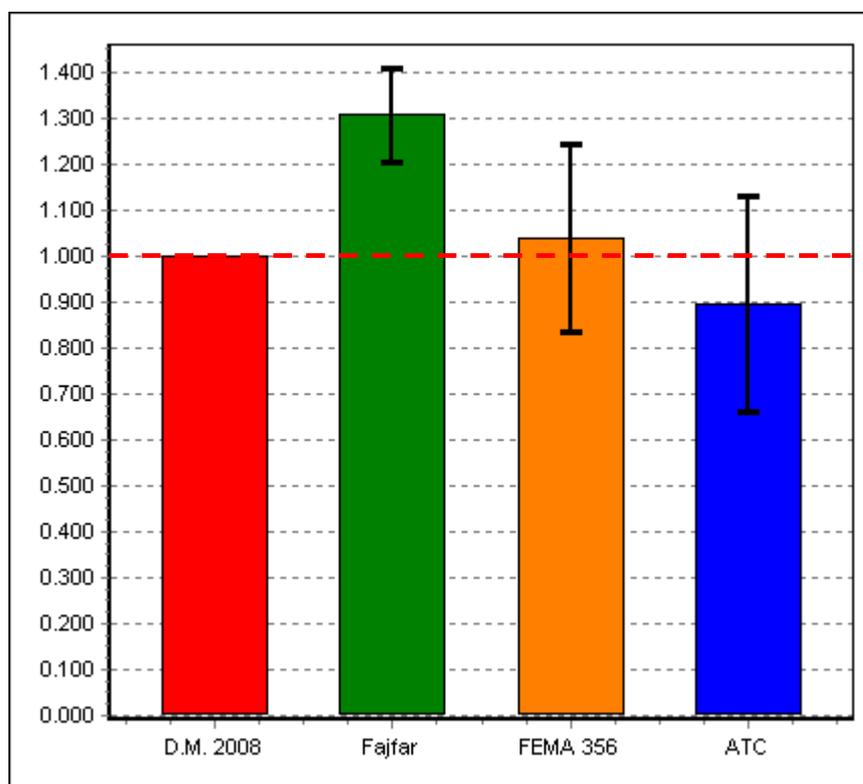


Figura 6-85. Statistiche dei valori degli spostamenti di tutti gli edifici.

Le stesse considerazioni possono essere effettuate anche a partire dalle verifiche effettuate sulla base degli spostamenti; infatti le verifiche condotte con gli spostamenti ricavati attraverso il metodo del D.M. 2008 e il metodo ATC-40 risultano in tutti i casi ampiamente soddisfatte, e valori del rapporto d_c / d_{\max} abbastanza alti. Le verifiche effettuate a partire, invece, dagli spostamenti ricavati col metodo Fajfar sono le più cautelative e forniscono valori del rapporto d_c / d_{\max} più bassi.

Dall'analisi dei diagrammi polari si evidenzia una maggiore debolezza dell'edificio in direzione Y, a causa della presenza di travi a spessore e dell'assenza di telai resistenti.

Il metodo Fajfar ed il metodo FEMA evidenziano maggiormente questo comportamento, in quanto forniscono valori di spostamento più vicini al valore di spostamento massimo per la direzione Y rispetto alla direzione X. Il metodo del D.M. 2008 e quello della ATC-40 invece forniscono valori di spostamento meno cautelativi, ossia più piccoli rispetto al valore di spostamento massimo nella direzione considerata.

Dai confronti riportati in Figura 6-83 ed in Figura 6-84 si nota inoltre come l'edificio risulti poco sicuro, in particolare nel caso di distribuzione di forze costante, in quanto tale distribuzione comporta il formarsi di un meccanismo di piano soffice, al piano terra dell'edificio. Nel caso di distribuzione lineare tale meccanismo non viene messo in evidenza in quanto si verifica una maggiore distribuzione delle plasticizzazioni anche ai piani superiori.

Dalla verifica sul rapporto dei valori di PGA in corrispondenza dei vari stati limite (Tabella 6-48), infine, si nota come l'edificio allo stato limite di salvaguardia della vita risulti poco sicuro, e come risulti assolutamente non sicuro nel caso di stato limite di collasso.

Capitolo 7. CONFRONTO FRA LA VERIFICA CON ANALISI MODALE E LA VERIFICA PUSHOVER

7.1. Valutazione del fattore di struttura tramite analisi modale e analisi pushover

La valutazione della sicurezza condotta unicamente tramite l'analisi pushover è fortemente influenzata dalle assunzioni semplificative fatte, che non sempre trovano un pieno riscontro nella realtà sempre molto complessa ed articolata del comportamento strutturale. L'analisi pushover consente tuttavia di arricchire notevolmente le informazioni ottenute dall'analisi dinamica modale condotta in campo elastico ed insieme a questa fornisce un quadro complessivo utile ad una migliore e più affidabile dimensionamento della struttura. In particolare, permette di valutare, a valle del progetto delle armature, se effettivamente la struttura così progettata soddisfa le caratteristiche di duttilità richieste e quindi se il fattore di struttura utilizzato (assegnato da input) sia adeguato alle effettive risorse di duttilità della struttura.

Al fine di effettuare un confronto fra la verifica della struttura effettuata tramite l'analisi dinamica modale e l'analisi pushover, si è scelto di eseguire delle valutazioni circa i valori assunti dal fattore di struttura.

E' stato inizialmente eseguito il progetto delle armature, adottando il valore del fattore di struttura suggerito dalla normativa (D.M. 2008). Tramite l'analisi pushover è stato dunque possibile ricavare il valore numerico del fattore di struttura che porta ciascun edificio alla verifica limite dello SLV, e confrontare direttamente i due valori così ottenuti.

| Modello | Analisi Dinamica | Analisi pushover | |
|---------|------------------|------------------|-------------------|
| | q (progetto) | q | Fattore sicurezza |
| 1 | 3.90 | 4.98 | 1.551 |
| 2 | 5.85 | 5.89 | 1.271 |
| 3 | 3.90 | 3.90 | 1.138 |
| 4 | 5.85 | 7.97 | 1.583 |
| 5 | 5.85 | 5.85 | 1.017 |
| 6 | 3.90 | 4.87 | 1.471 |
| 7 | 3.90 | 2.38 | 0.688 |

Tabella 7-1. Confronto fra i valori del coefficiente di struttura q di progetto e quelli calcolati tramite l'analisi pushover.

Dai risultati ottenuti, e riportati nella Tabella 7-1, si può notare che in alcuni casi i due valori del fattore di struttura sono praticamente coincidenti, e questo accade in particolare per gli edifici n° 2, 3 e 5, per i quali si presentano anche i valori del fattore di struttura più vicini all'unità; questo evidenzia che gli edifici sono ben progettati, e che il dimensionamento è tale da soddisfare strettamente lo stato limite scelto in fase di progettazione.

Per quanto riguarda gli altri edifici, invece, il valore del fattore di struttura ricavato dall'analisi pushover si discosta da quello suggerito dalle norme, ed anche i fattori di sicurezza si discostano maggiormente dall'unità; ciò dipende dalla geometria della struttura e dal suo dimensionamento iniziale. In particolare, per l'edificio 7 si presenta un fattore di sicurezza inferiore all'unità, dovuto essenzialmente al sottodimensionamento degli elementi, a differenza di quanto accade invece per gli edifici 1, 4 e 6, per i quali invece la verifica di sicurezza è ampiamente soddisfatta.

Successivamente è stata eseguita una correzione iterativa del fattore di struttura, effettuata riprogettando di volta in volta l'edificio (senza tener conto della gerarchia delle resistenze) utilizzando i valori di q forniti dalle analisi pushover.

Il processo iterativo si arresta nel momento in cui la struttura risulta verificata al limite. I risultati sono riportati in Tabella 7-2.

| Modello | Analisi Dinamica | Analisi pushover | |
|---------|------------------|------------------|-------------------|
| | q (progetto) | q | Fattore sicurezza |
| 1 | 7.23 | 7.26 | 1.271 |
| 2 | 5.99 | 6.01 | 1.267 |
| 3 | 3.90 | 3.90 | 1.138 |
| 4 | 9.00 | 9.00 | 1.584 |
| 5 | 5.85 | 5.85 | 1.017 |
| 6 | 4.87 | 5.78 | 1.459 |
| 7 | 3.90 | 2.38 | 0.688 |

Tabella 7-2. Valori del coefficiente di struttura q necessari affinché l'analisi pushover sia verificata al limite.

Naturalmente, per gli edifici n° 1 e 4, i quali soddisfano ampiamente la verifica iniziale, si sono ottenuti dei valori del fattore di struttura molto alti; per gli edifici 6 e 7 il valore fattore di struttura necessario affinché la verifica risulti soddisfatta al limite è di poco differente rispetto a quello suggerito dalle norme.

7.2. Influenza del controllo di gerarchia delle resistenze sul fattore di struttura

Sono inoltre stati calcolati i valori assunti dal coefficiente di struttura tramite l'analisi pushover, a partire da una progettazione della struttura includendo o meno il controllo di Gerarchia delle Resistenze. I risultati (Tabella 7-3) mostrano che i valori sono abbastanza differenti nei due casi, infatti il controllo di Gerarchia delle Resistenze, essendo un tipo di controllo effettuato a priori, va ad agire sull'intera struttura, in maniera indistinta. Per alcune strutture, che già senza il controllo di Gerarchia delle Resistenze erano comunque ben progettate (es. Edifici n° 1, 2, 3 e 7) ciò comporta un aumento del fattore di struttura ed un conseguente aumento del fattore di sicurezza.

| Modello | Con controllo Gerarchia delle Resistenze | | Senza controllo Gerarchia delle Resistenze | |
|---------|--|-------------------|--|-------------------|
| | q | Fattore sicurezza | q | Fattore sicurezza |
| 1 | 5.85 | 1.838 | 4.98 | 1.551 |
| 2 | 6.17 | 1.890 | 5.89 | 1.271 |
| 3 | 5.03 | 1.705 | 3.90 | 1.138 |
| 4 | 7.31 | 1.855 | 7.97 | 1.583 |
| 5 | 5.85 | 1.485 | 5.85 | 1.017 |
| 6 | 4.34 | 1.188 | 4.87 | 1.471 |
| 7 | 4.33 | 1.080 | 2.38 | 0.688 |

Tabella 7-3. Valori del coefficiente di struttura q ricavati tramite l'analisi pushover, con o senza il controllo di gerarchia delle resistenze.

Nel complesso, confrontando il progetto con controllo di gerarchia delle resistenze e il progetto senza controllo di gerarchia delle resistenze (Tabella 7-4), si è riscontrato per tutte le strutture un notevole incremento della quantità totale di ferro, ovvero un incremento del rapporto ferro/calcestruzzo. Le quantità di ferri introdotte infatti per far fronte alla verifica di gerarchia delle resistenze sono consistenti, e vengono distribuite nell'intera struttura; ciò comunque comporta un notevole dispendio anche economico, a fronte di un comportamento della struttura non sempre migliore, in quanto l'aumento dell'armatura nella sezione non sempre implica un incremento della duttilità.

| Modello | Con controllo Gerarchia delle Resistenze | | Senza controllo Gerarchia delle Resistenze | |
|---------|--|-----------------------------|--|-----------------------------|
| | Quantità totale di ferro [qt] | Rapporto Ferro/Calcestruzzo | Quantità totale di ferro [qt] | Rapporto Ferro/Calcestruzzo |
| 1 | 416.64 | 1.34 | 400.24 | 1.29 |
| 2 | 708.57 | 1.41 | 595.50 | 1.19 |
| 3 | 442.27 | 2.21 | 321.89 | 1.61 |
| 4 | 317.85 | 2.08 | 208.41 | 1.36 |
| 5 | 529.04 | 2.03 | 394.16 | 1.51 |
| 6 | 562.32 | 1.41 | 492.98 | 1.24 |
| 7 | 301.09 | 1.91 | 272.34 | 1.73 |

Tabella 7-4. Quantità totali di ferro, con o senza il controllo di gerarchia delle resistenze.

Capitolo 8. APPLICAZIONE AD UN CASO REALE

Obiettivo principale del lavoro illustrato nel seguente capitolo è quello di evidenziare come l'analisi pushover, abbinata ad uno dei metodi per la identificazione della richiesta di spostamento, possa validamente predire il comportamento della struttura sotto gli effetti del sisma ipotizzato.

Si tratta quindi di definire una modellazione della struttura e dell'azione sismica affidabile, in grado di predire il comportamento sismico non lineare e i possibili meccanismi di danneggiamento.

Per conseguire questo obiettivo si è scelto di utilizzare come struttura di riferimento un edificio IACP sito nel comune di Bonefro (CB), oggetto di studio nell'ambito del progetto BOB-CODE (BOnefro Building COmparison of Damage Estimates).

Durante la sequenza sismica che colpì il Molise nel corso del 2002, il comune di Bonefro subì globalmente danni moderati ad esclusione di un edificio in c.a. di quattro piani, realizzato nel 1982-83 per l'IACP di Campobasso. In tale edificio l'evento del 31 ottobre 2002 ($M=5.4$) determinò danni strutturali notevoli che furono poi ulteriormente aggravati dall'evento successivo del 1 novembre 2002 ($M=5.3$) producendo complessivamente un danno stimabile in un grado 4 della Scala Macrosismica Europea del 1998.

Per il particolare interesse che ha suscitato la tipologia di danno verificatasi in tale edificio, esso è diventato oggetto di studio nell'ambito del progetto BOB-CODE.

8.1. Descrizione dell'edificio

L'edificio è a pianta rettangolare, costituito da quattro piani, di cui tre abitabili, per un totale di 6 alloggi, un sottotetto non abitabile e copertura a falde inclinate.

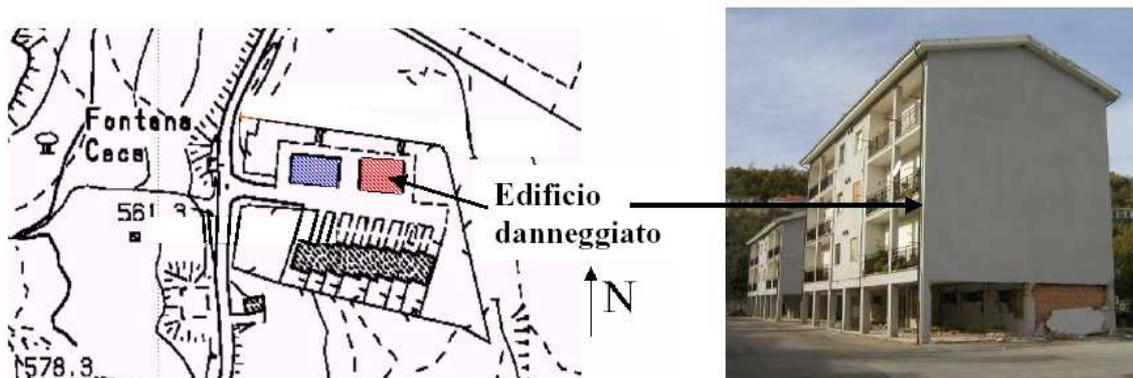


Figura 8-1. Planimetria generale.

La struttura, in calcestruzzo armato intelaiata è priva di particolari elementi irrigidenti; è costituita da 3 telai piani in direzione X, due con travi emergenti (telai esterni) ed uno con travi a spessore (telaio centrale), e da 4 telai piani in direzione Y, due con travi emergenti (esterni) e due con travi a spessore (centrali). Inoltre, è presente un vano scala con struttura della scala a soletta rampante. L'altezza del piano terra è pari a 2.9 m, mentre l'altezza di interpiano è pari a 3.1 m. La trave di colmo è ad un'altezza di 1.65 m dal solaio di sottotetto, per un'altezza complessiva dell'edificio di 13.85 m.



Figura 8-2. Prospetto Sud.

Le travi perimetrali sono emergenti di dimensioni 30cm x 50cm tranne che per il *II* e *III* livello, dove le travi in direzione X, sul lato opposto rispetto al corpo scale, sono a spessore e hanno dimensioni 80cm x 20cm, mentre quelle interne sono a spessore, 80cm x 20cm quelle principali in direzione X, 50cm x 20cm quelle secondarie in direzione Y. Tutti i pilastri dello stesso livello sono uguali: 35cm x 35cm al piano terra armati con 6 ϕ 16; 30cm x 30cm al *I* livello armati con 4 ϕ 16 + 2 ϕ 14; 30cm x 30cm al *II*, *III* e *IV* livello armati con 4 ϕ 16.

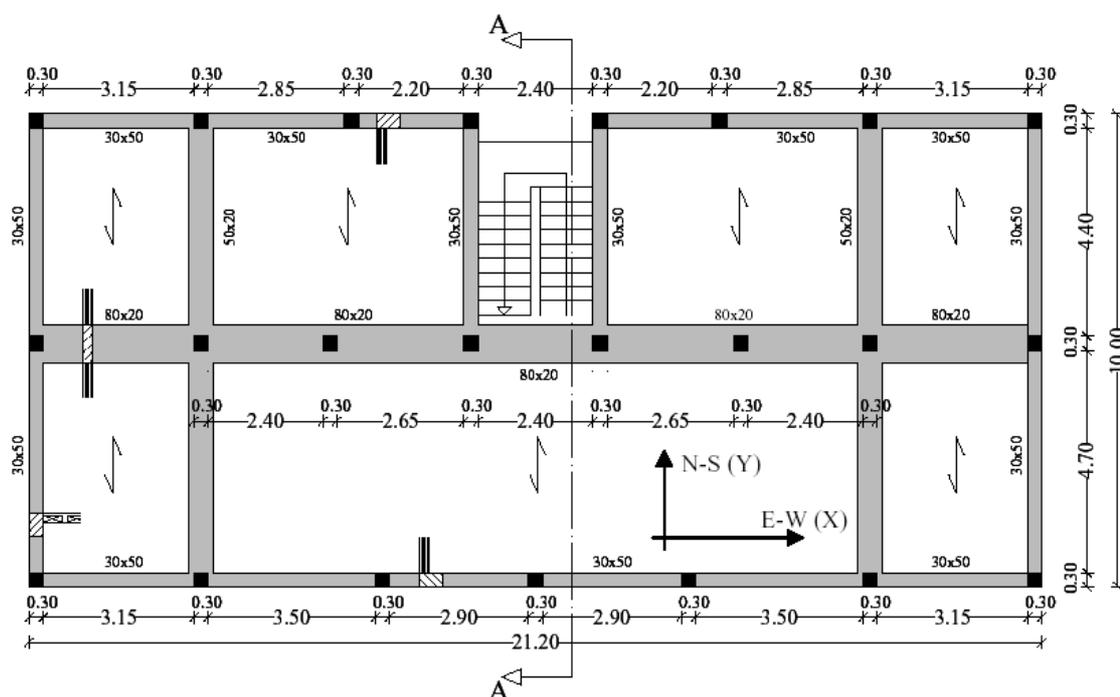


Figura 8-3. Pianta dell'edificio.

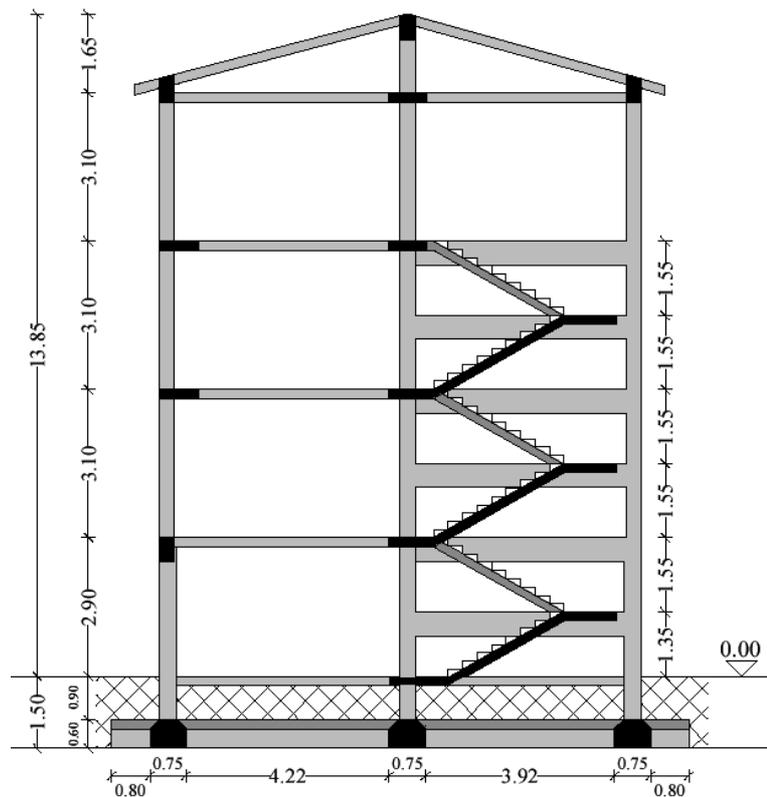


Figura 8-4. Sezione dell'edificio.

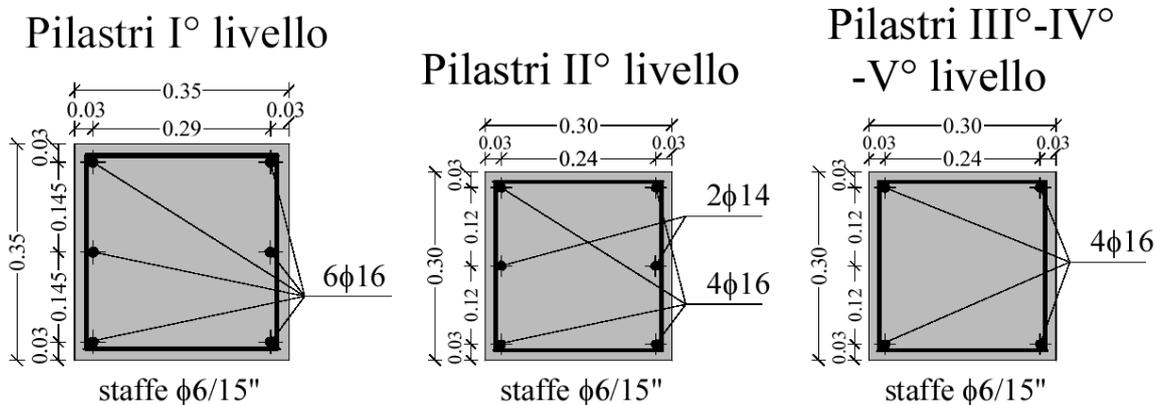


Figura 8-5. Sezioni dei pilastri

Le fondazioni sono realizzate con travi rovesce di larghezza pari a 75 cm, alte 60 cm con una rastremazione verso l'alto di 20cm. I solai sono in latero-cemento di altezza pari a 20 cm (16 cm + 4 cm di soletta). Le tamponature sono realizzate in mattoni forati a doppia fodera con camera d'aria per uno spessore delle parti in laterizio di 12 cm + 8 cm.

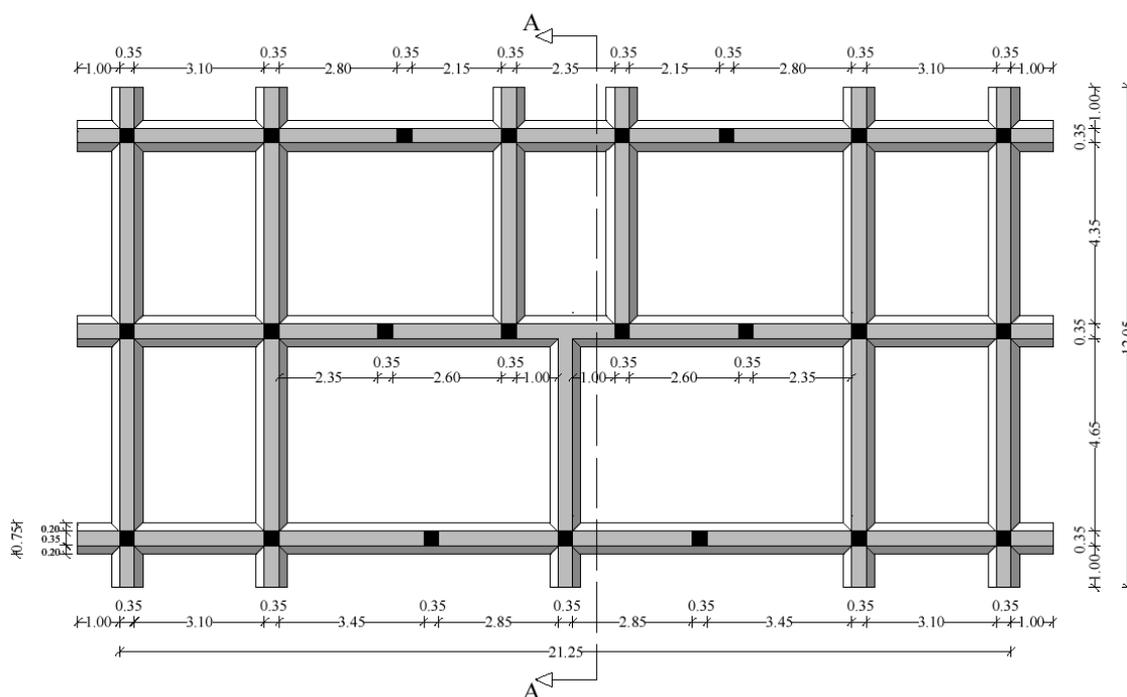


Figura 8-6. Pianta fondazioni.

Dalla relazione tecnica allegata ai calcoli strutturali, si evince che l'edificio venne progettato considerando anche gli effetti di azioni sismiche per zona di seconda categoria (D.M. 03/03/1975), nonostante all'epoca il territorio comunale di Bonero non fosse classificato sismico.

Osservando come l'edificio si sviluppa in pianta ed in sezione, è possibile notare una irregolarità circa la maglia strutturale ed un uso marcato di travi a bassa inerzia (travi a spessore).

8.2. Modellazione della struttura

Per rendere possibile un confronto diretto tra modello numerico e danneggiamento reale, si sono adottati per la struttura le caratteristiche dei materiali e la disposizione delle armature effettivamente presenti nelle sezioni, al fine di rappresentare un modello che approssimi al meglio la struttura reale.

Sono state eseguite delle analisi pushover e sono stati applicati i metodi semplificati per la determinazione della richiesta di spostamento. Inizialmente è stato impiegato lo spettro di risposta elastico proposto dall'OPCM 3431 del

03/05/2005 inerente lo SLV, zona sismica 2, e quindi picco di accelerazione di normativa (0,25 g). Successivamente è stata effettuata un'analisi con i criteri dettati dalle NTC 2008, sulla base quindi dei parametri sismici per lo SLV ricavati dalle coordinate geografiche del sito in cui sorge l'edificio, ma adottando il picco di accelerazione ricavato dall'accelerogramma proposto da Mucciarelli (Mucciarelli, et al., 2004).

Infine è stato effettuato un confronto fra i danneggiamenti risultanti dall'analisi pushover e quelli effettivi che si evincono dal rilievo fotografico.

La realizzazione della procedura suindicata passa quindi attraverso la modellazione dell'edificio che, nel caso specifico, è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo EDISIS 2000 ver. 9.12, adottando un modello tridimensionale (Figura 8-7) realizzato da elementi monodimensionali con comportamento non lineare ed a plasticità concentrata.

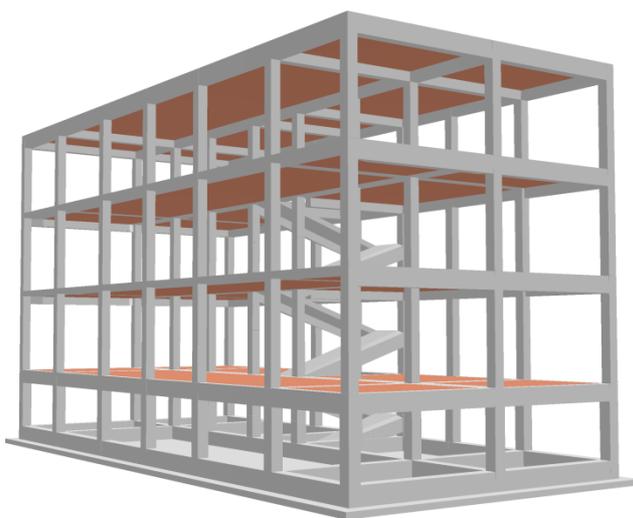


Figura 8-7. Modello tridimensionale della struttura.

Il modello è detto “ad ossatura nuda”, cioè non tiene conto degli eventuali effetti in termini di rigidità e resistenza offerti dalle tamponature. La presenza invece della copertura a falde è stata messa in conto distribuendola come carico gravante sull'ultimo impalcato.

La definizione dei carichi sulla struttura è stata effettuata facendo riferimento al D.M. LL.PP. del 16/01/96.

Circa la resistenza dell'acciaio impiegato per le barre d'armatura, si è assunto come valore quello dichiarato negli allegati progettuali, ossia derivante dalle prove di laboratorio eseguite nel 1984. Tutti i diametri usati sono di tipo FeB44k. L'interesse suscitato dal danneggiamento subito dall'edificio ha condotto alla esecuzione, nei mesi successivi alla crisi sismica, di una campagna di prove distruttive e non distruttive per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. In particolare, dopo la seconda scossa, sono stati effettuati sette prelievi di microcarote (diametro 44 mm) ed alcune prove ultrasoniche.

I carotaggi sono stati preceduti da rilevazioni pacometriche per individuare la presenza e la posizione delle barre d'armatura, a conferma di quanto riportato nella documentazione tecnica reperita. I risultati delle prove, validate nel 2003 dal laboratorio del dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università "La Sapienza" di Roma, hanno condotto ad una resistenza cilindrica media pari a 140 Kg/cm^2 (con una deviazione standard di circa il 19%). La cattiva qualità del calcestruzzo è inoltre confermata dalle rilevazioni macrosismiche con prove ultrasoniche; la velocità media di propagazione è di 2628 m/s, con una deviazione standard del 7,3% (secondo le indicazioni del Bollettino CEB n.192, un calcestruzzo di buona qualità dovrebbe avere una consentire una velocità di propagazione superiore a 4000 m/s).

E' stata posta l'attenzione inoltre sul tipo di suolo su cui poggia la struttura e sulla sua conformazione topografica, poiché è da queste caratteristiche che dipende il tipo di spettro di risposta elastico da utilizzare. Anche in questo caso esistono notizie molto dettagliate dal momento che, al fine di valutare l'influenza degli eventuali effetti di risonanza tra l'edificio ed il suolo, è stato installato un accelerometro in campo libero e sono state condotte misure di microtremori e misure sul suolo di fondazione.

I risultati sono stati elaborati dall'Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale di Udine che nel 2006 ha pubblicato uno studio (Laurenzano, et al., 2006) in cui la modellazione del terreno è basata sulla velocità di propagazione delle onde di taglio attraverso i vari strati. Il suolo argilloso su cui poggia l'edificio è caratterizzato da un gradiente di velocità pressoché costante con valori da 100

m/s in superficie a 400 m/s in corrispondenza dell'interfaccia con il bedrock (attraverso il quale le onde si propagano con velocità di 1500 m/s).

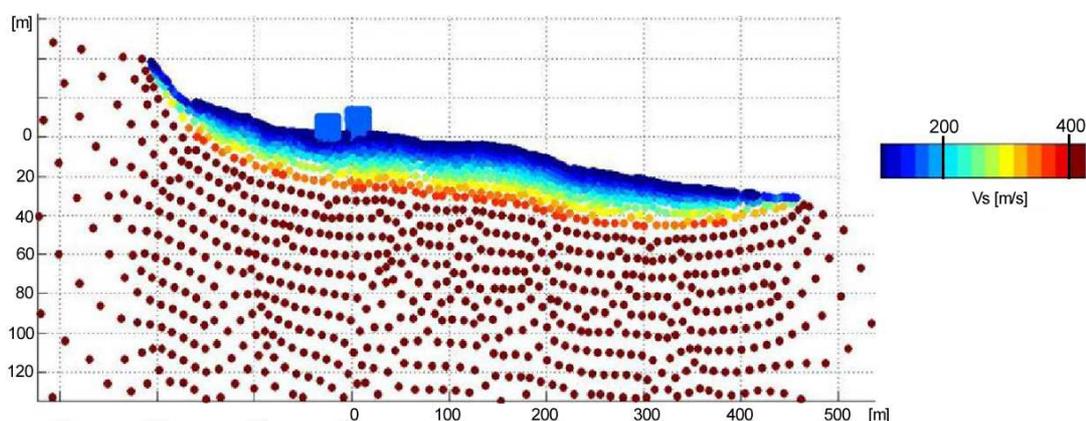


Figura 8-8. Modellazione della stratigrafia del suolo.

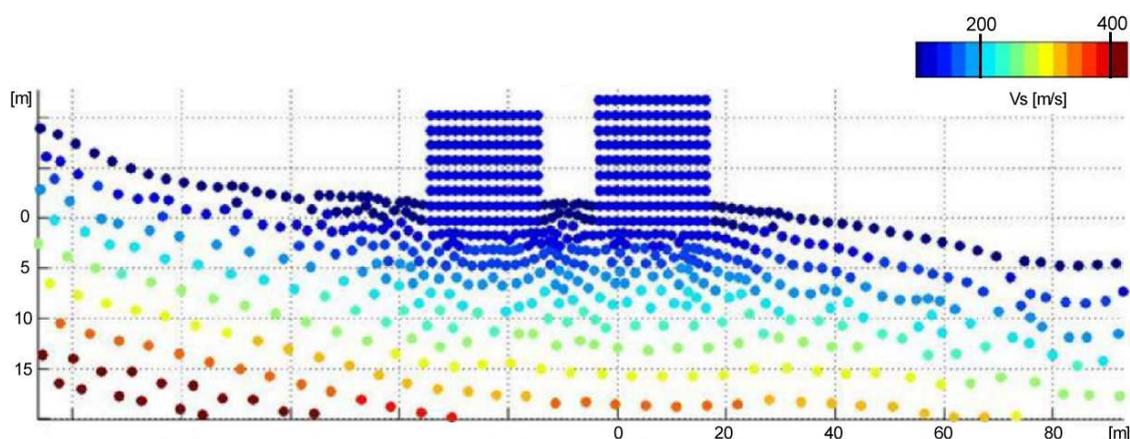


Figura 8-9. Modello di terreno e velocità di propagazione delle onde di taglio.

In base a questi studi, per l'analisi si può quindi validamente adottare un tipo di suolo di categoria D (*Suolo formato da depositi di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs inferiori a 180 m/s*) ed un coefficiente di topografia T2.

| | Peso specifico [kg/m ³] | Velocità di propagazione [m/s] |
|-----------------|--|-----------------------------------|
| Edificio | 300 | 170 |
| Suolo Argilloso | 1500-1800 | 100-400 |
| Bedrock | 2500 | 1500 |

Tabella 8-1. Parametri caratteristici degli strati.

Subito dopo la prima scossa del 31/10, all'ultimo piano dell'edificio venne installato un accelerometro che permise di effettuare la registrazione di misurazioni velocimetriche durante il secondo evento sismico (del 01/11/2002). Venne effettuata sulla struttura una registrazione sismometrica della durata di 5 minuti, in grado di evidenziare l'andamento delle frequenze fondamentali dell'edificio, prima, durante e dopo la scossa. Queste informazioni, opportunamente elaborate, forniscono indicazioni circa il suo comportamento dinamico nelle differenti configurazioni di danno, prima, durante e dopo la seconda scossa (Mucciarelli et al., 2004).

Va rilevato che, poiché le registrazioni sono state effettuate dopo la prima scossa, i notevoli danneggiamenti ottenuti non hanno consentito di valutare direttamente le caratteristiche dinamiche dell'edificio integro, in quanto fortemente condizionati dallo stato di danno già presente.

Le misure eseguite mostrano che la frequenza naturale di vibrazione dell'edificio lesionato è compresa nella banda 1.9-2.5 Hz, e che questa si abbassa arrivando fino a circa 1.3 Hz durante l'eccitazione sismica violenta dell'aftershock maggiore. Pertanto il periodo fondamentale dell'edificio è compreso in un range incentrato sul valore di 0.5 secondi. Ciò è in accordo con il valore numerico ricavato mediante analisi modale effettuata sul modello adottato ($T=0.54$ secondi).

I risultati delle analisi sono riportati di seguito.

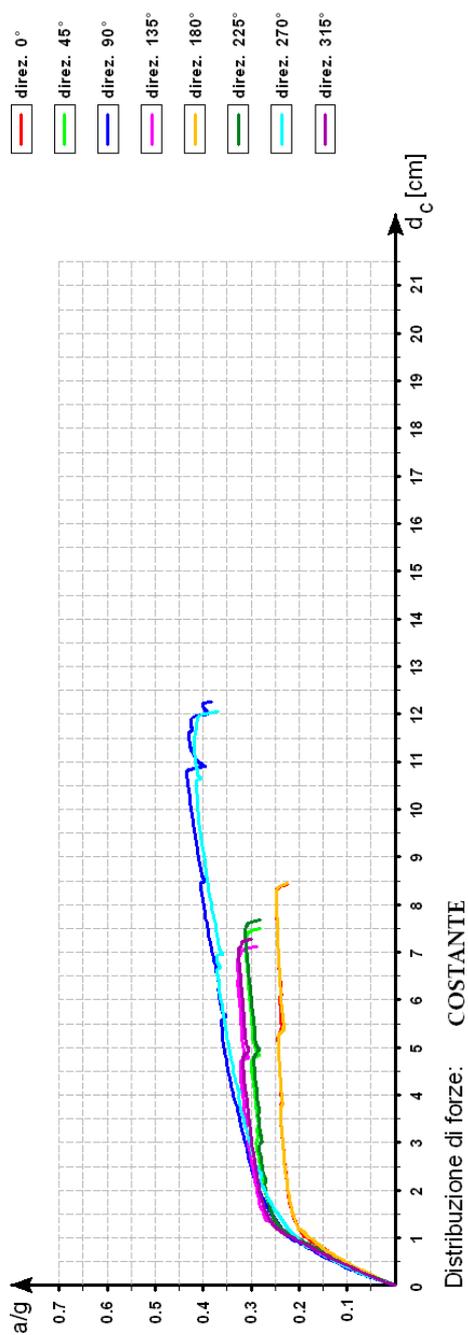


Figura 8-10. Distribuzione Costante

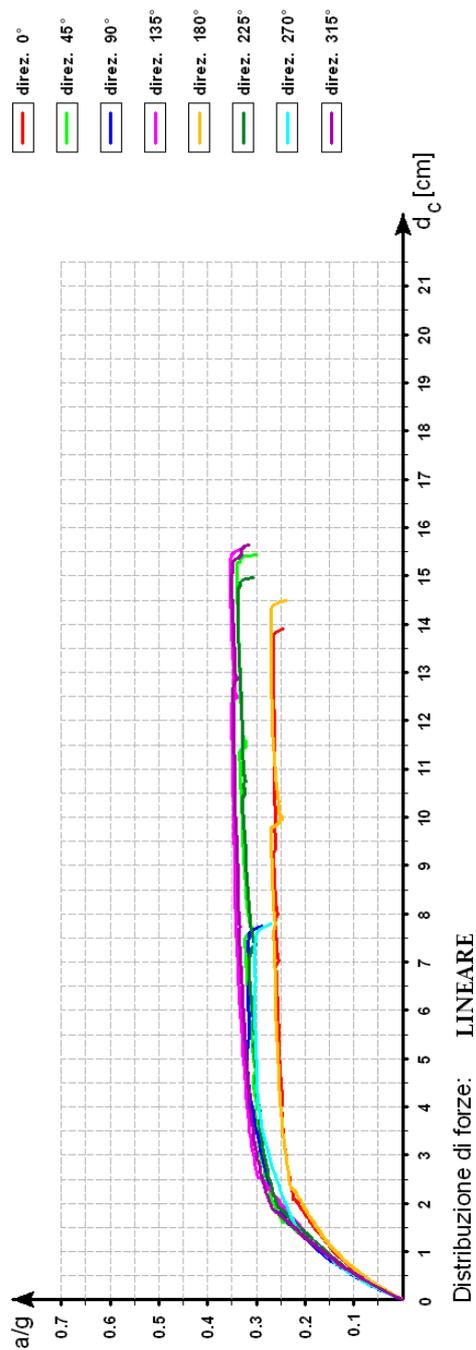


Figura 8-11. Distribuzione Lineare

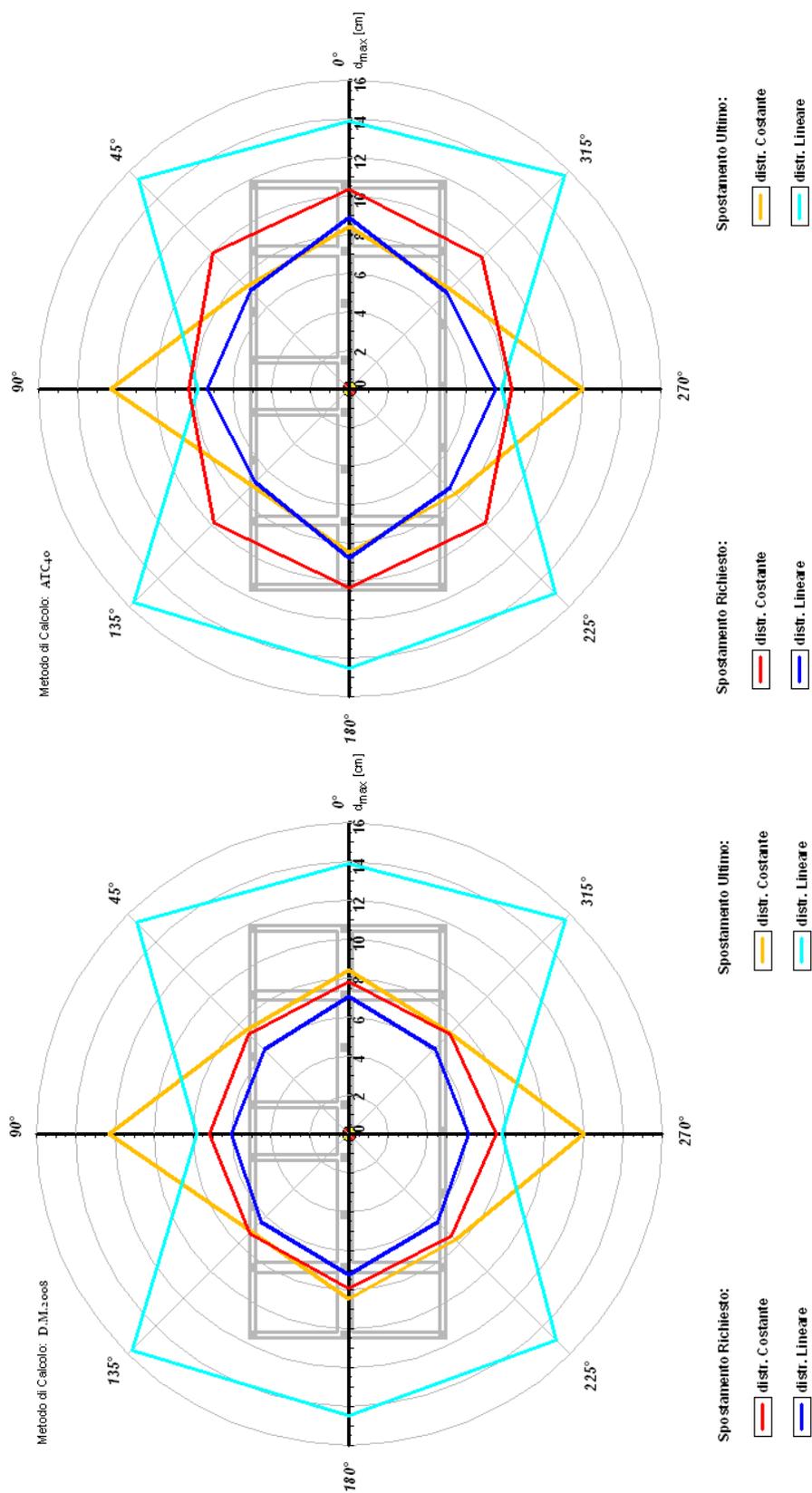


Figura 8-13. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008. $Ag=0.25g$

Figura 8-12. Calcolo SDOF con metodo ATC-40. $Ag=0.25g$

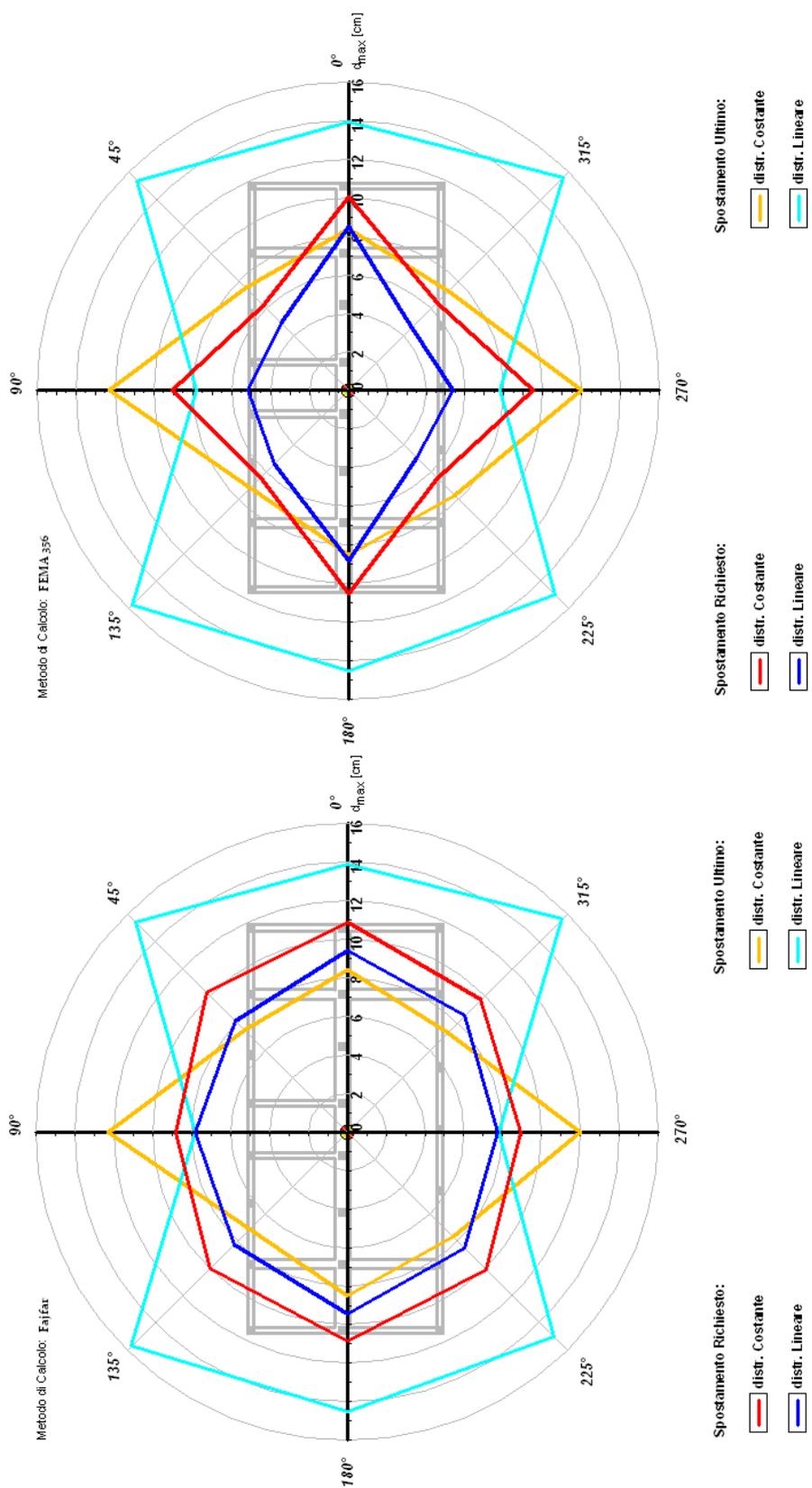


Figura 8-14. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356. $Ag=0.25g$

Figura 8-15. Calcolo SDOF con metodo Fajfar. $Ag=0.25g$.

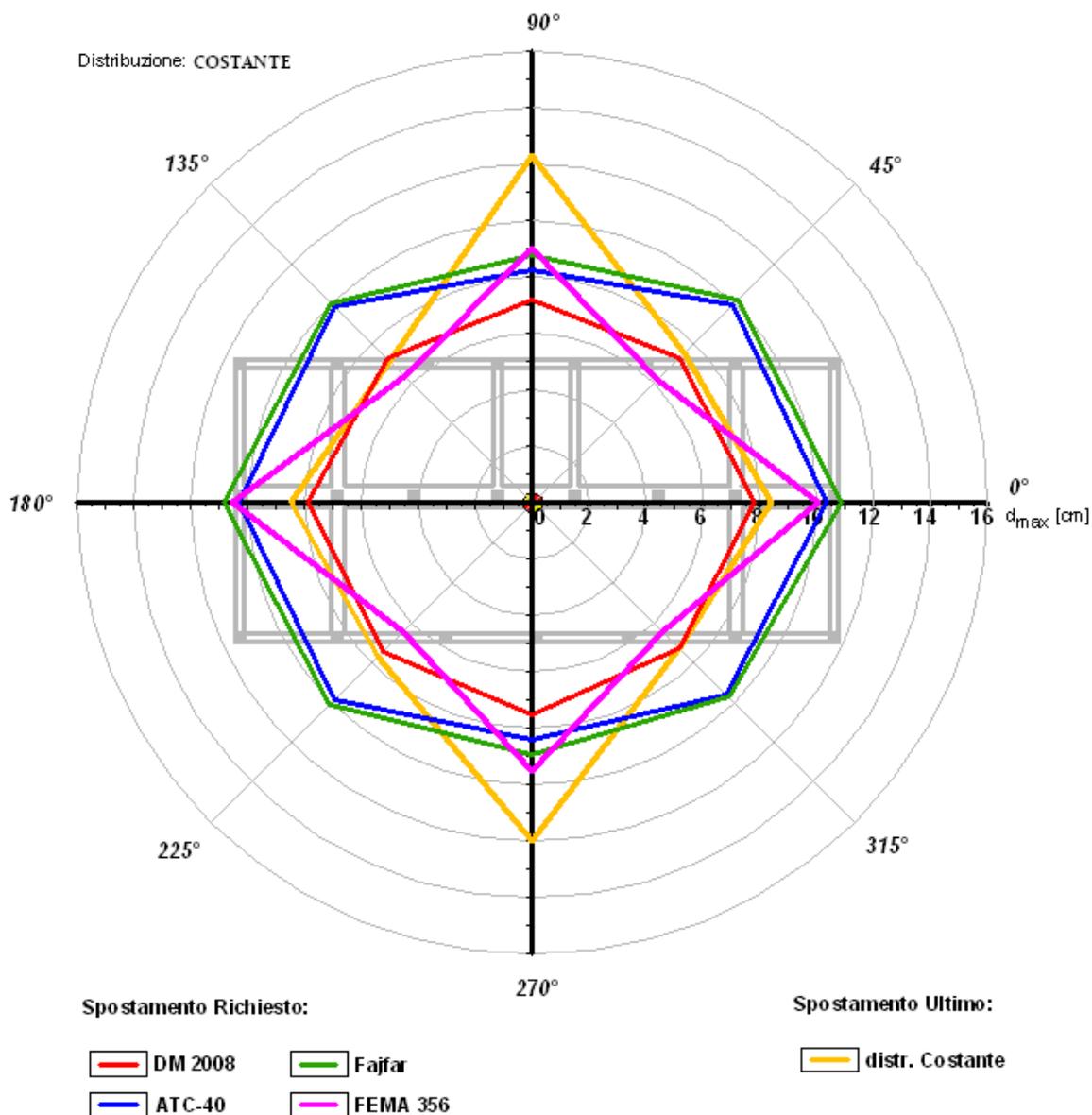


Figura 8-16. Confronto fra gli spostamenti dell'edificio calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante ($A_g=0.25g$).

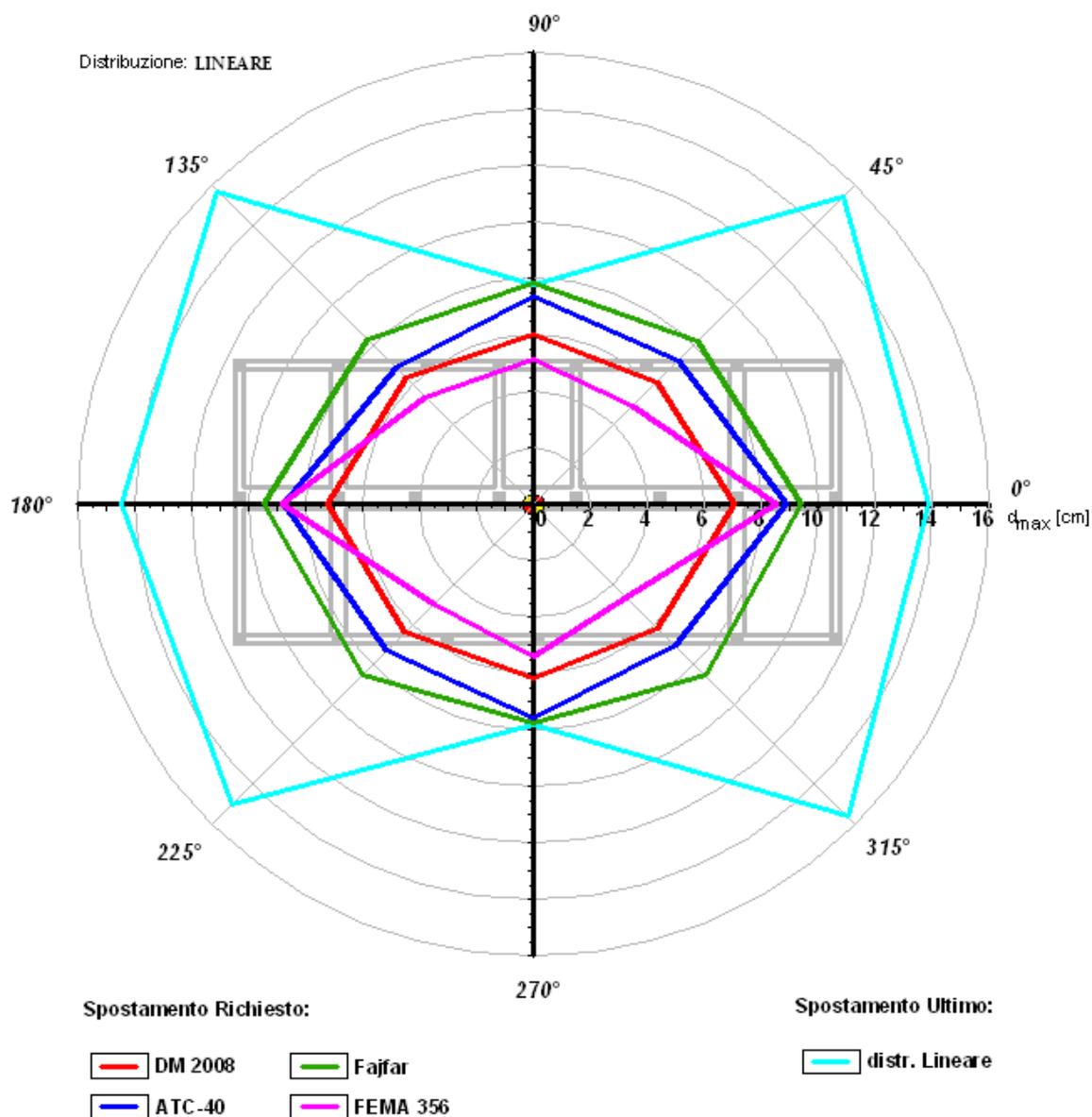


Figura 8-17. Confronto fra gli spostamenti dell'edificio calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare ($A_g=0.25g$).

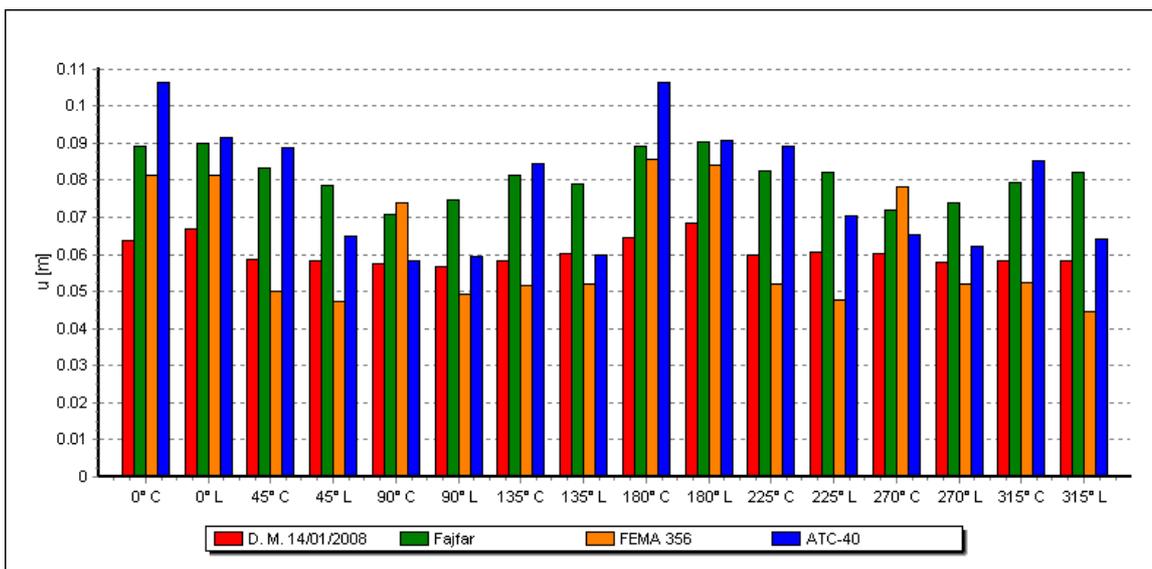


Figura 8-18. Valori dello spostamento per le varie analisi pushover ($A_g=0.25g$).

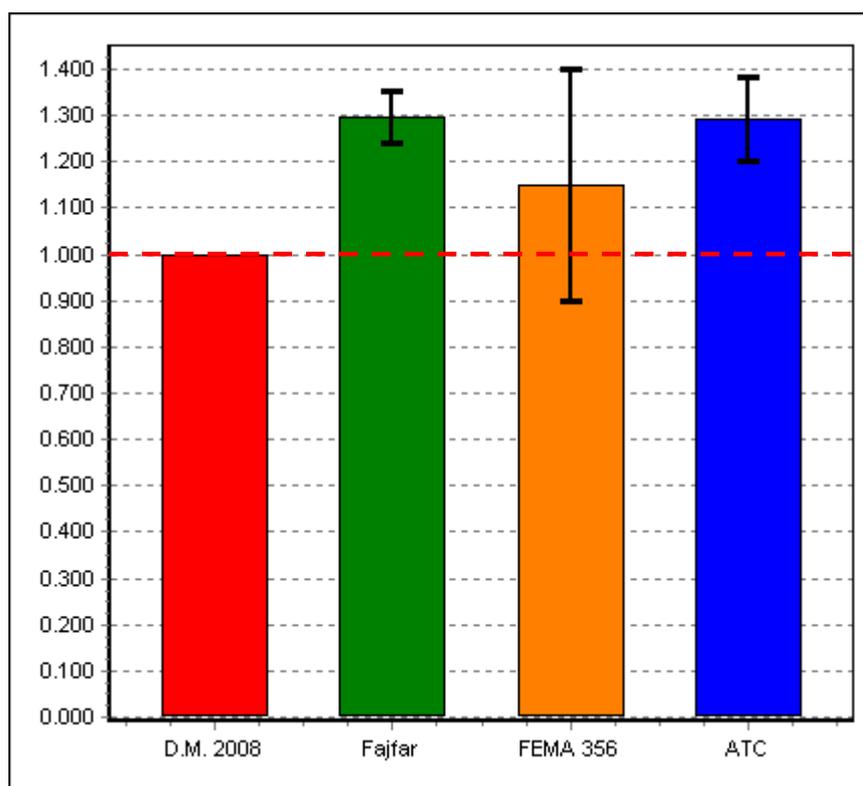


Figura 8-19. Statistiche dei valori dello spostamento ($A_g=0.25g$).

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.064 | 0.089 | 0.081 | 0.106 | 0.084 |
| 0° L | 0.058 | 0.078 | 0.070 | 0.079 | 0.139 |
| 45° C | 0.059 | 0.083 | 0.050 | 0.089 | 0.075 |
| 45° L | 0.049 | 0.067 | 0.040 | 0.055 | 0.154 |
| 90° C | 0.057 | 0.071 | 0.074 | 0.058 | 0.123 |
| 90° L | 0.048 | 0.064 | 0.042 | 0.051 | 0.078 |
| 135° C | 0.058 | 0.081 | 0.052 | 0.084 | 0.071 |
| 135° L | 0.051 | 0.067 | 0.044 | 0.051 | 0.157 |
| 180° C | 0.065 | 0.089 | 0.085 | 0.106 | 0.085 |
| 180° L | 0.059 | 0.078 | 0.073 | 0.078 | 0.145 |
| 225° C | 0.060 | 0.082 | 0.052 | 0.089 | 0.077 |
| 225° L | 0.052 | 0.070 | 0.041 | 0.060 | 0.150 |
| 270° C | 0.060 | 0.072 | 0.078 | 0.065 | 0.120 |
| 270° L | 0.049 | 0.063 | 0.044 | 0.053 | 0.078 |
| 315° C | 0.058 | 0.079 | 0.052 | 0.085 | 0.073 |
| 315° L | 0.050 | 0.070 | 0.038 | 0.055 | 0.156 |

Tabella 8-2. Verifica degli spostamenti ($A_g=0.25g$).

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 1.313 | 0.944 | 1.037 | 0.792 | 0.792 |
| 0° L | 2.397 | 1.782 | 1.986 | 1.759 | 1.759 |
| 45° C | 1.271 | 0.904 | 1.500 | 0.843 | 0.843 |
| 45° L | 3.143 | 2.299 | 3.850 | 2.800 | 2.299 |
| 90° C | 2.158 | 1.732 | 1.662 | 2.121 | 1.662 |
| 90° L | 1.625 | 1.219 | 1.857 | 1.529 | 1.219 |
| 135° C | 1.224 | 0.877 | 1.365 | 0.845 | 0.845 |
| 135° L | 3.078 | 2.343 | 3.568 | 3.078 | 2.343 |
| 180° C | 1.308 | 0.955 | 1.000 | 0.802 | 0.802 |
| 180° L | 2.458 | 1.859 | 1.986 | 1.859 | 1.859 |
| 225° C | 1.283 | 0.939 | 1.481 | 0.865 | 0.865 |
| 225° L | 2.885 | 2.143 | 3.659 | 2.500 | 2.143 |
| 270° C | 2.000 | 1.667 | 1.538 | 1.846 | 1.538 |
| 270° L | 1.592 | 1.238 | 1.773 | 1.472 | 1.238 |
| 315° C | 1.259 | 0.924 | 1.404 | 0.859 | 0.859 |
| 315° L | 3.120 | 2.229 | 4.105 | 2.836 | 2.229 |

Tabella 8-3. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi ($A_g=0.25g$).

| Curva | $PGA_{CO}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.626 | 0.872 | 2.250 |
| 0° L | 0.671 | 1.000 | 2.320 |
| 45° C | 0.789 | 1.048 | 2.670 |
| 45° L | 0.863 | 1.160 | 2.800 |
| 90° C | 1.100 | 1.068 | 3.040 |
| 90° L | 0.809 | 1.180 | 2.820 |
| 135° C | 0.831 | 1.176 | 3.030 |
| 135° L | 0.897 | 1.312 | 3.070 |
| 180° C | 0.626 | 0.876 | 2.220 |
| 180° L | 0.686 | 1.048 | 2.310 |
| 225° C | 0.791 | 1.060 | 2.670 |
| 225° L | 0.857 | 1.184 | 2.700 |
| 270° C | 1.063 | 0.964 | 2.850 |
| 270° L | 0.771 | 1.052 | 2.660 |
| 315° C | 0.826 | 1.120 | 2.950 |
| 315° L | 0.889 | 1.252 | 3.010 |

Tabella 8-4. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

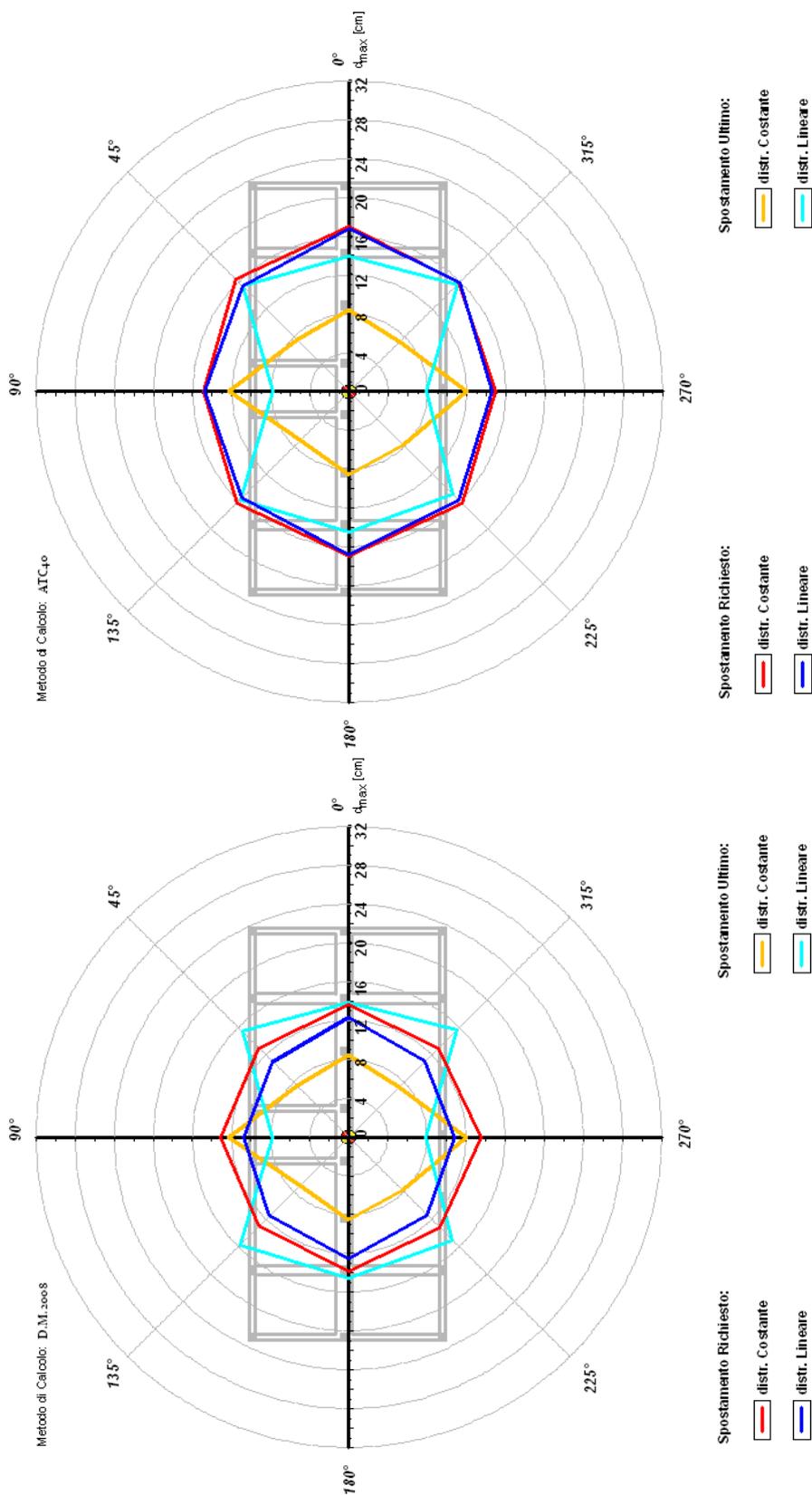


Figura 8-21. Calcolo SDOF con metodo D.M. 2008. $Ag=0.341g$.

Figura 8-20. Calcolo SDOF con metodo ATC-40. $Ag=0.341g$.

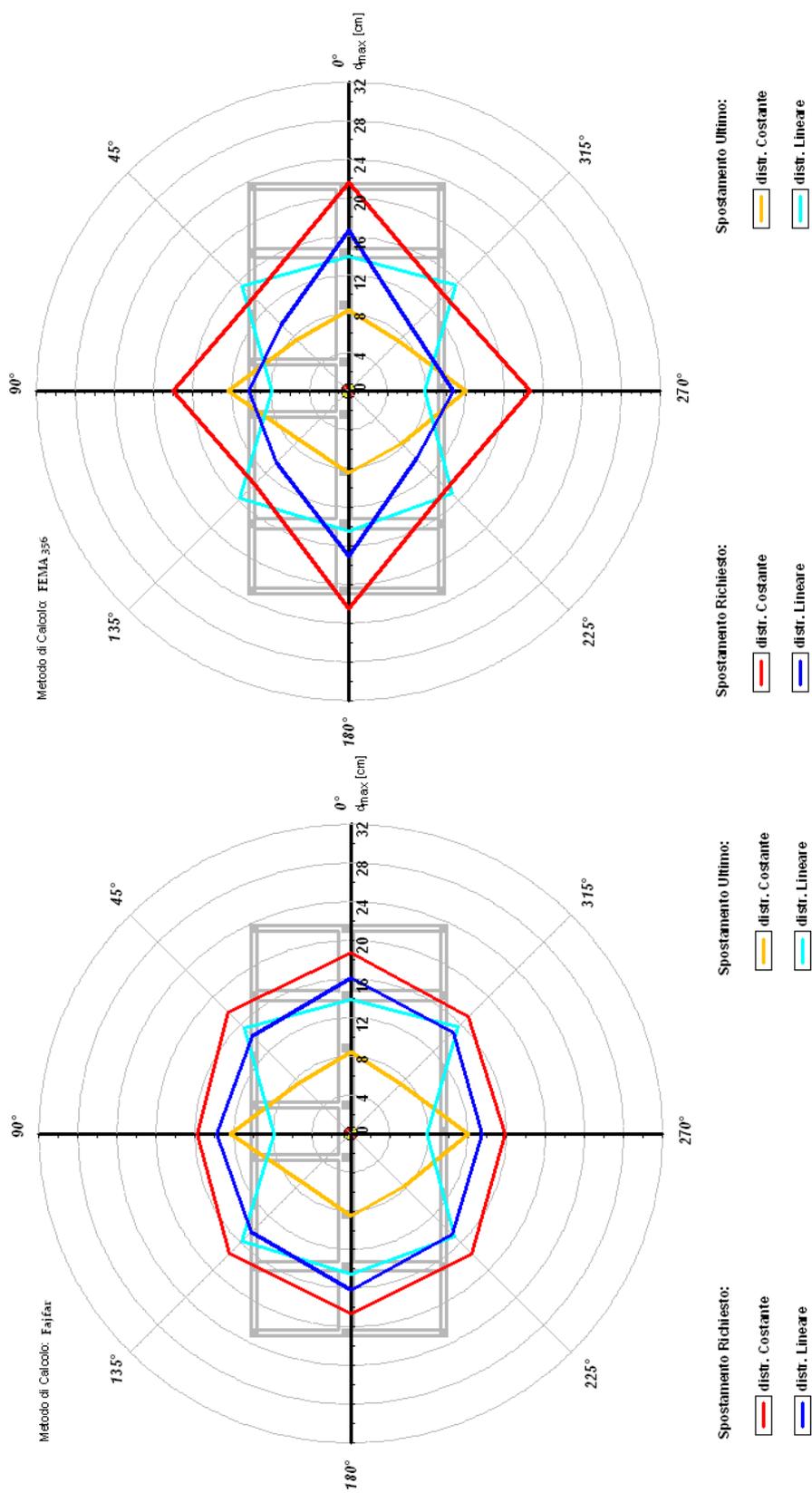


Figura 8-22. Calcolo SDOF con metodo FEMA 356. $A_g=0.341g$.

Figura 8-23. Calcolo SDOF con metodo Fajfar. $A_g=0.341g$.

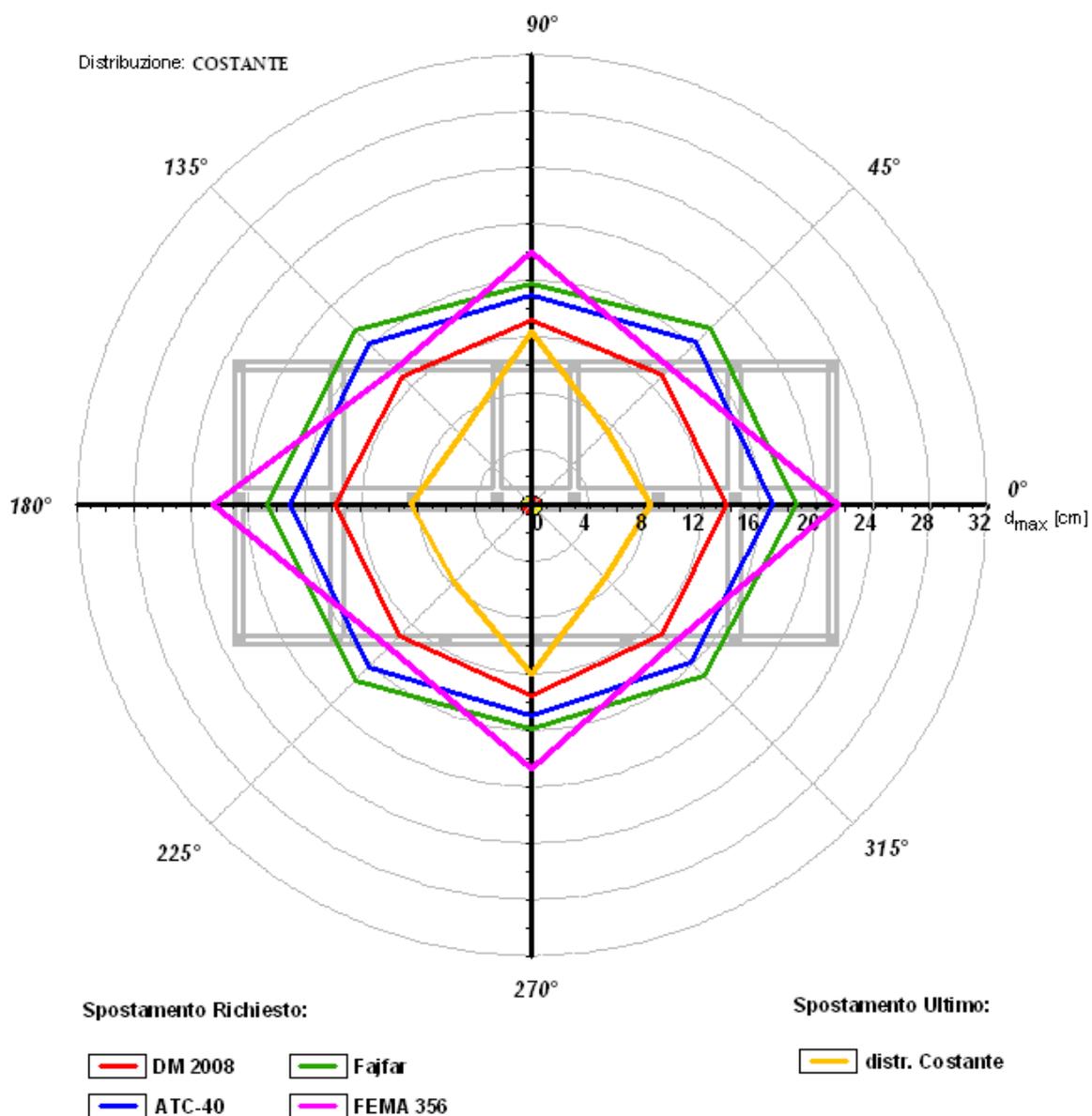


Figura 8-24. Confronto fra gli spostamenti dell'edificio calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze costante ($A_g=0.341g$).

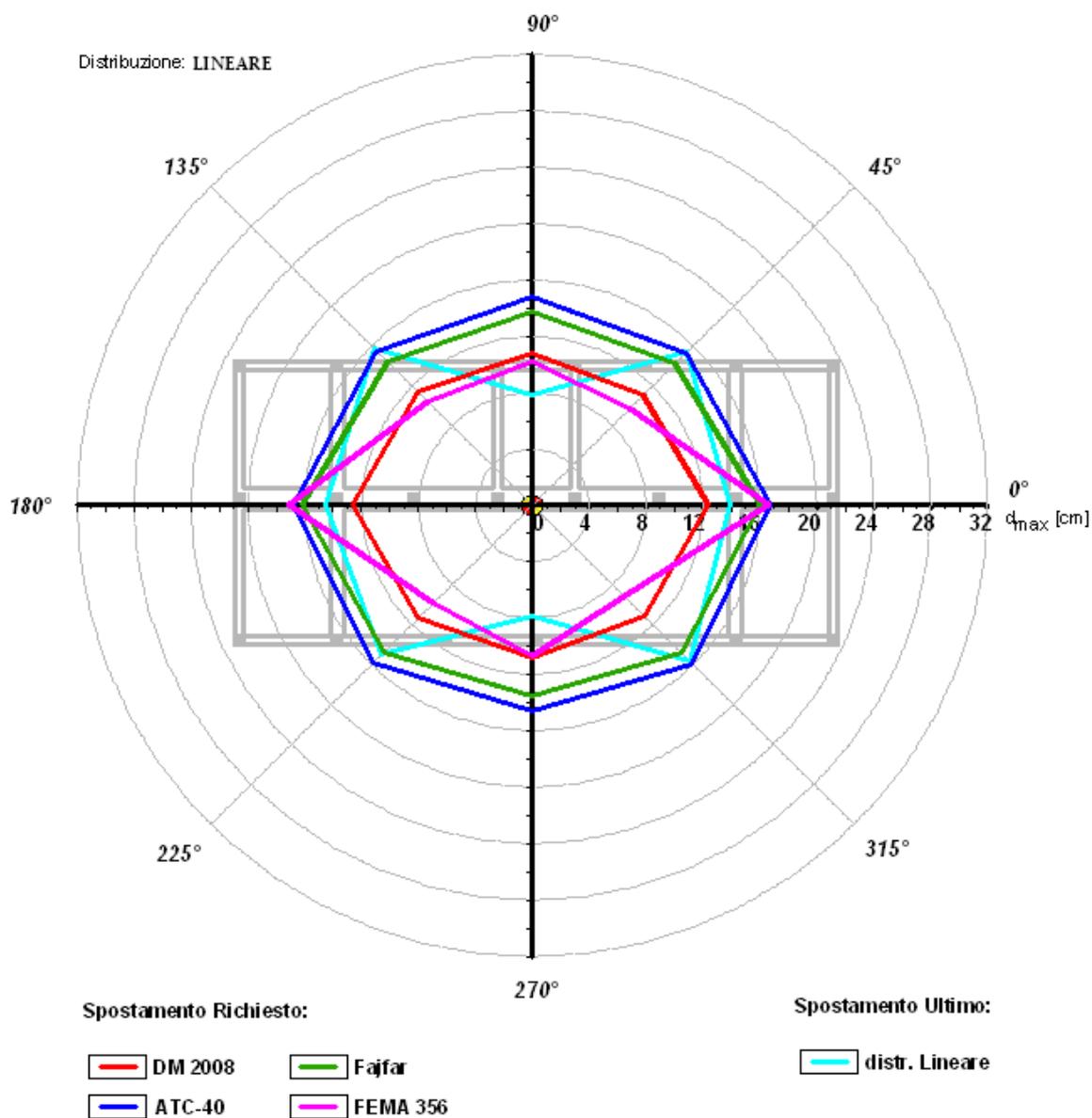


Figura 8-25. Confronto fra gli spostamenti dell'edificio calcolati con i vari metodi, per distribuzione di forze lineare ($A_g=0.341g$).

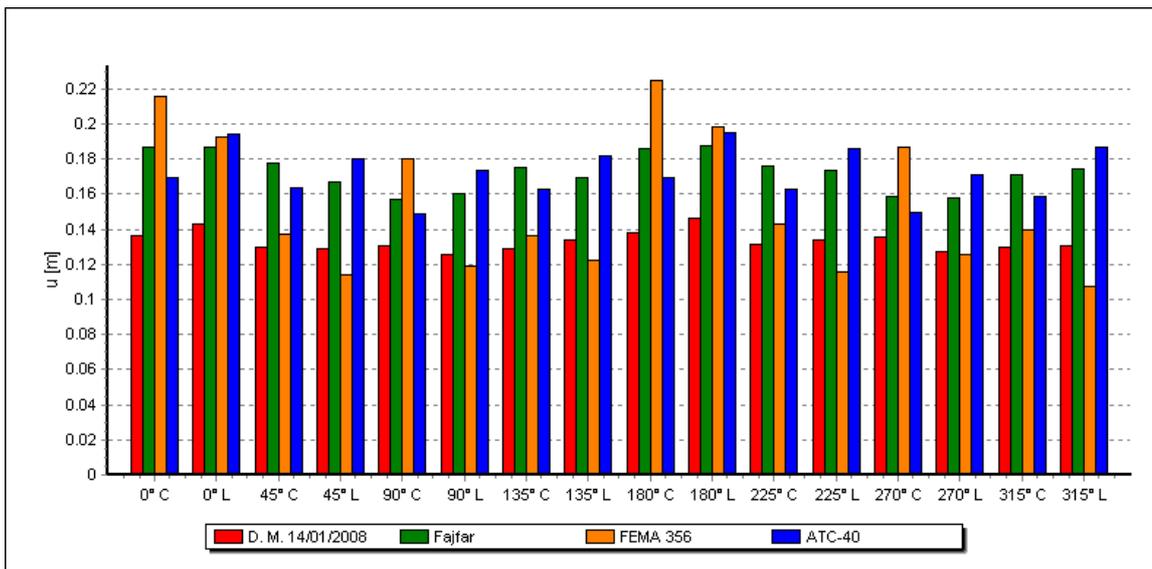


Figura 8-26. Valori dello spostamento per le varie analisi pushover ($A_g=0.341g$).

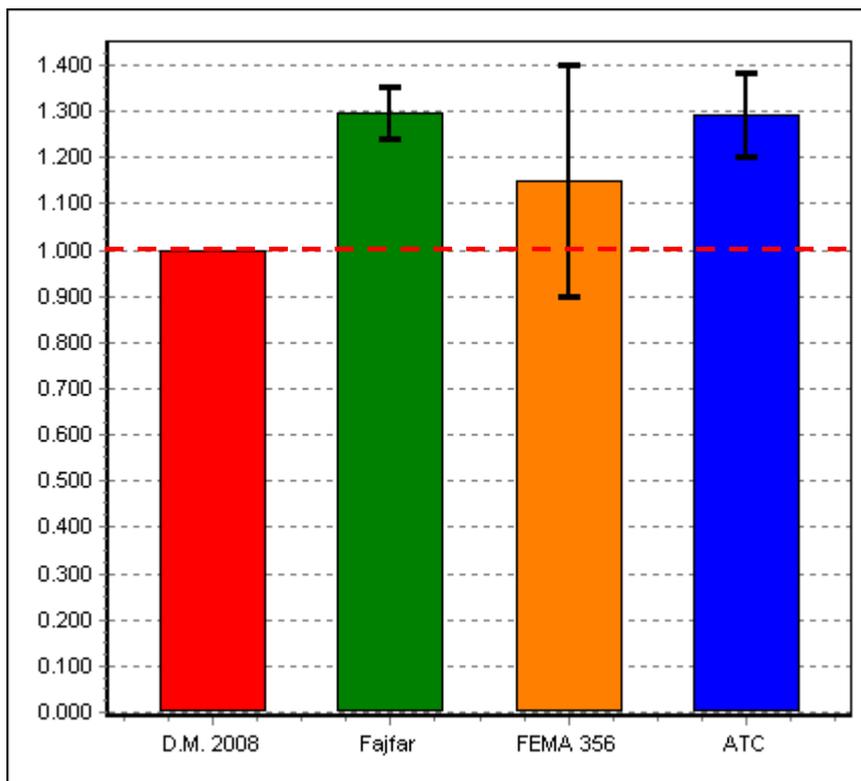


Figura 8-27. Statistiche dei valori dello spostamento ($A_g=0.341g$).

| Curva | d_{max} (D.M.2008) [m] | d_{max} (Fajfar) [m] | d_{max} (FEMA 356) [m] | d_{max} (ATC) [m] | d_c [m] |
|--------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| 0° C | 0.136 | 0.186 | 0.216 | 0.170 | 0.084 |
| 0° L | 0.124 | 0.161 | 0.166 | 0.168 | 0.139 |
| 45° C | 0.130 | 0.178 | 0.138 | 0.164 | 0.075 |
| 45° L | 0.110 | 0.142 | 0.097 | 0.153 | 0.154 |
| 90° C | 0.130 | 0.157 | 0.180 | 0.149 | 0.123 |
| 90° L | 0.107 | 0.137 | 0.102 | 0.148 | 0.078 |
| 135° C | 0.129 | 0.175 | 0.137 | 0.163 | 0.071 |
| 135° L | 0.114 | 0.144 | 0.104 | 0.155 | 0.157 |
| 180° C | 0.138 | 0.186 | 0.225 | 0.169 | 0.085 |
| 180° L | 0.126 | 0.161 | 0.171 | 0.168 | 0.145 |
| 225° C | 0.131 | 0.176 | 0.143 | 0.163 | 0.077 |
| 225° L | 0.114 | 0.148 | 0.098 | 0.158 | 0.150 |
| 270° C | 0.135 | 0.159 | 0.187 | 0.150 | 0.120 |
| 270° L | 0.109 | 0.135 | 0.107 | 0.146 | 0.078 |
| 315° C | 0.129 | 0.171 | 0.140 | 0.159 | 0.073 |
| 315° L | 0.111 | 0.148 | 0.091 | 0.159 | 0.156 |

Tabella 8-5. Verifica degli spostamenti (Ag=0. 341g).

| Curva | d_c / d_{max} (D.M.2008) | d_c / d_{max} (Fajfar) | d_c / d_{max} (FEMA 356) | d_c / d_{max} (ATC) | d_c / d_{max} Min |
|--------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------|------------------------|
| 0° C | 0.618 | 0.452 | 0.389 | 0.494 | 0.389 |
| 0° L | 1.121 | 0.863 | 0.837 | 0.827 | 0.827 |
| 45° C | 0.577 | 0.421 | 0.543 | 0.457 | 0.421 |
| 45° L | 1.400 | 1.085 | 1.588 | 1.007 | 1.007 |
| 90° C | 0.946 | 0.783 | 0.683 | 0.826 | 0.683 |
| 90° L | 0.729 | 0.569 | 0.765 | 0.527 | 0.527 |
| 135° C | 0.550 | 0.406 | 0.518 | 0.436 | 0.406 |
| 135° L | 1.377 | 1.090 | 1.510 | 1.013 | 1.013 |
| 180° C | 0.616 | 0.457 | 0.378 | 0.503 | 0.378 |
| 180° L | 1.151 | 0.901 | 0.848 | 0.863 | 0.848 |
| 225° C | 0.588 | 0.438 | 0.538 | 0.472 | 0.438 |
| 225° L | 1.316 | 1.014 | 1.531 | 0.949 | 0.949 |
| 270° C | 0.889 | 0.755 | 0.642 | 0.800 | 0.642 |
| 270° L | 0.716 | 0.578 | 0.729 | 0.534 | 0.534 |
| 315° C | 0.566 | 0.427 | 0.521 | 0.459 | 0.427 |
| 315° L | 1.405 | 1.054 | 1.714 | 0.981 | 0.981 |

Tabella 8-6. Rapporto fra gli spostamenti massimi e quelli calcolati con i vari metodi (Ag=0. 341g).

| Curva | $PGA_{CO}/PGA_{5\%}$ | $PGA_{SV}/PGA_{10\%}$ | $PGA_D/PGA_{63\%}$ |
|--------|----------------------|-----------------------|--------------------|
| 0° C | 0.779 | 0.639 | 2.848 |
| 0° L | 0.836 | 0.733 | 2.937 |
| 45° C | 0.982 | 0.768 | 3.380 |
| 45° L | 1.075 | 0.850 | 3.544 |
| 90° C | 1.370 | 0.783 | 3.848 |
| 90° L | 1.007 | 0.865 | 3.570 |
| 135° C | 1.036 | 0.862 | 3.835 |
| 135° L | 1.117 | 0.962 | 3.886 |
| 180° C | 0.779 | 0.642 | 2.810 |
| 180° L | 0.854 | 0.768 | 2.924 |
| 225° C | 0.986 | 0.777 | 3.380 |
| 225° L | 1.068 | 0.868 | 3.418 |
| 270° C | 1.324 | 0.707 | 3.608 |
| 270° L | 0.961 | 0.771 | 3.367 |
| 315° C | 1.028 | 0.821 | 3.734 |
| 315° L | 1.107 | 0.918 | 3.810 |

Tabella 8-7. Rapporto fra i valori di PGA allo stato limite di collasso, di salvaguardia della vita e di danno.

Alla luce delle analisi condotte e dei risultati ottenuti, si può evincere che l'analisi pushover delinea chiaramente le diverse carenze dell'edificio.

Nel caso di accelerazione a_g pari a 0.25g, ovvero accelerazione di picco al suolo di progetto, per quanto riguarda la distribuzione di forze costante, tutte le procedure applicate, tranne quella del D.M. 2008, segnalano un forte impegno in direzione X e nelle direzioni 45°, 135°, 225° e 315°. Per quanto riguarda la distribuzione lineare di forze invece, solo il metodo Fajfar segnala richieste di spostamento vicine al valore soglia in Y.

Nel caso di accelerazione a_g pari a 0.341g, ovvero accelerazione di picco risentita durante la scossa del 31/10/2002 e 01/11/2002, tutte le procedure applicate segnalano un forte impegno dell'edificio. In particolare, tutte le procedure applicate marcano richieste di spostamento molto grandi in tutte le direzioni, per quanto riguarda la distribuzione di forze costante. Per quanto riguarda invece la distribuzione di forze lineare, tutte le procedure evidenziano forte impegno in direzione Y; in particolare, la procedura FEMA segnala grandi

richieste di spostamento principalmente in direzione X ed Y, mentre i valori delle richieste di spostamento ricavati tramite le procedure ATC-40 e Fajfar sono molto prossimi o addirittura superiori ai valori soglia, in tutte le direzioni.

8.3. Analisi del danneggiamento

Dall'analisi del repertorio fotografico risulta che l'edificio ha riportato diversi danni, localizzati prevalentemente al piano terra. Le zone più critiche sono localizzate nel telaio longitudinale centrale, ove i pilastri risultano fortemente danneggiati, mentre le tamponature hanno subito crolli.

I pilastri appartenenti agli altri due telai risultano comunque plasticizzati, anche se in misura minore.

Per quanto riguarda i telai trasversali, quello del lato est ha riportato danni di maggiore entità. Si può notare infatti un grave danneggiamento al pilastro centrale dovuto ad un meccanismo "tipo taglio": dopo la prima scossa si è verificato il distacco del copriferro, dopo la seconda scossa il danno è peggiorato, e si è avuta anche la lesione del nucleo interno di calcestruzzo.

Il tipo di danno potrebbe essere dovuto a sforzi di taglio ciclici. La causa è da ricercare nell'armatura insufficiente dei pilastri ed in particolare nelle staffe, che essendo molto distanti e non delimitate da barre longitudinali, non sono state capaci di svolgere un'adeguata azione di confinamento.

Sempre per quanto riguarda la facciata del lato est, si nota che la tamponatura ha subito un ribaltamento, mentre nella facciata ovest il danneggiamento è stato inferiore, infatti si nota solo una lesione diagonale del tipo a taglio.

Altre lesioni si sono verificate in corrispondenza del vano scala ed hanno interessato sia i pilastri che le tamponature.

Molti di questi danneggiamenti sono stati evidenziati anche dall'analisi del modello adottato, nonostante esso sia del tipo ad ossatura nuda, che non tiene quindi conto del contributo delle tamponature.



Figura 8-28. Confronto fra danneggiamento reale e risultati dell'analisi pushover – Prospetto Sud.

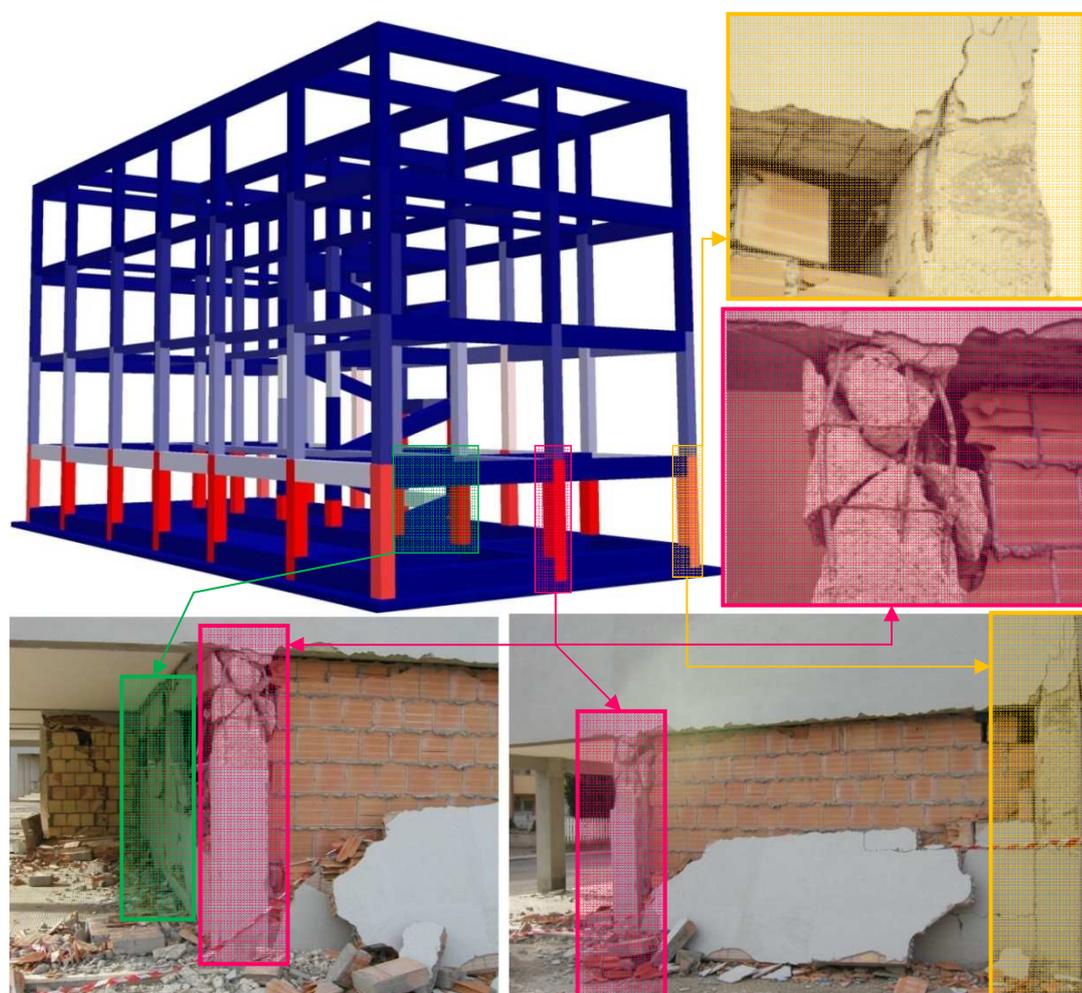


Figura 8-29. Confronto fra danneggiamento reale e risultati dell'analisi pushover – Vista Sud-Est.

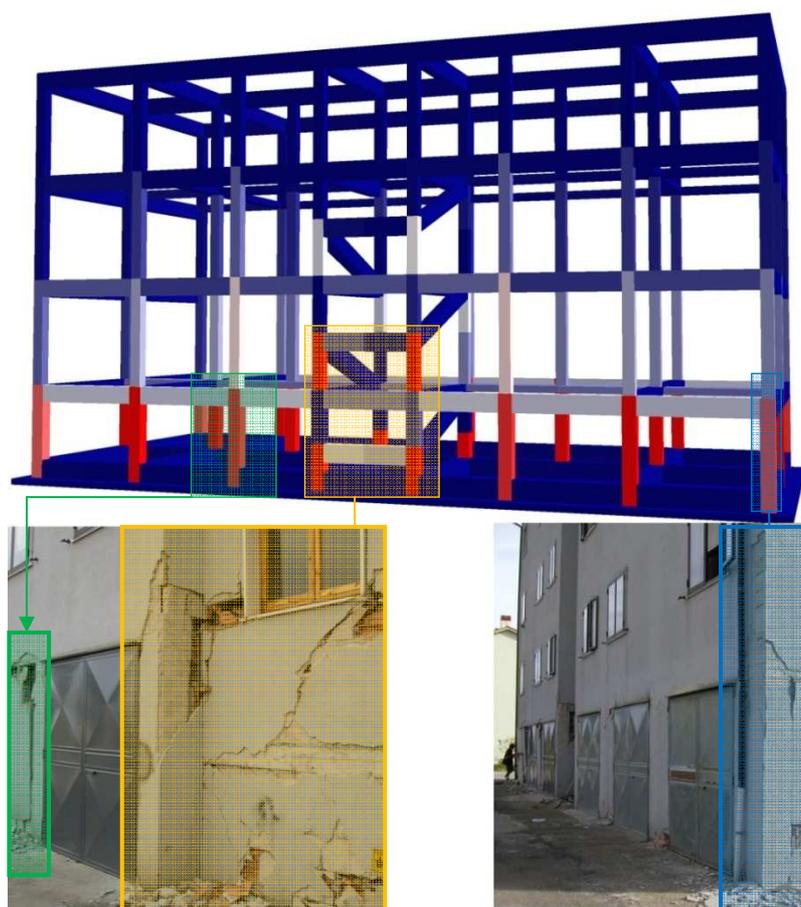


Figura 8-30. Confronto fra danneggiamento reale e risultati dell'analisi pushover – Prospetto Nord.

Il confronto tra le osservazioni sperimentali e i risultati delle simulazioni numeriche realizzate ha evidenziato una buona capacità della modellazione nell'individuazione del comportamento non lineare dell'edificio, in grado di ricostruire, partendo dalla sollecitazione sismica estrapolata nel sito su cui sorge l'edificio, l'evolversi dei meccanismi di danno che hanno interessato la struttura in oggetto.

Per una definizione più accurata dei meccanismi di danneggiamento andrebbero considerati anche altri parametri in grado di influenzare il comportamento sismico dell'edificio, tra i quali, oltre agli effetti sulle caratteristiche di resistenza e rigidità dei materiali dovuta all'applicazione dinamica dei carichi, una particolare attenzione merita il possibile effetto di risonanza tra i modi di vibrazione propri del terreno di fondazione e quelli della struttura, lo scorrimento delle barre nei nodi e l'interazione tra struttura e tamponature, ma tutto ciò esula dagli scopi di utilizzo di una analisi statica non lineare pushover.

Capitolo 9. CONCLUSIONI

Con la presente tesi sono state studiate diverse tematiche relative all'analisi del comportamento sismico non lineare di strutture in C.A. In particolare sono state descritte in dettaglio ed applicate diverse procedure per l'analisi statica non lineare di tipo pushover. Il lavoro svolto vuol mettere in luce il fatto che il risultato finale di una analisi statica non lineare è fortemente dipendente da vari fattori, quali ad esempio la quantificazione della rotazione ultima nelle cerniere plastiche, la definizione del sistema SDOF equivalente e quindi l'approssimazione bilineare dello spettro di capacità, nonché la taratura del fattore di struttura.

Le analisi sono state condotte considerando un modello spaziale composto da elementi a comportamento non lineare ed a plasticità concentrata. Si sono presi in esame sette edifici tests progettati con il D.M. 2008 (con e senza il controllo della gerarchia delle resistenze), ponendosi come obiettivo prestazionale il superamento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Il superamento o meno dello stato limite obiettivo certamente dipende dalla capacità rotazionale della cerniera plastica, ossia dalla sua duttilità. Il modello adottato per la definizione di rotazione ultima è fondamentale nel processo incrementale che sta alla base dell'analisi pushover. I carichi vengono incrementati fintanto che un elemento strutturale raggiunga la sua capacità ultima (in termini di resistenza o di deformazione): la scelta di un modello piuttosto che di un altro (come confermato dai risultati esposti nel **capitolo 3**) influenza l'andamento dell'analisi in termini di incremento di carico, condizionando quindi il risultato finale.

Nel **capitolo 5** si è proceduto alla individuazione della richiesta di spostamento mediante un confronto tra la capacità della struttura (rappresentata dalla curva di pushover) e la richiesta sismica (rappresentata dallo spettro). Naturalmente il

target di spostamento richiesto dipende dalla procedura adottata (D.M.2008, FEMA 356, Fajfar-N2, ATC-40).

Nel **capitolo 6** vengono rappresentati i risultati di analisi svolte su un campione composto da sette strutture tests. Per tutti gli edifici sono state condotte analisi pushover ogni 45° con due distribuzioni di forze, una costante ed una lineare. Per ciascuna curva di capacità sono stati applicati i quattro metodi illustrati (ATC40, DM2008, Fajfar-N2, Fema-356) per il calcolo della richiesta di spostamento. Sono stati prima confrontati i risultati pertinenti ad ogni edificio per ciascuna distribuzione di forze ed infine si è proceduto ad una analisi globale dei risultati al fine di trarre delle conclusioni di carattere generale, anche se il numero di analisi effettuate ed il campione di edifici è sicuramente esiguo.

Sicuramente sono state riscontrate delle differenze fra i valori ottenuti con le diverse procedure, infatti la procedura di Fajfar appare in tutti i casi come la più cautelativa, mentre le procedure della ATC-40 e quella del D.M. 2008 sovrastimano le capacità dell'edificio.

In ogni caso, a parte il valore numerico dello spostamento, dai risultati ottenuti si può evincere che l'analisi pushover fornisce informazioni realistiche riguardo il comportamento globale della struttura, mettendo in luce eventuali debolezze e segnalando la formazione di meccanismi fragili.

In seguito l'attenzione è stata rivolta alla taratura del fattore di struttura. A tal fine si è ricavato il valore numerico del fattore di struttura che porta ciascun edificio alla verifica limite dello SLV. Il progetto delle armature è stato eseguito inizialmente adottando il fattore di struttura di normativa; successivamente è stata eseguita una correzione iterativa dello stesso basata sul riprogetto dell'edificio (senza tener conto della gerarchia delle resistenze) ed utilizzando i valori di q forniti dalle analisi pushover. Il processo iterativo si arresta nel momento in cui la struttura risulta verificata al limite.

Si è poi calcolato il valore del fattore di struttura attraverso delle analisi pushover condotte sullo stesso campione di edifici, progettati con o senza il controllo di gerarchia delle resistenze. Nel caso di progetto con il controllo di gerarchia delle resistenze si è notato un incremento sia per quanto riguarda i valori del fattore di struttura, che per quanto riguarda i quantitativi di armatura impiegati. L'analisi

pushover dunque, individuando i meccanismi fragili della struttura e mettendo in luce eventuali zone deboli, si pone come valido strumento analitico per effettuare una progettazione prestazionale della struttura basata eventualmente solo sul rinforzo locale delle zone più critiche, ottimizzando così i costi (quantificati in termini di risparmio sull'acciaio delle armature) e assicurando una migliore duttilità globale.

Nel **capitolo 7** si è proceduto con una applicazione del metodo ad un caso reale, con l'obiettivo di evidenziare come l'analisi pushover, abbinata ad uno dei metodi per la identificazione della richiesta di spostamento, sia in grado di predire il comportamento della struttura sotto gli effetti del sisma ipotizzato, permettendo una valutazione circa il livello di performance in termini di duttilità e quindi di spostamento limite, offerto dalla struttura.

Nel caso esaminato, le carenze prestazionali della struttura erano evidenti e sono state messe in luce anche dopo la prima analisi, effettuata con l'azione sismica di progetto, e riferita alla tipologia di suolo effettivo. Le analisi svolte successivamente, riferite all'azione sismica effettivamente presente durante la scossa del 01/11/2002, hanno marcato i deficit preesistenti, ed i risultati ottenuti si mostrano in accordo con i rilievi fotografici del danneggiamento reale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Albanesi, T. and Nuti, C. 2007. Analisi statica non lineare (pushover): Dipartimento di strutture, Università di Roma Tre, 2007.

ATC-40. 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Applied Technology Council, 1996.

Aydinoglu, M.N. 2003. An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2003, Vol. 1, pp. 3-36.

Bachmann, H. 1970. Influence of shear and bond on rotational capacity of reinforced concrete beams. *IABSE*. 1970, Vols. 30, Part. II, pp. 11-28.

Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. 1964. Inelastic Hyperstatic Frames Analysis, Proc. of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. 1964, pp. 85-142.

Casciari, R. 1996. *Introduzione all'analisi non lineare delle strutture: analisi in campo plastico*. Rende : Università della Calabria, 1996. .

Casciari, R. 2008. *Introduzione alla dinamica delle strutture*. Rende : Università della Calabria, 2008. .

CEB-FIP. 1993. Model Code 1990, Final Draft. *Bulletin d'Information*. 1993. 213/214.

Chopra, A.K. and Goel, R.K. 2001. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. *PEER Report 2001/03*. s.l. : Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2001.

Corley, W.G. 1966. Rotational capacity of reinforced concrete beams. *Journal of the Structural Division*. 1966, 92(ST5), pp. 121–146.

Cosenza, E., Greco, C. and Manfredi, G. 1998. An Equivalent Steel Index in the Assessment of the Ductility Performances of the Reinforcement. *CEB, Bulletin d'Information*. 1998, 242.

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

Dilger, W. 1966. Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung. *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton*. 1966.

Eifler, H. and Plauk, G. 1974. *Drehfähigkeit plastischer Gelenke in biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktionen*. : Bericht der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin, 1974. Vh 221.2.221.

EUROCODICE-2. ENV 1992-1-1, 2004. Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1, Regole generali e regole per gli edifici. ENV 1992-1-1, 2004.

EUROCODICE-8. Final Draft - prEN 1998-1, 2003. Design for structures for earthquakes resistance - Part 1 - General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Draft - prEN 1998-1, 2003.

Fajfar, P. and Fischinger, M. 1987. Non-linear seismic analysis of RC buildings: implications of a case study. *Eur. earthquake eng.* 1987. Vol. 1, pp. 31-43.

Fajfar, P. and Gaspersic, P. 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of rc buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1996, 25, pp. 31-46.

Fajfar, P. 1988. Trends in seismic design and performance evaluation, Proceedings 11th European conference on earthquake engineering. 1988.

FEMA-273. 1996. NEHRP, Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. : s.n., 1996.

FEMA-356. 2000. NEHRP, Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. : s.n., 2000.

FEMA-440. 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency. Washington D.C., 2005.

Freeman, S. A. 1998. Development and use of capacity spectrum method, The 6th US National Conference on Earthquake Engineering/EERI. Seattle, Washington : s.n., May 31–June 4 1998.

Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Tyrell, J.V. 1975. Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proc., 1st U.S. National Conf. on Earthquake Engrg. Berkeley : Earthquake Engineering Research Institute, 1975. pp. 113-122.

Gupta, B. and Kunnath, S.K. 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*. 2000, Vol. 16(2), pp. 367-391.

Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*. 1998, Vol. 20, 4-6, pp. 452-464.

Langer, P. 1987. Rotation Capacity of the Plastified Structural Region in Structural Concrete. *Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen*. 1987.

Laurenzano, G. and Priolo, E. 2006. Studio dell'interazione tra suolo-edificato nel comune di Bonafro. *REL. 2006/90-CRS 22 MODES d.d. 21/10/2006, INOGS*. Udine, 2006.

Li, L. 1995. Rotation capacity of plastic hinges in reinforced and prestressed concrete. *Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen*. 1995.

Mattock, A.H. 1967. Discussion of “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams” by Corley W.G. *Journal of the Structural Division*. 1967, 93(ST2), pp. 519-522.

Mucciarelli, M., et al. 2004. Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *BSSA*. 2004. 94 (5).

Newsoft s.a.s. 2008. *EDISIS 2000 v.9.12*. Rende (CS) Italy, 2008.

O.P.C.M. 3274. 20/03/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. 20/03/2003.

O.P.C.M. 3431. 03/05/2005. Ulteriori modifiche e integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003. 03/05/2005.

Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. 2001. Deformations of RC Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*. 2001, 98(2), pp. 135-148.

Riva, P. and Cohn, M. Z. 1990. Engineering Approaches to Nonlinear Analysis of Concrete Structures. *J. Struct. Engng. Div.* 1990, Vol. 116, 8.

Saiidi, M. and Sozen, M.A. 1981. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. *J. Struct. Div. ASCE*. 1981. Vol. 107, pp. 937-952.

Shibata, A. and Sozen, M. 1976. Substitute structure method for seismic design in R/C. *J. Structural Division, ASCE*. 1976. Vol. 102, pp. 1–18.

Siviero, E. 1976. Rotation capacity of monodimensional members in structural concrete. *CEB, Bulletin d'Information*. 1976, 105.

Tue, N., Qian, L. and Pommerening, D. 1996. *Duktilitätsanforderungen an vorgespannte Tragwerke im Hoch- und Brückenbau*: Darmstadt University of Technology, 1996. T2726.

Vulcano, A. 1983. Analisi strutturale non lineare: aspetti applicativi, Corso di aggiornamento sul "Calcolo automatico nell'ingegneria antisismica", XX lezione. Cosenza : Liguori Editore, aprile 28, 1983.

Vulcano, A. 1991. Duttività strutturale, Corso di aggiornamento in ingegneria sismica. Augusta, aprile 6, 1991.