

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI COSTRUZIONI E
TRASPORTI

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea

**Metodi agli spostamenti per la verifica sismica
di ponti a travata multicampata**

Displacement-Based procedures for seismic design
of multi-span girder bridges

Relatore: Ch.mo Prof. Claudio Modena

Correlatore: Ing. Marco Donà

Correlatore: Ing. Giovanni Tecchio

Laureanda: Elena Righetto

Anno Accademico 2012-2013

Alla mia famiglia

Indice

1	Due metodi a confronto: Force-Based Design, Direct Displacement-Based Design	4
1.1	Introduzione	4
1.2	Force-Based Design	5
1.2.1	Formulazione del metodo	5
1.2.2	Problemi relativi al metodo di progettazione alle forze . . .	6
1.2.3	Conclusioni	12
1.3	Direct Displacement-Based Design	13
1.3.1	Formulazione base del metodo	13
1.3.2	Obiettivi di “performance” globale per la progettazione sismica	15
1.4	Conclusioni: Metodo FDB vs Metodo DDBD	19
2	Direct Displacement-Based Design	22
2.1	Introduzione	22
2.2	Il metodo della “struttura sostituita”	22
2.2.1	Requisiti fondamentali della struttura reale	22
2.2.2	Definizione e analisi preliminari sulla struttura sostituita .	22
2.3	Strutture ad un solo grado di libertà (SDOF)	25
2.3.1	Formulazione base del metodo DDBD per strutture SDOF	25
2.3.2	Spostamento di progetto	27
2.3.3	Spostamento a snervamento	29
2.3.4	Considerazioni sugli effetti P- Δ	33
2.4	Strutture a molti gradi di libertà (MDOF)	39
2.4.1	Spostamenti di progetto	40
2.4.2	Massa effettiva	42
2.4.3	Smorzamento viscoso equivalente	43
2.4.4	Distribuzione della forza di taglio alla base di progetto . .	44
2.4.5	Analisi della struttura sotto la forza di progetto	44
2.4.6	Progettazione con il DDBD per i ponti: profili di spostamento trasversale di progetto	45
3	Spettro di risposta in spostamento e modelli di smorzamento	48
3.1	Spettro di risposta in spostamento	48
3.2	Smorzamento viscoso equivalente	54

3.3	Smorzamento viscoso equivalente	56
3.3.1	Smorzamento isteretico	56
3.3.2	Modelli isteretici	57
3.3.3	Smorzamento equivalente di tipo isteretico: studi di Dwairi et al	59
3.3.4	Smorzamento equivalente di tipo isteretico: studi di Grant et al.	61
3.3.5	Smorzamento elastico: studi di Grant	63
3.3.6	Conclusioni	67
3.4	Effetti dell'inelasticità sul DRS: formule di scalatura dello spettro	68
4	Analisi numeriche per ponti a travata multicampata	70
4.1	Introduzione allo studio parametrico	70
4.2	Generalità sulla modellazione	72
4.2.1	Geometria dell'impalcato	72
4.2.2	Modellazione Time-History	73
4.2.3	Azione sismica di riferimento per le analisi numeriche . . .	75
4.2.4	Casi di studio	76
4.2.5	Rapporti di rigidezza delle pile e materiali	78
4.2.6	Processo di verifica degli errori	79
4.3	Procedure di calcolo	80
4.3.1	Procedura "Direct Based-Displacement Design" (DDBD) iterativa	80
4.3.2	Prima procedura "Direct Effective Method" (DEM1)	91
4.3.3	Seconda procedura "Direct Effective Method" (DEM2) . .	101
4.4	Conclusioni	109
5	Conclusioni	112
A	Bibliografia	115

Elenco delle figure

1	Diagramma momento-curvatura di una colonna	7
2	Influenza della resistenza a flessione sulla relazione “momento-curvatura” (a) Assunzione di progetto (b) Condizioni reali	8
3	Spostamenti dovuti alla forza sismica in sistemi elastici e inelastici	9
4	Influenza dell’altezza nella capacità in duttilità per colonne circolari	10
5	Relazione tra resistenza e duttilità	11
6	Influenza dell’armatura a flessione sulla progettazione	12
7	struttura sostituita nel DDBD e rigidezza secante effettiva	13
8	Obiettivi di “performance” definiti nel “Vision 2000 Progress Report”	18
9	Interpretazione del “rapporto di danno”	23
10	Pile da ponte e deformazioni	28
11	Curve $M-\Phi$ selezionate per pile a sezione circolare	30
12	Resistenza flessionale nominale adimensionalizzata e curvatura a snervamento adimensionalizzata, per pile a sezione circolare	31
13	Resistenza flessionale nominale adimensionalizzata e curvatura a snervamento adimensionalizzata, per pile a grange sezione rettan- golare	33
14	Effetti $P-\Delta$	34
15	Influenza degli effetti del II ordine sulla curva di capacità del sis- tema resistente alle azioni verticali	35
16	Parametri isteretici utilizzati per derivare χ	37
17	Comportamento parametrico di χ_{TK} come funzione della rigidezza, valori $\beta = 0 \div 1$, $\theta_{P\Delta} = 0, 1$	38
18	Influenza della legge isteretica sugli effetti $P-\Delta$	39
19	Profili di spostamento laterale di ponti a più campate	42
20	Relazione tra duttilità e smorzamento	43
21	Rigidezza flessionale fessurata adimensionalizzata	45
22	Differenti profili di spostamento trasversale possibili per i ponti .	46
23	Spettro elastico definito dall’Eurocodice 8	49
24	Spettri orizzontali smorzati al 5%	51
25	Spostamento massimo del terreno d_{max}	52

26	Influenza della Magnitudo (M_W) e della distanza dell'epicentro o dal piano di faglia (r) sugli spettri di risposta in spostamento elastici ($\xi = 5\%$)	54
27	Influenza della Magnitudo (M_W) e della distanza dell'epicentro o dal piano di faglia (r) sugli spettri di risposta in spostamento elastici ($\xi = 5\%$)	55
28	Area di isteresi per determinare lo smorzamento	57
29	Leggi isteretiche considerate nelle analisi inelastiche Time-History	58
30	Smorzamento isteretico con l'approccio di Dwairi et al., in funzione della duttilità in spostamento e per vari modelli isteretici, con $T_{eff} \geq 1sec$	61
31	Smorzamento isteretico equivalente con l'approccio di Grant et al, in funzione della duttilità in spostamento e per vari modelli isteretici, per $T_{eff} = 4sec$	62
32	Dipendenza dal periodo effettivo della componente isteretica dello smorzamento viscoso equivalente, per varie leggi isteretiche	63
33	Isteresi bi-lineare e smorzamento elastico rappresentato nella curva Forza-Spostamento	64
34	Fattori K di correzione dello smorzamento elastico, in funzione della duttilità in spostamento e della legge isteretica (Grant et al). . . .	66
35	Sezione trasversale e caratteristiche inerziali dell'impalcato a cassone in C.A.P [cm]	72
36	Sezione trasversale e caratteristiche inerziali dell'impalcato in struttura mista e del cassone equivalente [mm]	73
37	Modello rappresentativo dell'analisi Time History	74
38	Modello <i>Concrete02</i> . Diagramma di Mander tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato e non confinato	74
39	Modello <i>Concrete02</i> . Diagramma Menegotto-Pinto tensione-deformazione per l'acciaio	75
40	Spettro in accelerazione e spettro smorzato in spostamento sovrapposto al movimento del terreno	75
41	Configurazioni dei ponti studiati	77
42	Tipico output ottenuto, caso ponte con impalcato in CAP (32223) $\vartheta = 4\%$	80

43	Componenti che contribuiscono allo ammortamento equivalente effettivo ξ_{eff} per la risposta trasversale di un ponte	81
44	Procedura DDBD-IT per la risposta trasversale di una struttura da ponte	84
45	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	85
46	3 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	85
47	3 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	86
48	3 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	86
49	3 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	87
50	3 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	87
51	5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	88
52	5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	88
53	5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	89
54	5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	89
55	5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	90
56	5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	90
57	Procedura DEM1 per la risposta trasversale di una struttura da ponte	94
58	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	95
59	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	95
60	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	96
61	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	96
62	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	97
63	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	97
64	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	98
65	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	98
66	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	99
67	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	99
68	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	100
69	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	100
70	Metodo Direct Effective Method (DEM2)	102
71	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	103
72	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	103
73	3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	104
74	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	104

75	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	105
76	3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	105
77	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$	106
78	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$	106
79	5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$	107
80	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$	107
81	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$	108
82	5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$	108
83	$\vartheta = 1\%$	109
84	$\vartheta = 3\%$	110
85	$\vartheta = 4\%$	110

Elenco delle tabelle

1	Combinazioni possibili dei livelli di “performance” delle costruzioni	16
2	Drifts ammissibili forniti nel “Vision 2000 Progress Report”	17
3	Livelli di pericolosità o di eccitazione sismica	17
4	Valori del coefficiente C_s utilizzabile nell’equazione 58	53
5	Coefficienti da utilizzare per determinare lo smorzamento isteretico equivalente attraverso la formula (64)	62
6	Valori dei coefficienti λ per derminare il fattore di correzione k dello smorzamento elastico al fine di relazionarlo alla rigidezza secante .	66
7	Smorzamento viscoso equivalente	67
8	Valori di RS per i ponti a 3 pile	78
9	Valori di RS per i ponti a 5 pile	79

Introduzione

Il presente lavoro di tesi si pone come scopo primario lo studio e la verifica di validità di un determinato ed innovativo approccio nella progettazione antisismica, con particolare riguardo al caso di strutture da ponte a travata in c.a. . Il procedimento, sviluppato negli ultimi quindici anni e inizialmente tra Stati Uniti e Nuova Zelanda, grazie al lavoro svolto fra gli altri da Priestley, Kowalsky e Paulay, è comunemente noto come “Direct Displacement-Based Design” (DDBD) e può essere considerato come una particolare interpretazione dei principi fondamentali espressi da tutte quelle metodologie progettuali che, sempre utilizzando una terminologia anglosassone, sono generalmente definite come “Performance-Based Design” (PBD) o “Performance-Based Earthquake Engineering” (PBEE). Come verrà sottolineato nell’elaborato, gli eventi sismici e le conseguenze che questi possono avere sull’integrità strutturale degli edifici e dei sistemi strutturali in generale, hanno comportato un graduale e costante mutamento degli approcci progettuali, spostando l’attenzione verso il nuovo concetto di “performance globale” di un determinato sistema strutturale con il conseguente sviluppo dei cosiddetti “performance-based designs” precedentemente menzionati. Soprattutto negli ultimi anni infatti, questo semplice, ma al tempo stesso fondamentale concetto, ha contribuito in maniera fondamentale alla diffusione ed allo sviluppo di tecniche di progettazione il cui scopo principale è la realizzazione di un determinato sistema strutturale capace di raggiungere un ben definito e prefissato livello di danneggiamento per un altrettanto ben specificato livello di intensità sismica.

- Nel primo capitolo della tesi viene dato risalto alle lacune sia tecniche che concettuali caratterizzanti le classiche procedure di progettazione “Forced-based”, per poi presentare ed analizzare gli sviluppi del DDBD come una logica conseguenza di queste mancanze appena menzionate. La prima parte della trattazione evidenzia in modo particolare la diretta relazione esistente fra un determinato livello di performance e la massima deformazione strutturale nonché la fondamentale inconsistenza nel valutare la duttilità strutturale globale attraverso un semplice, ed uniforme, coefficiente di riduzione della risposta elastica del sistema, facendo notare come un approccio di questo tipo non tiene in considerazione una numerosa

serie di fattori. In primo luogo, le forze elastiche riguardanti tutti i modi di vibrare della struttura vengono ridotte in modo uniforme utilizzando un unico coefficiente. Trascurando il fatto che le azioni inelastiche perdono di importanza man mano che si considerano le frequenze superiori a quella fondamentale, in aggiunta, l'influenza della geometria del sistema e della distribuzione della flessibilità dei vari elementi non entrano mai in gioco, nonostante siano entrambi dei fattori altamente importanti nella valutazione della dipendenza tra gli spostamenti laterali ed i corrispettivi livelli di duttilità, come dimostrato in alcuni semplici esempi riportati nel primo capitolo.

- Successivamente, al secondo capitolo, è presentato il metodo DDBD, le sue generalità, le ipotesi su cui si basa, la procedura di progettazione prevista per i sistemi ad un unico grado di libertà (SDOF) e per quelli a molti gradi di libertà (MDOF) ed, infine, sono riportati tutti quegli strumenti (risultati di studi sperimentali, formule di normativa ecc...) che il metodo stesso utilizza per la progettazione. La presentazione fatta in questo capitolo, seppur con un occhio di riguardo alle strutture da ponte, ha validità generale per qualsiasi sistema strutturale. La metodologia presentata, fissa all'inizio dell'intera fase progettuale un determinato livello di danneggiamento del sistema strutturale (generalmente in termini di massimo "drift"), per poi andare a definire gli spostamenti laterali di progetto ai vari livelli (edifici), o sui vari elementi strutturali (ponti), sulla base del primo modo di vibrare "inelastico" della struttura. Successivamente, le caratteristiche strutturali del sistema SDOF lineare elastico associato (ESDOF) vengono ricavate imponendo l'equivalenza energetica fra le due strutture e modellando lo smorzamento elastico e quello di tipo isteretico, fornito dalla non linearità del sistema reale, attraverso uno smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} . L'analisi vera e propria viene perciò completata con riferimento ad un sistema elastico lineare ad un grado di libertà (caratterizzato da una rigidezza secante equivalente relativa allo spostamento ultimo) e ad un altrettanto spettro degli spostamenti elastico, avente le ordinate ridotte in base al valore dello smorzamento equivalente sopra citato. Il taglio globale alla base viene infine distribuito ai vari livelli, o sui vari elementi strutturali, con riferimento agli spostamenti imposti all'inizio della fase di progettazione; l'armatura dei vari elementi viene ad essere pertanto dimensionata andando a considerare le azioni prodotte dalla particolare distribuzione laterale delle forze inerziali appena descritta.

- Tra gli “strumenti” principali che il metodo DDBD utilizza, ci sono lo spettro di risposta in spostamento e il fattore di smorzamento equivalente ζ_{eq} . Quest’ultimo è necessario per caratterizzare l’oscillatore elastico lineare ESDOF che il metodo utilizza in sostituzione al sistema strutturale reale con comportamento non lineare; a tale coefficiente, che rappresenta un punto nevralgico per il buon esito della progettazione con il metodo DDBD, è dedicato buona parte del capitolo 3. In tale capitolo saranno presentate diverse formulazioni di questo coefficiente, da quella di carattere storico basata su un approccio concettuale a quelle più recenti e accreditate derivanti da studi empirici.

-Il capitolo 4 si propone l’obiettivo di verificare la bontà del metodo di progettazione DDBD attraverso una serie di analisi numeriche parametriche, specificate nel dettaglio e riprese in forma sintetica nel capitolo conclusivo, relative a strutture da ponte a travata in c.a.. La validità di tale metodo è commisurata in termini di errore relativo commesso sulla predizione dello spostamento ultimo del sistema oggetto di studio, e l’analisi di controllo è ovviamente quella non lineare “al passo” nel dominio temporale (analisi Time-History). Le analisi parametriche condotte si riferiscono a strutture MDOF. Gli obiettivi principali di quest’ultimo capitolo sono la verifica della bontà del metodo in funzione del livello di performance scelto per la progettazione, in funzione della rigidezza trasversale dell’impalcato e, soprattutto, in funzione della regolarità strutturale (in termini di rigidezza relativa tra le pile). Si è studiata inoltre la validità di un nuovo metodo, “Direct Effective Method” (DEM), che presenta il vantaggio di essere non iterativo. Questo viene applicato in due diverse modalità e la sua esattezza viene commisurata sempre in termini di errore relativo commesso sulla predizione dello spostamento ultimo rispetto all’analisi Time-History.

-Nel capitolo 5, infine, sono riportate le conclusioni al lavoro di tesi svolto, con particolare riferimento agli studi parametrici effettuati, descritti al capitolo 4.

1 Due metodi a confronto: Force-Based Design, Direct Displacement-Based Design

1.1 Introduzione

Il concetto di progettazione di strutture per la realizzare un determinato stato limite definito da limiti di deformazione è stato introdotto in Nuova Zelanda nel 1993. Particolarmente dagli anni 2000 è in corso un intenso sforzo di ricerca coordinato in Europa e Stati Uniti per sviluppare un nuovo metodo di calcolo come valida alternativa agli attuali approcci basati sul concetto di forza. Diversi sistemi strutturali, tra cui i ponti, sono stati considerati in una serie di programmi di ricerca.

Gli studi per la progettazione sismica negli ultimi 100 anni sono stati in continua evoluzione e tra i vari aspetti che si sono approfonditi ci sono l'uso dell'analisi Time-History e l'approccio Displacement-Based Design. Inizialmente, a seguito dei danni strutturali che si sono avuti nei forti terremoti del 20° secolo (Kanto, Longo Beach, Naier), la forza del sisma era percepita in termini di forza laterale proporzionale alla massa. Tra gli anni '40 e '50 si inizia a studiare il periodo di vibrazione della struttura che modifica l'intensità delle forze considerando l'analisi strutturale basata su una risposta elastica.

Il concetto di "duttilità" è stato introdotto tra gli anni '60 e '70 dopo prove sperimentali e studi empirici che affermavano che determinati tipi di strutture potevano resistere a forze molte volte più grandi rispetto a quelle calcolate nell'analisi elastica. Tali considerazioni sono state valutate tramite concetti di resistenza ultima, usando livelli ridotti dei valori elastici con fattori di riduzione che differivano notevolmente tra codici di calcolo di diversi paesi sismicamente attivi. Gradualmente si è arrivati alla considerazione che la forza è importante solamente quando aiuta a ridurre gli spostamenti che possono essere direttamente correlati al danno; inoltre la corretta definizione di vulnerabilità strutturale doveva essere correlata alle deformazioni e non alla forza.

La base di questo nuovo approccio è denominata "Direct Displacement Based Design" (DDBD); è stata introdotta da Priestley nel 1993 e subito sottoposta a notevole ricerca in Europa, Nuova Zelanda e Nord America. La filosofia fondamentale di questo metodo è che le strutture dovrebbero essere progettate per ottenere specifici livelli di "performance" una volta sollecitate da un determinato

sisma. L'obiettivo è quello di poter descrivere le strutture progettate come strutture a rischio uniforme, ovvero progettate con spettro di rischio uniforme su cui si basa la presente progettazione. Il progetto di ricerca ha dovuto riesaminare una lunga serie di principi fondamentali della sismica in materia ingegneristica tra i quali una revisione dei dati di input dati dal sisma. Viene svolto un riesame di alcuni aspetti fondamentali della Time-History, in particolare la parte legata alla modellazione di smorzamento elastico e lo sviluppo di equazioni relative allo smorzamento viscoso equivalente alla domanda di duttilità. Tale metodo di calcolo punta a produrre strutture sicure con rischi uniformi di danno sotto specifici livelli sismici.

1.2 Force-Based Design

1.2.1 Formulazione del metodo

Nella progettazione basata sulle forze, la rigidità elastica degli elementi strutturali è richiesta all'inizio dell'intero processo progettuale, in modo da definire il periodo elastico naturale della struttura. In una fase successiva si distribuisce la forza d'inerzia totale tra i vari elementi della struttura stessa. La schematizzazione di tale progettazione è riassunta di seguito:

1. Stima della geometria. In molti casi tale geometria deriva da considerazioni che non tengono conto dei carichi sismici.
2. Le rigidità sono stimate preliminarmente.
3. Si calcola il periodo elastico naturale della struttura (approccio forze laterali equivalenti) oppure i vari modi di vibrare tramite l'analisi dinamica. Il periodo è dato da:

$$T = 2k\sqrt{\frac{m_e}{k}} \quad (1)$$

m_e Massa sismica (di norma si considera la massa totale)

4. Il calcolo del taglio alla base corrisponde alla risposta elastica senza considerare l'effetto della duttilità. Tale valore è dato da:

$$V_{base} = C_T I (g m_e) \quad (2)$$

C_T Coefficiente sismico che dipende dall'intensità sismica, condizioni del suolo e periodo

I Fattore che dipende dai diversi livelli di rischio per diverse strutture

5. Scelta del fattore di riduzione di forza R_μ che corrisponde alla capacità di duttilità e al materiale utilizzato. Generalmente è un valore dato dal programma di calcolo e non da una scelta di progetto.
6. Calcolo il taglio alla base di progetto:

$$V_{base} = \frac{V_{base,e}}{R_\mu} \quad (3)$$

Il taglio alla base è distribuito sulla struttura per fornire i vettori delle forze sismiche applicate. La forza sismica totale è distribuita tra i diversi elementi resistenti lateralmente, come i setti e le pareti portanti, in modo proporzionale rispetto alla rigidezza.

7. Progettazione dell'armatura a flessione e a taglio degli elementi
8. Controllo degli spostamenti
9. Se gli spostamenti superano i limiti di progetto, si necessita di una nuova progettazione tramite un aumento delle dimensioni al fine di aumentare la rigidezza.

1.2.2 Problemi relativi al metodo di progettazione alle forze

1. Legame tra rigidezza e resistenza

Il problema fondamentale del metodo di progettazione basato sulle forze (FDB) è la scelta di un' appropriata rigidezza degli elementi poiché la scelta deve essere fatta prima della determinazione delle forze sismiche. Si considera la rigidezza flessionale che viene stimata dal diagramma momento-curvatura data da:

$$EI = \frac{M_N}{\Phi_y} \quad (4)$$

M_N = Resistenza nominale a flessione

Φ_y = Curvatura a snervamento associata, relativa alla rappresentazione dal diagramma momento-curvatura tramite una bilatera.

La formula appena citata indica che in tale metodo si considera la rigidezza degli elementi indipendente dalla resistenza e la proporzionalità diretta tra curvatura e momento.

Il diagramma (figura (1)) consiste in un segmento elastico iniziale che passando attraverso il punto di primo snervamento (M_y, Φ_y) è estrapolato fino al valore di M_N , e un segmento successivo allo snervamento che connette alla resistenza e allo spostamento ultimi (M_U, Φ_U).

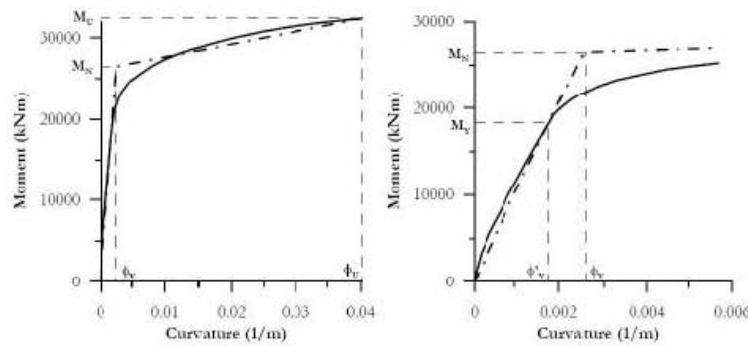


Figura 1: Diagramma momento-curvatura di una colonna

Analisi dettagliate dimostrano che questa assunzione non è valida, molti test sperimentali hanno mostrato che la curvatura a snervamento si può considerare indipendente dalla resistenza flessionale (figura (2)) a differenza di quanto si evince dalla formula (4). Si può concludere quindi che il metodo FDB non porta a risultati esatti; dovrebbe essere un approccio iterativo con la rigidezza degli elementi aggiornata ad ogni iterazione mentre nella realtà ci si ferma al primo passaggio considerando il valore I_g della sezione non fessurata.

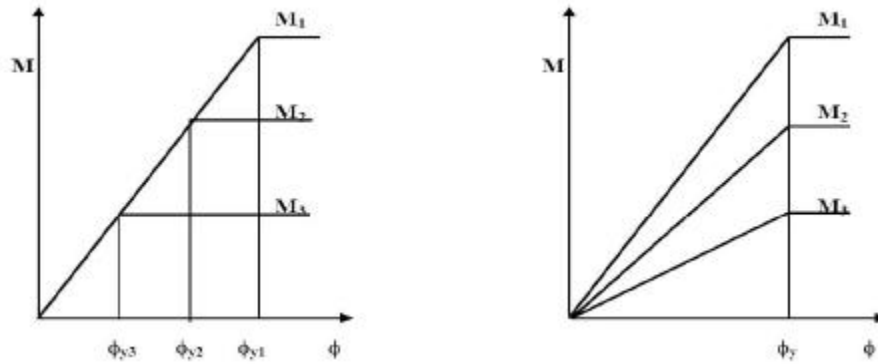


Figura 2: Influenza della resistenza a flessione sulla relazione “momento-curvatura” (a) Assunzione di progetto (b) Condizioni reali

2. Duttilità e coefficiente di riduzione della forza di progetto

I concetti di “duttilità” e “fattore di riduzione di forza” sono strumenti fondamentali nella progettazione sismica. Per una struttura con risposta lineare elastica la massima forza sviluppata si ha nel punto di massimo spostamento ovvero al raggiungimento di F_{el} . Nella figura (3) si raffigurano 3 livelli di forza considerati applicati a 3 strutture. Le forze sono legate alla risposta elastica tramite il fattore di riduzione delle forze R .

$$F_R = \frac{F_{el}}{R} \quad (5)$$

Nel caso in figura la capacità in duttilità dipende dal rapporto che sussiste tra la richiesta di spostamento del sistema inelastico e quella del relativo sistema elastico con rigidezza iniziale uguale e resistenza illimitata. Tale legge si esprime con la seguente relazione:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \frac{F_{el}}{F_R} = R \quad (6)$$

μ_{Δ} Capacità di duttilità in spostamento

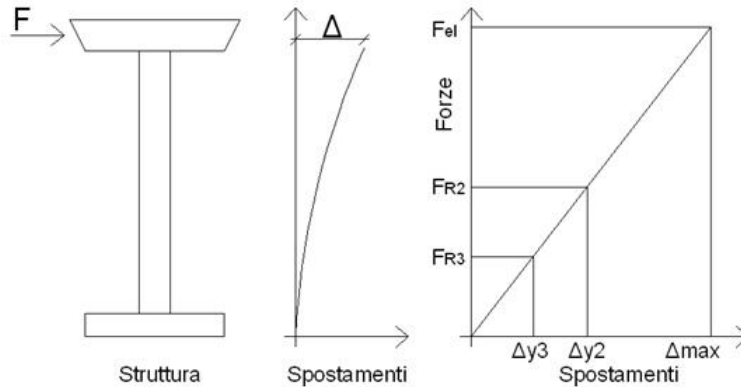


Figura 3: Spostamenti dovuti alla forza sismica in sistemi elastici e inelastici

La procedura tradizionale FDB consiste nell’analisi modale della struttura, il calcolo della forza d’inerzia totale elastica ed infine il calcolo dell’armatura a flessione degli elementi strutturali. Tale calcolo si esegue introducendo il fattore di riduzione della forza collegato con il livello di duttilità che si desidera. Ci sono tuttavia delle incongruenze quando si tratta di modellare realisticamente una struttura.

Si è infatti studiato che l’approssimazione dell’ “uguaglianza in spostamento” tra sistema inelastico e relativo sistema elastico è inappropriata sia per periodi molto corti che per periodi molto lunghi; inoltre si mette in dubbio anche la validità per il medio periodo per gli effetti dovuti alla durata dell’azione sismica (cicli isteretici) che vengono completamente ignorati. Il fattore di riduzione della forza (R) è relazionato alla capacità di duttilità in spostamento (μ_{Δ}) attraverso una relazione che dipende dal rapporto che intercorre tra la richiesta di spostamento del sistema inelastico e quella del relativo sistema elastico con stessa rigidità iniziale e resistenza illimitata. Per strutture non elastiche la forza è meno importante dello spostamento e questo si evince dal fatto che le forze F_{R2} e F_{R3} hanno poca influenza sul valore dello spostamento finale Δ_{max} . Nei sistemi elastici considerare spostamenti o forza è equivalente.

In alcuni studi svolti per ovviare a queste incongruenze date dal considerare “l’uguaglianza in spostamento” tra i due diversi sistemi si propone la regola dell’ “eguaglianza energetica”. Si tratta quindi, riferendosi al grafico

forza-spostamento del sistema, di eguagliare l'area sottesa dalla linea rappresentante il sistema inelastico con quella sottesa dalla linea relativa al sistema elastico corrispondente. La formula diventa:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{(R^2 + 1)}{2} \quad (7)$$

Qualsiasi sia la formula usata l'intervallo dei valori di duttilità in spostamento associata è molto ampia quindi l'assunzione del metodo FDB che utilizza un solo coefficiente riduttivo delle forze è poco precisa. Inoltre applicando sempre lo stesso fattore di riduzione della forza a tutti i modi di vibrare si rischia di sottostimare l'importanza dei modi superiori.

Un'altra inesattezza consiste nel considerare che strutture di un certo materiale e di una certa classe abbiano la stessa capacità di duttilità, non tenendo conto della geometria della sistema. Un esempio dell'influenza della geometria si può dedurre dallo studio della duttilità di due pile da ponte con la stessa sezione e carichi ma con altezze diverse (figura (4)). Le due colonne hanno lo stesso campo di curvature ϕ_y , stessa curvatura ultima Φ_u e stesso fattore di duttilità in curvatura $\mu_\Phi = \Phi_u / \Phi_y$.

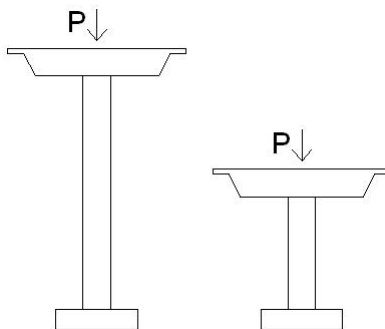


Figura 4: Influenza dell'altezza nella capacità in duttilità per colonne circolari

Il campo di spostamenti di può approssimare in tal modo:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \quad (8)$$

H Altezza effettiva

Lo spostamento plastico risulta essere:

$$\Delta_p = \phi_p L_P H \quad (9)$$

$\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$ spostamento plastico

$\phi_P = \phi_u - \phi_y$ curvatura plastica

L_p distanza della cintura plastica

La capacità di duttilità in spostamento è data da:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_P}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_P}{\phi_y H} \quad (10)$$

3. Relazione tra resistenza e domanda di duttilità

Una tipica assunzione del metodo FDB è che all'aumentare della resistenza di una struttura si aumenta la sicurezza. Usando l'assunzione del metodo FDB che la rigidezza è indipendente dalla resistenza, per una data sezione, si vede (figura 5) che aumentando la resistenza da S1 a S2 si riduce la domanda di duttilità finchè lo spostamento finale rimane costante mentre il campo degli spostamenti aumenta. Questo però si è già notato non essere valido della figura (2).

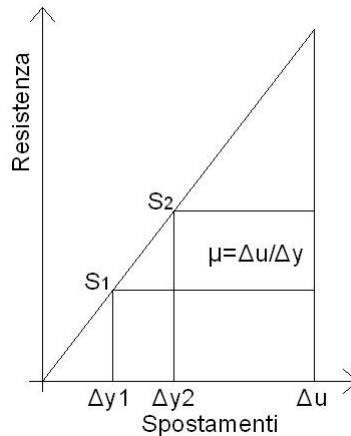


Figura 5: Relazione tra resistenza e duttilità

Un riassunto del comportamento reale di una struttura di riassume in figura (6).

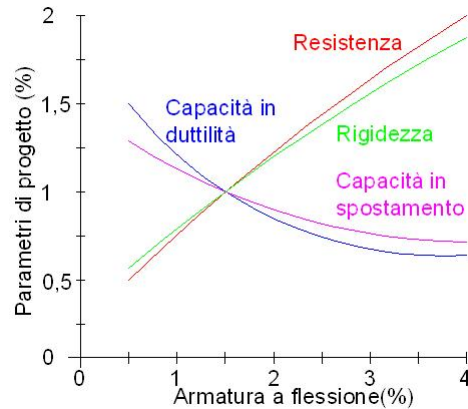


Figura 6: Influenza dell'armatura a flessione sulla progettazione

La capacità di spostamento risulta opposta rispetto a quello che ci si aspetta dal metodo FDB ovvero che diminuisca all'aumentare della resistenza. Quindi, se è valido l'approccio dell'eguaglianza degli spostamenti, abbiamo una minor sicurezza all'aumentare della resistenza. La capacità in duttilità diminuisce leggermente rispetto alla capacità in spostamento. Tuttavia mentre la rigidezza e la resistenza aumentano diminuisce il periodo elastico e la domanda di spostamento.

1.2.3 Conclusioni

Si sono evidenziati diversi problemi associati al metodo delle forze che si possono riassumere come segue:

- Il metodo si affida a stimare una rigidezza iniziale per determinare un periodo e una distribuzione delle forze tra i diversi elementi strutturali. Poiché però la rigidezza dipende dalla resistenza, questa non può essere calcolata in modo esatto finché la progettazione non è ultimata.
- Assegnare le forze sismiche agli elementi calcolati con la rigidezza iniziale risulta essere illogico per molte strutture perché si assume non correttamente che diversi elementi cedono contemporaneamente.
- Il metodo FDB assume valido un unico fattore di riduzione (che deriva dalla capacità in duttilità) per una data struttura. Questo risulta inesatto.

Tale metodo se utilizzato con principi di progettazione di capacità (tenendo cioè conto della gerarchia delle resistenze) e ponendo attenzione ai dettagli costruttivi, porta a risultati soddisfacenti e sicuri. Tuttavia il grado di protezione dal rischio sismico non è uniforme tra le varie strutture.

1.3 Direct Displacement-Based Design

1.3.1 Formulazione base del metodo

Il *Direct Displacement-Based Design* (DDBD) rappresenta un metodo di progettazione agli spostamenti nato per mitigare le deficienze del metodo basato sulle forze. La differenza principale tra i due metodi sta nel fatto di progettare la struttura come un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF), il quale contiene in sé le caratteristiche necessarie a soddisfare un picco di risposta in spostamento, piuttosto che in riferimento alle caratteristiche elastiche iniziali. Tutto questo è basato sulla definizione di una *struttura sostituita*.

Pertanto la filosofia di questo approccio è di progettare una struttura, la quale deve soddisfare una dato stato limite di “performance” sotto una data intensità sismica, il cui scopo, è quello di determinare i requisiti di resistenza dei diversi sistemi strutturali, atti a garantire i limiti richiesti. L’incognita della progettazione è dunque la struttura stessa. Il metodo di progettazione viene illustrato con riferimento alla figura (7).

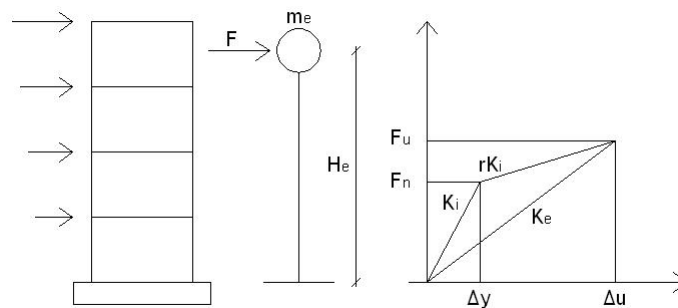


Figura 7: struttura sostituita nel DDBD e rigidezza secante effettiva

Nella figura è possibile notare come sia considerato un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF), il quale costituisce la rappresentazione di un edificio a telaio. Tale approccio è pensato per tutte le tipologie strutturali.

E' rappresentato anche lo sviluppo bi-lineare della risposta laterale forza-spostamento dello SDOF. Si rappresenta una iniziale rigidezza elastica $K_{cr,i}$, seguita da una rigidezza post-elastica $rK_{cr,i}$ a seguito dello snervamento raggiunto. Mentre un approccio alle forze, caratterizza la struttura in termini di proprietà elastiche e pre-snervamento (utilizzando la rigidezza elastica K_i e lo smorzamento elastico), il DDBD caratterizza la struttura secondo una rigidezza secante effettiva $K_{s,i}$ e in corrispondenza del massimo spostamento Δ_u ed un livello equivalente di smorzamento viscoso elastico ξ il quale rappresenta la combinazione dello smorzamento elastico e quello isteretico corrispondente all'energia assorbita durante l'evento sismico. Tutto ciò viene fatto con riferimento ad un dato livello di domanda di duttilità e quindi di risorse inelastiche della struttura.

Una volta che è stata determinata la massima risposta in termini di spostamento, stimato il corrispondente smorzamento viscoso equivalente, si può determinare il periodo effettivo T_e questo corrisponderà alla massima risposta in spostamento ottenuto con riferimento all'altezza effettiva H_e e si determinerà direttamente da una serie di spettri di risposta per differenti livelli di smorzamento.

La rigidezza effettiva K_e può essere determinata invertendo semplicemente la classica relazione di un oscillatore lineare ad un solo grado di libertà, nel modo seguente:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (11)$$

m_e Massa effettiva nella struttura per il modo fondamentale di vibrare.

Dalla figura (7) è possibile determinare il valore della forza F applicata alla struttura sostituita, che di conseguenza sarà pari al valore del taglio alla base della struttura:

$$F = V_{base} = K_e \Delta_d \quad (12)$$

La formulazione DDBD ha il merito di caratterizzare gli effetti di duttilità in spostamento, a partire dalla domanda sismica. La difficoltà di tale metodo consistono nel determinare le caratteristiche della struttura sostituita, gli spostamenti di progetto e lo sviluppo degli spettri di spostamento. Bisogna inoltre porre attenzione alla distribuzione della forza di taglio di progetto V_{base} nelle diverse masse discretizzate.

1.3.2 Obiettivi di “performance” globale per la progettazione sismica

Negli ultimi anni è cresciuto l’interesse nel definire gli obiettivi di “performance” sismica nelle strutture. Un obiettivo di “performance” sismico è definito dall’accoppiamento di certi livelli di “performance” aspettati, relativi alla struttura, con certi livelli di pericolosità sismica. Il primo indice dipende dagli stati di danno ammissibili scelti per la struttura, relativi agli elementi strutturali e non strutturali, mentre il secondo indice è basato sulla frequenza (o “periodo di ritorno”) di una specificata intensità sismica. Si possono ottenere varie combinazioni tramite le linee guida espresse nell’“ATC-40”¹ e nel documento “Vision 2000 Progress Report”² pubblicato dalla SEAOC.

Il documento “Vision 2000 Progress Report” mette in luce il concetto di *obiettivo di “performance”*, inteso come unione di un livello di intensità sismica con un *livello di “performance”* atteso per la struttura. Tale concetto ha profondamente influenzato le attuali filosofie progettuali. Nel documento vengono considerati i 4 *livelli di “performance”* più utilizzati e i 4 *livelli di pericolosità sismica*.

1. I 4 *livelli di “performance”* sono:

- Livello 1: *Fully Operational*

La struttura continua la sua funzione mantenendo rigidezza e resistenza iniziali. I danni sono trascurabili, le componenti non strutturali sono sicure.

- Livello 2: *Operational*

La struttura può essere occupata in sicurezza subito dopo il sisma. Gran parte delle funzioni per le quali la struttura è stata progettata devono poter essere riprese immediatamente. In particolare, i servizi essenziali devono essere protetti, viceversa, quelli non essenziali possono andare distrutti. Si richiede esclusivamente la riparazione dei servizi non essenziali. I danni sono, in ogni caso, contenuti.

- Livello 3: *Life Safe*

¹“*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*” vol.1, Applied Technology Council, ATC-40,1996

²California Office of Emergency Services (OES), *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, USA, 1995

Viene essenzialmente garantita la salvaguardia delle vite umane. I danni sono da moderati a estesi. Teoricamente tali danni potrebbero essere riparati, ma ciò non sarebbe economicamente conveniente.

- Livello 4: *Near Collapse*

Ci sono danni gravi sia alle componenti strutturali che non strutturali. Si ha un piccolo margine prima del collasso, le componenti non strutturali possono essere labili con pericolo di crollo. La struttura probabilmente non sarà riparabile.

Tali livelli si ricavano dalla combinazione dei livelli di danno sia strutturali che non strutturali riportati in tabella (1).

NP Livelli di "performance" non strutturali	SP - Livelli di "performance" strutturali					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety	SP-5 Structural Stability	SP-6 Non Considered
NP-A Operational	1-A Fully Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy	1-B Operational	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety	1-C	2-C	3-C Life Safe	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered	NR	NR	3-E	4-E	5-E Near Collapse	Not Applicable

Tabella 1: Combinazioni possibili dei livelli di "performance" delle costruzioni

NR Combinazioni non raccomandate di SP-NP

1-A/1-B/3-C/5-E *Livelli di performance* delle costruzioni di riferimento

Esiste poi una seconda tabella (tabella (2)) che fornisce i rispettivi limiti di "drift" tollerabile, massimo e permanente.

Tabella 2: Drifts ammissibili forniti nel “Vision 2000 Progress Report”

Stati limiti della costruzione	Drift (%) massimo ammissibile	Drift (%) permanente ammissibile
Operational	0,2	trascurabile
Immediate Occupancy	0,5	trascurabile
Life Safety	1,5	0,5
Structural Stability	2,5	0,5

2. Livelli di pericolosità sismica

La pericolosità di un evento sismico calcolata con approccio probabilistico viene indicata con una certa probabilità annuale di accadimento. La relazione tra i livelli di pericolosità sismica, o di eccitazione sismica, e la probabilità annuale di superamento di ogni livello, differisce in accordo sulla sismicità locale e all'importanza strutturale. I livelli di eccitazione sismica considerati nell' “ATC-40” e nel “Vision 2000 Progress Report” sono riportati nella tabella (3).

Tabella 3: Livelli di pericolosità o di eccitazione sismica

Periodo di Ritorno Tr (anni)	Probabilità di accadimento	Denominazione	
		ATC-40	Vision 2000
43 - Frequent	87% in 50 anni	/	EQ-I
72 - Occasional	50% in 50 anni	SE	EQ-II
475 - Rare	10% in 50 anni	DE	EQ-III
970 - Very Rare	5% in 50 anni	ME	EQ-IV

In particolare, nel “Vision 2000 Progress Report” i 4 livelli si indicano con la sigla EQ-I/EQ-IV, mentre nell' “ATC-40” si definiscono con le sigle SE (Serviceability Earthquake), DE (Design Earthquake), ME (Maximum Earthquake).

3. Obiettivi di “performance” sismica

La relazione tra i “livelli di performance” e i “livelli di pericolosità sismica” dà luogo agli *obiettivi di performance* sismica che sono quelli che deve garantire la struttura.

La relazione tra i 4 livelli di eccitazione sismica e la probabilità annuale che si superi tale livello sarà diversa a seconda della sismicità locale e dell'importanza della struttura, come si può vedere dalla figura (8).

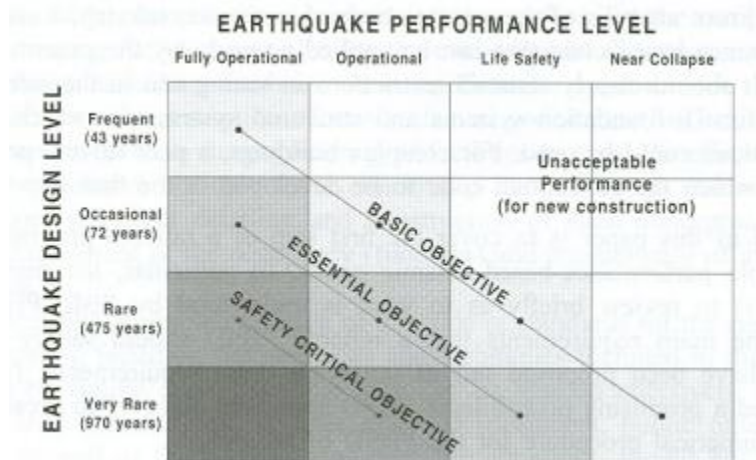


Figura 8: Obiettivi di “performance” definiti nel “Vision 2000 Progress Report”

Gli “*obiettivi di performance*” diventano sempre più severi (cioè richiedono un danno via via sempre minore) con l’aumentare del tempo di ritorno del sisma e con l’aumentare dell’importanza della struttura. Infatti per quanto riguarda le strutture non molto importanti, danni maggiori sono accettabili per eventi sismici rari, viceversa per eventi sismici di bassa rilevanza sono attesi danni modesti o nulli; per strutture di importanza superiore, invece, si richiede anche che sotto terremoti di intensità notevole, i danni siano modesti o nulli. La linea “*Basic Objective*” identifica una serie di livelli di “performance” per le strutture normali, come per esempio potrebbero essere gli edifici di civile abitazione. La linea “*Essential*” e “*Safety*” sono relazionate per classi strutturali di maggior importanza come gli ospedali. Tale metodo è tuttavia incompleto poichè non tratta il concetto di “*damage control*” ossia il controllo del danno subito dalla struttura. Ci si può infatti trovare nella situazione secondo cui i danni dovuti alle azioni inelastiche siano consistenti a tal punto da esserci dei costi di riparazione non convenienti economicamente.

1.4 Conclusioni: Metodo FDB vs Metodo DDBD

La consueta progettazione in zona sismica è basata sull'approccio del metodo "Force-Based Design", ovvero su delle valutazioni degli stati di sollecitazioni indotti da condizioni di carico simulanti gli effetti del sisma. Questi vengono confrontati con le sollecitazioni massime a cui le sezioni possono resistere in funzione delle caratteristiche dei materiali costituenti.

Successivamente, mediante ipotesi di legami costitutivi vari, si procede alla verifica degli stati di deformazione subiti dalla struttura che devono essere mantenuti inferiori a valori sperimentali. Questo perchè tradizionalmente l'azione del terremoto si traduce a livello progettuale con l'imposizione di condizioni di carico che sono, essenzialmente, identificabili con le forze d'inerzia generate sulla struttura dall'accelerazione trasmessa dal terreno. L'attenzione si incentra quindi sullo stato di progettazione che tali forze generano sulla struttura e che non possono essere superiori ai limiti concessi dalla resistenza del materiale sottoposto a sollecitazioni cicliche.

Per prima cosa il progettista tenta di effettuare la stima delle forze inerziali, cioè del caricamento indotto dal terremoto, imponendo terremoti di progetto alla struttura, mediante analisi computazionali. Successivamente gli altri componenti strutturali vengono dimensionati in modo tale che siano in grado di resistere alle azioni sismiche e non si generino fenomeni di crisi locali che potrebbero nuocere alla sicurezza delle persone.

Questo approccio pertanto interpreta il terremoto come una combinazione di carico in cui si ha l'azione combinata di forze orizzontali e verticali. In tale contesto gli spostamenti diventano un parametro di verifica ma non di progetto, infatti è ad essi che ci si riferisce per andare a valutare i danni ma essi sono controllati solo alla fine della progettazione. Con tale controllo così ci si assicura definitivamente che le rigidità reali siano adeguate e che la struttura sia in grado di resistere al movimento dovuto al terremoto.

Tale approccio presenta dei vantaggi primo fra tutti quello di essere codificato oramai in tutto il mondo, e pertanto perfettamente utilizzato a livello ingegneristico. Inoltre si è rilevato facilmente utilizzabile nell'ordinaria progettazione in quanto si riduce sostanzialmente all'uso di combinazioni di carico addizionali alle consuete per gravità e vento.

Tuttavia, esso ha dimostrato sempre maggiori carenze; Il danno strutturale

infatti risulta caratterizzato dalle deformazioni plastiche raggiunte in tratti della struttura (cerniere plastiche), mentre i danni ad elementi non strutturali vengono caratterizzati dalle deformazioni totali e dagli spostamenti effettivi degli stessi.

Secondo il Force Based Design, forza e duttilità sono legati agli altri parametri di progettazione mediante il coefficiente riduttivo “R” (equazione (6)) presente nei codici americani ed il coefficiente di struttura “q” presente nella normativa europea (EC8) che è definito e valutabile. Questi parametri rappresentano il rapporto tra la forza che induce sollecitazioni al limite elastico, e quelle che inducono plasticizzazione, e dipendono sia dal luogo, che dalla tipologia strutturale, che dal meccanismo di collasso a cui si vuole predisporre la struttura. Il valore di questi parametri è direttamente applicato a tutte le varie parti strutturali, ma a livello teorico sono state già stabilite empiricamente delle relazioni che legano i coefficienti di struttura con la duttilità richiesta (lo stesso EC8 da un metodo di valutazione “convenzionale” del coefficiente di struttura) solo per sistemi ad un grado di libertà.

Nel caso di sistemi a più gradi di libertà la correlazione tra coefficiente di struttura e duttilità richiesta è molto più difficile da valutare.

Quindi il primo limite riscontrato è risultato connesso con il fatto che una progettazione con approccio FBD implica l’utilizzo di fattori di duttilità che si rivelano non uniformi in relazione al rischio sismico; questo perchè la duttilità si rivela come un indicatore di danno potenziale, che in tal caso non è uniformemente considerata. Un secondo limite deriva dalle modellazioni delle strutture che nei codici possono introdurre delle direzioni preferenziali limitate e per cui si usa un valore realistico della rigidità nella valutazione degli spostamenti; la conseguenza è che il coefficiente di struttura è meno riduttivo e per questo motivo nasce a livello progettuale la necessità di operare successive iterazioni che aumentano la complessità dei problemi determinando tempi più lunghi. In molti codici per l’analisi modale, un limite che si è riscontrato è risultato essere quello della sottostima delle influenze ai modi a frequenza più alta che implica delle valutazioni essenzialmente alastiche degli spostamenti. Altra carenza di tale metodo consiste nell’impossibilità di correlare in modo efficace le forze agenti con gli effetti P- Δ . Proprio nell’intento di controllare e limitare gli effetti P- Δ occorre un monitoraggio continuo degli spostamenti globali, che pertanto si inseriscono nella progettazione come parametri vincolanti. L’approccio corrente richiede una definizione prioritaria della matrice di rigidità delle singole parti, che compor-

ta la successiva ripartizione delle azioni in base a tali valori; questo implica che nel caso di cedimenti parziali delle sezioni occorre operare una rivalutazione della rigidità e questo limita l'analisi di strutture con alti periodi propri.

Nell'ottica del Direct Displacement-Based Design l'approccio al problema si è invertito poichè si punta a valutare a priori gli effetti che si vogliono ottenere in funzione di diversi livelli di rischio. Si adatta la progettazione degli elementi a quelle che sono le prestazioni che si vogliono ottenere per diversi parametri che vengono identificati sia tenendo conto dell'aspetto sociale (destinazione d'uso) che statistico.

I vantaggi del metodo stanno nel fatto che esso si fonda sull'utilizzo delle caratteristiche proprie dei materiali e sul loro comportamento reale. I danni, che siano essi strutturali o meno, sono sempre controllati a livello operativo mediante una limitazione dei valori dei parametri prestazionali. Inoltre si ha una valutazione della duttilità strutturale in modo diretto offrendo così migliori valutazioni per dettagli strutturali. Gli effetti $P-\Delta$ risultano valutabili direttamente consentendo riscontri diretti degli eventuali problemi dovuti a fenomeni di non linearità. Si può affermare quindi che l'approccio DDBD prevede l'unificazione della progettazione sismica basata su un uso intuitivo e controllato dalle risorse di duttilità e degli spostamenti in campo non elastico.

2 Direct Displacement-Based Design

2.1 Introduzione

Il metodo di progettazione chiamato “Direct Displacement-Based Design” (DDBD) caratterizza la struttura secondo un grado di libertà calcolato tramite il massimo spostamento anzichè partendo dalla sue iniziali caratteristiche elastiche. Si parla quindi di un approccio di “Struttura Sostituita” in cui si vuole raggiungere un determinato stato di “performance” dato un determinato livello sismico. Questo darà un determinato rischio sismico che sarà compatibile con lo spettro usato nella progettazione. In questo capitolo si descriverà il metodo prima per sistemi semplici SDOF e successivamente per modelli MDOF in generale.

2.2 Il metodo della “struttura sostituita”

2.2.1 Requisiti fondamentali della struttura reale

Il metodo della “struttura sostituita” fa ottenere una risposta inelastica di una struttura MDOF in c.a.. Si ottengono i risultati di una struttura reale operando in un modello con rigidezza equivalente e caratteristiche di smorzamento relazionate al livello desiderato. Tale struttura deve avere determinate caratteristiche e vengono richieste delle ipotesi preliminari:

- Si può calcolare il comportamento del sistema in un piano verticale.
- Non sono ammesse sensibili variazioni di geometria o di massa lungo l’altezza
- Gli elementi possono avere limiti di performance diversi, ma non se si trovano sullo stesso piano
- Poichè si può avere una durata di eccitazione sismica prolungata, tutti gli elementi devono essere adeguatamente armati
- Gli elementi non strutturali non devono influenzare il sistema

2.2.2 Definizione e analisi preliminari sulla struttura sostituita

Il calcolo viene effettuato con dei valori equivalenti delle rigidezze a flessione degli elementi. Si calcola la rigidezza flessionale dell’elemento $EI_{s,i}$ tramite il danno

rispetto al quale l'elemento è progettato:

$$EI_{s,i} = \frac{EI_{cr,i}}{\mu_i} \quad (13)$$

Dove:

$EI_{s,i}$ Rigidezza flessionale dell'elemento

$EI_{cr,i}$ Rigidezza a flessione della sezione fessurata dell'elemento i

μ_i Rapporto di danno predeterminato. La scelta di tale valore dipende da varie considerazioni tra cui l'importanza della struttura e la scelta dei dettagli. I valori tipici sono compresi tra 4 e 6 per le travi mentre per le colonne si ha al più 1 poichè esse devono rimanere elastiche per evitare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità.

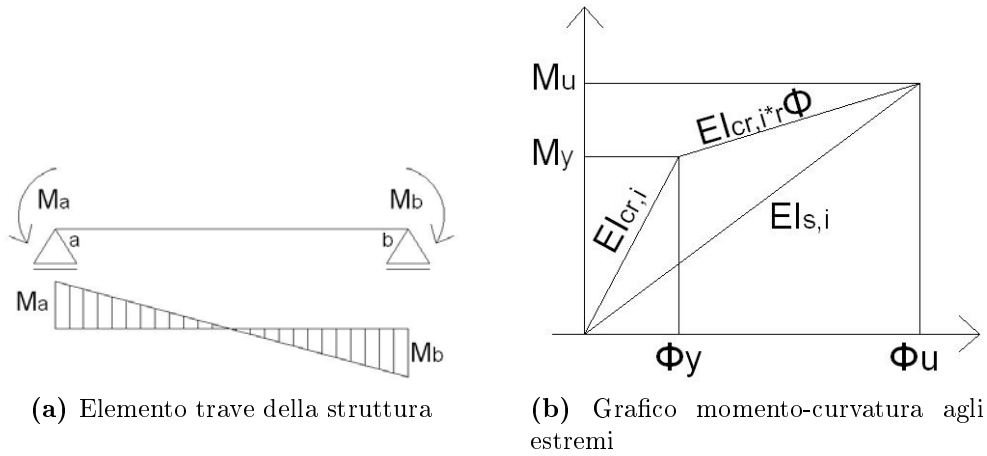


Figura 9: Interpretazione del “rapporto di danno”

Facendo riferimento alla figura (9b) si deriva la relazione (14) che intercorre tra μ (rapporto di danno) e $\mu_\phi = \Phi_u/\Phi_y$ (capacità di duttilità in curvatura).

$$\mu = \frac{\mu_\phi}{1 + r_\phi \mu_\phi - r_\theta} \quad (14)$$

Inoltre si deduce dal grafico che μ e μ_ϕ hanno valore uguale solo nel caso in cui si ha risposta perfettamente elastica ovvero con $r_\phi = 0$ e $\theta_u = \mu\theta_y$. Se si ha un

comportamento elasto-plastico incrudente ($r_\Phi > 0$ e $\theta_u > \mu\theta_y$) si richiede una maggiore capacità di duttilità in curvatura per ottenere lo stesso valore di μ . Dal diagramma momento-rotazione si ottiene la relazione (15):

$$\mu = \frac{\mu\theta}{1 + r_\theta\mu\theta - r_\theta} \quad (15)$$

All'inizio della procedura di progettazione non si conosce il valore esatto del momento d'inerzia della sezione fessurata poichè non si ha il rapporto d'armatura. Alla prima iterazione si assume quindi per rigidezza fessurata una frazione del valore della rigidezza non fessurata dell'elemento. Un esempio è dato da:

$$I_{cr} = 0,3 I_g \text{ per le travi}$$

$$I_{cr} = 0,5 I_g \text{ per le colonne}$$

Si procede poi con l'analisi modale sulla struttura sostituita non smorzata, per ottenere le frequenze naturali ω_m e le corrispettive forme di spostamento modale Φ_m . Le forze modali sono ottenute utilizzando una costante e arbitraria risposta spettrale in accelerazione pari a $1,0[g]$.

Si ottiene un'accelerazione spettrale $S_e(\beta_m, T_m)$ per ogni modo di vibrare dall'equazione (16):

$$S_e(\beta_m, T_m) = 8 \frac{S_e(\beta = 0,02, T_m)}{6 + 100\beta_m} \quad (16)$$

β Fattore di smorzamento

I valori dei momenti flettenti d'estremità delle travi e del taglio di ogni modo, devono essere moltiplicati per il nuovo valore di accelerazione spettrale. Si ottengono infine le forze di progetto F_i tramite la seguente :

$$F_i = F_{i-srss} \frac{V_{srss} + V_{abs}}{2V_{srss}} \quad (17)$$

V_{srss} SRSS dei tagli alla base modali (SRSS è la radice quadrata della somma dei quadrati)

V_{abs} Massimo valore della somma assoluta di due qualsiasi tagli alla base modali

F_{i-srss} SRSS delle forse modali dell'elemento "i"

Si procede quindi con il calcolo dell'armatura longitudinale degli elementi data dalla procedura iterativa. Infine si controllano gli spostamenti laterali che si ottengono dalle forme modali e dal coefficiente di partecipazione modale attraverso la seguente relazione:

$$\{u_m\} = S_{De}(T_m, \beta_m)\Gamma_m\{\Phi_m\} \quad (18)$$

2.3 Strutture ad un solo grado di libertà (SDOF)

2.3.1 Formulazione base del metodo DDBD per strutture SDOF

Lo spostamento di progetto dipende dallo stato limite considerato e dalle considerazioni più o meno significative sul comportamento di elementi strutturali e non strutturali. Le prestazioni degli elementi strutturali vengono governate dai limiti di deformazione dei materiali impiegati, mentre le prestazioni di elementi non strutturali vengono decise considerando generalmente gli spostamenti relativi all'interpiano (drift). Lo spostamento di progetto può essere in generale stimato come:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p \quad (19)$$

In questa relazione lo spostamento di progetto viene quantificato come la somma della spostamento allo snervamento (limite elastico dell'elemento) e dello spostamento dovuto al contributo plastico. Naturalmente se lo stato limite scelto fissa un valore limite di drift, è possibile definire lo spostamento di progetto in tal modo:

$$\Delta_d = \theta H \quad (20)$$

In questo caso lo spostamento di progetto viene fissato in funzione dell'altezza di interpiano dell'edificio considerato H (nell'equazione (20)) a partire dal quale sarà possibile costruire il profilo di spostamento e di interpiano di progetto dell'intero edificio.

Per strutture ad un solo grado di libertà SDOF, lo spostamento allo snervamento è richiesto per due ragioni. In primo luogo, se vengono definiti i limiti di spostamento come considerato in precedenza, è necessario conoscere lo spostamento allo snervamento e la curvatura allo snervamento. In secondo luogo, la sua conoscenza è necessaria per la determinazione della duttilità in spostamento della struttura $\mu = \Delta_d/\Delta_y$, la quale dipende dallo spostamento allo snervamento e da cui discende la conoscenza dello smorzamento equivalente.

Per strutture SDOF lo spostamento allo snervamento può essere sufficientemente approssimato nel modo seguente:

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y(H + L_{sp})^2}{3} \quad (21)$$

Φ_y	Curvatura allo snervamento
H	Altezza dell'elemento di cui si sta calcolando lo spostamento allo snervamento
L_{sp}	Addizionale lunghezza effettiva, della zone in cui sono presenti gli effetti di penetrazione di deformazione

Si riportano le varie fasi della procedura:

1. Si richiede la definizione di spostamento ultimo di progetto e a snervamento del sistema rispettivamente Δ_u^d e Δ_y .

Δ_u^d dipende alla scelta fatta precedentemente del livello di “performace” che si vuole dare alla struttura controllando il “drift” strutturale o la capacità di curvatura plastica della sezione critica del sistema.

Δ_y è invece calcolato conoscendo il valore della curvatura a snervamento utilizzando le relazioni adimensionalizzate.

2. Con questi due parametri si può calcolare la capacità di duttilità in spostamento μ_{Δ}^d e tramite un opportuno modello di smorzamento si può stimare l'energia globale dissipata ossia lo smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} .

$$\mu_{\Delta}^d = \frac{\Delta_u^d}{\Delta_y} \quad (22)$$

3. Si procede poi alla determinazione della spettro di risposta in spostamento (DRS) smorzato, per considerare gli effetti dissipativi della struttura. Noto il valore dello smorzamento viscoso equivalente si scala lo spettro di riferimento per ottenere lo *spettro di progetto smorzato* che sarà poi usato nella procedura DDBD.
4. Si calcola poi il valore del periodo effettivo smorzato del sistema SDOF, T_{eff} al suo massimo spostamento, utilizzando lo spostamento di progetto Δ_u^d nel DRS smorzato.

5. Si procede poi con il calcolo della rigidezza secante effettiva K_{eff} tramite la seguente relazione:

$$K_{eff} = 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_{eff}^2} \frac{1}{1 - \xi_{eq}^2} \cong 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (23)$$

M_{eff} Massa partecipante relativa al modo di vibrazione “inelastico” fondamentale della struttura

6. Si calcolano taglio ultimo di progetto alla base F_u^d e il taglio a snervamento F_y

$$V_{base} = F_u^d = K_{eff} \Delta_u^d \quad (24)$$

$$F_y = \frac{F_u^d}{1 + r_\Delta \mu_\Delta^d - r_\Delta} \quad (25)$$

r_Δ fattore di incrudimento

7. Si calcola il momento flettente alla base M_{base} :

$$M_{base} = F_y H_{eff} \quad (26)$$

8. Si controlla lo spostamento a snervamento inizialmente adottato seguendo la seguente procedura:

- (a) Calcolo del periodo elastico di vibrazione T_{el} :

$$T_{el} = \frac{T_{eff}}{\sqrt{\mu}} = T_{eff} \sqrt{\frac{1 + r_\Delta \mu_\Delta^d - r_\Delta}{\mu_\Delta^d}} \quad (27)$$

- (b) Calcolo K_{el} tramite la relazione (23)

- (c) Ricavo lo spostamento a snervamento iniziale tramite $\Delta_y = F_y / K_{el}$

2.3.2 Spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto dipende dallo stato limite considerato e dal fatto che i fattori strutturali o non-strutturali siano o meno critici.

Per ogni stato limite la struttura sarà governata dal limite dei materiali poichè il danno è strettamente legato agli elementi strutturali. E' chiaro dunque il motivo

per cui si controllano i limiti delle deformazioni. La struttura più realistica associabile alla approssimazioni SDOF è un ponte regolare sottoposto a forze trasversali. In figura (10) sono riportate due diverse forme di pile da ponte in calcestruzzo con le rispettive deformazioni massime.

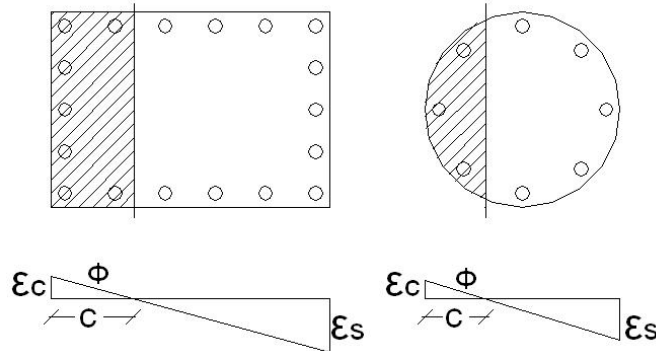


Figura 10: Pile da ponte e deformazioni

Si sviluppano la massima deformazione a compressione del calcestruzzo ε_c e la deformazione a trazione ε_s . Le deformazioni limite sono $\varepsilon_{c,ls}$ e $\varepsilon_{s,ls}$, rispettivamente per il calcestruzzo e l'acciaio. Generalmente non si raggiungono contemporaneamente nella sezione perchè la distanza dell'asse neutro c è fissata. Conseguentemente ci sono due possibili stati di curvatura limite:

$$\phi_{ls,s} = \varepsilon_{s,ls} / (d - c) \text{ Trazione dell'acciaio}$$

$$\phi_{ls,c} = \varepsilon_{c,ls} / c \text{ Compressione del calcestruzzo}$$

Il valore inferiore tra i due sarà quello preso in considerazione per il progetto. Si può ora stimare lo spostamento tramite la seguente equazione:

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_P H \quad (28)$$

H Altezza della colonna

ϕ_{ls} Valore minore tra $\phi_{ls,c}$ e $\phi_{ls,s}$

Δ_y Campo di spostamento

$L_{sp} = 0,022 f_{ye} d_{bl}$ Effettiva altezza addizionale che rappresenta gli effetti di penetrazione

$L_p = \max[(KH + L_{sp}); (2L_{SP})]$ Distanza della cerniera plastica

$$K = 0, 2\left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) \leq 0,08$$

Se si ha come riferimento un drift per elementi non strutturali pari a θ_c lo spostamento è dato dalla seguente relazione:

$$\Delta_{d\theta} = \theta_c H \quad (29)$$

Il valore risultante più basso tra la (28) e la (29) sarà lo spostamento di progetto. Si noti che in molti casi il metodo di calcolo prevede il progetto della struttura in modo da assicurarsi un determinato drift e successivamente si determinano i dettagli affinché i limiti di deformazione siano raggiunti.

2.3.3 Spostamento a snervamento

Per un sistema SDOF, lo spostamento a snervamento è richiesto per due motivi: per prima cosa, se il calcolo strutturale definisce il limite di spostamento, lo spostamento a snervamento e la curvatura a snervamento saranno conosciute. In secondo luogo per calcolare lo smorzamento equivalente si deve conoscere la duttilità in spostamento e questa dipende dallo spostamento a snervamento. Tale valore è indipendente dalla quantità di armatura e dall'entità del carico assiale mentre è funzione della deformazione a snervamento e della profondità della sezione. Le formule della curvatura a snervamento derivano dalla relazione:

$$\phi_y = \frac{c\varepsilon_y}{h} \quad (30)$$

Nel caso specifico di pile da ponte diventa:

$$\phi_y = 2,25\varepsilon_y/D \text{ Pile circolari in calcestruzzo}$$

$$\phi_y = 2,10\varepsilon_y/h_c \text{ Pile rettangolari in calcestruzzo}$$

Esiste anche una relazione valida specificatamente per mensole verticali, come le pile da ponte, che dà risultati soddisfacenti:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H + L_{sp})^2}{3} \quad (31)$$

Pile in calcestruzzo circolari

Le pile in calcestruzzo circolari sono le più comunemente usate per resistere alle forze laterali nella progettazione sismica. Per capire quale sia l'effettiva rigidezza delle pile si è cercata un'analisi che fa variare il rapporto di carico assiale e il rapporto di armatura a flessione. Si assumono i seguenti dati:

Diametro colonna	$D = 2$ m
Copriferro	50 mm
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$f'_{ce} = 35$ MPa
Diametro della barra longitudinale	$d_{bl} = 40$ mm
Armatura trasversale (spirale) [diametro, passo]	22 mm, 100 mm
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{ye} = 450$ MPa
Rapporto di carico assiale	$\nu =$ da 0 a 0,4 (9passi)
Rapporto geometrico di armatura flessionale	$\rho_l =$ da 0,005 a 0,04 (5passi)

Si svolgono le prove per due diversi valori di rapporto di armatura a flessione ρ_l e per un certo intervallo di carico assiale ν . Per ogni curva si calcola anche la rappresentazione bilineare.

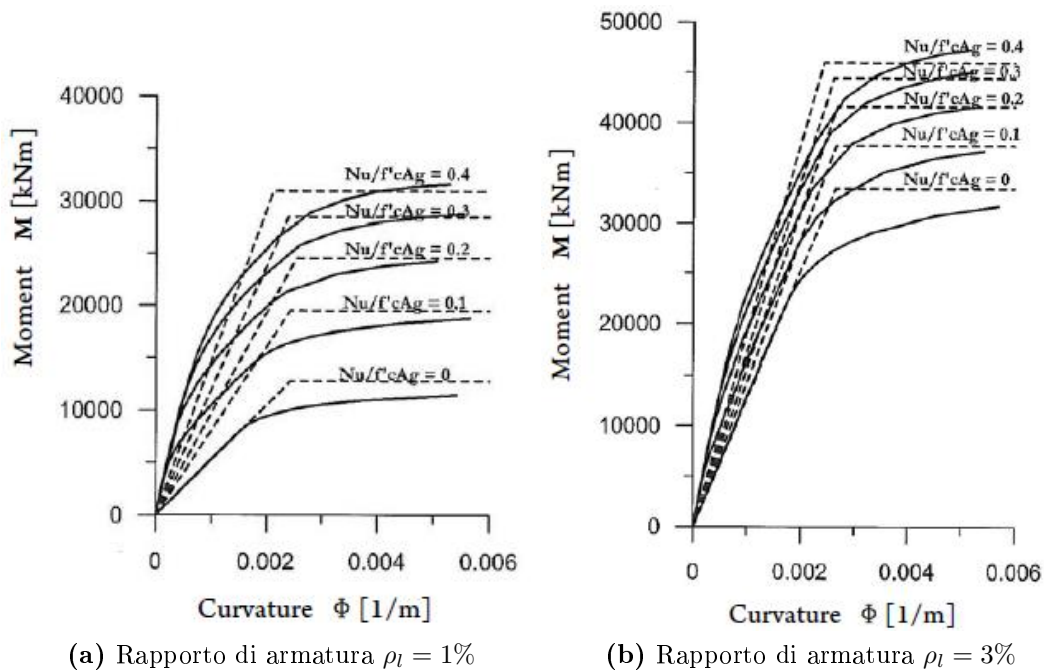


Figura 11: Curve $M-\Phi$ selezionate per pile a sezione circolare

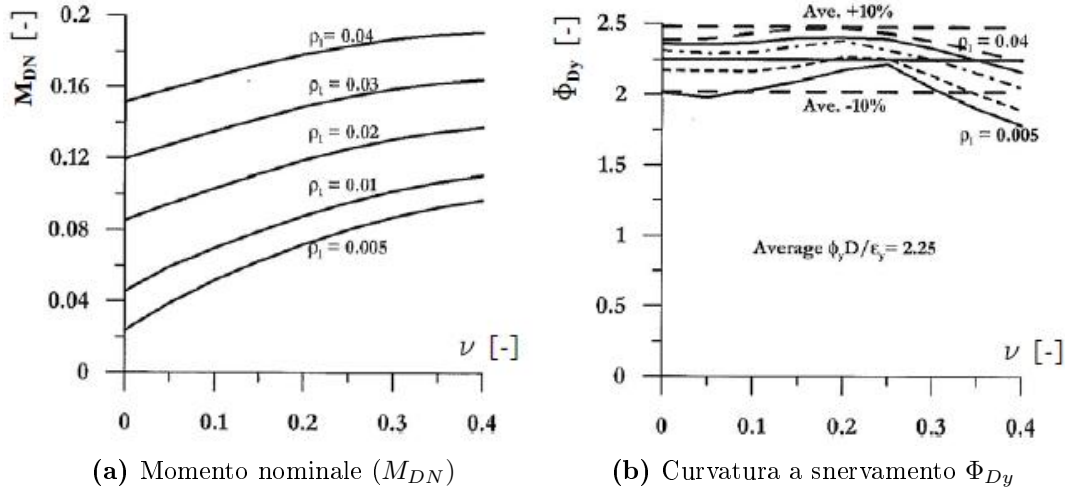


Figura 12: Resistenza flessionale nominale adimensionalizzata e curvatura a snervamento adimensionalizzata, per pile a sezione circolare

Si nota che l'apparente sovrastima della curva bilineare è dovuta al fatto che si rappresenta solo la prima parte di curva, questo infatti si risolve con una rappresentazione completa. Dai grafici si nota che la capacità di resistenza flessionale è fortemente influenzata dal parametro ν e ρ_l . Si nota inoltre che la rappresentazione bilineare della curvatura a snervamento non varia molto e rimane quasi costante. Nei grafici (12) si fa riferimento ai valori adimensionalizzati di momento nominale e curvatura a snervamento. Tali valori si ricavano con le seguenti relazioni:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_{ce} D^3} \quad (32)$$

$$\Phi_{Dy} = \frac{\Phi_y D}{\varepsilon_y} \quad (33)$$

$\varepsilon_y = f_{ye}/E_s$ Deformazione a snervamento dell' acciaio

Si nota come l'influenza dei parametri ν e ρ_l rispetto al valore del momento nominale è notevole (fig. 12a) con un range che varia con un ordine di 8 volte tra il minimo ($\rho_l = 0,005$) e il massimo ($\rho_l = 0,04$). D'altra parte si vede che la curvatura a snervamento adimensionalizzata è pressochè insensibile alla variazione dei due parametri (fig. 12b) e si può considerare $\Phi_{Dy} = 2,25$ assicurandosi così un errore massimo del 10%. Questi grafici possono essere utilizzati per pile con

diversa geometria e diversi materiali mantenendo un ordine degli errori insignificante se si opera in uno stato di progettazione normale. Questo significa che tali risultati non devono essere applicati in caso di resistenze dei materiali molto alte cioè con $f'_c > 50 \text{ MPa}$ o $f_y > 600 \text{ MPa}$ a causa delle variazioni nelle caratteristiche di tensione-deformazione.

Pile in calcestruzzo rettangolari

Pile duttili rettangolari in calcestruzzo vengono usate per la costruzione di ponti oppure al piano terra in edifici multipiano. Si assumono i seguenti dati:

Diametro colonna	b = h = 2 m
Copriferro	50 mm
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$f'_{ce} = 35 \text{ MPa}$
Diametro della barra longitudinale	$d_{bl} = 32 \text{ mm}$
Armatura trasversale (staffe) [diametro, passo]	20 mm, 5 braccia
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{ye} = 450 \text{ MPa}$
Rapporto di carico assiale	$\nu = \text{da } 0 \text{ a } 0,4 \text{ (9passi)}$
Rapporto geometrico di armatura flessionale	$\rho_l = \text{da } 0,005 \text{ a } 0,04 \text{ (5passi)}$

Le curve Momento-curvatura sono le stesse che si presentano per le pile circolari.

I valori adimensionalizzati di resistenza flessionale nominale M_{DN} , e di curvatura a snervamento relativa alla rappresentazione bilineare equivalente, Φ_{Dy} , sono:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_c b h^2} \quad (34)$$

$$\Phi_{Dy} = \frac{\Phi_y h}{\epsilon_y} \quad (35)$$

Si rappresentano nelle seguenti figure:

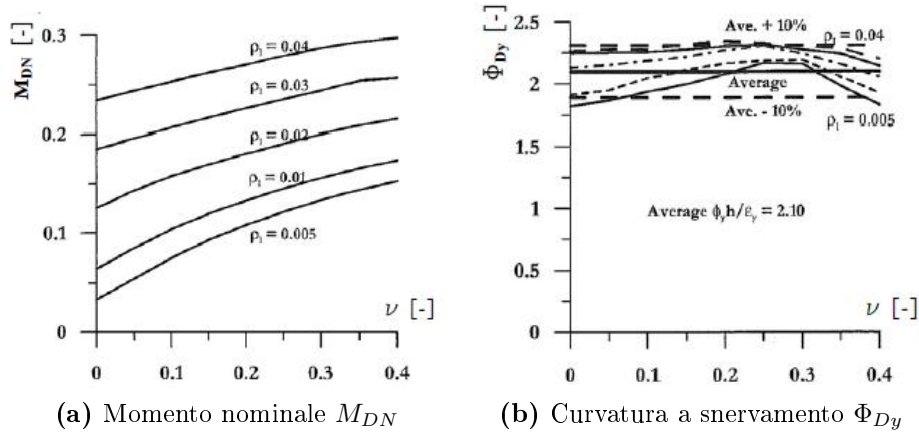


Figura 13: Resistenza flessionale nominale adimensionalizzata e curvatura a snervamento adimensionalizzata, per pile a grange sezione rettangolare

L'effetto per le colonne rettangolari è simile a quello per le pile circolari. Il momento nominale è fortemente influenzato dai due parametri ρ_l e ν . Il valore della curvatura media a snervamento si può considerare $\Phi_{Dy} = 2,10$ commettendo un errore di circa $\pm 10\%$ che si raggiunge per valori di $\nu \cong 0,4$ (quindi molto alti) e $\rho_l = 0,005$

2.3.4 Considerazioni sugli effetti P- Δ

Nella procedura delineata finora non sono stati messi in conto gli effetti del secondo ordine, spesso citati in letteratura anche come “effetto P- Δ ”; Si tratta tuttavia di una problematica di estrema importanza giocando spesso un ruolo decisivo per il verificarsi del collasso di una struttura, pur non essendo nella progettazione tradizionale non considerata in modo esplicito. Il problema è in realtà complesso in quanto coinvolge una reciproca interazione tra i carichi verticali e carichi sismici orizzontali (da essi dipendenti).

Si considera un approccio semplificato considerando il sistema ad un grado di libertà, soggetto ad una forza verticale P e ad una forza orizzontale F (fig.14). Il sistema, per effetto della forza F, si sposta orizzontalmente dello spostamento Δ .

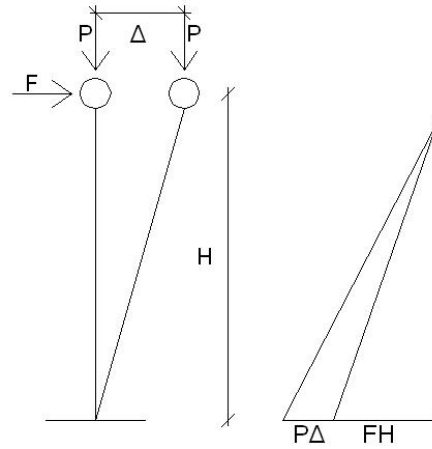


Figura 14: Effetti P- Δ

In un'analisi del primo ordine (ossia valutando l'equilibrio nella posizione indeformata) il momento alla base è dovuto esclusivamente alla forza F e vale:

$$M^I = F H \quad (36)$$

In realtà, come è noto, tale valutazione è lecita esclusivamente se lo spostamento orizzontale Δ è sufficientemente piccolo, in quanto a spostamento avvenuto anche la forza verticale P contribuirà al momento alla base; tale contributo vale

$$M^{II} = P \Delta \quad (37)$$

Può essere dunque evidenziato qualora le equazioni di equilibrio vengano scritte riferendosi alla configurazione deformata (o, come si dice, svolgendo un'*analisi del secondo ordine*). Il momento complessivo M alla base dell'oscillatore sarà pertanto dato dalla somma delle due aliquote M^I e M^{II} , cioè:

$$M = M^I + M^{II} = F H + P \Delta \quad (38)$$

Se la sezione di base dell'oscillatore fosse dotata di un momento resistente M_{res} , qualora fosse $P=0$ (ovvero un'analisi del primo ordine) la forza massima F sollecitante ammessa sarebbe data da:

$$F^I = \frac{M_{res}}{H} \quad (39)$$

mentre la presenza di $P \neq 0$ comporta che la forza massima ammissibile per l'oscillatore sia invece:

$$F^{II} = \frac{M_{res} - P \Delta}{H} = F^I - \frac{P}{H} \Delta < F^I \quad (40)$$

In conclusione la presenza del carico verticale P diminuisce l'effettiva capacità dell'oscillatore di sopportare il carico orizzontale F ; tale diminuzione di capacità resistente può essere quantificata in modo semplificato secondo la (40) in funzione dello spostamento orizzontale Δ come

$$\Delta F = -\frac{P}{H} \Delta \quad (41)$$

Volendo dunque considerare gli effetti del secondo ordine occorrerà “penalizzare” la curva di capacità del sistema resistente alle azioni verticali abbassandone tutte le ordinate della quantità ΔF data dalla (41). In questo caso P rappresenta il peso dell'intero edificio ed H l'altezza dell'interpiano.

Nella figura (15) è riportato in forma qualitativa come può modificarsi la curva di capacità del sistema resistente alle azioni verticali per effetto $P - \Delta$: si nota che se la curva di partenza presentava un tratto perfettamente plastico, considerando gli effetti $P-\Delta$ essa presenta inclinazione negativa. Questo rende evidente che l'esclusiva presenza di sistemi perfettamente plastici o poco incrudenti non consente sufficienti garanzie di non-collasso Δ quando gli spostamenti divengono significativi.

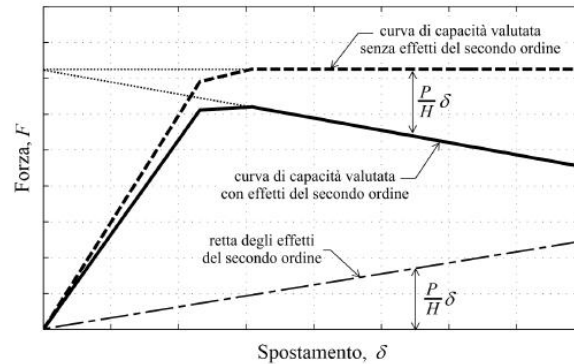


Figura 15: Influenza degli effetti del II ordine sulla curva di capacità del sistema resistente alle azioni verticali

L'importanza degli effetti P- Δ sono riconosciuti in molti codici di calcolo ed è tipicamente quantificata con il termine θ_Δ che rappresenta l'indice di stabilità. Tale indice mette a confronto l'intensità degli effetti P- Δ con lo spostamento a snervamento e lo spostamento ultimo, relativamente alla capacità flessionale della struttura. Gli effetti P- Δ hanno maggior significato quando si ricerca la risposta sismica, motivo per cui si calcola l'indice di stabilità con lo spostamento ultimo come si vede dalla seguente relazione:

$$\theta_\Delta = \frac{P \Delta_{max}}{M_D} \quad (42)$$

Esistono due approcci fondamentali, il primo consiste nell'aumentare lo spostamento di progetto aspettato fino a Δ_u^* (equazione (43)); il secondo prevede l'aumento della resistenza in modo tale che ci sia comunque un incremento nello spostamento di progetto aspettato come si può vedere dalla figura (15)

$$\Delta_u^* = \frac{\Delta_u}{1 - \theta_\Delta} = \frac{\mu_\Delta \Delta_y}{1 - \theta_\Delta} \quad (43)$$

Per $\theta_\Delta < 0,085$ gli effetti P- Δ possono essere ignorati; per valori molto più alti si adotta un approccio basato sull'uguaglianza dell'energia per determinare l'incremento di resistenza richiesta.

Nel metodo DDBD è noto lo spostamento ultimo Δ_u^d della struttura per cui diventano facilmente determinabili le resistenze iniziali che sono date da:

$$F_u^d = K_{eff} \Delta_u^d + \chi \frac{P \Delta_u^d}{H} \quad (44)$$

$$M_{base} = K_{eff} \Delta_u^d H + \chi P \Delta_u \quad (45)$$

Per coerenza con il metodo DDBD sembrerebbe esatto considerare $\chi = 1$. In realtà si mette in evidenza come il calcestruzzo non è così facilmente influenzabile dagli effetti P- Δ perchè l'energia assorbita risulta essere maggiore, motivo per cui si possono considerare valori di χ inferiori a 1.

Si considerano i modelli isteretici elasto-plastico e alla Takeda (capitolo 3) rispettivamente rappresentanti le strutture in acciaio e quelle in c.a.. Si può affermare che le strutture ad un grado di libertà soggette ad un'eccitazione sismica tendono ad oscillare con circa la stessa forza di accelerazione sia in direzione negativa che positiva indipendentemente dalla forma del ciclo isteretico.

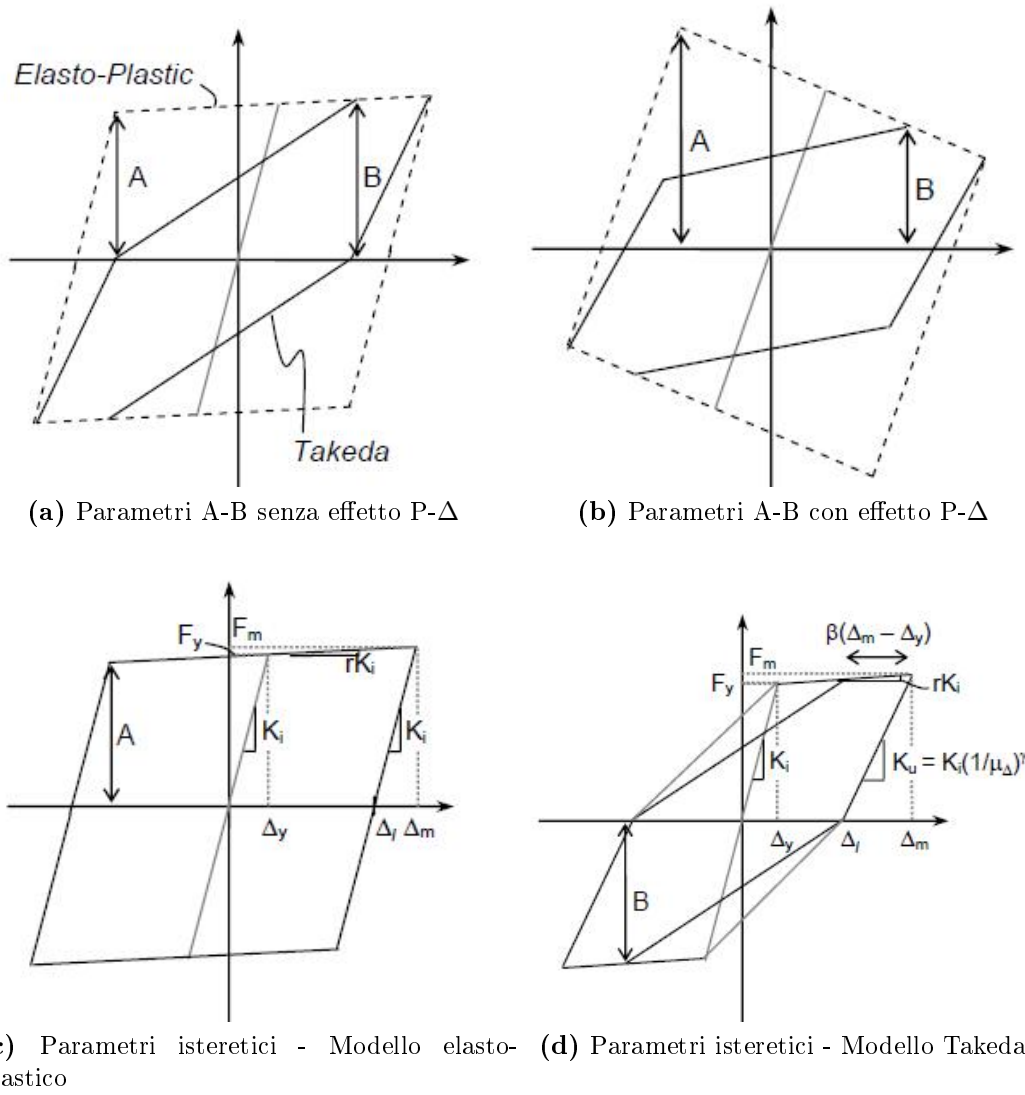


Figura 16: Parametri isteretici utilizzati per derivare χ

Il fatto χ_{TK} sarà minore rispetto a χ_{EP} perchè per il calcolo si considera il rapporto B/A che riflette l' influenza P- Δ e la possibilità che all'aumentare della duttilità si possa verificare instabilità. Si considera $\chi_{TK} = \chi_{EP} - B/A$. Usando il modello elasto-plastico come modello base su cui poi incrementare il modello Takeda e considerando $\chi_{EP} = 1$, si può quantificare il seguente valore:

$$\chi_{TK} = 1 - \frac{B}{A} = r_P \left[\frac{2(1 - \mu_\Delta) + \beta(\mu_\Delta - 1)}{1 - r_P(\mu_\Delta - 1)} \right] \quad (46)$$

Per mantenere la stabilità si ha bisogno di più resistenza come si vede nel modello Takeda (fig.(16d)) in cui si tende al collasso (B tende a 0) di più rispetto al momento $P-\Delta$ richiesto per aumentare la resistenza. La figura (17) mostra l'andamento dell'equazione (46) al variare di μ, β, r e $\theta_{P\Delta}$.

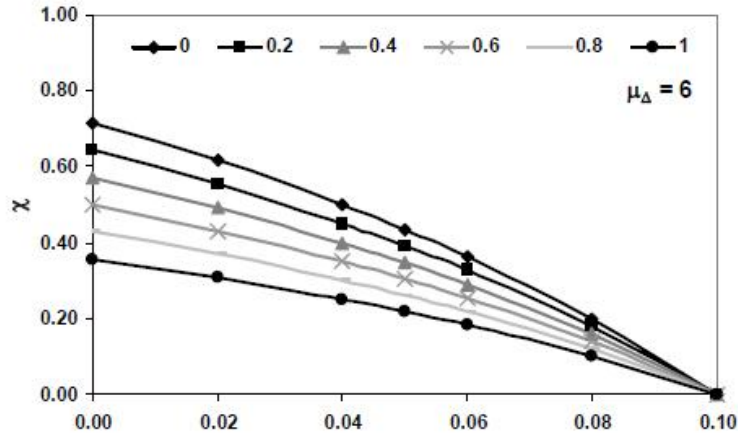


Figura 17: Comportamento parametrico di χ_{TK} come funzione della rigidezza, valori $\beta = 0 \div 1$, $\theta_{P\Delta} = 0, 1$

Si possono considerare i seguenti valori come riferimento:

- Strutture in acciaio: considerazione degli effetti $P-\Delta$ con $\theta_{\Delta} > 0,05$; $\chi=1$
 Strutture in c.a.: considerazione degli effetti $P-\Delta$ con $\theta_{\Delta} > 0,1$; $\chi=0,5$

Gli effetti $P-\Delta$ dipendono quindi dalla forma della risposta isteretica. Se si considera un ciclo elastico perfettamente plastico, in presenza di un terremoto di durata sufficientemente lungo si osserva che tali effetti provocano instabilità strutturale se inclusi nell'analisi dinamica. Se si utilizza il modello Takeda però tale comportamento non si verifica.

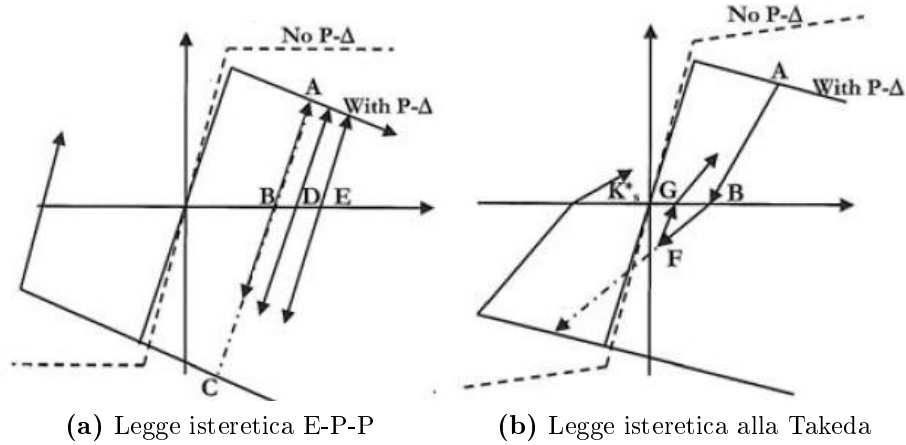


Figura 18: Influenza della legge isteretica sugli effetti P- Δ

Nella figura (18a) si vede come dopo un impulso inelastico corrispondente al punto A, la struttura scarica tramite un rigidezza di uguale pendenza rispetto alla rigidezza iniziale fino al punto B. In un ulteriore ciclo è più probabile che la resistenza porti a raggiungere il punto A piuttosto che il punto C situato sulla superficie di snervamento opposta. Per arrivare al punto C servirebbe una risposta elastica molto alta. Conseguentemente, una volta che si verifica un impulso inelastico, si ha una tendenza a continuare lo spostamento nella stessa direzione con un incremento da D ad E fino a provocare l'instabilità per terremoti di lunga durata.

Nel caso invece di ciclo isteretico alla Takeda (fig. (18b)), caratterizzato da una rigidezza nella fase di ricarico minore di quella iniziale, tutto ciò non si presenta. I successivi impulsi sismici provocano dei cicli elastici (B-F-G) grazie alla rigidezza ridotta. Inoltre non esiste un accumulo preferenziale di spostamento.

Per avere una risposta stabile è sufficiente una rigidezza di ricarico (K_S^*) minore di almeno il 5% rispetto alla rigidezza elastica iniziale, a patto che $\theta_\Delta < 0,3$ (eq. 42).

2.4 Strutture a molti gradi di libertà (MDOF)

Per i sistemi a molti gradi di libertà (MDOF) si inizia determinando le caratteristiche della struttura sostituita equivalente SDOF. Le caratteristiche richieste sono la massa equivalente, lo spostamento di progetto e l'effettivo smorzamento.

Con questi dati si può calcolare il taglio alla base della struttura sostituita che è distribuito tra le masse della struttura reale come forze d'inerzia e la struttura analizzata in tale modo determina le resistenze con cui localizzare le cerniere plastiche.

2.4.1 Spostamenti di progetto

Lo spostamento di progetto caratteristico dipende dai limiti di spostamento dell'elemento più critico e dalla forma di spostamento assunta per la struttura stessa. La forma di spostamento è quella che corrisponde al primo modo inelastico per il livello di intensità sismica di progetto. Rappresentare lo spostamento con questa forma significa caratterizzare la struttura con la sua rigidezza secante tramite e la sua massima risposta. Infatti, spesso la prima forma di spostamento elastico e inelastico sono molto simili. Lo spostamento di progetto è dato da:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (47)$$

- m_i Masse degli n punti in cui sono localizzate le masse
- Δ_i Spostamenti degli n punti in cui sono localizzate le masse
- n Numero dei piani (per edificio multipiano) in cui sono concentrate le masse. Per i ponti, le masse sono normalmente posizionate al centro di massa della sovrastruttura e sopra ad ogni pila. Per pile molto alte si può avere anche una discretizzazione delle stesse in più elementi e masse associate.

Dove ho limiti di deformazione, lo spostamento dell'elemento critico può essere determinato tramite la procedura riportata per il sistema SDOF. Questo può accadere per esempio nel caso di un ponte in cui lo spostamento è governato dalla capacità di rotazione plastica della colonna più corta. Conoscendo lo spostamento dell'elemento critico e la forma dello spostamento posso ricavare gli spostamenti delle masse individuali:

$$\Delta_i = \omega_g \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (48)$$

- δ_i Forma inelastica modale
- Δ_c Spostamento ultimo di progetto relativo alla massa critica "c"

δ_c	Forma modale relativo alla massa “c”
ω_θ	<p>(≤ 1) Coefficiente che tiene in considerazione l’effetto dei modi superiori sugli involucri dello spostamento e del drift. Tali effetti si considerano soprattutto per edifici molto alti o ponti molto irregolari con elevata distanza tra le spalle. Si definiscono rispettivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - edifici regolari a telaio multipiano: $\omega_\theta = 1,15 - 0,0034H_n$ - ponti: $\omega_\theta = 1 - \Delta_{high}/\Delta_c$
H_n	altezza totale dell’edificio
Δ_{high}	spostamento pila critica dovuto al modo superiore

Il valore di ω_θ si può considerare 0,7 se poi si svolge un’analisi non lineare Time-History.

Si nota che l’influenza dei modi superiori è generalmente trascurabile; in ogni caso per costruzioni alte più di 10 piani, si può avere un’amplificazione dinamica dello spostamento che può essere la causa per cui bisognerà ridurre il valore iniziale di spostamento.

Nel caso dei ponti è particolarmente difficile determinare il profilo di spostamento, soprattutto quello trasversale determinato dal sisma. Si riportano in figura (19) due configurazioni possibili, la prima con altezza delle pile costante mentre la seconda con altezze variabili.

Per ogni configurazione si hanno tre tipi di profilo a seconda dei vincoli (tutto vincolato, vincolato parzialmente, nessun vincolo)

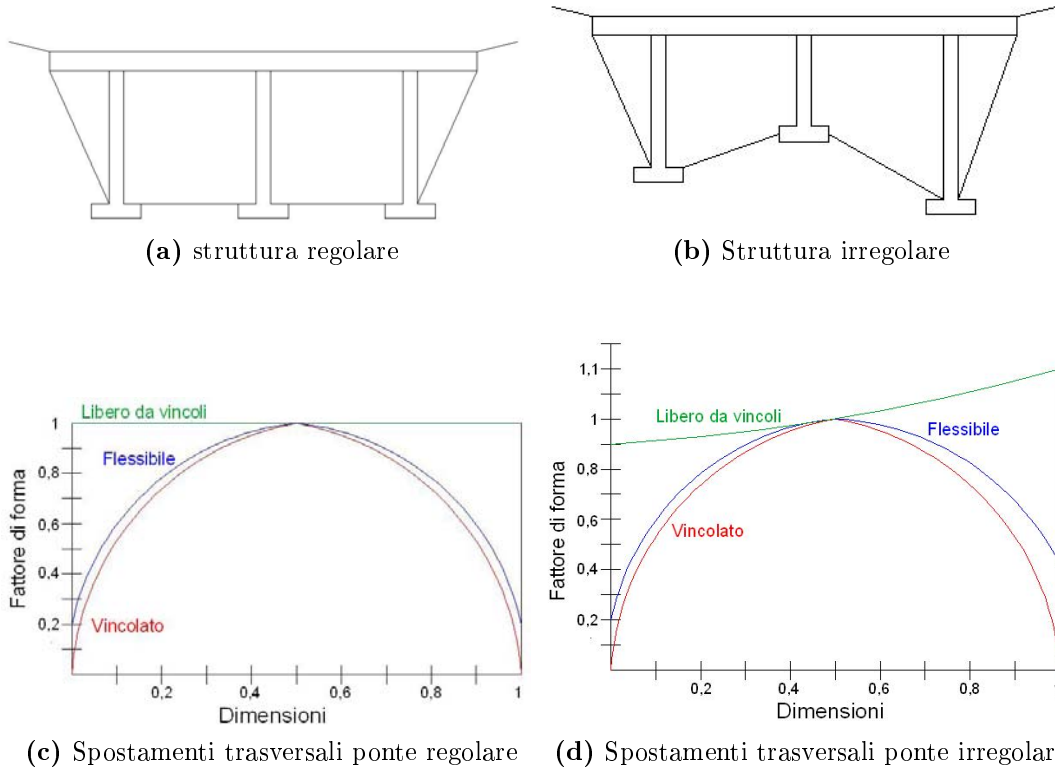


Figura 19: Profili di spostamento laterale di ponti a più campate

Nel caso in figura (19c) la pila critica sarà quella centrale a cui si può applicare l'equazione (48) per la ricerca dello spostamento massimo. Per i ponti irregolari (fig. (19d)) è più difficile capire quale sia la pila critica e quindi si necessita di alcune iterazioni. Generalmente all'inizio della procedura si utilizza una curva parabolica considerando sempre la pila centrale come quella critica.

2.4.2 Massa effettiva

Da considerazioni fatte sulla massa partecipante considerando il primo modo inelastico di vibrare, si calcola la massa effettiva della struttura sostituita come:

$$m_e = \sum_{i=1}^n \frac{m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (49)$$

Δ_d Spostamento di progetto dato dalla eq. (47)

Tipicamente la massa effettiva varierà in un intervallo che va dal 70% della massa totale se si tratta di edificio a più piani, a circa 80% per edifici a telaio. Per ponti a più campata la massa effettiva viene considerata circa il 95% della totale.

La parte rimanente partecipa agli altri modi di vibrare per cui però non si ha una rappresentazione adeguata tramite l'analisi elastica.

2.4.3 Smorzamento viscoso equivalente

Lo smorzamento effettivo dipende dal sistema strutturale e dalla domanda di spostamento in duttilità come si vede dalla figura (20).

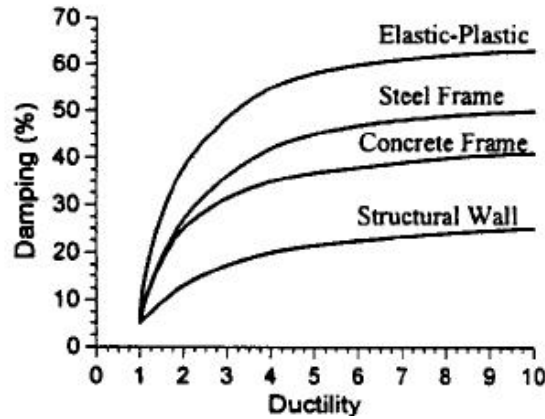


Figura 20: Relazione tra duttilità e smorzamento

In generale , dove ho diversi elementi strutturali e diversi fattori di snervamento (come nel caso dei ponti) lo smorzamento globale si calcola tenendo conto dell'energia dissipata dai vari elementi:

$$\xi_e = \frac{\sum_{j=1}^m (V_j \Delta_j \xi_j)}{\sum_{j=1}^m (V_j \Delta_j)} \quad (50)$$

V_j Forza di progetto

Δ_j Spostamento dell'elemento rispetto alla forza sismica

ξ_i Smorzamento dell'elemento j

L'energia dissipata si può calcolare anche tramite il momento e la rotazione delle cerniere plastiche ($V_j \Delta_j = M_j \theta_j$).

2.4.4 Distribuzione della forza di taglio alla base di progetto

Il taglio alla base calcolato con la struttura sostituita deve essere discretizzato e distribuito sulle masse della struttura reale secondo le potenziali cerniere plastiche che si realizzano. La relazione usata è:

$$F_i = \frac{V_{base}(m_i\Delta_i)}{\sum_{i=1}^n(m_i\Delta_i)} \quad (51)$$

2.4.5 Analisi della struttura sotto la forza di progetto

Dopo aver calcolato le forze F_i con l'equazione (51) è necessario fare alcune considerazioni su come si ripartisce la rigidezza sui vari elementi strutturali. Le rigidezze devono essere rappresentative dell'effettiva rigidezza secante della struttura sostituita. Ci si riferisce quindi alle rigidezze secanti relative al massimo spostamento di progetto. A tal fine negli edifici a telaio la ripartizione delle forze inerziali sugli elementi richiede la conoscenza della rigidezza effettiva degli stessi:

$$\begin{aligned} EI_{s,beam} &= EI_{cr,beam}/\mu_{beam} && \text{per le travi} \\ EI_{s,column} &= EI_{cr,column}/1 && \text{per le colonne} \end{aligned}$$

La forza sugli elementi dipende molto dal rapporto delle rigidezze, motivo per cui per proteggere le colonne contro possibili azioni inelastiche si assume il valore della duttilità (denominatore) pari a 1. Si può ottenere anche la rigidezza flessionale approssimata e quindi, con sufficiente accuratezza, è possibile utilizzare alcuni risultati che forniscono il valore della rigidezza flessionale fessurata adimensionalizzata per varie sezioni geometriche (fig. (21))

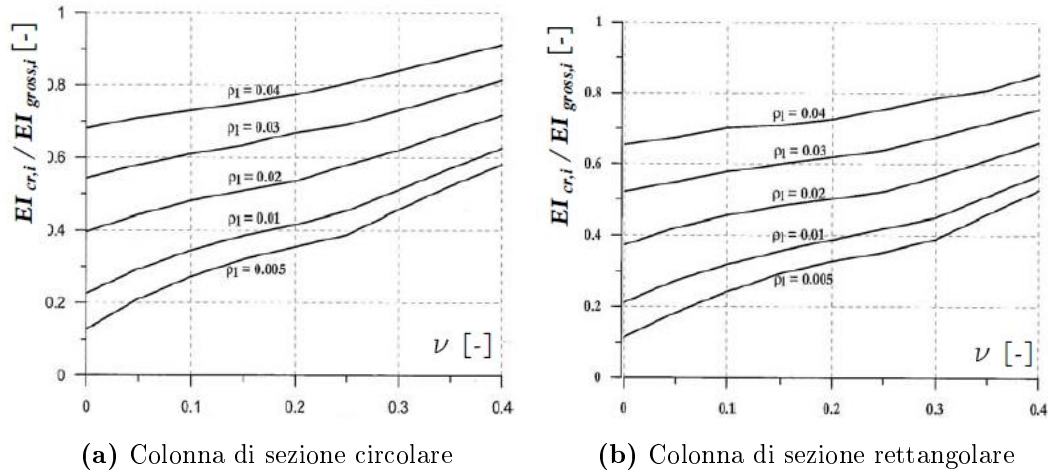


Figura 21: Rigidezza flessionale fessurata adimensionalizzata

2.4.6 Progettazione con il DDBD per i ponti: profili di spostamento trasversale di progetto

Questo lavoro si propone di studiare la risposta trasversale dei ponti a più campate in quanto sicuramente più complicata della risposta longitudinale. Si studieranno i profili di spostamento trasversale di progetto, lo smorzamento effettivo del sistema e i due sistemi (pile e spalle) resistenti all'azione sismica.

In particolare la forma del profilo di spostamento è molto influenzata dal grado di vincolo nel caso di impalcato continuo come si può vedere in figura (22). Nel caso di impalcato non continuo è ragionevole assumere il progetto di ogni pila indipendente, come un sistema SDOF.

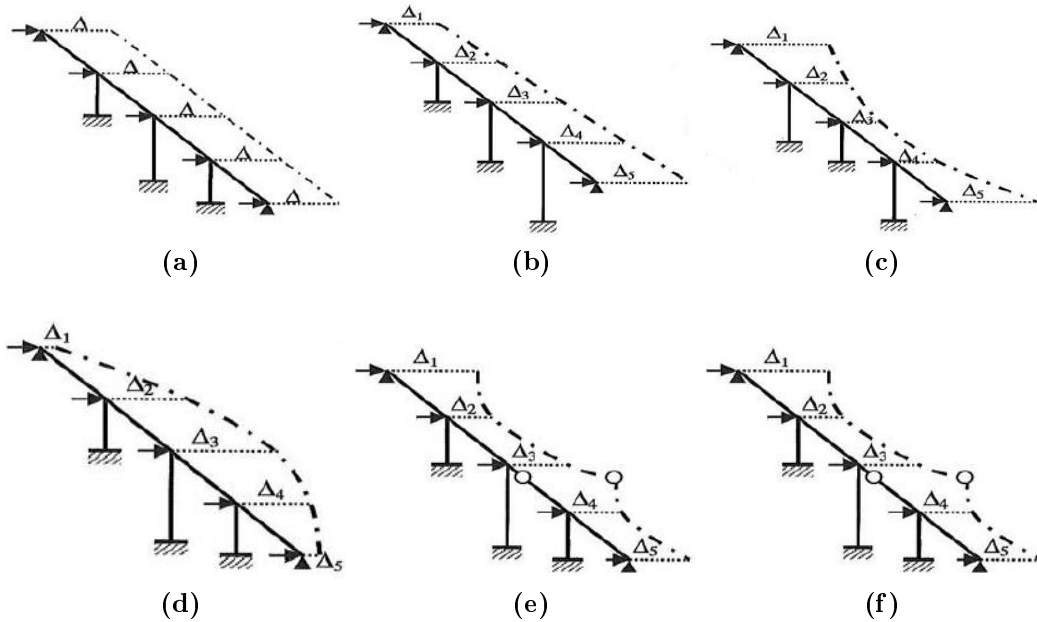


Figura 22: Differenti profili di spostamento trasversale possibili per i ponti

- (a) Simmetrico, no restrizione alle spalle, sovrastruttura traslazione rigida
- (b) Asimmetrico, no restrizione alle spalle, sovrastruttura traslazione rigida e rotazione
- (c) Simmetrico, no restrizione alle spalle, sovrastruttura flessibile
- (d) Simmetrico, Restrizione alle spalle, sovrastruttura flessibile
- (e) Giunti interni, Restrizione alle spalle, sovrastruttura rigida
- (f) Giunti interni, no restrizione alle spalle, sovrastruttura flessibile

Si può calcolare l'indice di rigidezza relativo RS funzione della rigidezza come:

$$RS = \frac{k_s}{\sum_{j=1}^m k_{pj}} = \frac{384I_s}{5L_s^3} \sum_{j=1}^m \frac{H_{Pj}^3}{C_{Pj}I_{Pj}} \geq 0,6 \quad (52)$$

k_s Rigidezza allo spostamento trasversale della sovrastruttura che si basa sull'assunzione di sovrastruttura non fessurata, spalle incernierate e carico uniformemente distribuito, calcolato per ottenere uno spostamento unitario in mezzeria

k_{Pj}	Rigidezza allo spostamento trasversale della singola pila j fessurata, corrispondente al carico laterale in sommità necessario per ottenere uno spostamento unitario
I_s, L_s	Momento d'inerzia trasversale, lunghezza della sovrastruttura
H_{Pj}, I_{Pj}	Altezza effettiva e il momento d'inerzia trasversale della singola pila
C_{Pj}	Coefficiente che dipende dal grado di vincolo in sommità della pila fornito dalla sovrastruttura ($C_{Pj} = 12$ per incastro perfetto, $C_{Pj} = 3$ nessuna restrizione)

Nei profili (22a) (22b) e (22e) con sovrastruttura rigida i profili di spostamento risultano semplificati. Inoltre nei casi (22a) e (22b) lo spostamento delle spalle è considerato libero, pertanto lo spostamento di progetto è governato dalle pile. Se ci fossero vincoli alle spalle si avrebbe forma di spostamento uguale ma con intensità minore. Nei casi (22c), (22d) e (22f) sono rappresentati tre esempi di sovrastruttura flessibile in cui non è possibile definire in modo univoco la forma di spostamento trasversale ed è quindi richiesto un procedimento iterativo. Si assume come forma di spostamento la modale inelastica del primo modo. Alla base del metodo iterativo nel calcolo della forma di spostamento di primo tentativo si utilizzano dei valori di rigidezza flessionale effettiva approssimati. Tale approssimazione risulta essere il 10% della rigidezza non fessurata per le pile che entrano in campo elastico, il 60% per le pile che rimangono in campo elastico e il 30% per le spalle poichè si ragiona in modo che rimangano in campo elastico.

Un metodo semplificato consiste nell'utilizzare la forma modale relativa al primo modo determinata dagli autovalori, da una forma parabolica oppure quella approssimata dalla legge sinusoidale di Alfawakhiri et al.³:

$$\{\phi_1\} = \frac{\sin(\pi x/L_s) + \pi^3 B}{1 + \pi^3 B} \quad (53)$$

x Coordinata longitudinale

$B = \frac{EI_s}{K_A L_s^3}$ Coefficiente (K_A rappresenta la rigidezza elastica delle spalle)

³Alfawakhiri, F., Bruneau, M. [2000] "Flexibility of Superstructures and Supports in the Seismic Analysis of Simple Bridges" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29, 2000

3 Spettro di risposta in spostamento e modelli di smorzamento

3.1 Spettro di risposta in spostamento

Un'importante differenza tra il metodo DDBD e il metodo FDB è data dall'utilizzo di uno spettro di risposta in spostamento (DRS) scalato secondo vari livelli di smorzamento viscoso che sostituisce il classico spettro elastico di risposta in accelerazione (ARS). Si procede quindi con le metodologie per ottenere tale spettro e a capire alcuni parametri che lo caratterizzano. Tramite la relazione (54) si può facilmente fare il passaggio dal classico ARS smorzato al 5% verso il corrispettivo DRS smorzato al 5%:

$$S_{De}(T) \cong \frac{1}{\omega^2} S_E(T) \rightarrow \Delta_{(T,5)} \cong \frac{1}{\omega^2} a_{(T,5)} g = \frac{T^2}{4\pi^2} a_{(T,5)} g \quad (54)$$

S_{De}	Spostamento relativo spettrale
S_e	Accelerazione assoluta spettrale
$a_{(T,5)}$	Accelerazione spettrale di progetto relativa ad un sistema SDOF con un periodo elastico T e uno smorzamento viscoso 5%[g]
$\Delta_{(t,5)}$	Spostamento spettrale di progetto relativo a un sistema SDOF con un periodo elastico T e uno smorzamento viscoso 5%
ω	Pulsazione del sistema

Se invece si è a conoscenza dell'accelerogramma, ovvero si ha la distribuzione nel tempo di $\ddot{x}_g(\tau)$, si ottiene in modo "esatto" il DRS utilizzando l'integrale di Duhamel's:

$$S_{De} = |x(t)|_{max} = \left| -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t x_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_d(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (55)$$

$\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ frequenza circolare smorzata del sistema

Nel documento "Displacement Spectra for Long Periods" ⁴ sono stati studiati vari fattori che influenzano la forma degli spettri in spostamento. Questo è stato possibile tramite una gran quantità di dati provenienti da terremoti in diversi paesi. Le caratteristiche salienti sono funzione della magnitudo, della distanza dall'epicentro e dalle condizioni in sito. Tramite un modello analitico della forma dell'onda si è trovato un'espressione analitica per lo spettro in spostamento che si adatta alle osservazioni fatte.

Rispetto alle prime versioni dell'Eurocodice 8 ora viene inclusa una migliore definizione dello spettro elastico e una descrizione fisicamente plausibile dello spettro in spostamento in un intervallo di vibrazione tra i 3 e i 10 secondi. Si nota che lo spettro in spostamento è una caratteristica fondamentale della progettazione Displacement-Based Design poichè converte l'accelerazione in spostamenti; tuttavia spesso risultano valori irrealistici. Questo accade perchè gli spettri in accelerazione non sono così sensibili agli errori come quelli in spostamento.

Gli aggiornamenti dell'Eurocodice 8 si basano su studi fatti tramite i dati dell'accelerazione del terreno registrati durante il terremoto del 1995 a Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) con diversi tipi di accelerogrammi. Contemporaneamente, significanti lavori per lo sviluppo di affidabili spettri in spostamento venivano svolti in Europa tramite vari data-base.

Le più importanti caratteristiche per la definizione dello spettro elastico nell'Eurocodice 8, che si riferiscono alla figura (23), sono le seguenti:

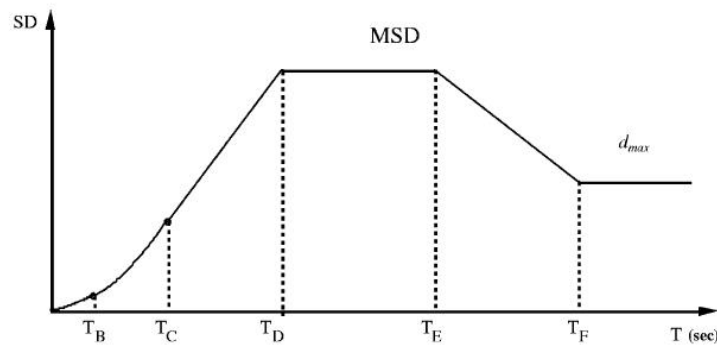


Figura 23: Spettro elastico definito dall'Eurocodice 8

- Il plateau "MSD" inizia per $T_D = 1,2$ per $M < 5,5$ e $T_D = 2,0$ per $M > 5,5$

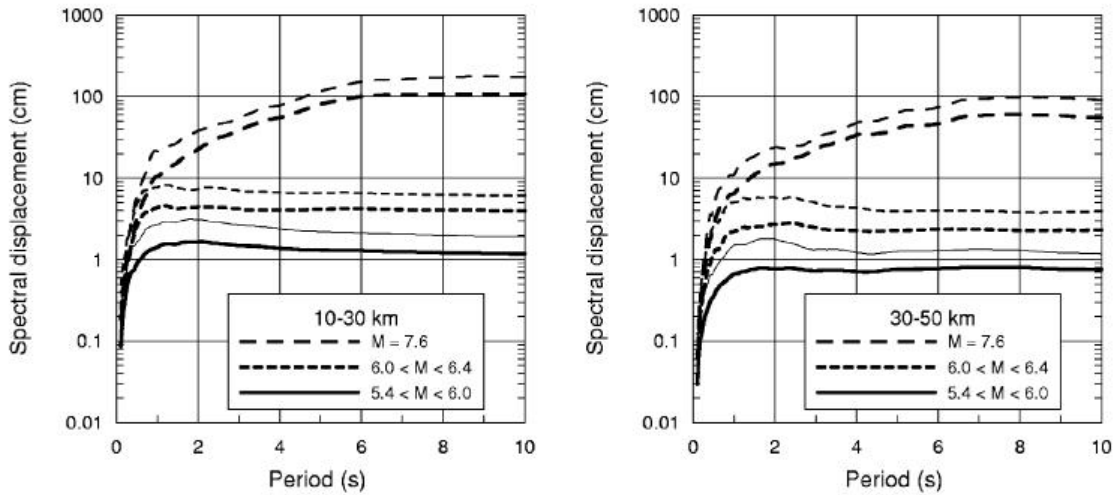
⁴Faccioli E., Paolucci R., Rey J., "Displacement Spectra for Long Periods", Earthquake Spectra, 2009

- Il plateau d_{max} si raggiunge per $T_F = 10s$
- Esiste una relazione tra d_{max} e a_{max} :

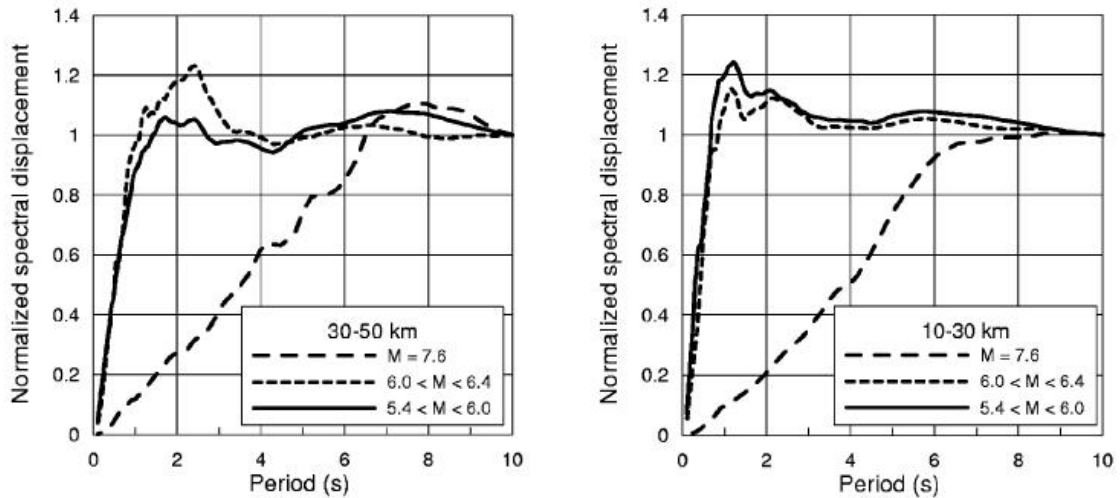
$$d_{max} = 0,025 a_{max} S T_C T_D \quad (56)$$

Faccioli nel suo documento presenta un contributo che mira a migliorare la formulazione dello spettro in spostamento nel lungo termine. Si sono analizzati i dati di terremoti di moderata ($5,5 < M < 6.0$), intermedia ($6.0 < M < 6.5$) e forte ($M = 7,5$) magnitudo. Tali misurazioni si sono fatte dai recenti terremoti in Italia, Grecia e Giappone per quanto riguarda i primi due range mentre per il terzo si considera il terremoto del 1999 del Chi-Chi (Taiwan). Per ogni serie di dati si è studiata la dipendenza tra gli spettri in spostamento rispetto alla distanza dall'epicentro in base alle condizioni del sito. I valori riferiti allo spettro di lungo periodo ($T_n = 10s$) sono interessanti poichè dimostrano la reale stima del valore di spostamento più alto. Si è inoltre studiata la capacità dei modelli analitici più semplici, sia in termini di forma dello spettro che di variazione di spostamento massimo, per evidenziare il ruolo del momento sismico e dell'importanza della durata dell'evento. Questi valori infatti influenzano i parametri come l'ampiezza dello spettro. Si sono ricavate le seguenti considerazioni:

- Lo spettro di risposta in smorzamento, smorzato al 5%, si può vedere in figura (24). Per fornire una completa immagine di tutte le classi sono stati considerati i range di 10-30 km e 30-50 km; vengono rappresentati in figura (24a) i valori medi dei risultati mentre in figura (24b) i valori normalizzati.



(a) Spettri



(b) Spettri normalizzati

Figura 24: Spettri orizzontali smorzati al 5%

- Tutti gli spettri aumentano fino ad un certo valore che definisce il cosiddetto punto di “corner” T_c oltre il quale la risposta in spostamento rimane costante per terremoti intensi mentre tende a diminuire per terremoti moderati.
- Lo spostamento spettrale relativo ad un periodo di 10 secondi, con uno smorzamento del 5%, può essere considerato come una misura dello spostamento di picco del terreno (“*peak ground displacement*”)

- In presenza di terreno soffice si ha un'amplificazione di spostamento per le grandi distanze e un aumento di T_C nel caso di terremoti intensi.
- La risposta in spostamenti di picco, $\Delta_{c,max}$, espressa in centimetri e valida per terreno consistente è così definita:

$$\log_{10}\Delta_{c,max} = -4,46 + 0,33\log_{10}\Delta\sigma + M_w - \log_{10}r \quad (57)$$

M_w	Magnitudo
r	Distanza dall'epicentro o distanza dal piano di fagli aper terremoti molto intensi [Km]
$\Delta\sigma$	Caduta di tensione durante la rottura, generalmente compresa nell'intervallo 1-10 [Mpa]

Il grafico corrispondente alla relazione (57) risulta il seguente:

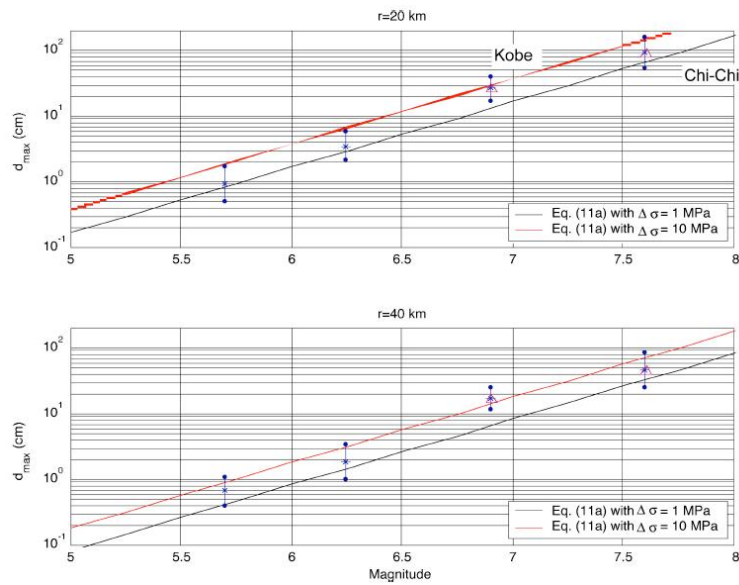


Figura 25: Spostamento massimo del terreno d_{max}

Si può sottolineare che gli spostamenti di picco calcolati con la formula (58) possono essere sovrastimati per i casi in cui si ha elevata intensità sismica e piccola distanza dall'epicentro ($R=10$ Km). A 10Km dal piano di faglia o dall'epicentro i parametri spettrali tendono a saturare e quindi tali valori possono essere assunti

anche per distanze minori. Si nota poi che per valori di M_W piccoli risultano spostamenti di picco a volte trascurabili.

In fase iniziale di progettazione è importante definire nel miglior modo le caratteristiche di spostamento spettrale poichè le conseguenze sono importanti per il processo di progettazione seguente.

L'equazione è data da:

$$\Delta_{c,max} = C_S \frac{10^{(M_w-3,2)}}{r} [mm] \quad (58)$$

Tale risposta di picco varia a seconda del terreno, gli autori suggeriscono i valori del coefficiente C_s riportati in tabella:

Tabella 4: Valori del coefficiente C_s utilizzabile nell'equazione 58

Tipologia di suolo		C_s
“Rock”	Roccia (A)	0,7
“Firm Ground”	Suolo consistente (B)	1,0
“Intermediate Soil”	Suolo intermedio (C)	1,4
“Very soft Soil”	Suolo molto soffice (D)	1,8

Tali relazioni mirano ad interpretare i tipici coefficienti che definiscono le zone di plateau nei classici spettri di risposta in accelerazione

Se si plotta l' equazione (58) con $C_S = 1$ assieme alla relazione (59) ottengo i grafici in figura (26)

$$T_C = 1,0 + 2,5(M_W - 5,7) \quad (59)$$

Si nota che per elevate intensità sismiche e piccola distanza dall'epicentro gli spostamenti di picco calcolati con la (58) possono risultare sovrastimati. Inoltre per terremoti di magnitudo relativamente bassa gli spostamenti di picco sono piuttosto piccoli anche per $r=10$ Km. In tale fase di progettazione è importante definire al meglio i parametri che definiscono lo spettro in spostamento in vista delle fasi successive.

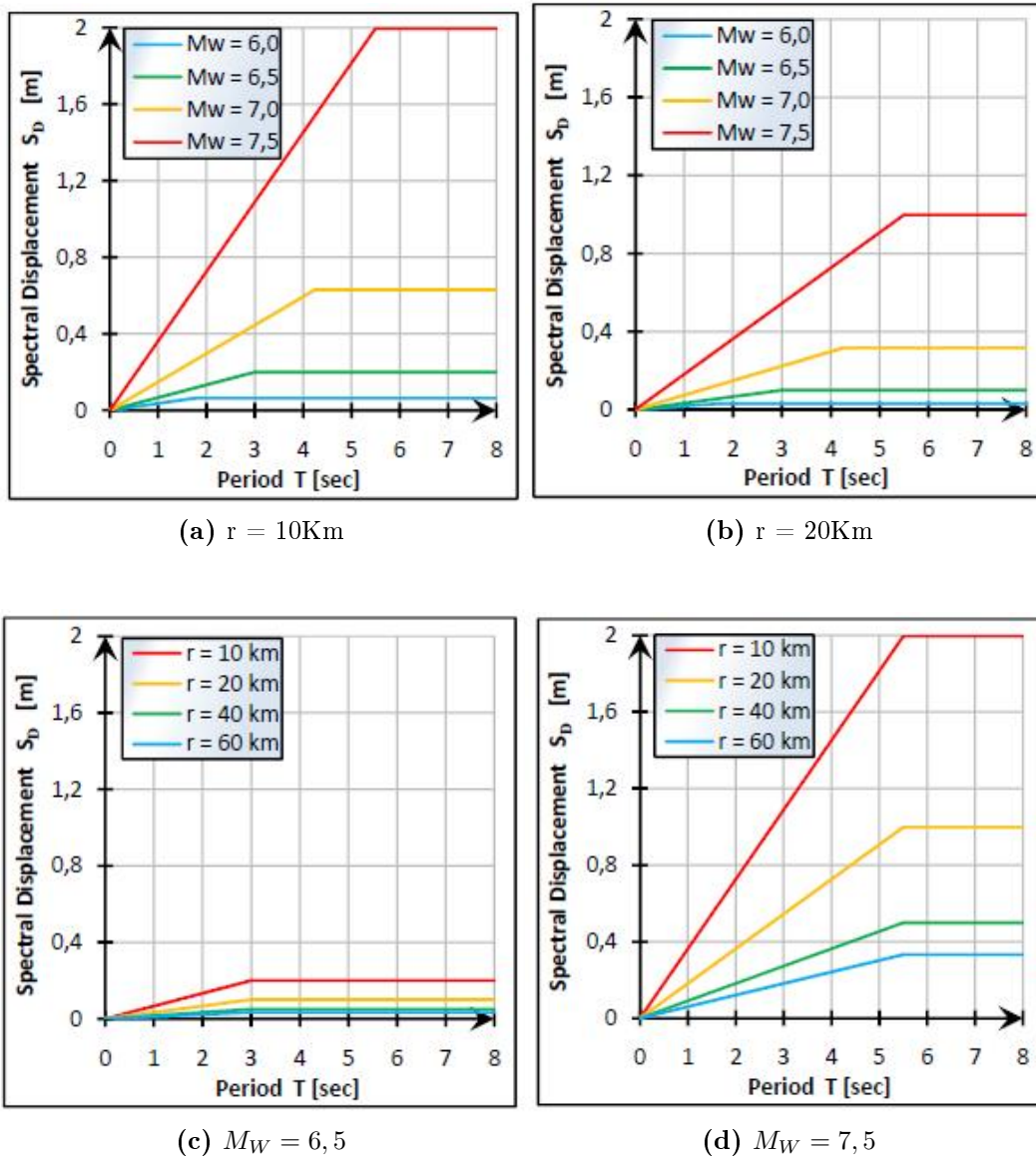


Figura 26: Influenza della Magnitudo (M_W) e della distanza dell'epicentro o dal piano di faglia (r) sugli spettri di risposta in spostamento elastici ($\xi = 5\%$)

3.2 Smorzamento viscoso equivalente

Tali relazioni mirano ad interpretare i tipici coefficienti che definiscono le zone di plateau nei classici spettri di risposta in accelerazione.

Se si plotta l'equazione (58) con $C_S = 1$ assieme alla relazione (60) ottengo i

grafici in figura (27)

$$T_C = 1,0 + 2,5(M_W - 5,7) \quad (60)$$

Si nota che per elevate intensità sismiche e piccola distanza dall'epicentro gli spostamenti di picco calcolati con la (58) possono risultare sovrastimati. Inoltre per terremoti di magnitudo relativamente bassa gli spostamenti di picco sono piuttosto piccoli anche per $r=10$ Km. In tale fase di progettazione è importante definire al meglio i parametri che definiscono lo spettro in spostamento in vista delle fasi successive.

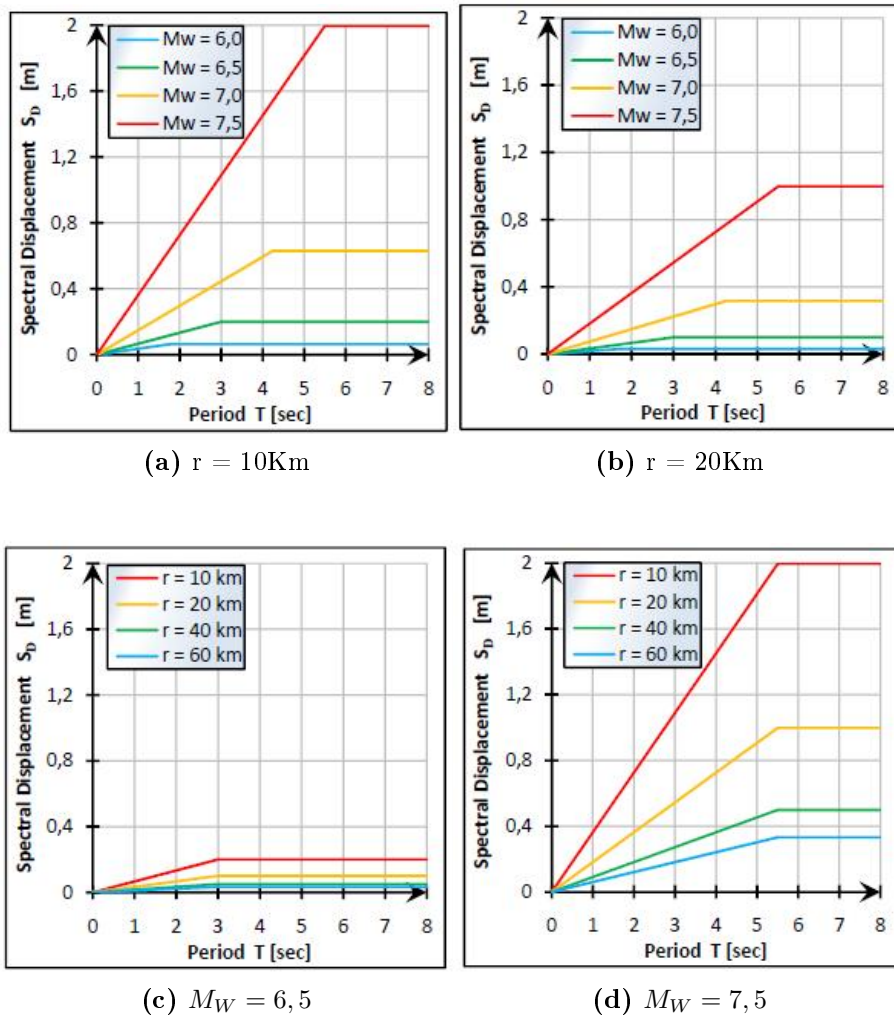


Figura 27: Influenza della Magnitudo (M_W) e della distanza dell'epicentro o dal piano di faglia (r) sugli spettri di risposta in spostamento elastici ($\xi = 5\%$)

3.3 Smorzamento viscoso equivalente

La procedura di progettazione richiede la conoscenza della relazione tra la duttilità in spostamento e lo smorzamento viscoso equivalente.

Lo smorzamento è definito come la somma dello smorzamento elastico e di quello isteretico:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (61)$$

In questa relazione, lo smorzamento isteretico dipende dalla appropriata regola isteretica adottata nella progettazione. Generalmente si considera il rapporto di smorzamento elastico per le strutture in calcestruzzo circa pari al 5% mentre per le strutture in acciaio si assume il 2%.

3.3.1 Smorzamento isteretico

Lo smorzamento di questo tipo, viene determinato facendo riferimento allo studio dell'energia assorbita nella risposta ciclica (come risposta di un'eccitazione di tipo periodica e costante, ad esempio sinusoidale) per un dato livello di spostamento della struttura sostitutiva e definito come un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (62)$$

A_h Area del ciclo di isteresi che rappresenta la quantità di energia assorbita

F_m Forza massima

Δ_m Spostamento massimo raggiunto nel ciclo

Si nota che lo smorzamento dato da tali espressioni rappresenta una frazione dello smorzamento critico, ed è connesso con la rigidità secante effettiva alla risposta massima. Si è trovato che il livello di smorzamento prodotto risulta essere buono per sistemi i quali hanno bassi valori di energia assorbita nella direzione isteretica, a parità di Time-History scelte, mentre tende a sovrastimare lo smorzamento effettivo equivalente per alti valori di anergia assorbita. Una ragione di questa differenza la si può notare osservando il comportamento differente di due sistemi, uno elasto-plastico mentre l'altro di tipo elastico (entrambi bilineari con la stessa rigidità e di post-sneramento) come si vede in fig (28).

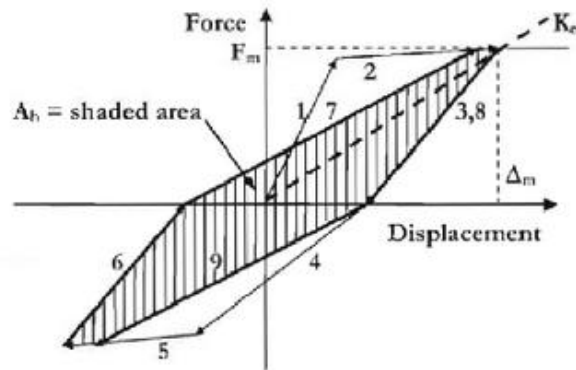


Figura 28: Area di isteresi per determinare lo smorzamento

Il comportamento è identico fino al picco di risposta, poi differisce. I due sistemi iniziano la fase di scarico seguendo due curve differenti. Questo perché il comportamento dipende in modo significativo anche dalle caratteristiche degli accelerogrammi.

L'approccio adottato è quello di valutare lo smorzamento viscoso equivalente calibrandolo per differenti regole isteretiche date dalla stesso picco di risposta in spostamento, usando delle Time-History inelastiche. Ci sono due differenti studi, basati su differenti metodologie per determinare questo.

Il primo metodo consiste nell'uso di un ampio numero di accelerogrammi reali, nei quali lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato per ciascun livello di duttilità, periodo effettivo e regola di isteresi separatamente, e quindi poi mediato con i livelli di picco in modo tale da ottenere relazioni per una data regola di isteresi, duttilità e periodo.

Il secondo metodo invece, consiste nell'uso di un dominio ampio di regole di isteresi e un numero limitato di accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, nei quali i risultati delle analisi elastiche e inelastiche sono separatamente mediati e confrontati. Nel seguente paragrafo si presentano i modelli rappresentanti tale metodo.

3.3.2 Modelli isteretici

Si riportano in seguito i principali modelli isteretici. Ogni modello è individuato in maniera univoca una volta che sono assegnati tutti i suoi parametri caratteristici.

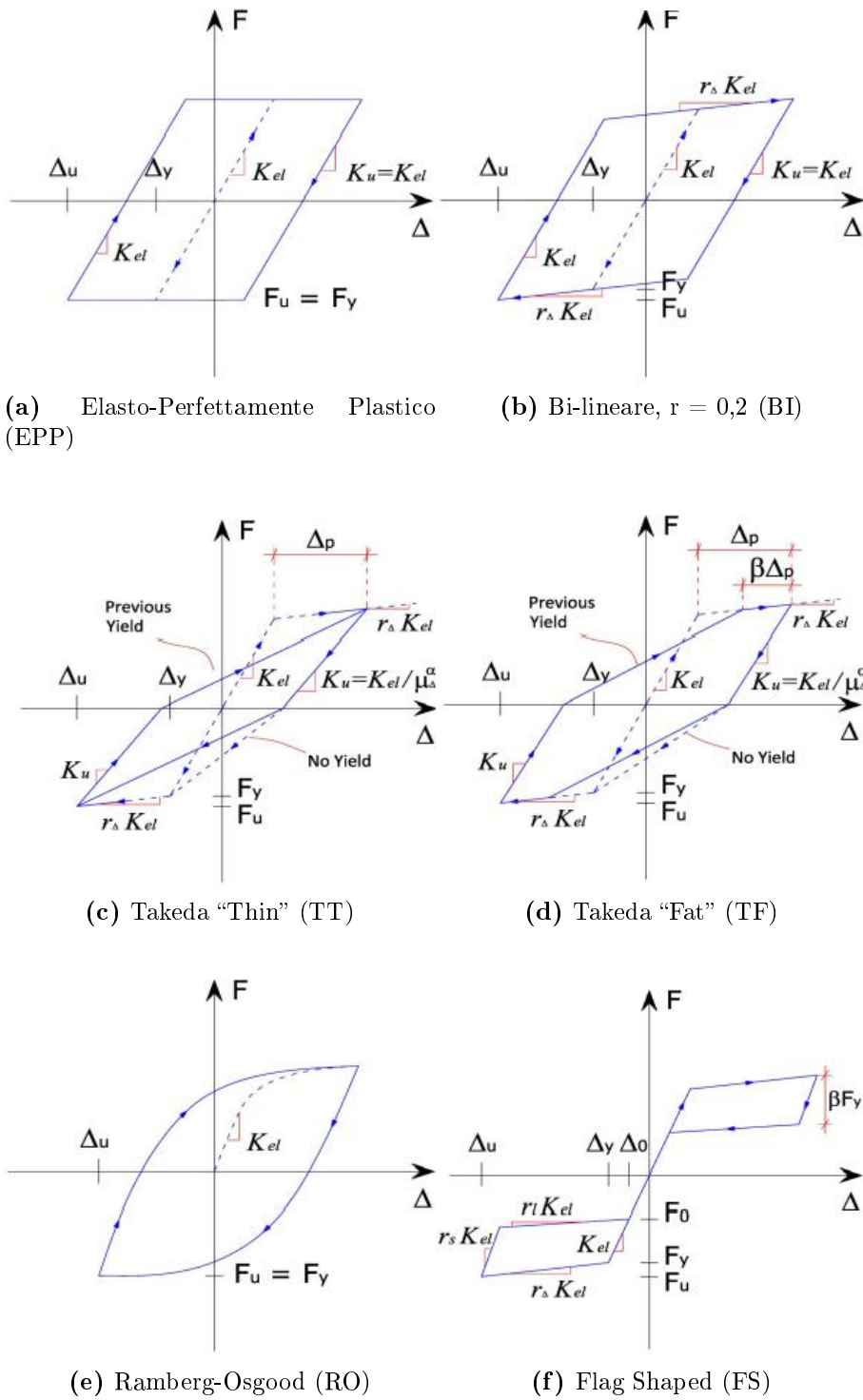


Figura 29: Leggi isteretiche considerate nelle analisi inelastiche Time-History

La legge isteretica Elasto-Perfettamente plastica (Fig. (29a)) è caratteristica di alcuni sistemi di isolamento con sistemi ad attrito.

La legge Bi-lineare (Fig. (29b)) ha come coefficiente di incrudimento il termine r che può assumere valori considerevolmente diversi. Tale legge è indicata per rappresentare struttura con vari tipi di isolamento. I due modelli Takeda (Fig. (29c) e Fig. (29d)) rappresentano le strutture delle strutture duttili in calcestruzzo armato, rispettivamente a pareti o colonne e a telaio. Queste leggi sono caratterizzate da una rigidità allo scarico e al ricarico minori rispetto a quella iniziale elastica. Il modello Takeda Thin (TT) è appropriato per gli elementi strutturali con carico assiale significativo come le colonne degli edifici, pile da ponte, pareti e pali. Questo modello è un caso particolare del modello isteretico più generale Takeda Fat che si ottiene ponendo $\beta = 0$ e $\alpha = 0,5$. Con tali valori si ha che, mentre nel ciclo iniziale la fase di ricarico in direzione opposta passa per il punto di snervamento, nel ciclo successivo la fase di ricarico porta direttamente al punto massimo di spostamento ottenuto in precedenza.

Nel modello di Takeda Fat (TF) i valori di α sono variabili tra 0 e 0,5; nel caso in cui $\alpha = 0$ si considera uno scarico con una rigidità pari a quella iniziale “elastica”. La fase di ricarico del secondo ciclo e di quelli successivi, diversamente dal modello di Takeda Thin, non porta direttamente al punto di massimo spostamento raggiunto nel ciclo precedente, ma ad un punto distante da quest’ultimo della quantità $\beta \Delta_p$, lungo la direzione di plasticizzazione con inclinazione $r_{\Delta} k_{el}$. Per le travi in c.a., costruite con cura dei dettagli, valori considerati appropriati sono: $\alpha = 0,3$ e $\beta = 0,6$.

Il modello isteretico (Fig. 29e) è calibrato per rappresentare le strutture duttili. Infine il modello in figura (29f) rappresenta struttura post-tese a cavi scorrevoli e con un piccolo valore di smorzamento addizionale.

3.3.3 Smorzamento equivalente di tipo isteretico: studi di Dwairi et al⁵

Gli studi di Dwairi sono stati eseguiti per migliorare l’attendibilità della progettazione con il metodo DDBD tramite nuove formule empiriche. In tali equazioni ci si riferisce sempre ad un “*period shift*” che si definisce tramite la rigidità secante.

⁵Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., Nau, J.M., “Equivalent Viscous Damping in Support of Direct Displacement-Based Design” *Journal of Earthquake Engineering*, marzo 2007, p. 512-530

Sono state calcolate tramite cento accelerogrammi reali e per ogni accelerogramma, i coefficienti di smorzamento equivalente sono calibrati in modo da ottenere lo stesso spostamento massimo tra sistema non lineare e sistema lineare equivalente. Si calcolano per ogni livello di duttilità, periodo effettivo e legge isteretica separatamente.

Si ricavano le formule tramite un'elaborazione statistica dando una relazione tra smorzamento viscoso equivalente di tipo isteretico, coefficiente di duttilità in spostamento, periodo effettivo e legge isteretica considerata.

Lo smorzamento considerato è:

$$\xi_{hyst} = C.. \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\pi \mu_{\Delta}} \right) [\%] \quad (63)$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori di C al variare del modello isteretico utilizzato:

Modello isteretico	C
Flag Shaped (FS)	$C_{FS} = 30 + 35(1 - T_{eff}) \quad T_{eff} < 1sec$
	$C_{FS} = 30 \quad T_{eff} \geq 1sec$
Takeda Fat (TF)	$C_{TF} = 65 + 50(1 - T_{eff}) \quad T_{eff} < 1sec$
	$C_{TF} = 65 \quad T_{eff} \geq 1sec$
Takeda Thin (TT)	$C_{TT} = 50 + 40(1 - T_{eff}) \quad T_{eff} < 1sec$
	$C_{TT} = 50 \quad T_{eff} \geq 1sec$
Elasto-Perfettamente Plastico (TT)	$C_{TT} = 85 + 60(1 - T_{eff}) \quad T_{eff} < 1sec$
	$C_{TT} = 85 \quad T_{eff} \geq 1sec$

In figura (30) si riassume l'andamento dei valori:

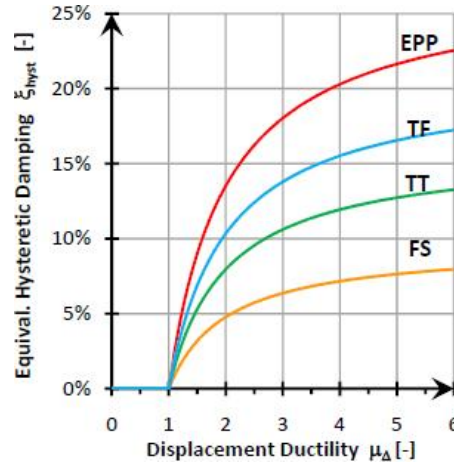


Figura 30: Smorzamento isteretico con l'approccio di Dwairi et al., in funzione della duttilità in spostamento e per vari modelli isteretici, con $T_{eff} \geq 1sec$

Tali relazioni presentano vari aspetti positivi, ovvero tengono in conto del modello isteretico e dipendono dal tempo effettivo. Infatti sono funzioni della duttilità per periodi effettivi maggiori o uguali a 1 secondo mentre, sono funzioni della duttilità e del periodo effettivo per periodi effettivi minori di 1 secondo.

3.3.4 Smorzamento equivalente di tipo isteretico: studi di Grant et al.

Dallo studio di Grant, il quale considera una formulazione più complessa della relazione tra duttilità e smorzamento viscoso equivalente, la componente isteretica viene definita in modo generale dalla seguente espressione, nella quale i coefficienti a,b,c,d assumono valori diversi, a seconda della differente regola isteretica che è stata scelta per la definizione dell'energia assorbita. Come per gli studi di Dwairi per ogni accelerogramma i coefficienti di smorzamento equivalente sono calibrati in modo da ottenere lo stesso spostamento massimo tra sistema non lineare e sistema lineare equivalente ed il calcolo viene fatto per ogni livello di duttilità, periodo effettivo e legge isteretica separatamente. Si ottiene l'espressione (64) che mette in relazione lo smorzamento con il coefficiente di duttilità in spostamento,

il periodo effettivo e la legge isteretica considerata:

$$\xi_{hyst} = a \left(1 - \frac{1}{\mu_{\Delta}^b} \right) \left[1 + \frac{1}{(T_{eff} + C)^d} \right] * 100\% \quad (64)$$

I valori a,b,c,d sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 5: Coefficienti da utilizzare per determinare lo smorzamento isteretico equivalente attraverso la formula (64)

Modello isteretico	a	b	c	d
Elasto-Perfettamente Plastico (EPP)	0,224	0,336	-0,002	0,250
Bilineare, $r_{\Delta} = 0,2$ (BI)	0,262	0,655	0,813	4,890
Takeda Thin (TT)	0,215	0,642	0,824	6,444
Takeda Fat (TF)	0,305	0,492	0,790	4,463
Flag $\beta = 0,35$ (FS)	0,251	0,148	3,015	0,511
Ramberg-Osgood (RO)	0,289	0,622	0,856	6,460

I valori di smorzamento che si ottengono per i vari modelli isteretici attraverso questa espressione, in funzione della duttilità in spostamento e per un valore di T_{eff} pari a 4 secondi sono rappresentati nel seguente grafico:

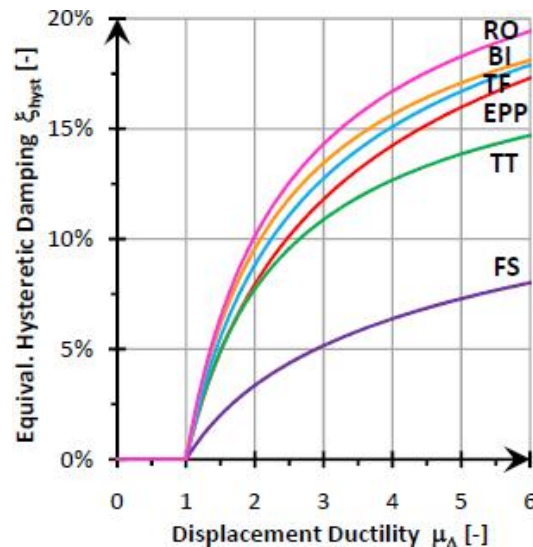


Figura 31: Smorzamento isteretico equivalente con l'approccio di Grant et al, in funzione della duttilità in spostamento e per vari modelli isteretici, per $T_{eff} = 4sec$

Si assume $T_{eff} = 4sec$ poichè per periodi effettivi maggiori si considera lo smorzamento isteretico indipendente dal periodo effettivo stesso.

Si può affermare che la dipendenza dal periodo effettivo dello smorzamento minore di quello effettivo è comunque un'approssimazione a favore di sicurezza; in ogni caso è inusuale progettare strutture con un periodo effettivo minore di 1 secondo.

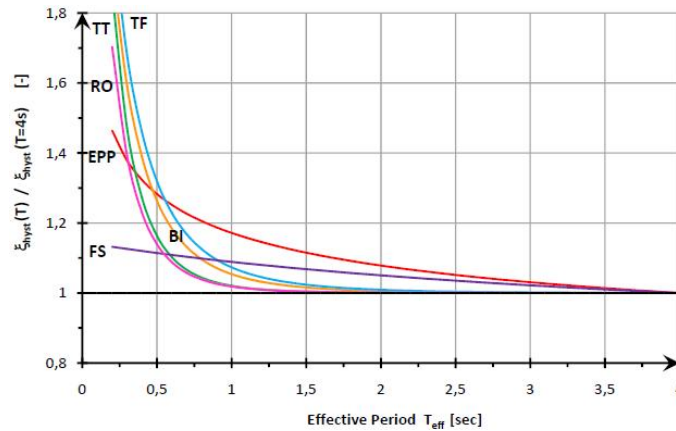


Figura 32: Dipendenza dal periodo effettivo della componente isteretica dello smorzamento viscoso equivalente, per varie leggi isteretiche

3.3.5 Smorzamento elastico: studi di Grant

Nell'equazione (61) è inclusa una componente di smorzamento elastico, il quale non viene catturato nel modello isteretico adottato. Questo può essere ottenuto dalla combinazione di molti fattori, il più importante dei quali è quello di considerare l'assunzione semplificativa di risposta perfettamente elastica lineare nel range elastico del modello isteretico.

Considerando un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF), il coefficiente di smorzamento elastico compare nell'equazione di equilibrio dinamico:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (65)$$

- x Spostamento relativo
- \ddot{x}_g Accelerazione del terreno
- m-k Massa e rigidezza del sistema

c Coefficiente di smorzamento elastico

Il coefficiente di smorzamento elastico è definito come:

$$c = 2m\omega_i\xi = 2\xi\sqrt{mk} \quad (66)$$

$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}}$ Pulsazione angolare

ξ Smorzamento relativo critico

Il coefficiente di smorzamento e di conseguenza la relativa forza di spostamento, dipendono dal valore della rigidezza adottata. In molti casi di analisi, si è soliti ad utilizzare come valore di rigidezza quello iniziale. Questo però, in particolare in analisi con comportamento di tipo inelastico, restituisce valori impuri e poco corretti della forza di smorzamento, pertanto risulta essere appropriato utilizzare un valore di *rigidezza tangente* e non iniziale. Con la rigidezza tangente infatti, il coefficiente di smorzamento muta proporzionalmente ogni volta che la rigidezza cambia. Necessario poi, è introdurre degli aggiustamenti per lo smorzamento elastico, per tenere conto del diverso comportamento della struttura sostitutiva da quella reale, per assicurare cioè compatibilità tra le due. Se si utilizza la rigidezza iniziale, il coefficiente di smorzamento sarà più alto rispetto alla struttura sostitutiva mentre sarà più basso se si utilizza quella tangente come si vede dalla figura seguente:

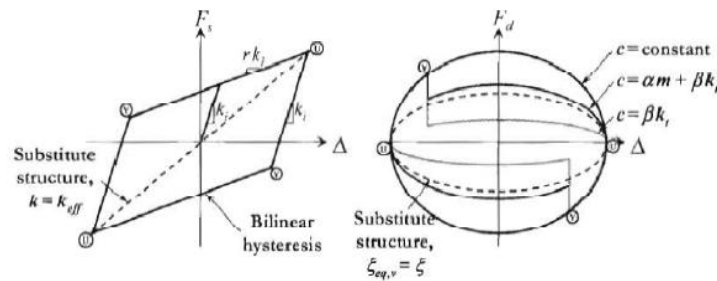


Figura 33: Isteresi bi-lineare e smorzamento elastico rappresentato nella curva Forza-Spostamento

Nella figura è rappresentata la risposta in termini di forza-spostamento per causa di un'eccitazione armonica. Con la linea continua (c costante), si rappresenta l'andamento dello smorzamento elastico con utilizzo della rigidezza iniziale,

con linea continua ($c = \beta k_t$) si rappresenta lo smorzamento elastico con l'utilizzo della rigidezza tangente.

Si nota come l'energia dissipata nel caso si utilizzi la rigidezza iniziale, sia maggiore rispetto a quello della struttura sostitutiva e quindi della rigidezza effettiva. Mentre si nota sempre, come l'energia dissipata con l'ausilio della rigidezza tangente, sia questa volta inferiore rispetto a quello della struttura sostitutiva (ovvero della rigidezza effettiva). Inoltre, la riduzione netta nella curva dello smorzamento elastico, con l'utilizzo della rigidezza tangente, è dovuto al cambio di pendenza dell'involuppo isteretico. Una ulteriore linea che si nota nella figura ($c = \alpha m + \beta k_t$), rappresenta lo smorzamento elastico ottenuto dalla somma di due termini, proporzionali alla massa e alla rigidezza tangente rispettivamente, definito da Rayleigh. Questo risulta essere molto vicino a quello della struttura sostitutiva.

E' possibile così ottenere delle relazioni analitiche corrette del coefficiente di smorzamento elastico, tra la struttura sostituita e quella reale, con delle eccitazioni armoniche. Gli studi di Grant ed altri hanno confrontato i risultati di analisi elastiche della struttura sostitutiva, con quello di analisi inelastiche di Time-History per determinare il fattore di correzione da applicare allo smorzamento elastico a seconda che si segua l'assunzione di rigidezza iniziale oppure tangente. Cambia perciò la (61) nella seguente forma:

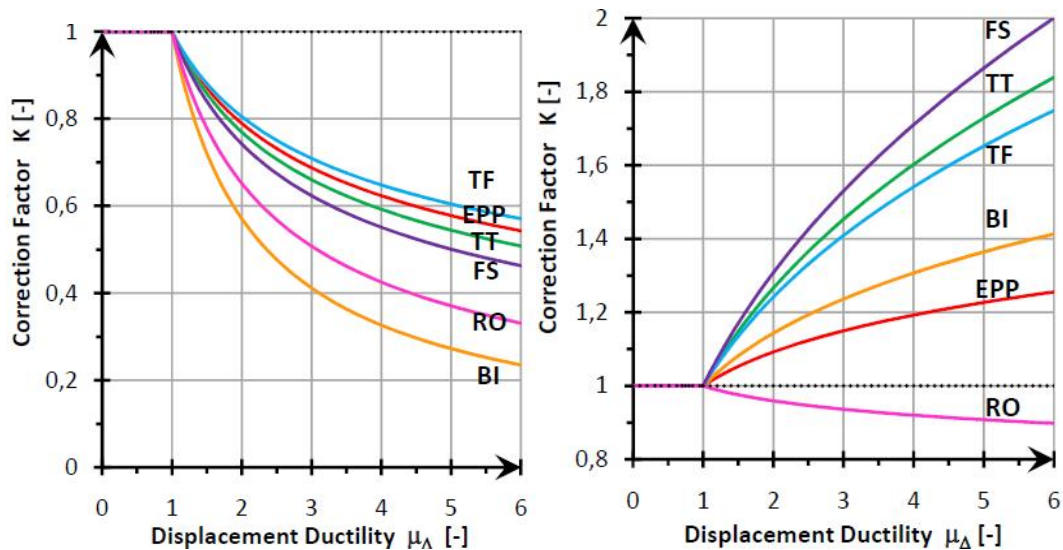
$$\xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (67)$$

$$k = \mu^\lambda$$

Il valore di μ rappresenta il fattore di duttilità in spostamento, mentre λ dipende dalla regola di isteresi seguita e dall'assunzione fatta per lo smorzamento elastico. I valori di λ sono rappresentati in tabella, mentre di seguito si rappresentano gli andamenti di μ^λ al variare delle differenti regole isteretiche scelte e dei modelli di smorzamento elastico assunti.

Tabella 6: Valori dei coefficienti λ per derminare il fattore di correzione k dello smorzamento elastico al fine di relazionarlo alla rigidezza secante

Modello Isteretico	Rigidezza iniziale	Rigidezza tangente
Elasto-Perfettamente Plastico (EPP)	0,127	-0,341
Bilineare, $r_{\Delta} = 0,2$ (BI)	0,193	-0,808
Takeda Thin (TT)	0,340	-0,378
Takeda Fat (TF)	0,312	-0,313
Flag, $\beta = 0,35$ (FS)	0,387	-0,430
Ramberg-Osgood (RO)	-0,060	-0,617



(a) ξ_{el} proporzionale alla rigidezza tangente (b) ξ_{el} proporzionale alla rigidezza secante

Figura 34: Fattori K di correzione dello smorzamento elastico, in funzione della duttilità in spostamento e della legge isteretica (Grant et al).

Per molte progettazioni è comunque possibile semplificare il processo con la scelta di uno smorzamento elastico da adottare, che coicida con quello comunemente usato per il tipo di materiale e tipologia strutturale, il quale fa riferimento alla rigidezza iniziale e non risulta essere tempo-dipendente. Questa scelta può essere ragionevole perchè la dipendenza dal tempo può essere considerata significativa soltanto per periodi maggiori di 1 secondo. Inoltre il grado di smorzamento

elastico del 5% può essere quello più ragionevole da assumere, nel caso dell'acciaio può essere corretto assumere anche il 2%.

3.3.6 Conclusioni

Si è vista la base delle teorie sullo smorzamento viscoso equivalente valido per la progettazione DDBD. Si può affermare che:

- La dipendenza dal periodo effettivo è insignificante per la maggior parte delle leggi isteretiche per periodi maggiori di 1 secondo, cioè per la maggior parte delle progettazioni
- Se si ignora la dipendenza dal periodo effettivo le formule di Dwairi e di Grant danno risultati molto simili.
- E' plausibile assumere, come valore accettabile del coefficiente di smorzamento elastico, un valore del 5% rispetto allo smorzamento critico, relazionato alla rigidezza tangente nelle analisi non lineari Time-History
- Si possono determinare delle formule "conclusive" che forniscono direttamente lo smorzamento viscoso equivalente in funzione della duttilità in spostamento e del modello isteretico considerato:

Tabella 7: Smorzamento viscoso equivalente

Modello Isteretico	Smorzamento	Tipo struttura
Takeda Thin (TT)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	pareti c.a., ponti
Takeda Fat (TF)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	telai in c.a.
Ramberg-Osgood (RO)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,577 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	telai in acciaio
Flag, $\beta = 0,35$ (FS)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,186 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	strutture post-tese
Elasto-Perfettamente Plastico (EPP)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,670 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	isolatori "slider" ad attrito
Bilineare, $r_{\Delta} = 0,2$ (BI)	$\xi_{eq} = 0,05 + 0,519 \left(\frac{\mu_{\Delta}-1}{\mu_{\Delta}\pi} \right)$	isolamento bilineare

Tali formule valgono nei casi in cui si ha lo smorzamento elastico pari al 5% dello smorzamento critico. Nella Time-History lo smorzamento elastico è considerato proporzionale alla rigidezza tangente.

3.4 Effetti dell'inelasticità sul DRS: formule di scalatura dello spettro

Il metodo DDBD tiene conto degli effetti dissipativi della struttura con comportamento non lineare modellandola come una struttura lineare equivalente caratterizzata da un certo valore di smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} e da una rigidezza secante relativa allo spostamento ultimo K_{eff} .

Una volta noto ξ_{eq} dato dai vari modelli isteretici, si scala lo spettro DRS in analogia a quanto avviene per uno smorzamento elastico tradizionale di una quantità R_ξ ; in questo modo si tiene conto degli effetti dissipativi della struttura.

Si riportano le principali formule di scalatura calcolate seguendo l'approccio dello smorzamento viscoso equivalente:

- Formula di Newmark e Hall (1987)

$$R_\xi = (1,31 - 0,19 \ln(100\xi)) \quad (68)$$

- Eurocodice EC8 (1998)

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (69)$$

A questa relazione è stata sostituita la seguente equazione:

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (70)$$

Queste equazioni si riferiscono a condizioni sismiche ordinarie. Tuttavia in caso di altre condizioni, come strutture soggette agli effetti di vicinanza alla sorgente del terremoto, l'energia dissipata non riduce la risposta sismica. Esistono delle formule che cercano di spiegare questo fenomeno per determinarne l'effetto nello spettro DRS smorzato.

- Formula di Priestley:

$$R_\xi = \left(\frac{0,10}{0,05 + \xi} \right)^{0,5} \quad (71)$$

- Formula di Faccioli e Villani:

$$R_\xi = \left(\frac{0,10}{0,05 + \xi} \right)^{0,25} \quad (72)$$

Noto il valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente e la formula di scalatura dello spettro elastico si può determinare il valore del taglio alla base F_u^d .

$$T_{eff} = T_c \frac{\Delta_u^d}{\Delta_{c,max}} R_\xi \quad (73)$$

$$K_{eff} \cong 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_{eff}^2} = 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_c^2} \left(\frac{\Delta_{c,max}}{\Delta_u^d} \right)^2 \frac{1}{R_\xi^2} \quad (74)$$

$$F_u^d = K_{eff} \Delta_u^d = 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_c^2} \frac{\Delta_{c,max}^2}{\Delta_u^d} \frac{1}{R_\xi^2} \quad (75)$$

$T_c, \Delta_{c,max}$ periodo e spostamento del punto di “corner” dello spettro elastico ($\xi_{el} = 5\%$) DRS, dove per punto di corner si intende quel punto oltre il quale la risposta spettrale in spostamento è costante.

4 Analisi numeriche per ponti a travata multicampata

4.1 Introduzione allo studio parametrico

Nella formulazione corrente del metodo “Direct Displacement-Based Design” viene utilizzata una struttura sostituita equivalente (SDOF) caratterizzata da una rigidità secante K_{eff} ed uno smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} per rappresentare il comportamento sismico di una struttura a più gradi di libertà (MDOF). La scelta dello smorzamento ξ_{eq} è legata all’energia isteretica dissipata dalla struttura in campo non lineare e rappresenta una prima approssimazione del metodo che porta ad una componente di errore. Altra fonte di errore è la rappresentazione della struttura reale con la struttura SDOF tramite la definizione di un profilo di spostamento. Nella risposta trasversale dei ponti continui la rigidità relativa tra impalcato e pile influenza lo spostamento e dipende dalla rigidità dell’impalcato e dal tipo di appoggi alle spalle. Se la sovrastruttura è rigida e le spalle deformabili, l’impalcato si muove come un corpo rigido e il progetto del profilo di spostamento diventa una combinazione di traslazione e rotazione. Al contrario, se le spalle sono rigide la sovrastruttura è soggetta ad una deformazione globale per tutta la lunghezza del ponte. Il profilo di spostamento inelastico è condizionato dalla frazione di rigidità trasversale dell’impalcato e dipende dalla resistenza e duttilità delle pile che non sono dati conosciuti inizialmente.

Per questa ragione questa è una procedura iterativa in cui si ha come input l’ultima forma di spostamento.

Lo studio parametrico svolto in questo lavoro mira a studiare la risposta trasversale di ponti a travata multicampata considerando le spalle fisse. L’obiettivo è quello di considerare l’errore commesso dal metodo di progettazione in rapporto all’analisi non lineare Time-History e mettere in evidenza quale sia la percentuale di errore che si commette nel considerare il sistema SDOF.

Si introduce poi un secondo metodo chiamato “Direct Effective Method” (DEM) che vuole semplificare la procedura iterativa DDBD per poter essere utilizzata come metodo utilizzabile dai progettisti.

Lo studio deriva dal metodo “Effective Modal Superposition” (EMS) di Ortiz Restrepo (2006) e successivamente ampliato da Prestley et al. (2007).

Il metodo EMS utilizza l'analisi spettrale (SRA) dopo aver completato le iterazioni del metodo DDBD. Si rappresentano le rigidezze degli elementi con cerniera plastica (pile) con la rigidezza secante tramite il picco di risposta, mentre gli elementi elastici sono modellati con la rigidezza iniziale. Si considera uno spettro elastico di progetto smorzato al 5% (Adhikari et al., 2010). I risultati finali sono ottenuti con la combinazione delle forze della SRA con il primo modo (SSRS o CQC) inelastico ottenuto con il processo DDBD.

Il metodo DEM qui proposto è un metodo non iterativo: si applica una sola iterazione del metodo DDBD basata sulla struttura equivalente SDOF assumendo un profilo di spostamento Δ_{1i} per poi ottenere la rigidezza effettiva $K_{eff,j}$ e lo smorzamento ξ_{eq} . Il valore di $K_{eff,j}$ è applicato al modello per svolgere l'analisi spettrale dove lo spettro di progetto è smorzato con il fattore ξ_{eq} . In questo modo si ottiene una stima migliore del profilo di spostamento inelastico che si indicherà con Δ_{2i} tramite la normalizzazione della forma δ_{2i} calcolata con la SRA rispetto allo spostamento critico Δ_c . Le forze di taglio e i momenti vengono calcolati direttamente assumendo il valore Δ_{2i} e $K_{eff,j}$ e il processo di progetto si conclude.

Questo lavoro vuole portare un miglioramento al metodo DEM, che verrà indicato con DEM1, attraverso una fase successiva (DEM2) che mira a utilizzare delle nuove rigidezze che più si avvicinano a quelle reali.

Lo studio si basa sul confronto tra la progettazione sismica in direzione trasversale tra le tre procedure DDBD DEM1 E DEM2 e le relative analisi non lineari T-H a seconda di vari livelli di danno (drift) e rapporti di rigidezza dell'impalcato.

Un secondo obiettivo è quello di determinare l'errore commesso nella progettazione del sistema ideale equivalente ad un grado di libertà (ESDOF); tale componente di errore si somma a quella dovuta alla sostituzione del sistema reale MDOF con il sistema ESDOF per dare l'errore complessivo commesso nella progettazione dei sistemi a più gradi di libertà. Con la determinazione di questo errore si vuole valutare quanto la componente del sistema ESDOF incida sull'errore finale complessivo e quindi quale sia la componente principale.

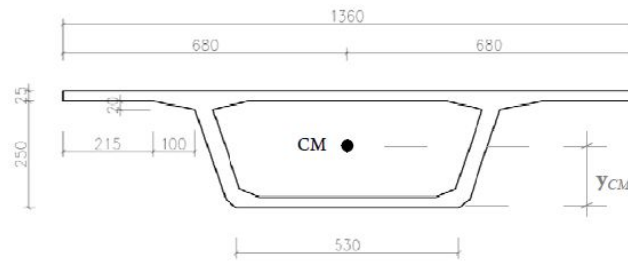
I ponti utilizzati per l'analisi sono continui a travata con varie configurazioni di pile tali da rappresentare diverse soluzioni utilizzate della reale progettazione. Si analizzano ponti uniformi, regolari o simmetrici e non regolari. Per ogni configurazione si sono considerati 3 livelli di drift 1%, 3% e 4% in modo da valutare l'errore commesso dal metodo

4.2 Generalità sulla modellazione

4.2.1 Geometria dell'impalcato

Nello studio parametrico sono stati considerati 36 diverse configurazioni di ponti, più precisamente 8 configurazioni a 4 campate e 10 a 6 campate. Sono stati considerati due diversi tipi di impalcato, una con struttura in CAP e uno in struttura mista. Si riportano le caratteristiche geometriche:

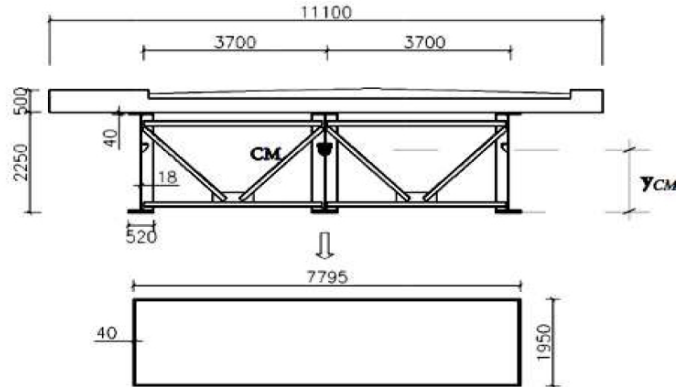
- Sezione a cassone in CAP, peso carichi permanenti = 220 kN/m



$A[m^2]$	$y_{CM}[m]$	$J_{1-longit.}[m^4]$	$J_{2-2longit.}[m^4]$	$J_{tors.}[m^4]$	$E [GPa]$
7.3	1.78	8.0	81.0	15.0	40.829

Figura 35: Sezione trasversale e caratteristiche inerziali dell'impalcato a cassone in C.A.P [cm]

- Sezione in struttura mista. Si considera che il comportamento non lineare sotto l'azione sismica interessa le pile e non l'impalcato; per questo motivo si può modellare la sezione con una trave equivalente a cassone in cui si mantiene l'uguaglianza delle aree e dei momenti d'inerzia rispetto agli assi principali 1-1 e 2-2.



$A[m^2]$	$y_{CM}[m]$	$J_{1-1longit.}[m^4]$	$J_{2-2longit.}[m^4]$	$J_{tors.}[m^4]$	$E [GPa]$
0.75	1.70	0.6	5.4	1.8	206.0

Figura 36: Sezione trasversale e caratteristiche inerziali dell'impalcato in struttura mista e del cassone equivalente [mm]

Si calcolano i rapporti:

$$\frac{J_{2-2,CASS}}{J_{2,2,MISTA}} = 15 \quad \frac{(EJ_{2-2})_{CASS}}{(EJ_{2-2})_{MISTA}} \cong 3$$

4.2.2 Modellazione Time-History

La precisione dei metodi DDBD DEM1 e DEM2 si valuta con la procedura non lineare di analisi Time History (THA). Essa si svolge tramite il programma “*OpenSees - Open System For Earthquake Engineering Simulation*” (*Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006*) disponibile gratuitamente. Si costituiscono dei modelli numerici che riproducono la geometria 3D reale dei ponti, includendo la reale distribuzione delle masse e delle rigidezze. Si utilizza l’elemento “*Beam-Column*” per la rappresentazione della sovrastruttura elastica e un elemento con sezione a fibre per le pile. Questo riprende come rigidezza quella effettiva relativa alla deformazione ultima raggiunta e viene ricalcolata all’interno della progettazione DDBD ad ogni circolo iterativo . Si riporta in figura (37) il modello rappresentativo.

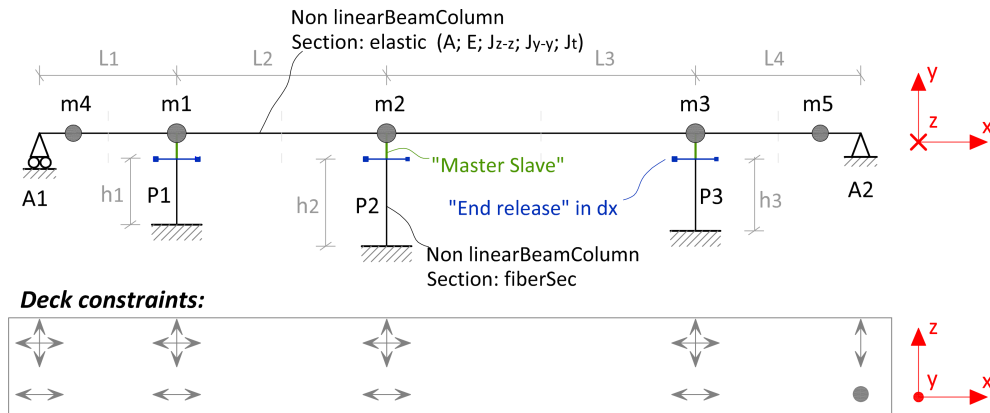


Figura 37: Modello rappresentativo dell'analisi Time History

Per quanto riguarda l'inserimento dei dati relativi ai materiali si utilizza il modello *Concrete 02* che implementa il modello di *Mander* per il calcestruzzo e il modello di *Menegotto-Pinto* per l'acciaio. Si riporta la schematizzazione dei due modelli:

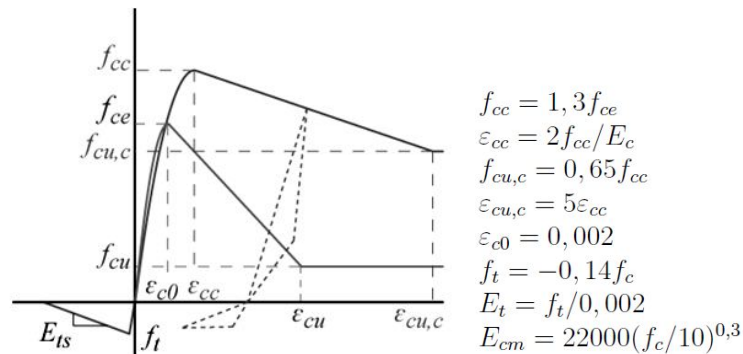


Figura 38: Modello *Concrete02*. Diagramma di Mander tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato e non confinato

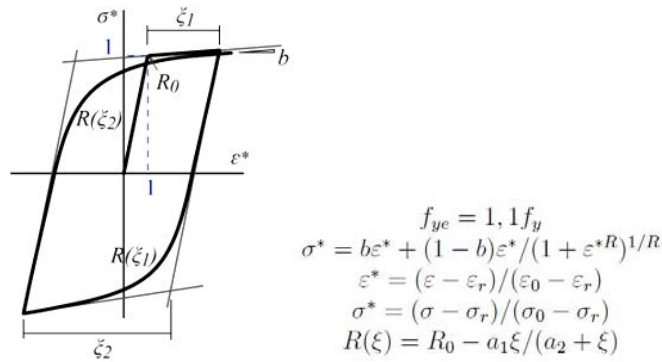


Figura 39: Modello *Concrete02*. Diagramma Menegotto-Pinto tensione-deformazione per l'acciaio

4.2.3 Azione sismica di riferimento per le analisi numeriche

Lo spettro di progetto utilizzato per le analisi parametriche è riportato nella norma EN 1998-1:2004 con le seguenti caratteristiche: tipo di suolo C (S=1,15, TB=0,20s, TC=0,6s, TD=2,0s), massima accelerazione del terreno PGA=0,35g, periodo di ritorno $T_R = 475\text{anni}$.

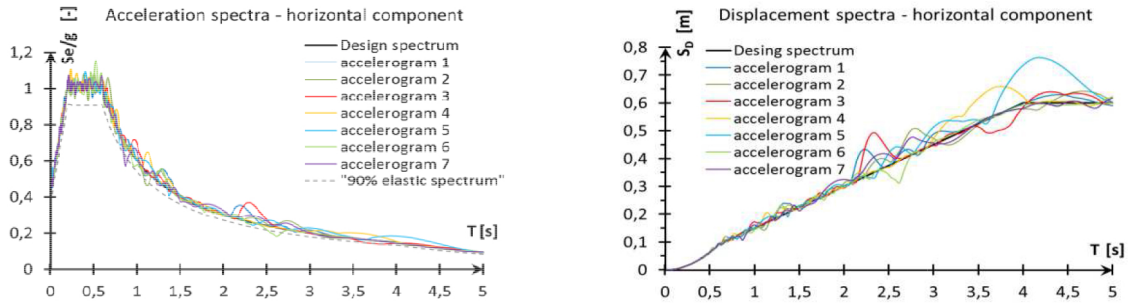


Figura 40: Spettro in accelerazione e spettro smorzato in spostamento sovrapposto al movimento del terreno

. In questo studio gli spettri elastici in spostamento sono ridotti tramite il fattore di scala ξ_{eq} calibrato secondo la legge isteretica Takeda Thin (tale legge rappresenta al meglio gli elementi strutturali con significanti carichi assiali, come appunto le pile da ponte). Vengono usate le seguenti equazioni:

$$R_\xi = ((0,10/0,05) + \zeta)^2 \quad (76)$$

$$\zeta_{eq} = 0,05 + 0,444(\mu_{\Delta} - 1)/\mu_{\Delta}\pi \quad (77)$$

Sono state eseguite sette registrazioni di accelerazioni compatibili con questo tipo di spettri tramite il programma SIMQKE (Gasparini e Vanmarke, 1976) che sono state poi utilizzate come input nell'analisi non lineare Time History. Sono stati considerati tre valori di drift θ per la progettazione:

- $\theta_L = 1\%$: Livello 1, basse duttilità
- $\theta_L = 3\%$: Livello 2 (Damage control)
- $\theta_L = 4\%$: Livello 3 (Collapse prevention)

4.2.4 Casi di studio

Le serie di modelli studiate nell'analisi parametrica sono le seguenti:

Serie 1 $\theta_L = 1\%$ Ponti simmetrici:

- 4 campate (CAP/Mista 222, 131, 323)

- 6 campate (CAP/Mista 22222, 22322, 32223, 43234, 32423)

Serie 2 $\theta_L = 1\%$ Ponti asimmetrici:

- 4 campate (CAP/Mista 132, 133, 123, 224, 324)

- 6 campate (CAP/Mista 22234, 11313, 11321, 22262, 26242)

Serie 3 $\theta_L = 3\%$ Stessa configurazione della Serie 1

Serie 4 $\theta_L = 3\%$ Stessa configurazione della Serie 2

Serie 5 $\theta_L = 4\%$ Stessa configurazione della Serie 1

Serie 6 $\theta_L = 4\%$ Stessa configurazione della Serie 2

Ogni ponte è caratterizzato dal materiale dell'impalcato e da una determinata sequenza di altezza delle pile. Si indica con la sigla "PRC" (*Precompressed Reinforced Concrete*) la struttura in C.A.P e con "SC" (*Steel Concrete*) la struttura mista. Per quanto riguarda l'altezza delle pile si considera l'altezza base $H=4,0$ m e si indica tra parentesi la sequenza delle altezze (es PRC132). Ogni pila costituisce una singola mensola in cui varia il diametro a seconda del ponte. In direzione trasversale la sovrastruttura è connessa alle pile con vincoli rigidi e i vincoli laterali sono costituiti dalle spalle.

I valori dei diametri assegnati alle pile in fase di progettazione, uguali per lo stesso ponte, sono decisi in modo che sia verificata la snellezza secondo la verifica semplificata riportata nell'EC2 o nell'NTC'08 e successivamente calibrandolo per ottenere le percentuali di armatura secondo la norma: $1\% \leq \rho_l \leq 4\%$.

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

Si riportano in figura le varie configurazioni:

Configurazione geometrica	Ponte	D _{pila} (m)
	<i>PRC/SC 222</i>	2.1/2.0
	<i>PRC/SC 131</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 323</i>	2.2/2.1
	<i>PRC/SC 132</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 133</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 123</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 224</i>	2.3/2.2
	<i>PRC/SC 324</i>	2.3/2.2
	<i>PRC/SC 22222</i>	2.1/1.9
	<i>PRC/SC 22322</i>	2.1/1.9
	<i>PRC/SC 32223</i>	2.1/1.9
	<i>PRC/SC 43234</i>	2.4/2.2
	<i>PRC/SC 32423</i>	2.4/2.2
	<i>PRC/SC 22234</i>	2.4/2.2
	<i>PRC/SC 11313</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 11321</i>	2.0/1.9
	<i>PRC/SC 22262</i>	2.7/2.5
	<i>PRC/SC 26242</i>	2.7/2.5

Figura 41: Configurazioni dei ponti studiati

4.2.5 Rapporti di rigidezza delle pile e materiali

La rigidezza di ogni pila è dalla seguente equazione:

$$K_P = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_v}} \quad (78)$$

$$K_f = C_p E J_{trasv} / H^3 \quad \text{Rigidezza flessionale}$$

$$K_v = G A_v / H \quad \text{Rigidezza tagliante}$$

C_P Coefficiente che dipende dal grado di vincolo. Nel caso di pila incastata alla base e libera in sommità vale 3

H Altezza pila

E,G Modulo elastico longitudinale e tangenziale

A_v Area a taglio

J_{trasv} Momento d'inerzia trasversale della pila

La rigidezza della sovrastruttura é:

$$K_s = \frac{384 (EI)_s}{5 L_s^3} \quad (79)$$

Si ottiene l'indice di rigidezza relativo RS (riportato nell'equazione (52)):

$$RS = \frac{K_s}{\sum_{i=1}^n K_{pi}} \quad (80)$$

Si riportano in tabella i valori ottenuti:

Tabella 8: Valori di RS per i ponti a 3 pile

Ponte	222	131	323	132	133	123	224	324
RS_{PRC}	1.24	1.73	2.43	2.01	3.02	2.06	2.62	3.18
RS_{SC}	0.49	0.71	0.97	0.82	1.24	0.84	1.04	1.27

Tabella 9: Valori di RS per i ponti a 5 pile

Ponte	22222	22322	32223	43234	32423	22234	11313	11321	22262	26242
<i>RS_{PRC}</i>	0.61	0.84	1.08	1.42	1.06	0.91	0.92	0.61	1.19	1.42
<i>RS_{SC}</i>	0.91	1.25	1.61	2.02	1.51	1.29	1.13	0.75	1.61	1.93

Materiali delle pile in c.a.:

$f'_c = 33,2MPa$	$f_y = 450Mpa$
Calcestruzzo $f'_{ce} = 1,3f'_c = 43,2MPa$	Acciaio $f_{ye} = 1,1f_y = 495Mpa$
C32/40 $E_c = 33643MPa$	B450C $E_s = 210000MPa$
$K_{conf} = 1,3$	$\varepsilon_y = f_{ye}/E_s = 0,0024$

4.2.6 Processo di verifica degli errori

Nel processo di verifica per ogni ponte si sono svolte le analisi DDBD-IT, DEM1 e DEM2 nei 3 livelli di drift ($\vartheta = 1, 3, 4\%$). Successivamente queste configurazioni vengono sottoposte ad analisi Time-History tramite 7 modi di vibrare del terreno. Assumendo che la forma di spostamento di progetto sia un'attendibile rappresentazione del reale profilo inelastico di spostamento, si calcola l'errore medio come segue:

$$E_m = \text{mean}_{i=1\dots N_p} \frac{|\Delta_i^D - \Delta_i^{TH}|}{\text{mean}_{i=1\dots n} \Delta_i^{TH}} \quad (81)$$

N_p Numero pile

Δ_i^D Δ_i^{TH} Spostamento della pila i-esima calcolata con la procedura DBD e Time-History (valore medio dei 7 accelerogrammi)

Il valore massimo e minimo di ogni pila è calcolato come:

$$E_{max,min} = \max, \min_{i=1\dots N_p} \frac{\Delta_i^D - \Delta_i^{TH}}{\Delta_i^{TH}} \quad (82)$$

Il valore minimo assume un importante significato poichè indica quanto il metodo semplificato è conservativo per ogni pila.

L'errore relativo al sistema SDOF E_{esdof} è relazionato alla calibrazione dello smorzamento equivalente viscoso ed è stato introdotto con l'obiettivo di evidenziare la componente di approssimazione globale relazionata al sistema ad un grado

di libertà. L'errore è calcolato mettendo a confronto lo spostamento ultimo del sistema SDOF con lo spostamento della THA:

$$E_{esdof} = \frac{(\Delta_{esdof}^D - \Delta_{esdof}^{TH})}{\Delta_{esdof}^{TH}} \quad (83)$$

Si riporta ora, come esempio, un output ottenuto per il caso studio (32223), drift $\vartheta = 4\%$. Vengono rappresentate le caratteristiche principali del sistema ESDOF (K_{eff} , ξ_{eq}) e il valore $\Delta_{y,eff} = \Delta_{eff}^d / \mu_{D,eff}$.

Caratteristiche di progetto:	Pile (P) - Spalle (A)							ESDOF	
	A1	P1	P2	P3	P4	P5	A2	M_{eff} [t]	5411
H_p [m]	-	12,00	8,00	8,00	8,00	12,00	-	H_{eff} [m]	9,48
D_p [m]	-	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	-	Δ_{eff}^d [m]	0,33
mass[ton]	449	1045	1145	1145	1145	1045	449	$\Delta_{y,eff}$ [m]	0,09
μ_λ [-]	-	1,31	4,94	5,57	4,94	1,31	-	$\mu_{\Delta,eff}$ [-]	3,63
ξ_{eq} [%]	5,00	8,31	16,27	16,60	16,27	8,31	5,00	ξ_{eff} [%]	15,24
V [kN]	4949	4925	7388	7388	7388	4925	4949	T_{eff} [s]	1,41
M [kNm]	-	59105	59105	59105	59105	59105	-	K_{eff} [kN/m]	106965
K_{eff} [kN/m]	-	29797	26045	23088	26045	29797	-	V_{base} [kN]	35977
r_1 [%]	-	3,64	3,66	3,67	3,66	3,64	-	x [%]	3,4

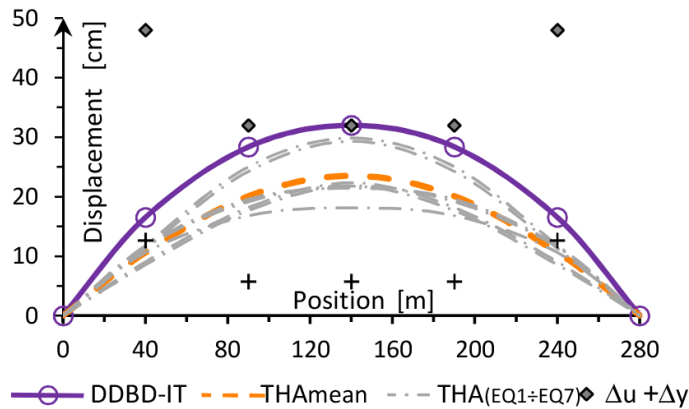


Figura 42: Tipico output ottenuto, caso ponte con impalcato in CAP (32223) $\vartheta = 4\%$

4.3 Procedure di calcolo

4.3.1 Procedura “Direct Based-Displacement Design” (DDBD) iterativa

Il metodo procede secondo quanto riportato nel capitolo 2. Si fa riferimento ad una forma seno iniziale che si stima essere lo spostamento iniziale della struttura.

e si procede poi con la procedura iterativa. Quest'ultima diventa necessaria poichè non sono univocamente determinabili lo spostamento trasversale di progetto e la frazione "x" del carico assorbita dalle spalle attraverso la flessione dell'impalcato. Essa comprende i seguenti step:

1. Stima di "x". Come primo tentativo si può assumere $x=0,5$ per spalle incernierate e $x=0$ per spalle vincolate per lo spostamento laterale.
2. Si stima il profilo di spostamento trasversale tramite l'equazione (48). Per la prima iterazione si utilizza una forma parabolica oppure modale, basata sulla funzione seno.
3. Calcolo dello spostamento del sistema SDOF equivalente, con la (47)
4. Determinazione della massa effettiva tramite la (49) tenendo conto anche della pila (contributo 1/3)
5. Determinazione dello snervamento di tutte le pile con l'equazione (28). Si calcolano i rispettivi smorzamenti viscosi equivalenti. Si assume un valore di smorzamento pari all'1%.
6. Determinazione della frazione della forza sismica inerziale assorbita dalle pile. Si assumo le seguenti condizioni:
 - Le pile hanno sezione unica circolare con diametro D e hanno la stessa percentuale di armatura longitudinale
 - Tutte le pile raggiungono lo snervamento di progetto
 - Si possono trascurare le forze inerziali dovute al peso proprio poichè la massa è considerata sufficientemente piccola.

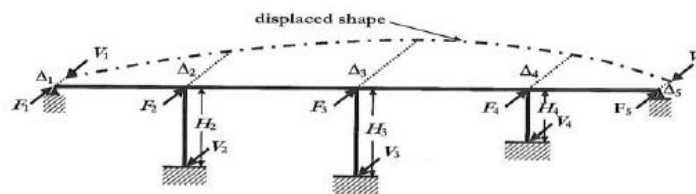


Figura 43: Componenti che contribuiscono allo smorzamento equivalente ξ_{eff} per la risposta trasversale di un ponte

Nota la frazione “x” della forza inerziale totale assorbita dalla sovrastruttura valgono le seguenti equazioni, in riferimento alla figura(43)

$$V_1 + V_5 = x \sum_{i=1}^5 F_i \quad (84)$$

$$V_j = (1 - x) \sum_{i=1}^5 F_i \left(\frac{1/H_j}{\sum_{j=2}^4 (1/H_j)} \right) \quad (85)$$

- $V_1 + V_5$ Forza totale assorbita alle spalle
 V_j Taglio alla base su ogni pila
 H_j Altezza delle pile
 F_i Forze inerziali relative alle masse discretizzate “i” sopra le pile e le spalle

Se si dovessero avere delle pile che rispondono in modo elastico la formula (85) diventa:

$$V_j = (1 - x) \sum_{i=1}^5 F_i \left(\frac{\mu_{\Delta_j}/H_j}{\sum_{j=2}^4 (1/H_j)} \right) \quad (86)$$

$$\mu_{\Delta_j} < 1$$

7. Si applica lo smorzamento equivalente effettivo o globale attraverso le formule:

$$\xi_{eff} = \frac{x\Delta_{eff}^d 0,05 + (1 - x)(\sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j} \Delta_j \xi_i) / \sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j}}{x\Delta_{eff}^d + (1 - x)(\sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j \Delta_j}) / \sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j}} \quad (87)$$

$$\xi_{eff} = \frac{x(\Delta_{eff}^d - \Delta_a)\xi_s + x\Delta_a \xi_a + (1 - x)(\sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j} \Delta_j \xi_i) / \sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j}}{x(\Delta_{eff}^d - \Delta_a) + x\Delta_a + (1 - x)(\sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j \Delta_j}) / \sum_{j=2}^4 \frac{1}{H_j}} \quad (88)$$

Più precisamente la (87) si applica nel caso di spostamento trasversale alle spalle nullo o piccolo mentre la (88) si usa con spostamento trasversale alle spalle non trascurabile. Qui considero due contributi separati: Uno per la sovrastruttura e uno per le spalle.

8. Si calcolano periodo effettivo, rigidezza effettiva e taglio totale alla base tramite il procedimento SDOF

9. Si distribuisce il taglio totale alla base calcolato nei nodi della struttura tramite l'equazione (51).
10. Stima della rigidezza effettiva di spalle e pile con l'equazione (100)

$$K_{effj} = V_j / \Delta_j \quad (89)$$

11. Analisi statica lineare con il valore delle rigidezze effettivo K_{effj} e le forze F_i per calcolare $\Delta_{C\text{Calc}}$ e $\Delta_{i\text{New}}$.
12. Si confronta lo spostamento ultimo dell'elemento critico con quello di stato limite dell'elemento stesso. Se lo spostamento eccede i limiti del progetto significa che l'assunzione di "x" era sbagliata in eccesso, altrimenti è sottostimato. Si può quindi aggiornare in valore del coefficiente "x" con una formula a convergenza:

$$x_{NEW} = x_{OLD} + \left(2 \frac{\Delta_c - \Delta_{c\text{CALC}}}{\Delta_{c\text{CALC}}} \right) X_{OLD} \quad (90)$$

$\Delta_c, \Delta_{c\text{CALC}}$ Spostamento limite dell'elemento (valore di progetto, valore calcolato)

x_{NEW}, x_{OLD} Valori della frazione di carico sismico "x" di nuovo e precedente tentativo.

Si procede fino a convergenza, cioè finchè $\Delta_c = \Delta_{c\text{CALC}}$

13. Si ripercorrono i passaggi 1 e 2 con i nuovi valori ottenuti x_{NEW} e $\Delta_{i\text{NEW}}$ e viene ripetuta poi il resto della procedura. La convergenza ci deve essere sia per "x" che per Δ_i .

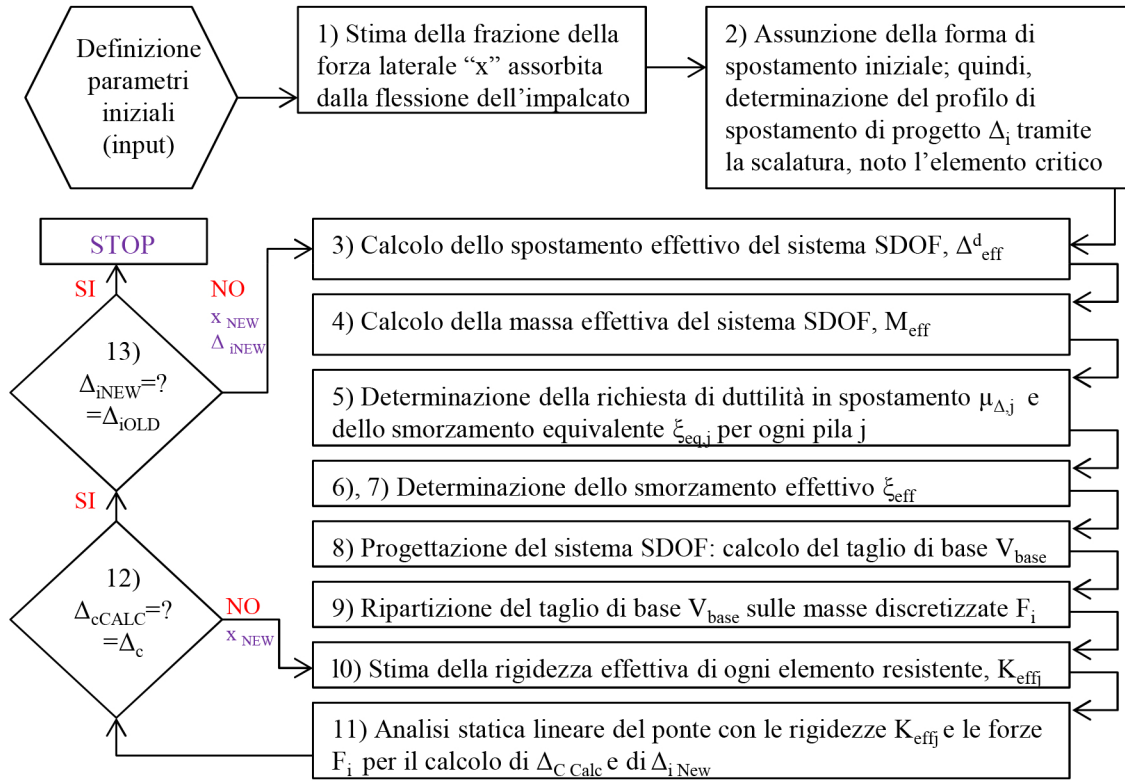
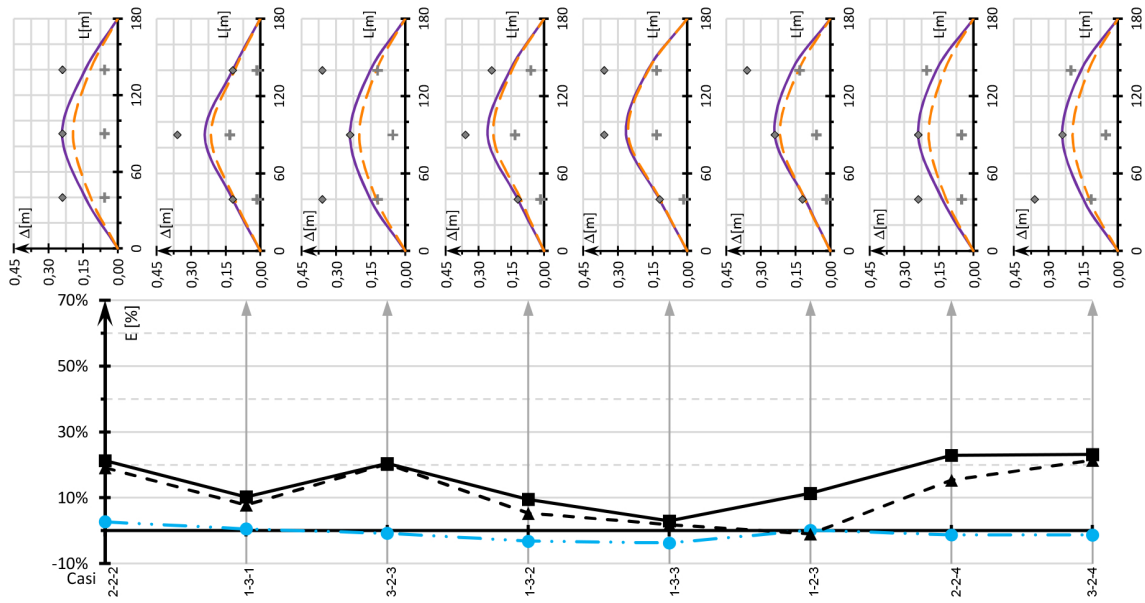
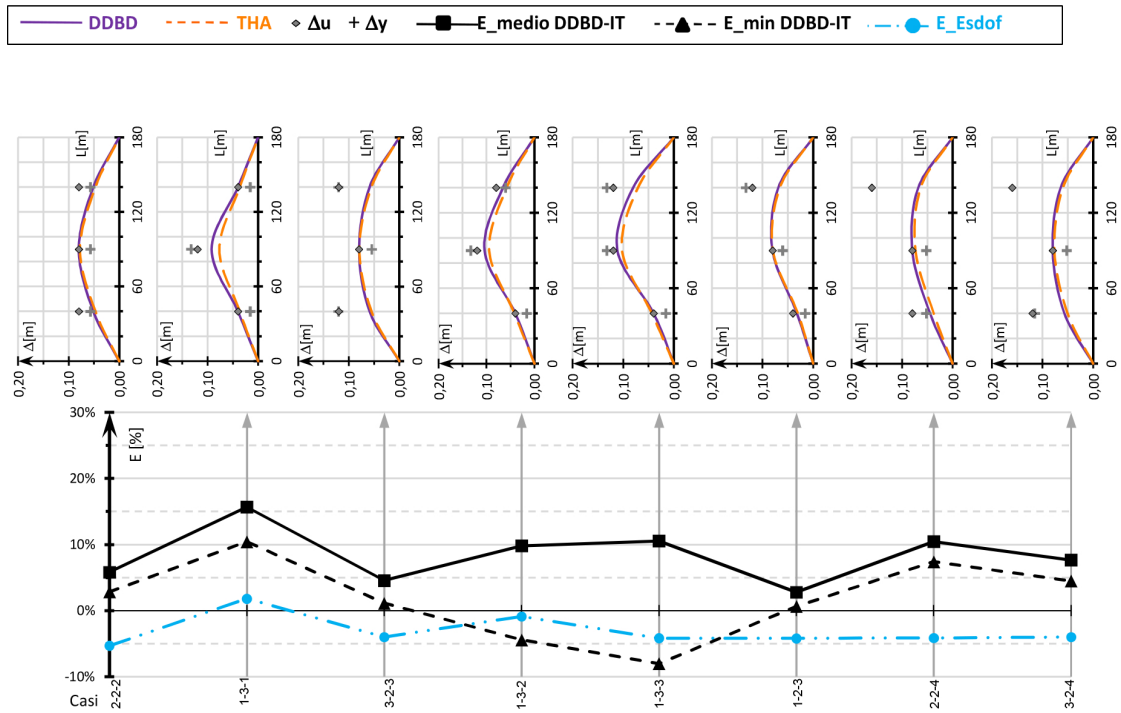


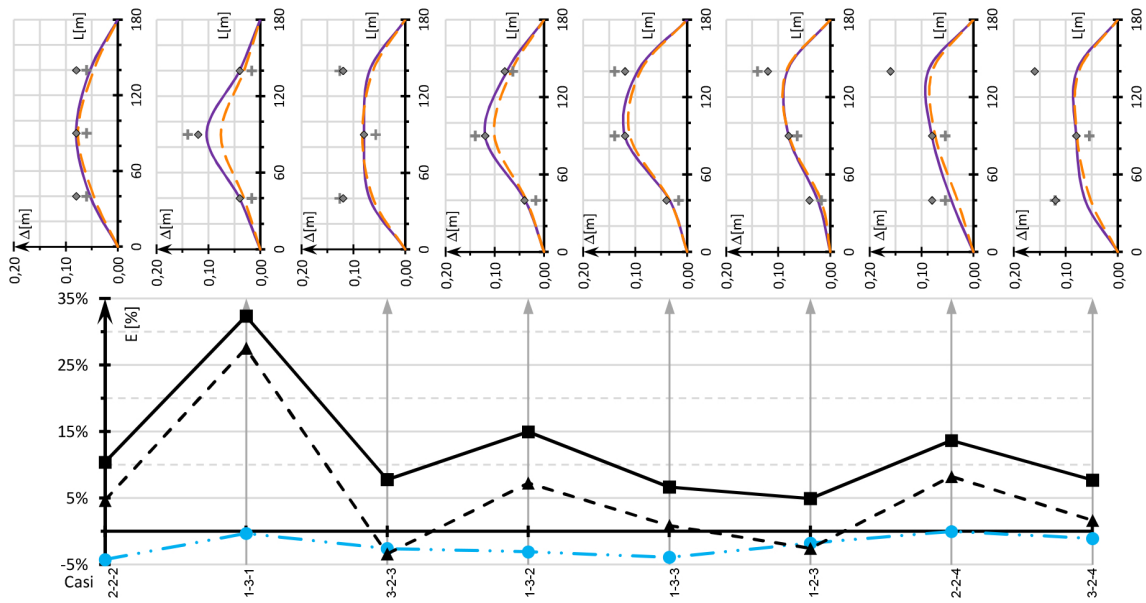
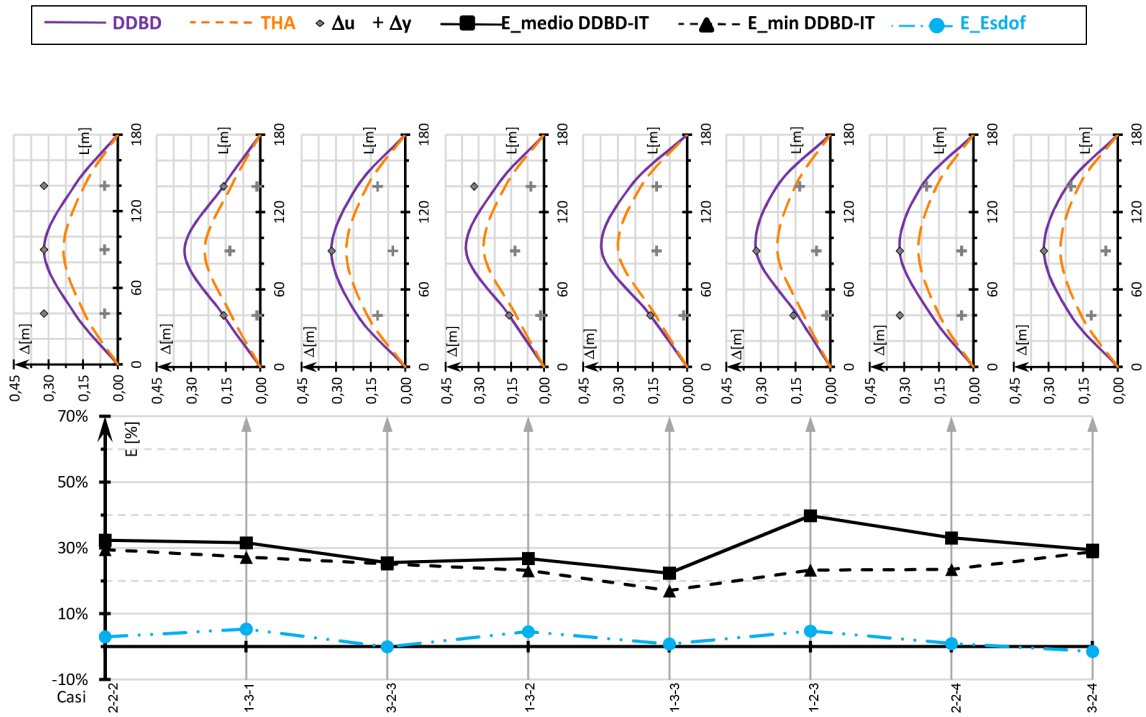
Figura 44: Procedura DDBD-IT per la risposta trasversale di una struttura da ponte

Si presentano ora i grafici che mostrano i risultati di questa analisi numerica. Vengono riportati sia l'errore medio e minimo commessi nella progettazione MDOF, sia l'errore dovuto alla progettazione del sistema ideale equivalente ad un grado di libertà (SDOF), in funzione dei vari ponti analizzati.

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA



4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA



4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

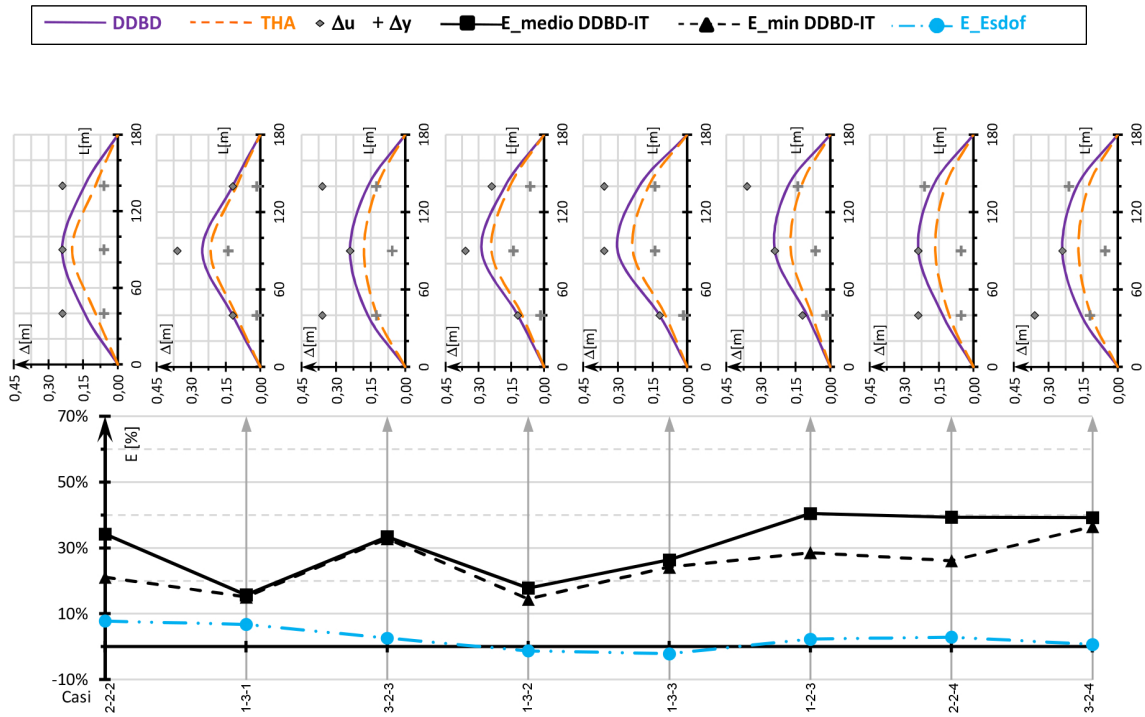


Figura 49: 3 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$

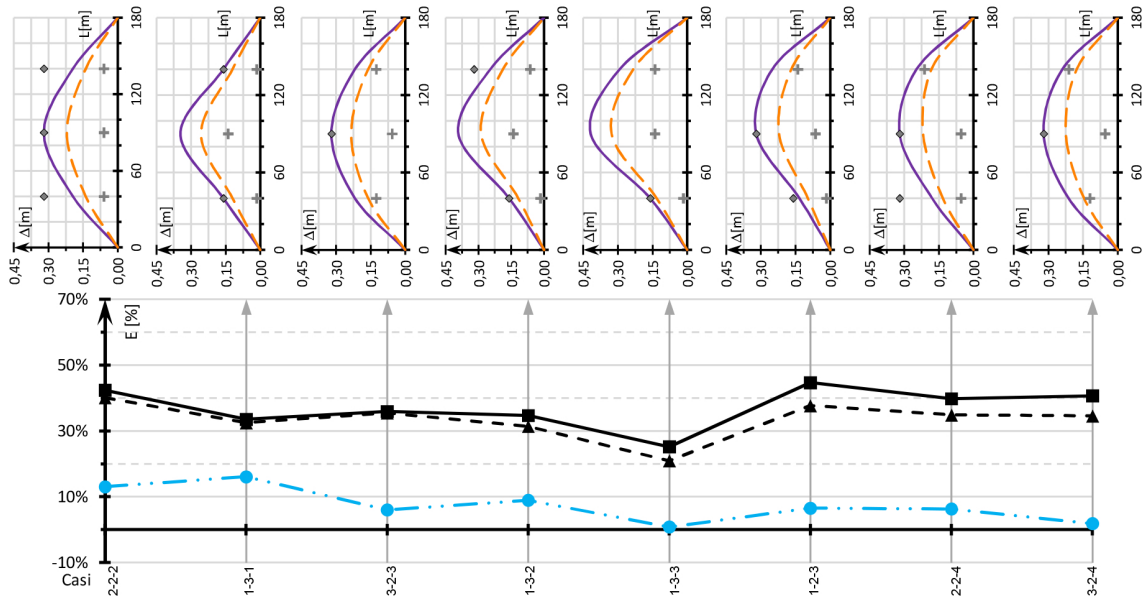


Figura 50: 3 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

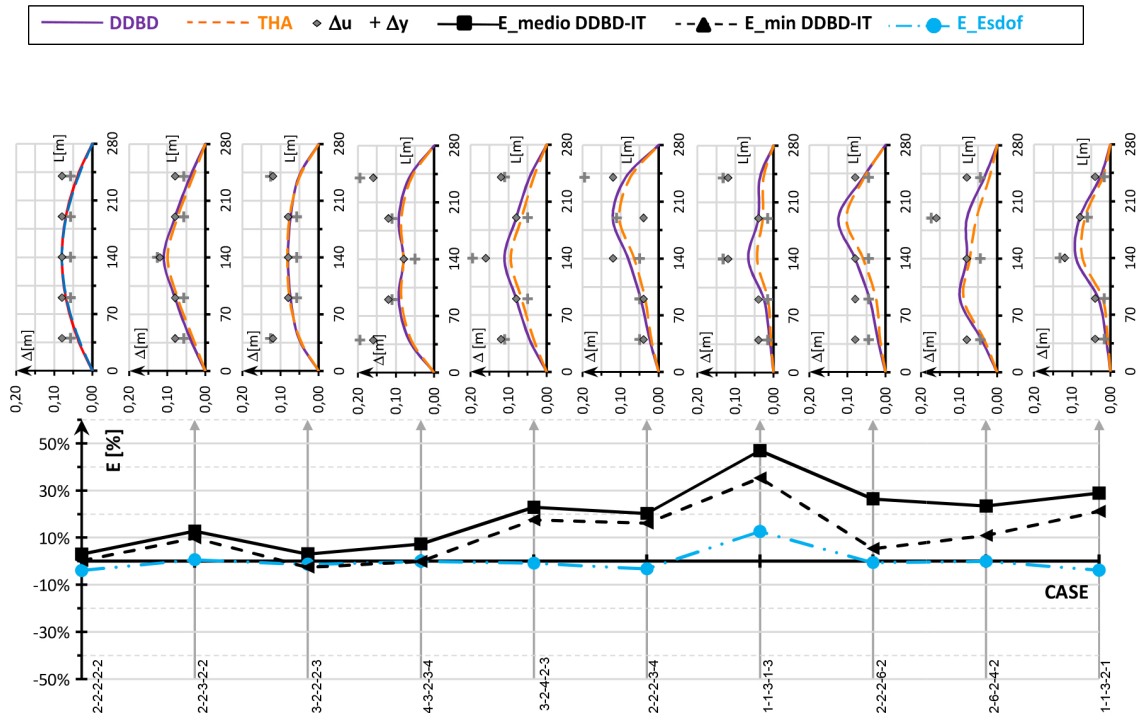


Figura 51: 5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$

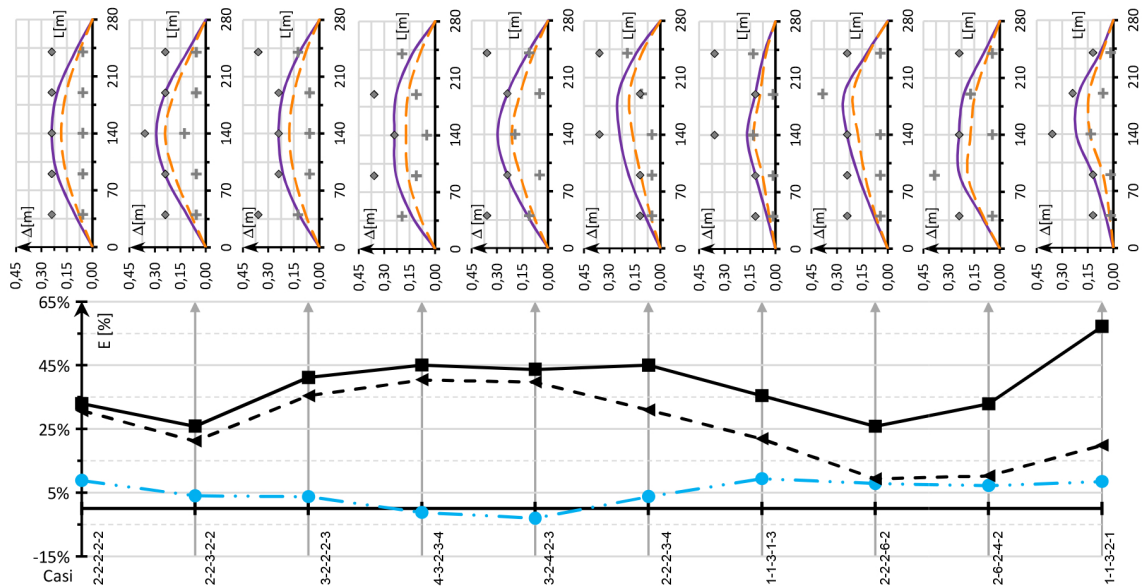


Figura 52: 5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

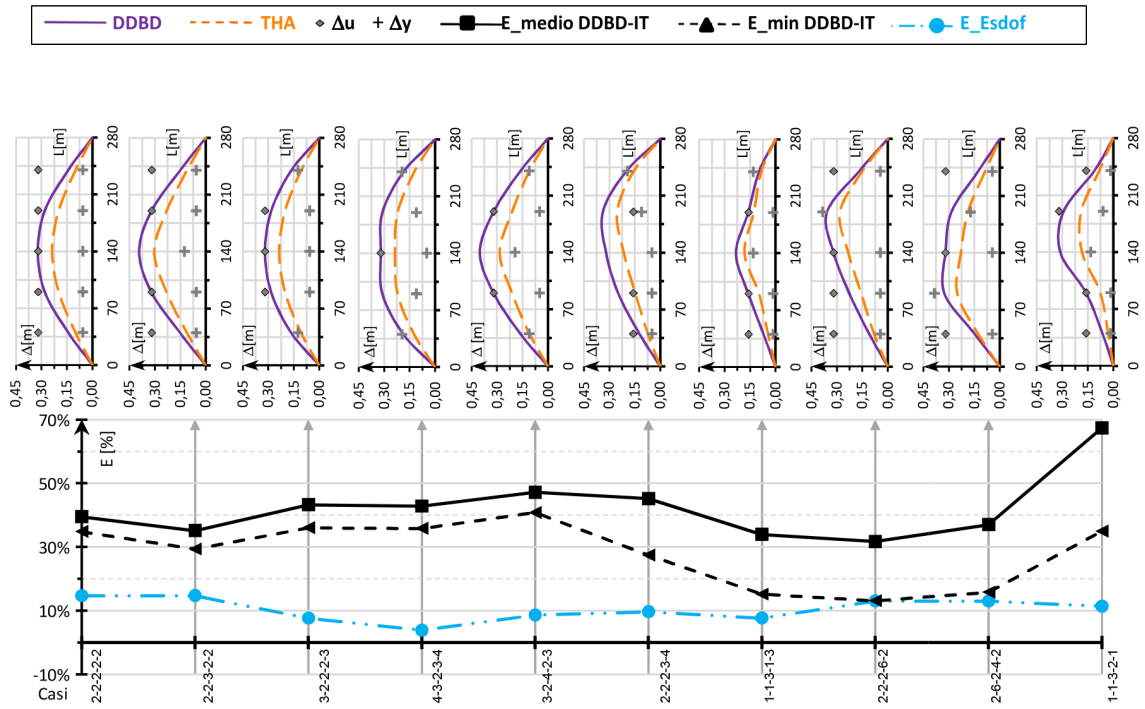


Figura 53: 5 Pile, Impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$

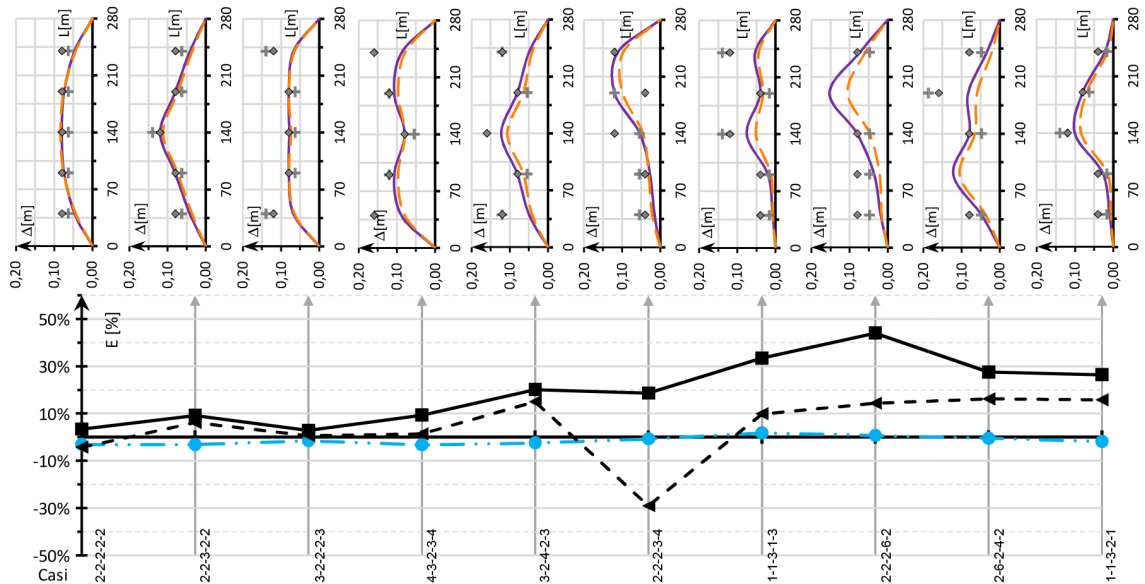


Figura 54: 5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

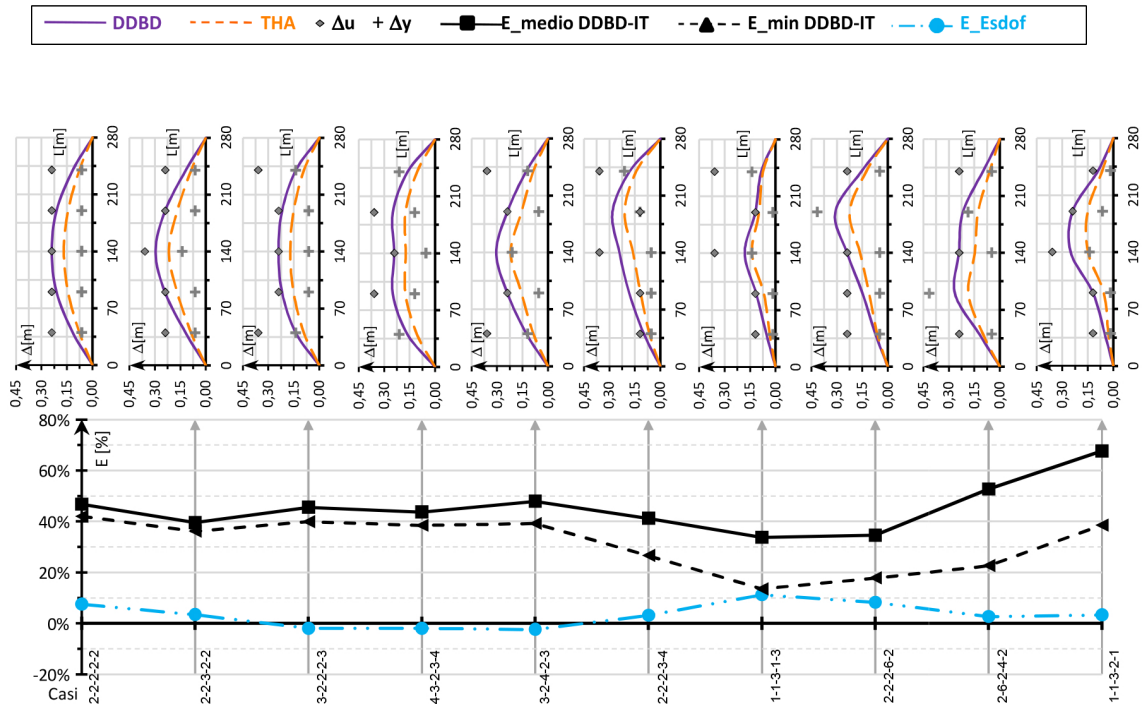


Figura 55: 5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$

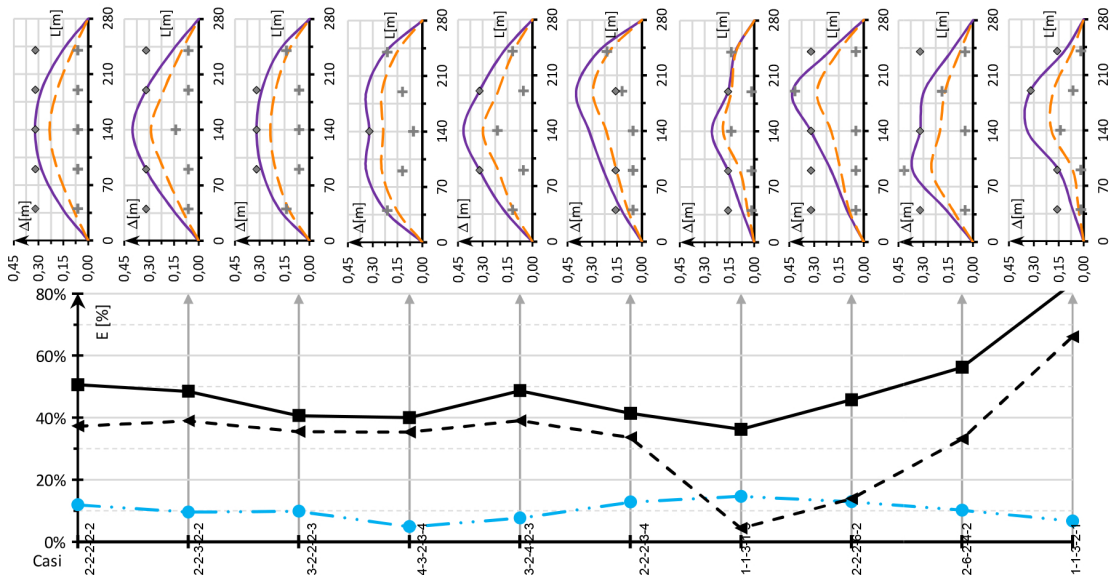


Figura 56: 5 Pile, Impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$

4.3.2 Prima procedura “Direct Effective Method” (DEM1)

La procedura Direct Effective Method (DEM) consiste nel applicare il metodo DDBD in un unico passaggio. La procedura deve essere supportata da un modello ad elementi finiti per poter disporre dell’analisi statica lineare (LSA) e dell’analisi spettrale. I passaggi da compiere sono i seguenti:

1. **Stima della forma di spostamento iniziale.** Il vettore di spostamento iniziale δ_{1i} è assunto in base alla forma relativa al primo modo. Si vuole ottenere una forma di spostamento con il raggiungimento dell’obiettivo di performance da parte di una pila, che sarà l’elemento critico. Si svolge un’analisi modale utilizzando la rigidezza degli elementi fessurati uniforme per tutti gli elementi oppure considerando la rigidezza secante a snervamento ridotta del 60% e successivamente scalata per ogni pila tramite il coefficiente di duttilità in spostamento μ_{Δ}^j (ottenuto direttamente dal “drift” di progetto). La rigidezza delle spalle può essere considerata il 30% della rigidezza iniziale elastica. Questo spostamento viene poi normalizzato rispetto allo spostamento critico Δ_c per ottenere lo spostamento del profilo:

$$\Delta_{1i} = \delta_{1i} \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (91)$$

2. **Stima della frazione di forza laterale “x” della sovrastruttura.** Il valore della frazione di forza laterale “x” si può calcolare tramite l’analisi statica (LSA) di un sistema tramite lo spostamento trasversale imposto Δ_{1i} e il valore di rigidezza delle pile calcolato prima.

$$V_{a1} + V_{a2} = x V_{base} \quad (92)$$

3. **Determinazione delle proprietà del sistema ESDOF e dello spostamento.** Per poter rappresentare un ponte continuo multi-campata come una struttura SDOF devono essere quantificate varie proprietà del sistema: spostamento effettivo Δ_{eff}^d , massa M_{eff} , altezza H_{eff} , smorzamento ξ_{eff} . Si usano le seguenti espressioni:

$$\Delta_{eff}^d = \frac{\sum_{i=1}^{n^{*}mass} (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^{n^{*}mass} (m_i \Delta_i)} \quad (93)$$

$$M_{eff} = \sum_{i=1}^{n^{mass}} (m_i \Delta_i) / \Delta_{eff}^d M_{eff} = \sum_{i=1}^{n^{mass}} (m_i \Delta_i) / \Delta_{eff}^d \quad (94)$$

$$H_{eff} = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (95)$$

m_i, Δ_i, h_i massa, spostamento, altezza dell'elemento i-esimo

$$\xi_{eff} = \frac{x \Delta_{eff}^d 0,05 + (1-x) (\sum_{j=1}^{n^{piers}} \frac{C}{H_j} \Delta_j \xi_j) / \sum_{j=1}^{n^{piers}} \frac{C}{H_j}}{x \Delta_{eff} + (1-x) (\sum_{j=1}^{n^{piers}} \frac{C}{H_j} \Delta_j) / \sum_{j=1}^{n^{piers}} \frac{C}{H_j}} \quad (96)$$

H_j, Δ_j Altezza, spostamento massimo della j-esima pila

$\xi_j = 0,05 + 0,444(\mu_\Delta - 1) / (\mu_\Delta \pi)$ Smorzamento della j-esima pila

$C = \alpha_j$ Coefficiente ricavato dalle pile snervate. Per le pile che rimangono in campo elastico vale la relazione $C = \alpha_j \mu_j$ ($\alpha_j =$ rapporto di resistenza a flessione tra la pila considerata e la pila critica, spesso si considera pari a 1 per semplicità)

4. **Determinazione della forza alla base di progetto del sistema ES-DOF.** Per determinare il periodo effettivo T_{eff} , gli spettri in spostamento (smorzati dal fattore R_ξ) sono inseriti con Δ_{eff}^d . La rigidezza effettiva K_{eff} e la forza totale di taglio alla base V_{base} (considerando gli effetti $P - \Delta$) sono:

$$K_{eff} \cong 4\pi^2 \frac{M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (97)$$

$$V_{base} = K_{eff} \Delta_{eff}^d + 0,05 P \Delta_{eff}^d / H_{eff} \quad (98)$$

5. **Stima della rigidezza effettiva delle pile.** La via semplificata consiste nel distribuire la forza totale di taglio alla base in ogni pila (proporzionalmente in a “ $1/H_j$ ” per le pile snervate e “ μ_Δ/H_j ” per pile elastiche. Si ottiene la rigidezza di tutte le i-esime pile attraverso le seguenti relazioni:

$$V_j = (1-x) V_{base} \left(\frac{C}{H_j} / \sum_{j=1}^{n^{piers}} \frac{C}{H_j} \right) \quad (99)$$

$$K_{eff,j} = V_j / \Delta_{1j} \quad (100)$$

6. **Stima della forma modale effettiva.** Si svolge l'analisi spettrale per ottenere una stima migliore della forma inelastica effettiva δ_{2i} . Si usano i valori di $K_{eff,j}$ delle pile e lo spettro smorzato con il coefficiente $R_\xi(\xi_{eff})$.
7. **Stima del profilo inelastico di progetto e relative rigidzze delle pile.** La forma modale effettiva $\delta_{2,1}$ calcolata al primo step viene normalizzata tramite la (91) a uno spostamento critico Δ_c per ottenere un profilo inelastico di progetto Δ_{2i} mentre la rigidzza effettiva finale della pila sarà:

$$K'_{eff,j} = K_{eff,j} \left(\frac{\delta_c}{\Delta_c} \right) \quad (101)$$

Questo vale con l'ipotesi semplificata che la rigidzza dopo lo snervamento nella curva forza-spostamento è zero.

8. **Stima della resistenza di progetto richiesta.** La forza di taglio su ogni pila è calcolata considerando il profilo di spostamento Δ_{2i} e la rigidzza finale effettiva stimata (100). Si calcola il momento di progetto:

$$F_i = K'_{eff,i} \Delta_{2i} \quad (102)$$

$$M_{base,i} = F_i H_i \quad (103)$$

9. **Progetto dell'armatura.** L'armatura nelle sezioni critiche è progettata secondo le forze calcolate.

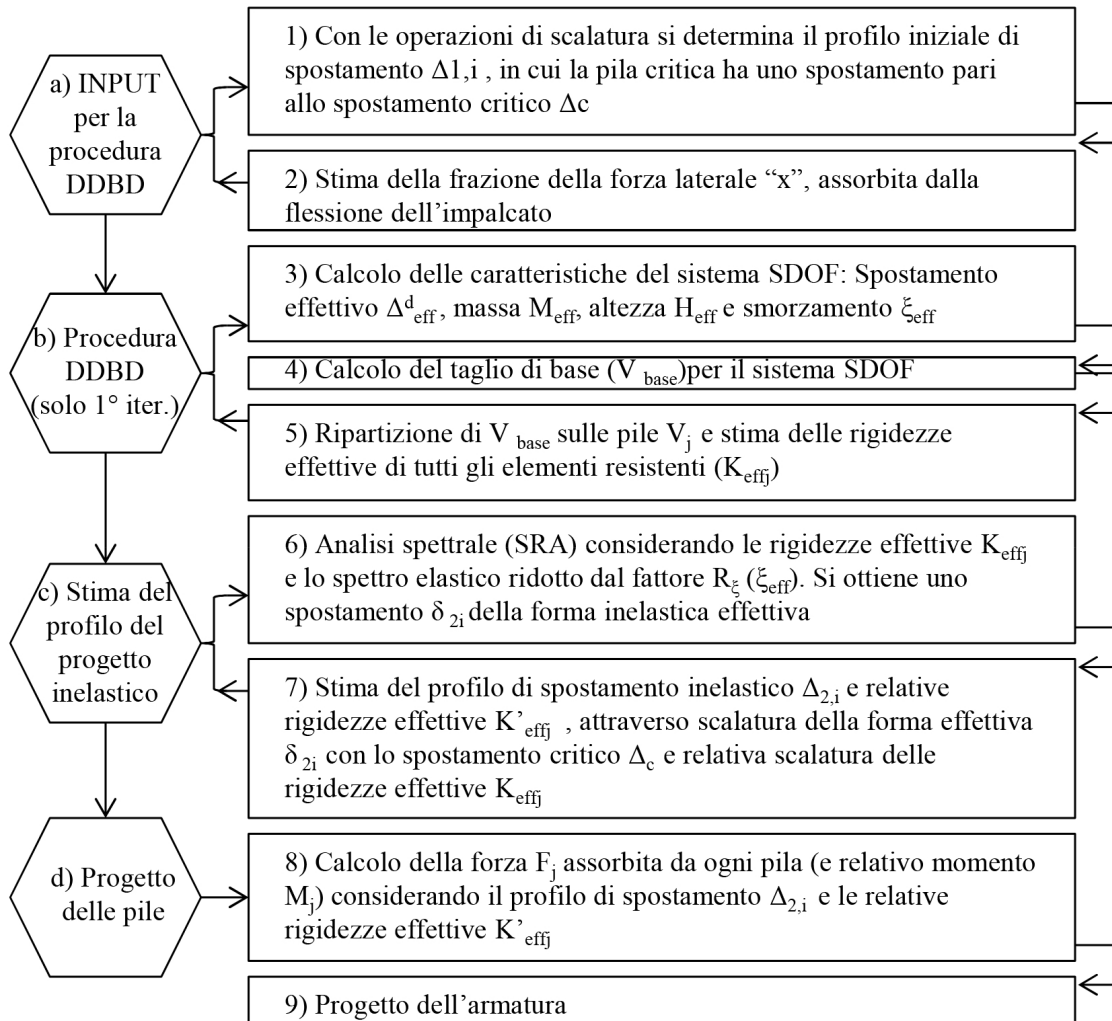


Figura 57: Procedura DEM1 per la risposta trasversale di una struttura da ponte

Si presentano ora i grafici che mostrano i risultati di questa analisi numerica. Vengono riportati sia l'errore medio e minimo commessi nella progettazione MDOF, sia l'errore dovuto alla progettazione del sistema ideale equivalente ad un grado di libertà (SDOF), in funzione dei vari ponti analizzati.

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

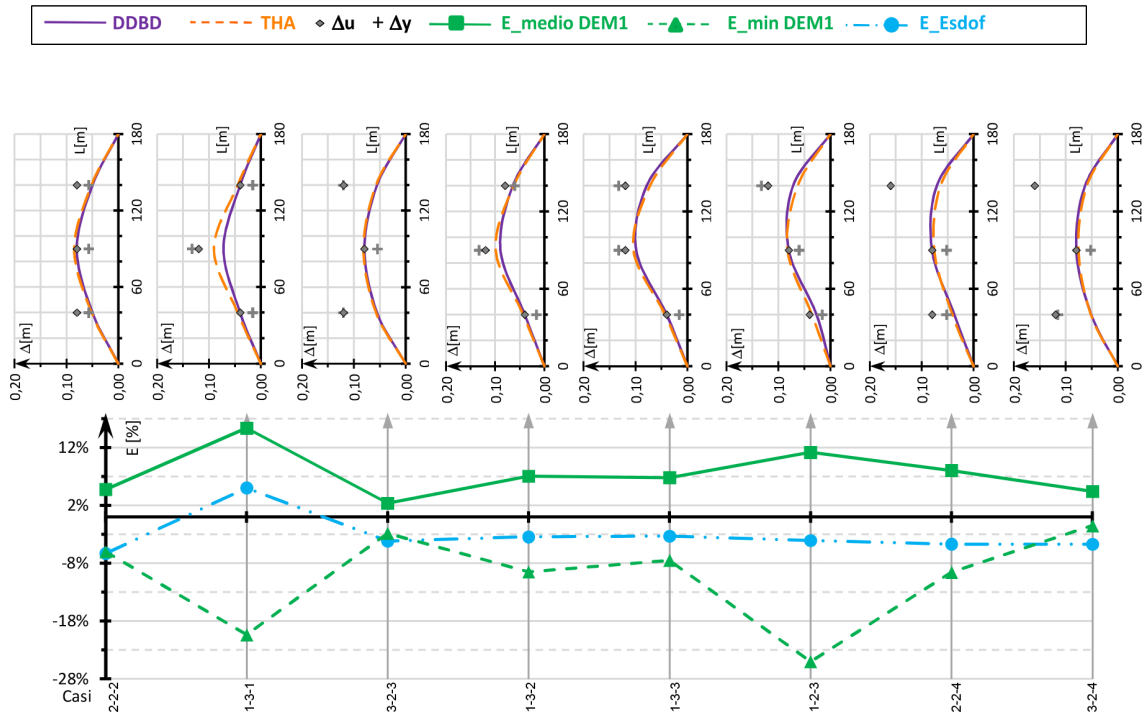


Figura 58: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$

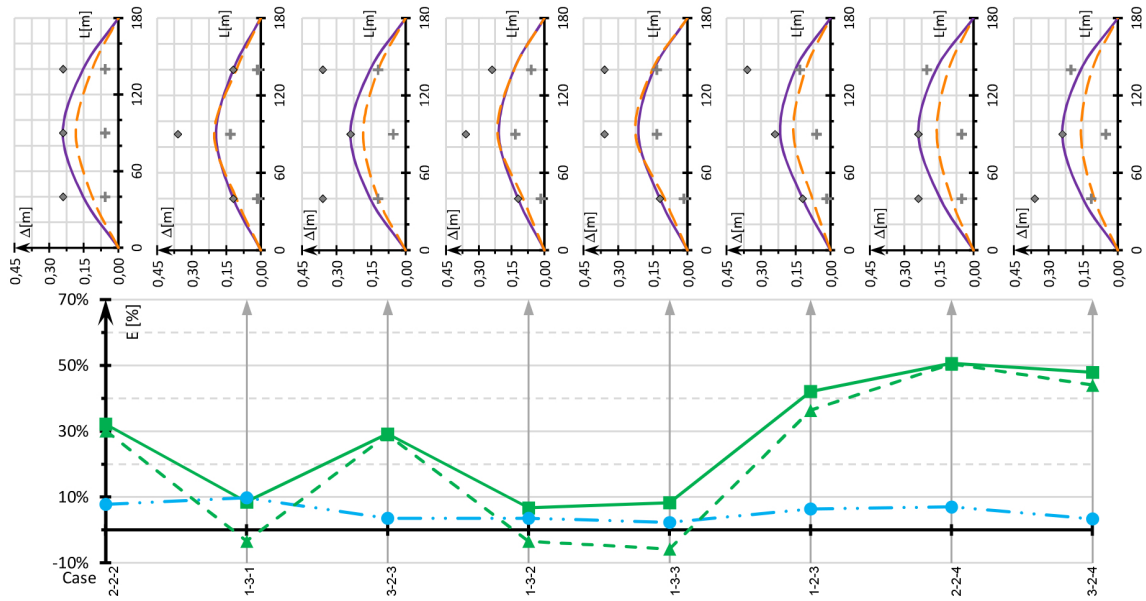


Figura 59: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

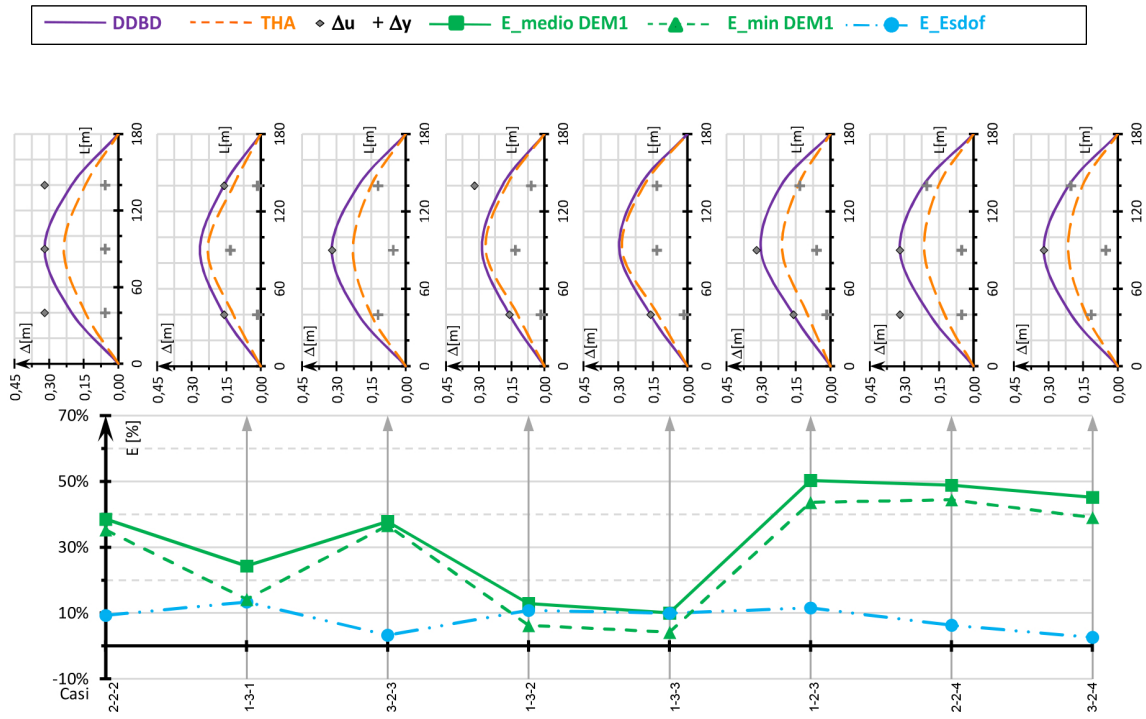


Figura 60: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$

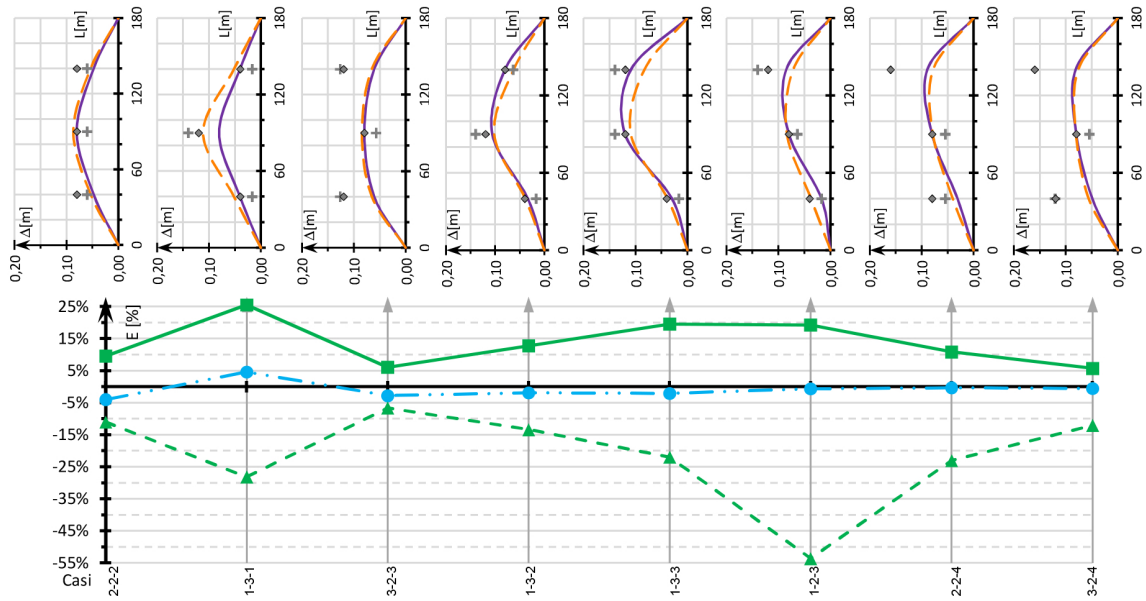
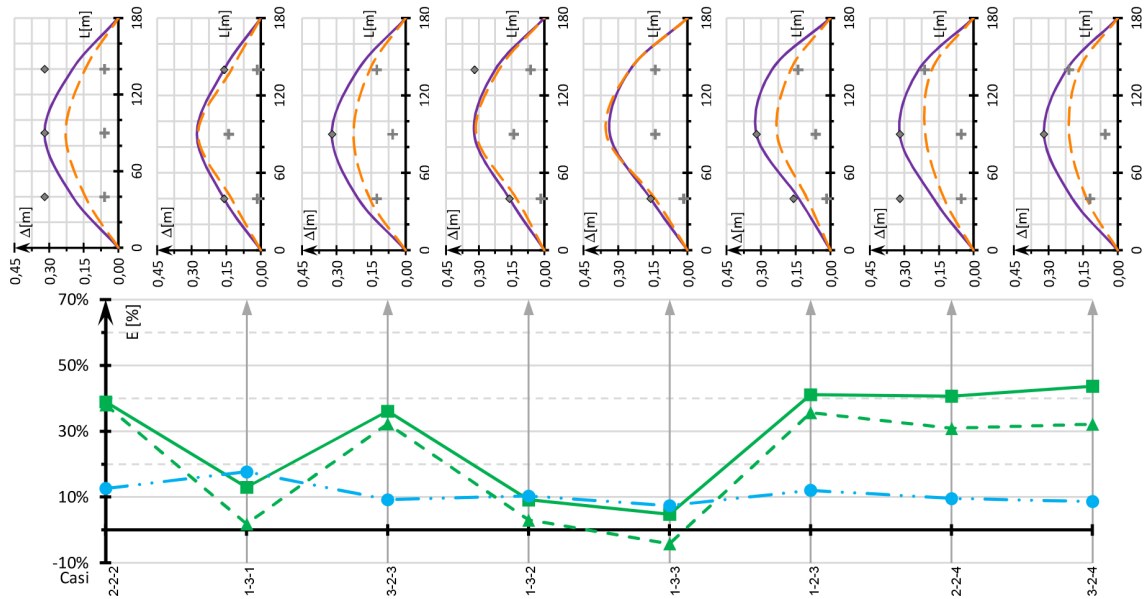
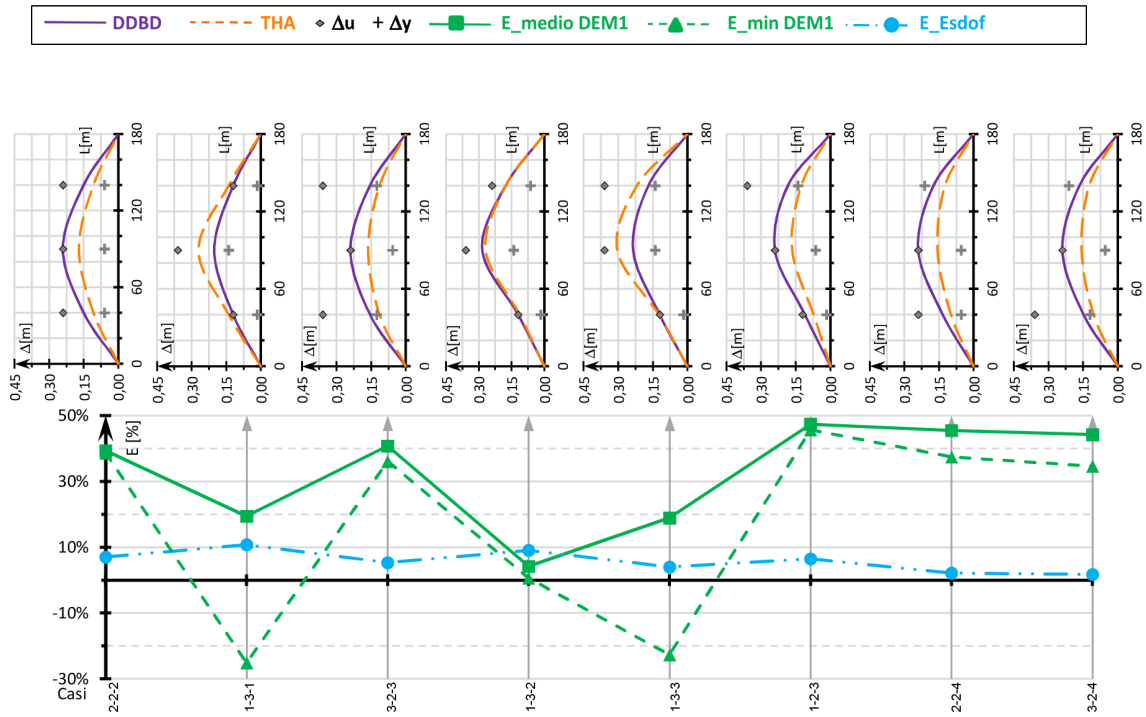


Figura 61: 3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA



4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

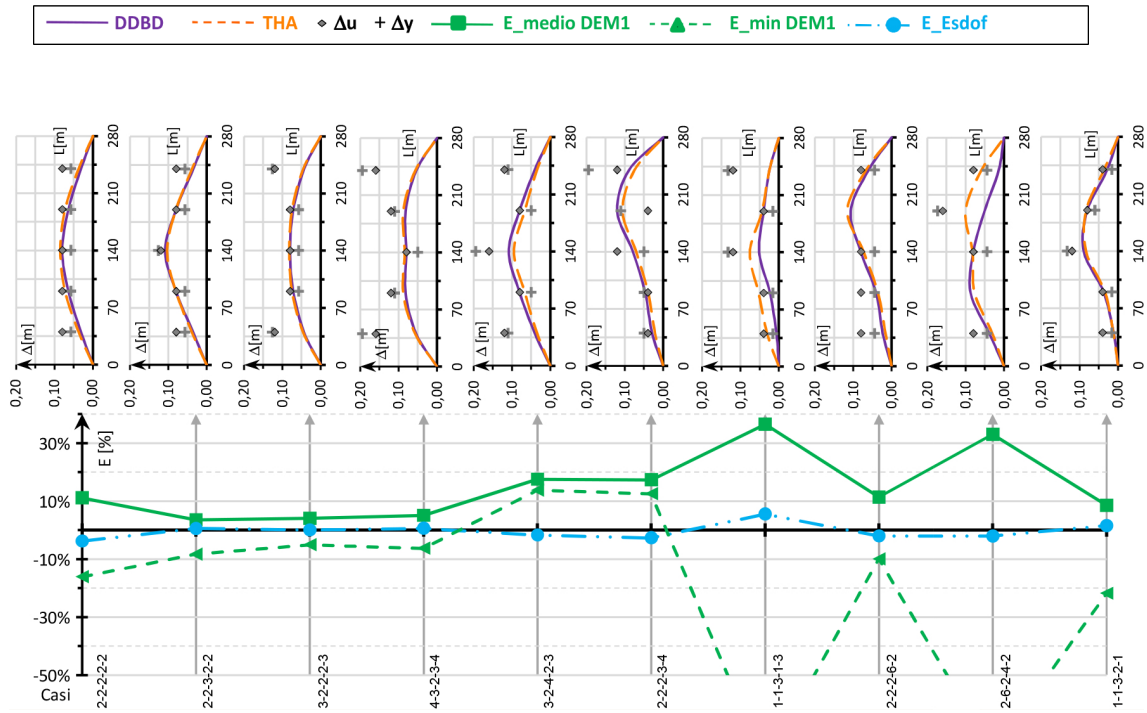


Figura 64: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$

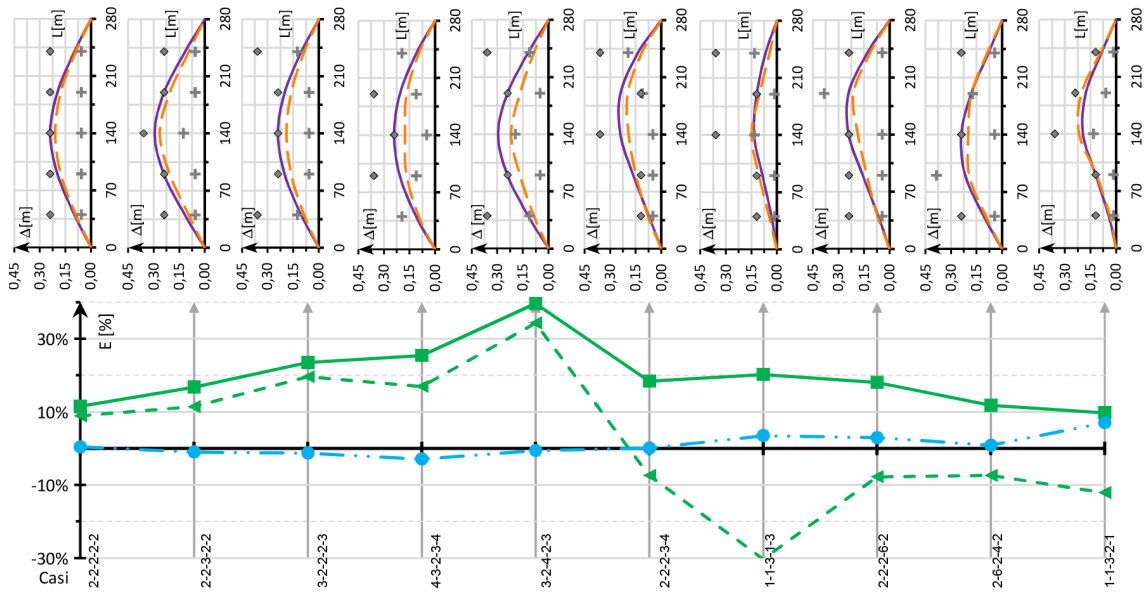


Figura 65: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

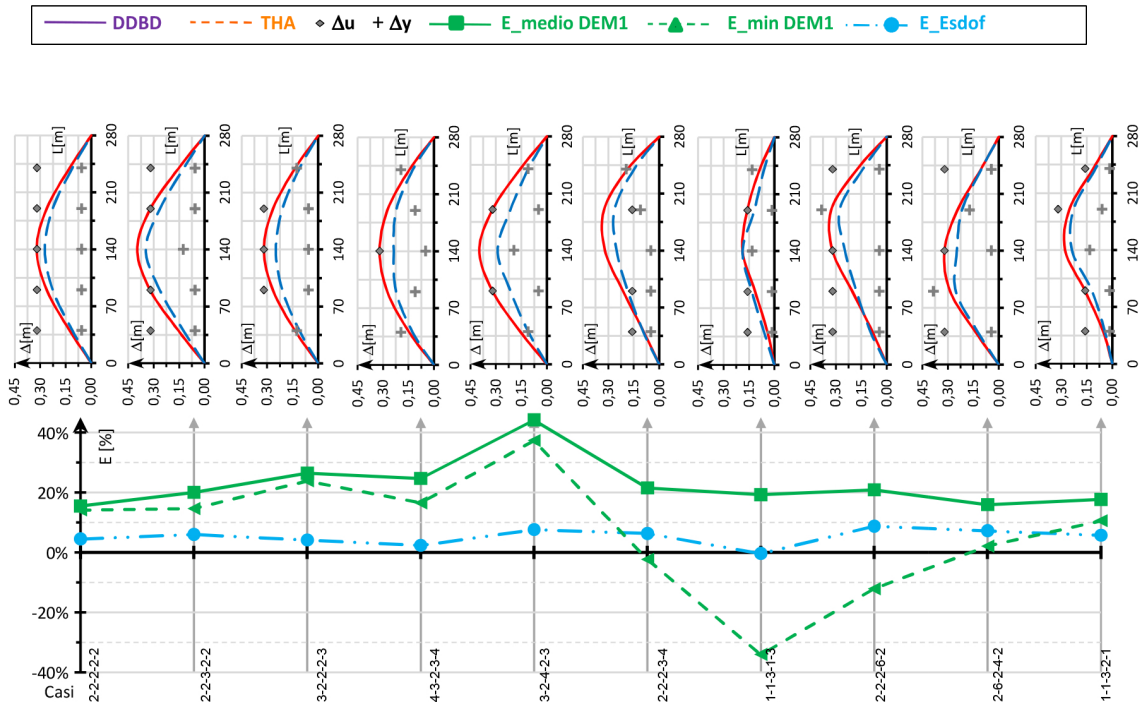


Figura 66: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$

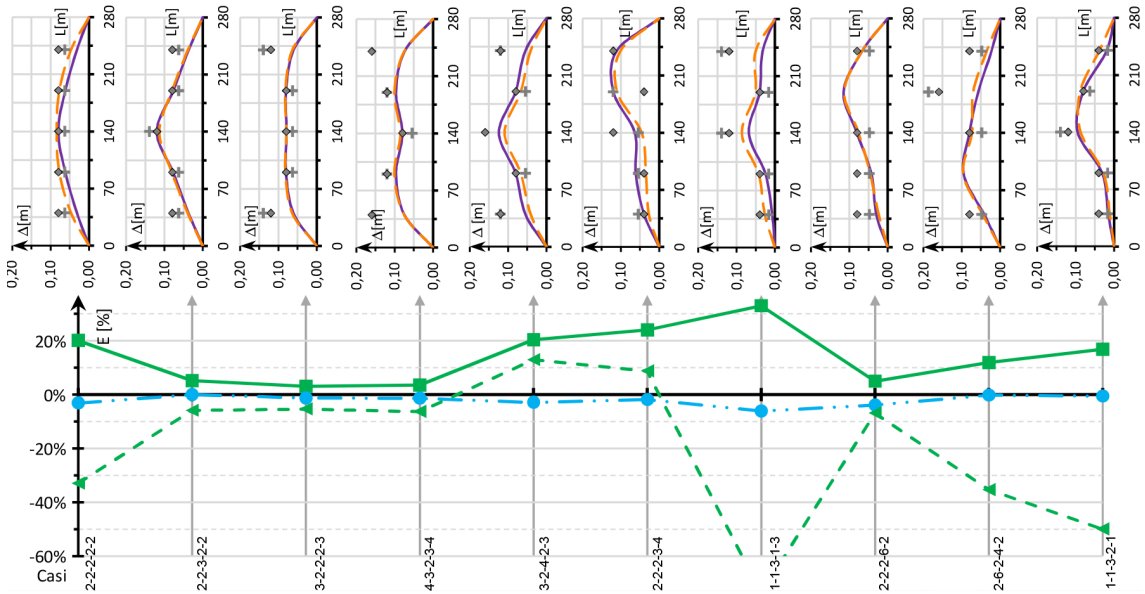


Figura 67: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

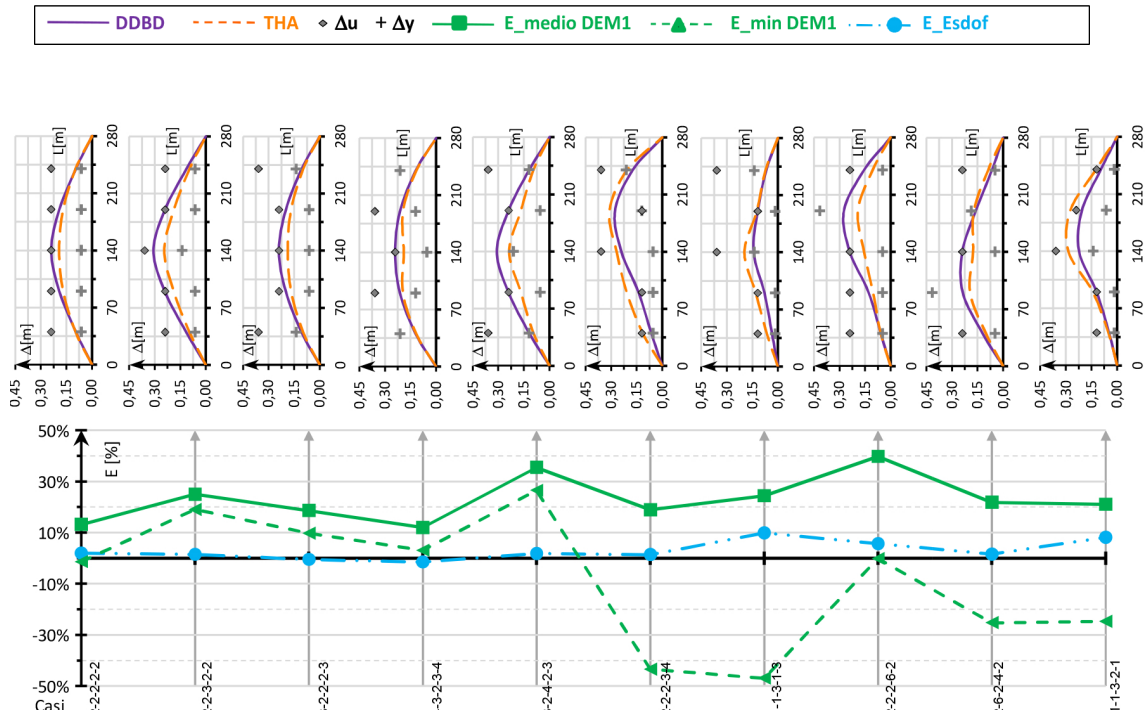


Figura 68: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$

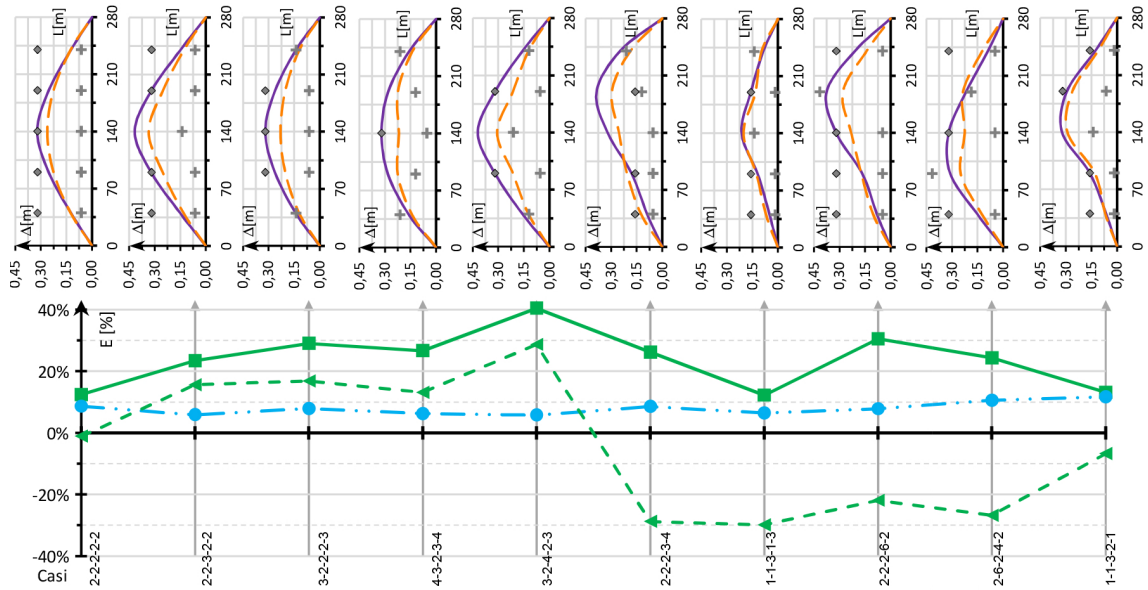


Figura 69: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$

4.3.3 Seconda procedura “Direct Effective Method” (DEM2)

L'obiettivo di questo metodo è migliorare i risultati ottenuti con la procedura DEM1, attraverso un ulteriore step di redistribuzione delle rigidezze delle pile.

Questo è possibile grazie al grafico adimensionalizzato (fig. 21a) attraverso cui conoscendo il carico assiale adimensionalizzato ν e la percentuale di armatura ρ_s si ottiene il coefficiente α che rappresenta il rapporto tra le rigidezze flessionali. Si riporta di seguito la schematizzazione del metodo e di seguito si presentano i grafici che mostrano i risultati dell' analisi numerica. Vengono riportati sia l'errore medio e minimo commessi nella progettazione MDOF, sia l'errore dovuto alla progettazione del sistema ideale equivalente ad un grado di libertà (SDOF), in funzione dei vari ponti analizzati.

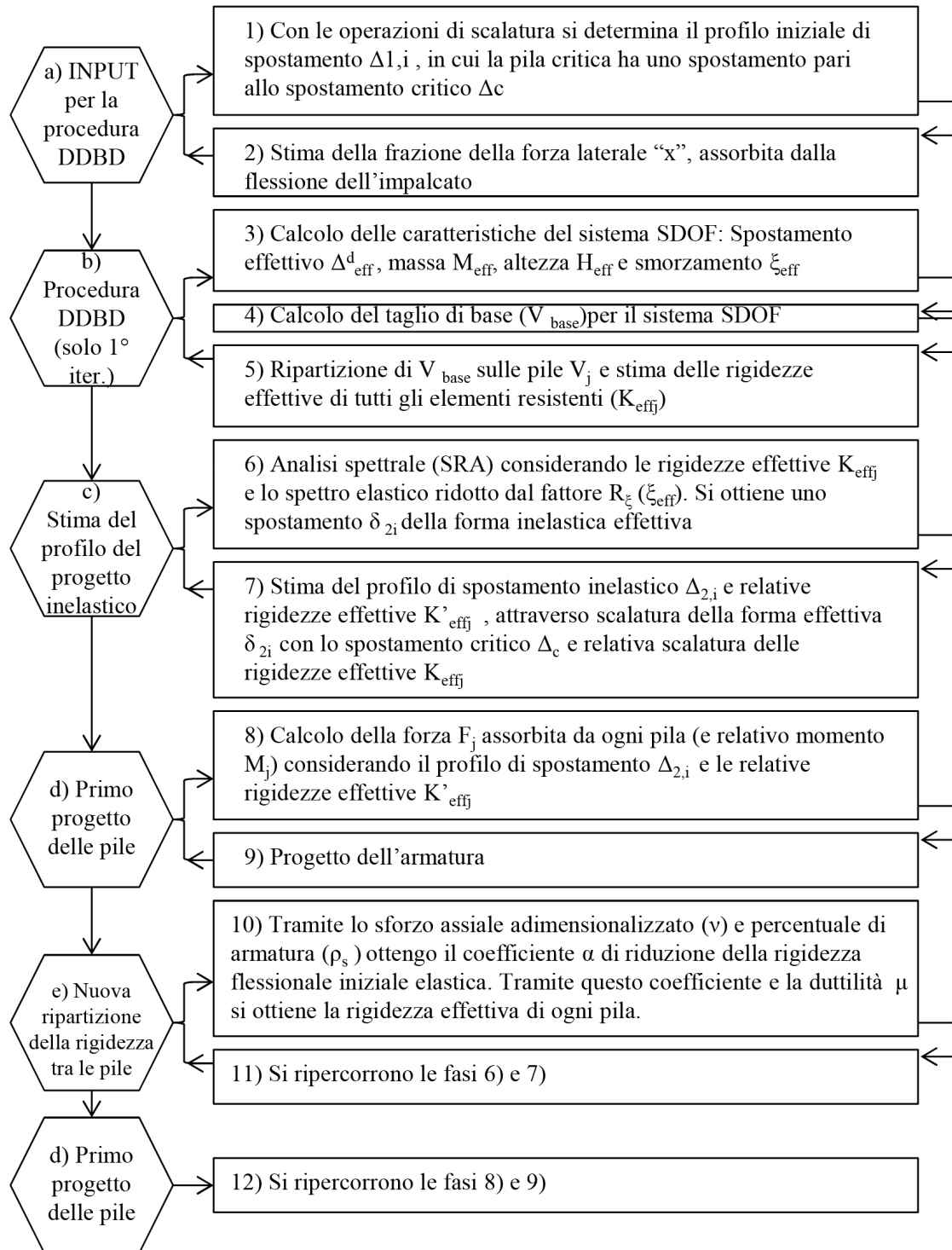


Figura 70: Metodo Direct Effective Method (DEM2)

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

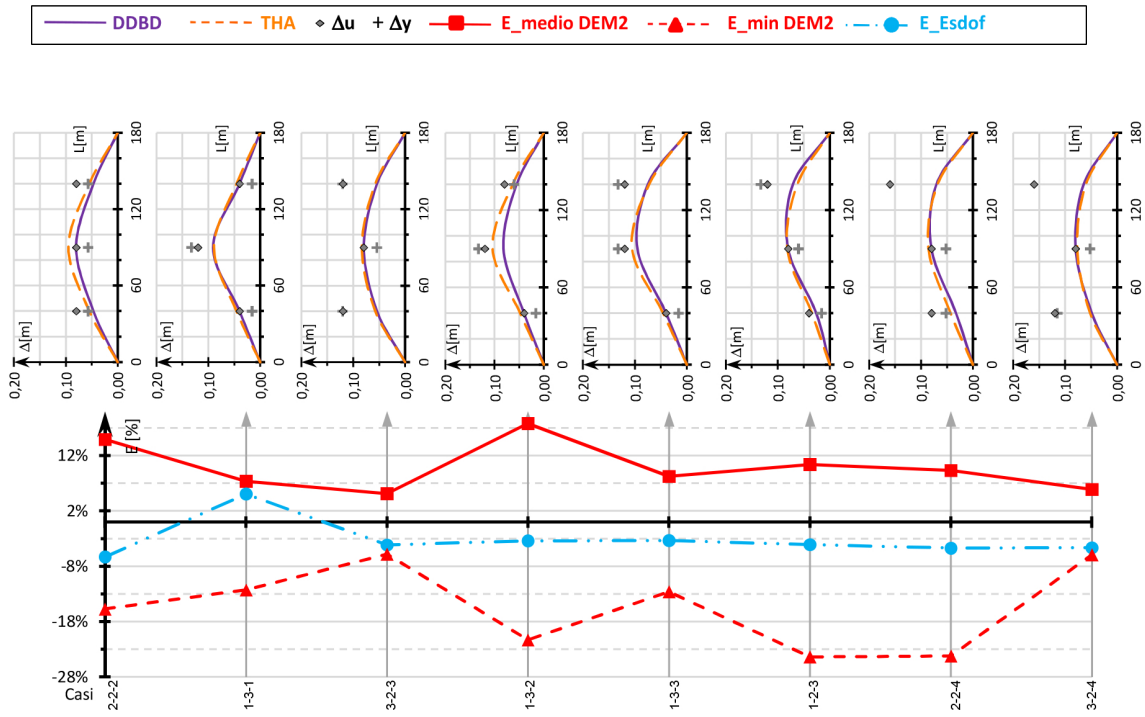


Figura 71: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$

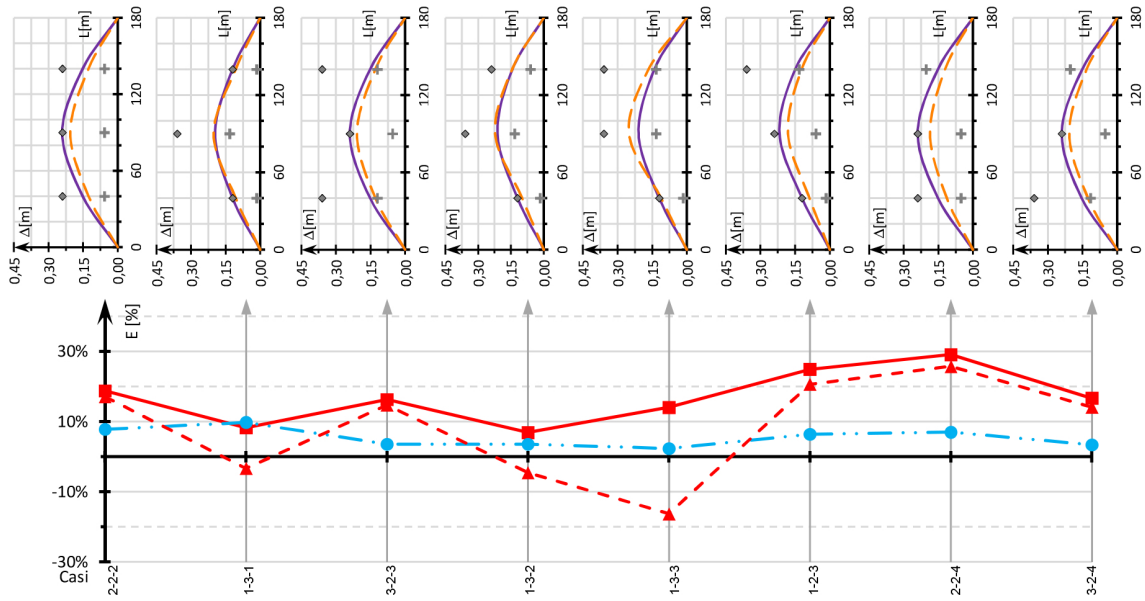


Figura 72: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

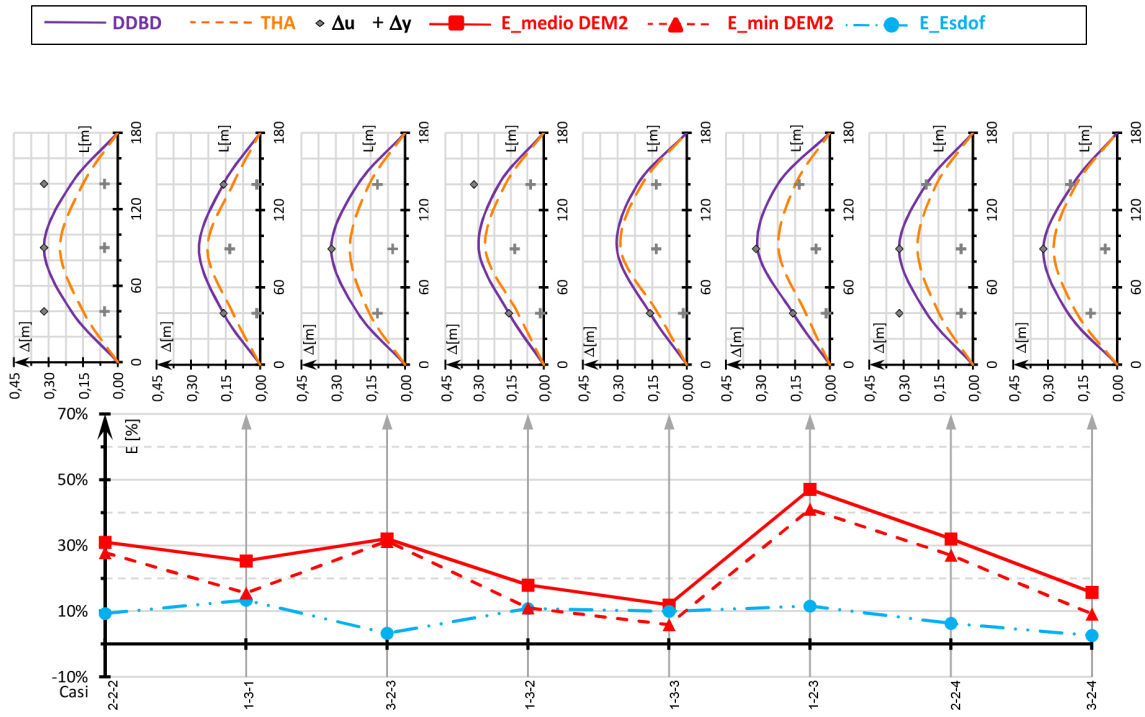


Figura 73: 3 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$

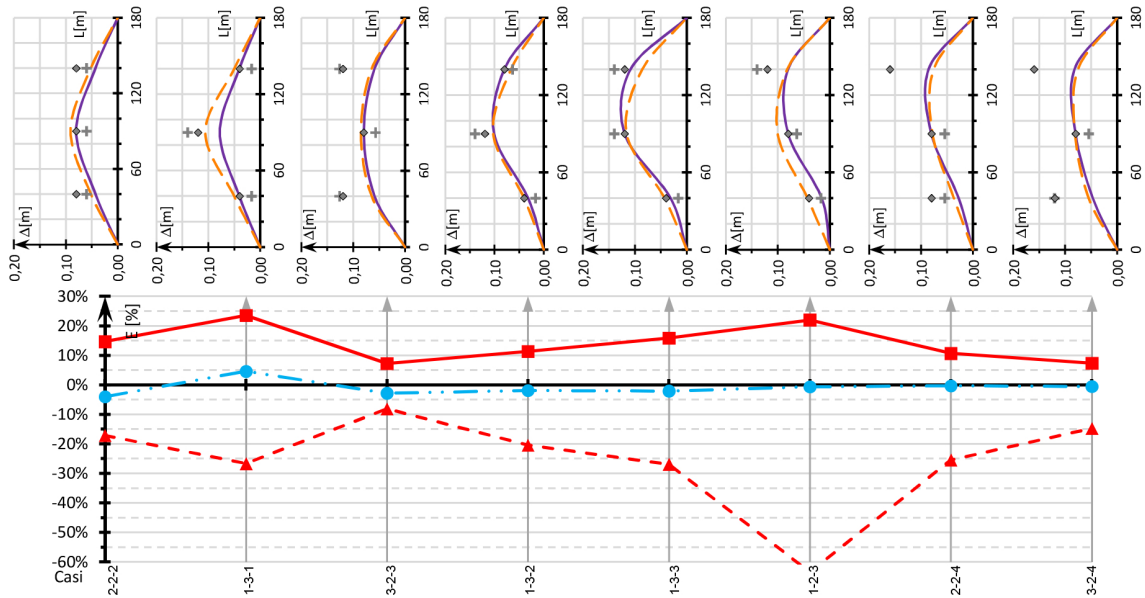


Figura 74: 3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

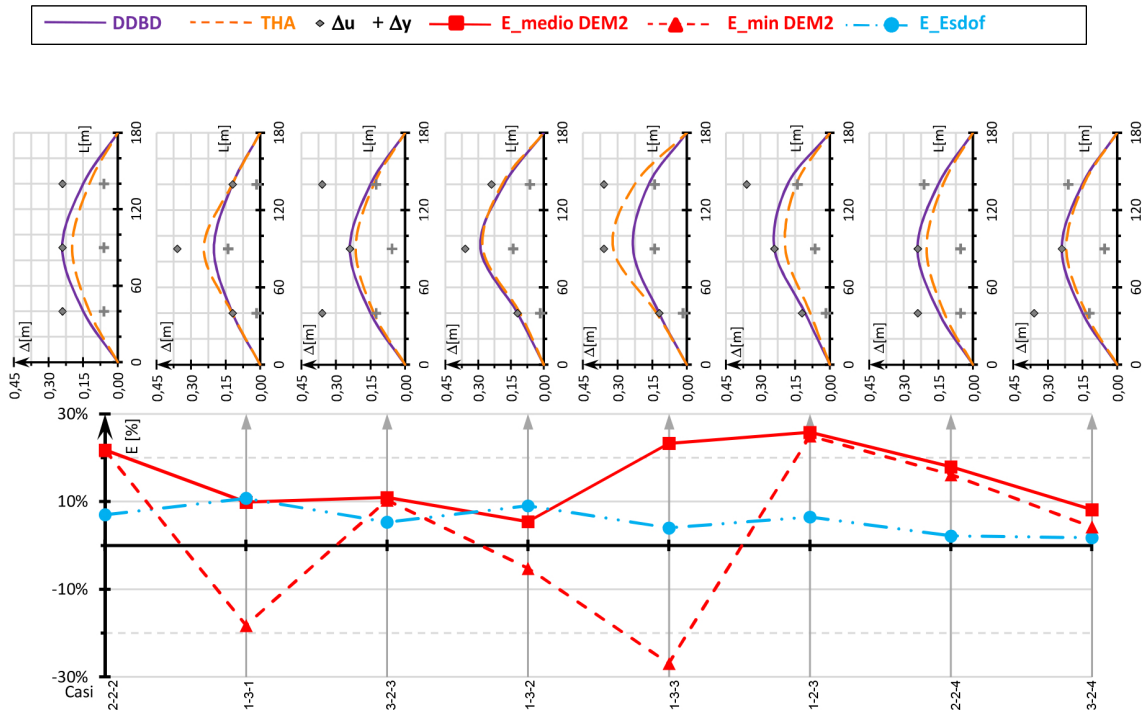


Figura 75: 3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$

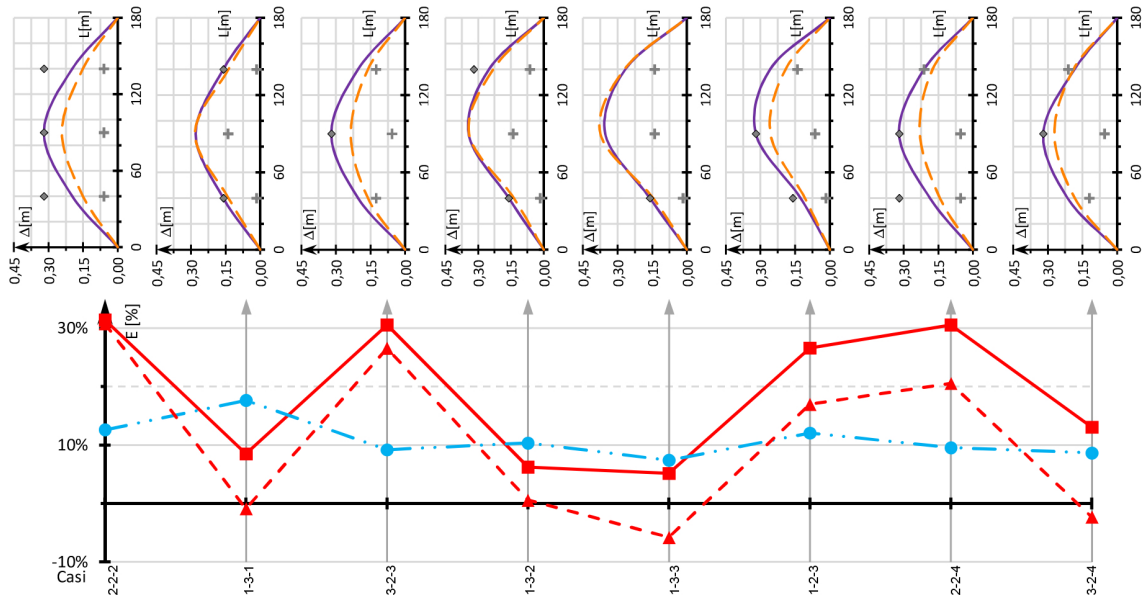


Figura 76: 3 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

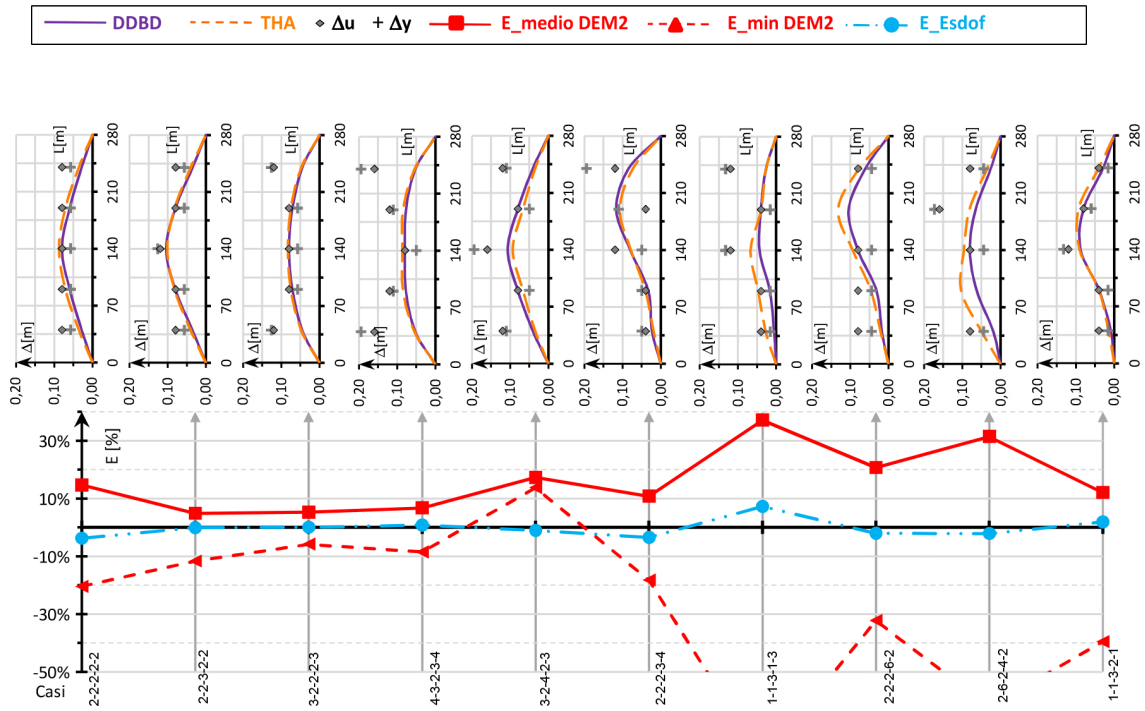


Figura 77: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 1\%$

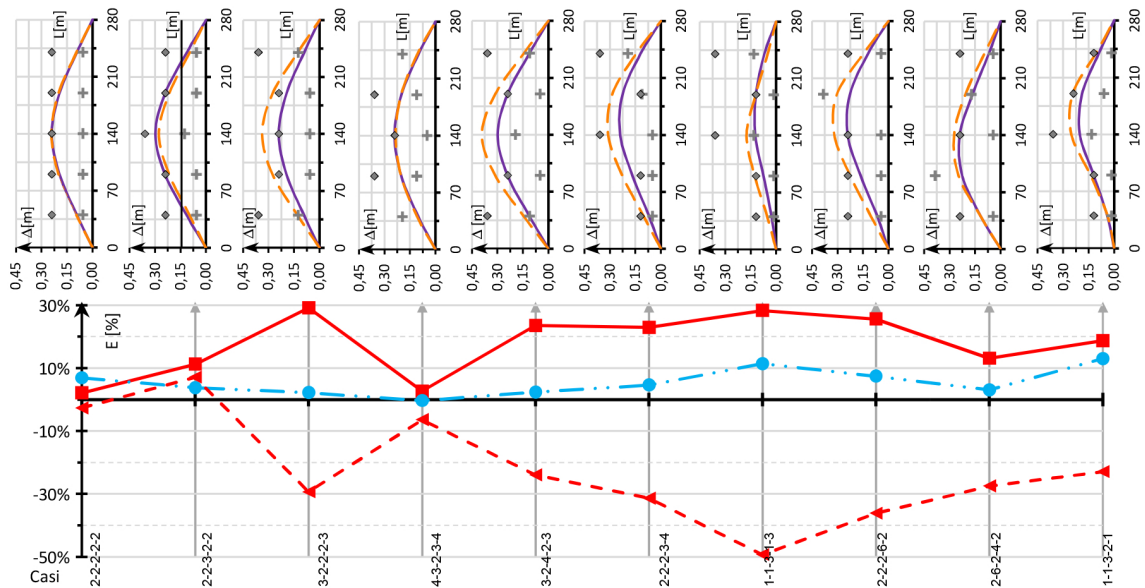


Figura 78: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 3\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

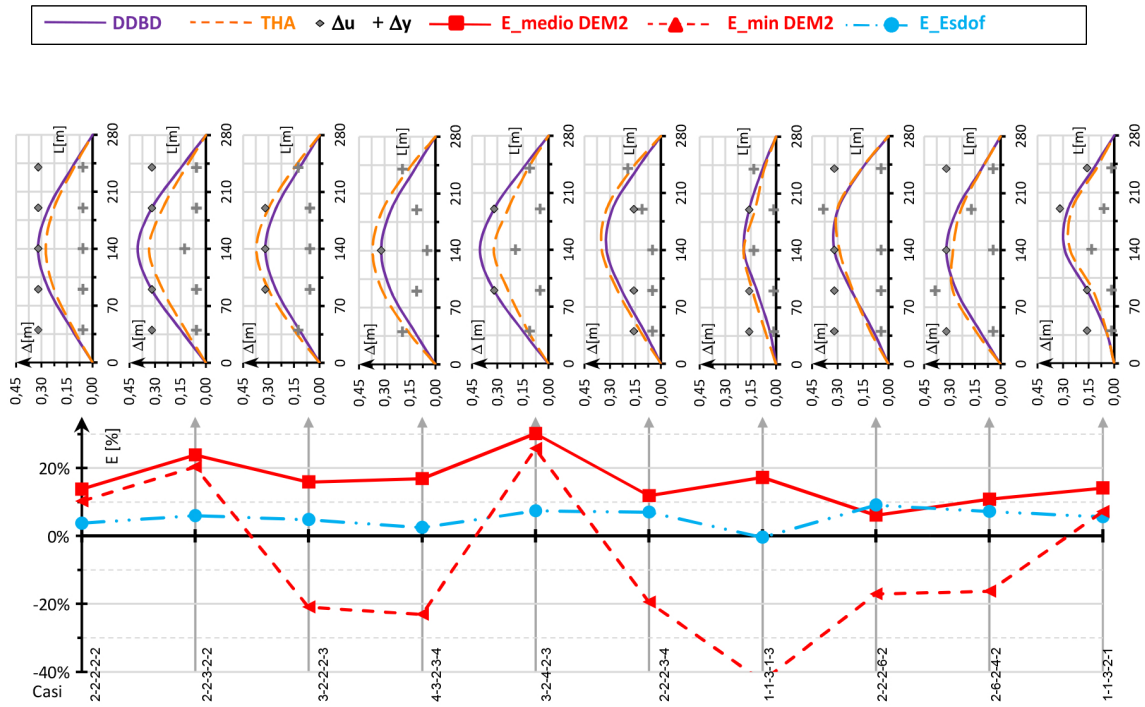


Figura 79: 5 Pile, impalcato in CAP, $\vartheta = 4\%$

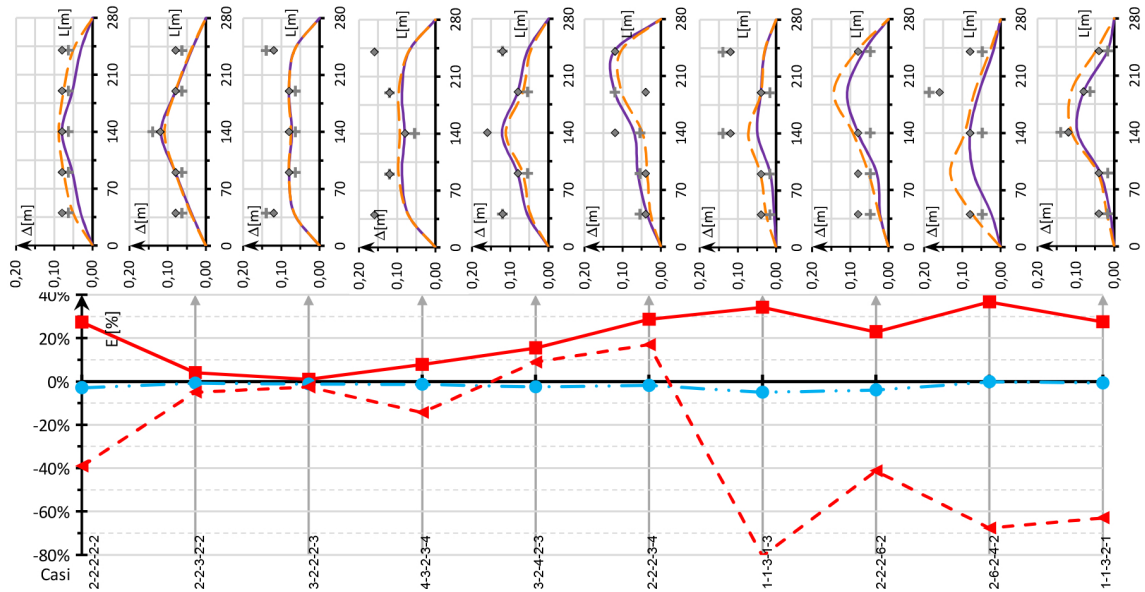


Figura 80: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

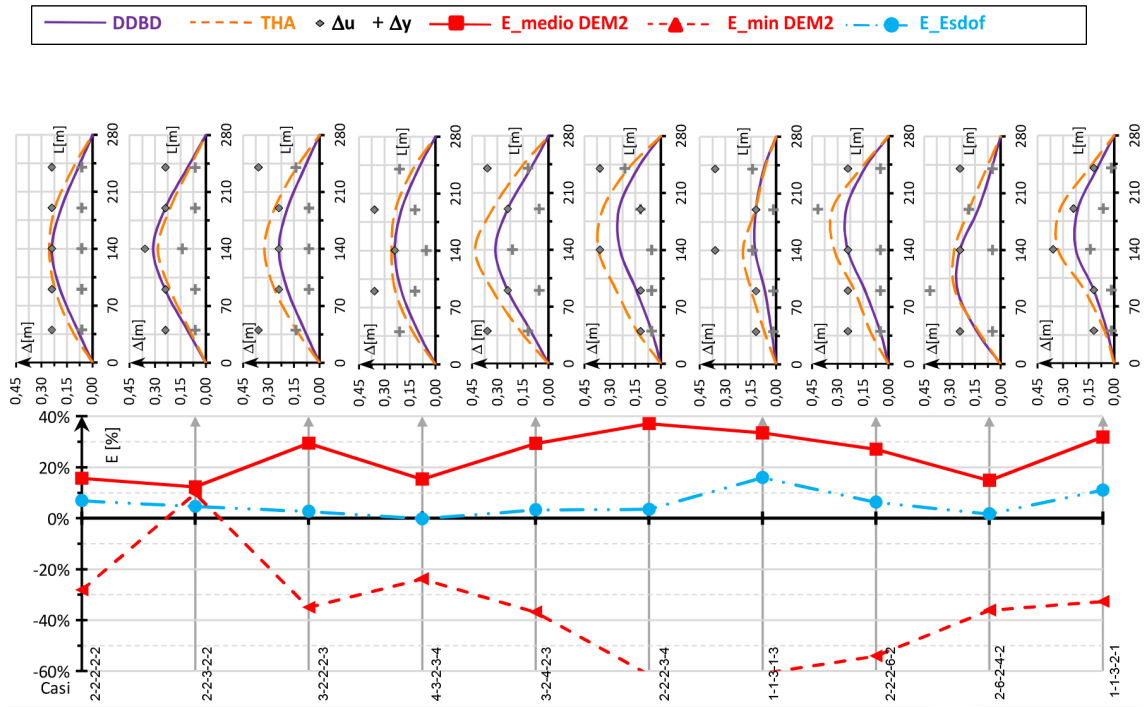


Figura 81: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 3\%$

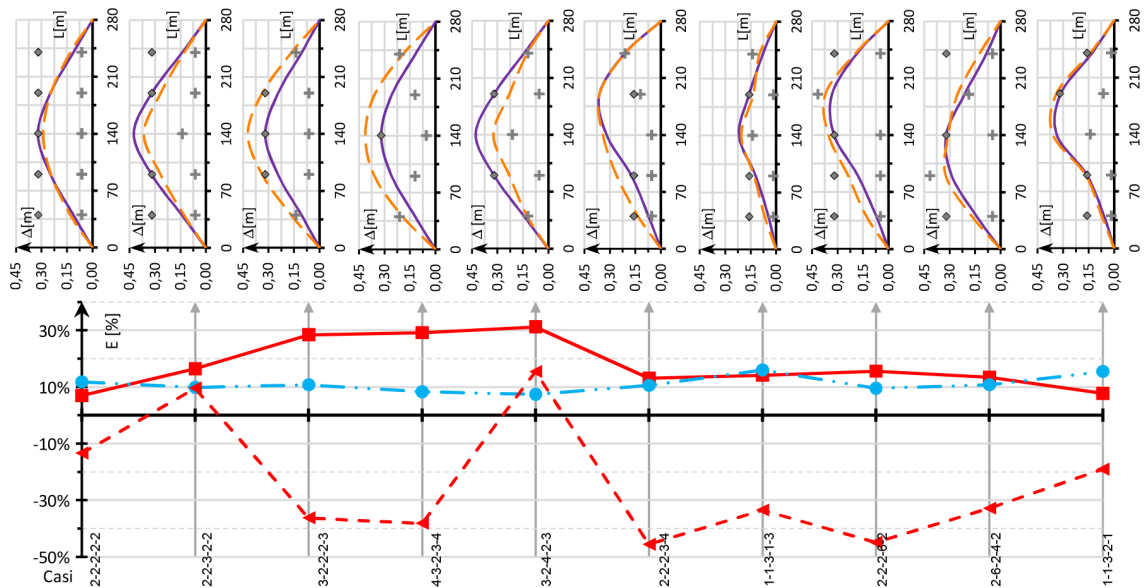


Figura 82: 5 Pile, impalcato in struttura mista, $\vartheta = 4\%$

4.4 Conclusioni

Questo lavoro mira a capire la precisione dei metodi applicati per ottenere la risposta trasversale dei ponti a travata multicampata. Si è proposto il metodo iterativo DDBD presente in letteratura (DDBD-IT) ed è stato messo a confronto con una nuova procedura non iterativa “Direct-Effective Method” (DEM) proposta in due diverse modalità, qui indicate come DEM1 e DEM2.

Le analisi sono state svolte in ponti sia regolari che non regolari a 4 e a 6 campate. Ognuno dei 36 ponti è stato modellato per le analisi secondo 3 livelli di “performace” ($\vartheta = 1, 3, 4\%$) e successivamente ogni ponte è stato sottoposto all’analisi non lineare Time History (THA).

Nelle figure sottostanti si mettono a confronto i 3 metodi analizzati in termini di errore rispetto all’analisi Time-History.

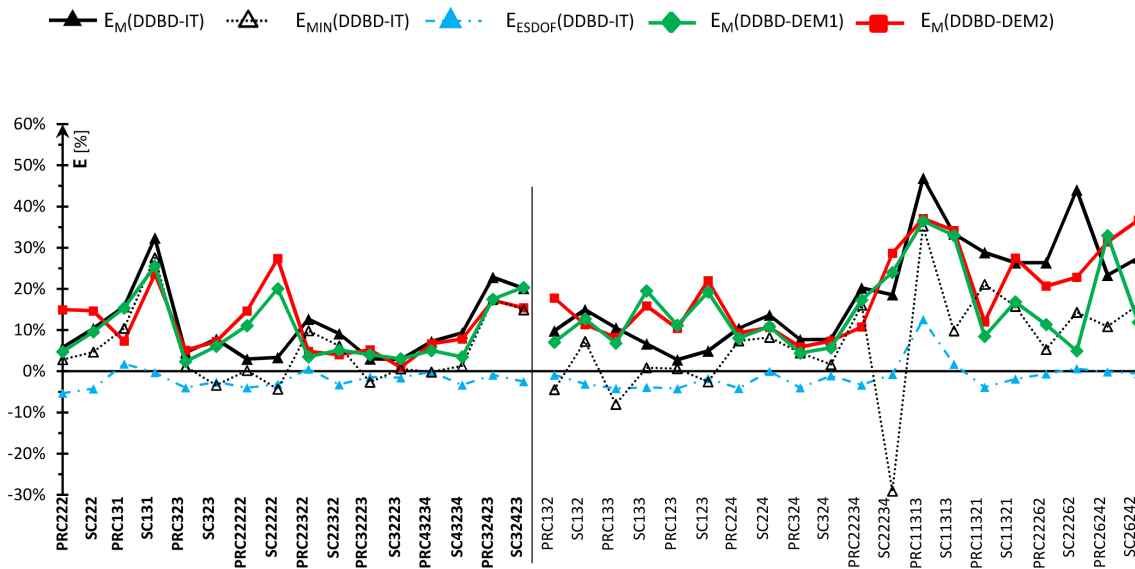


Figura 83: $\vartheta = 1\%$

4 ANALISI NUMERICHE PER PONTI A TRAVATA MULTICAMPATA

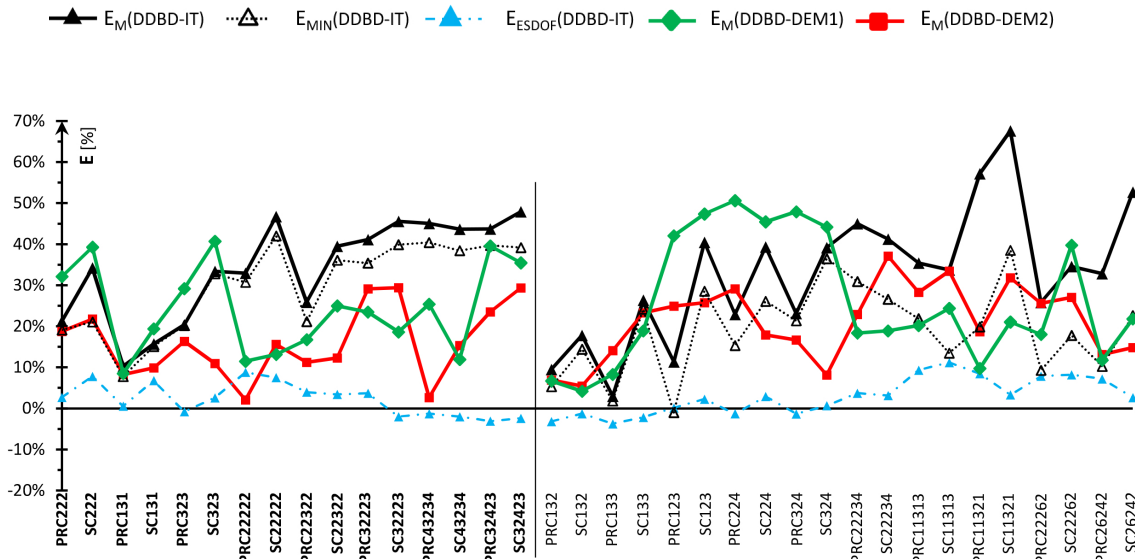


Figura 84: $\vartheta = 3\%$

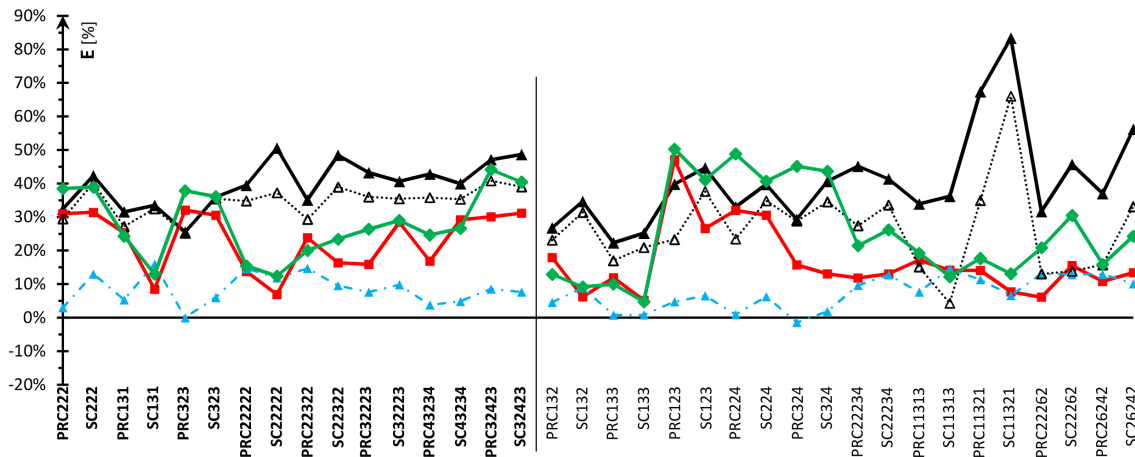


Figura 85: $\vartheta = 4\%$

Per quanto riguarda il metodo DDBD-IT si hanno, con il drift $\vartheta = 1\%$, valori contenuti tra il 5% e il 15%, eccetto per i ponti a 5 pile non regolari in cui la media è 20-30%.

Nel drift $\vartheta = 3\%$ per ponti a 3 pile si hanno errori del 10-20% nei ponti regolari ed errori del 30-50% per quelli irregolari, registrando per questi ultimi un picco del 70%.

Infine per il drift $\vartheta = 4\%$ l'errore varia dal 25% al 50%, presentando un valore massimo dell' 85% per un ponte irregolare a 5 pile.

La precisione del metodo è legata alla regolarità geometrica soprattutto nei casi di alta duttilità in cui si ha, in alcuni casi di ponti irregolari, un incremento del 20% di errore.

Si nota poi che l'errore legato alla struttura SDOF si mantiene molto piccolo quindi esso rappresenta solo in piccola parte l'errore totale.

Il metodo DEM1 migliora la situazione del DDBD-IT nella quasi totalità dei casi. Questo si vede maggiormente nei casi di drift $\vartheta = 4\%$ e nei ponti a 5 pile con drift $\vartheta = 3\%$.

Dove l'errore del DEM1 rimane più alto del DDBD-IT è necessaria l'applicazione della procedura DEM2 che risulta essere migliorativa. Per esempio nel drift $\vartheta = 3\%$ per ponti a 3 pile non regolari si ha un abbassamento dell'errore del 15%-25% rispetto al caso DEM1 , ottenendo quindi valori simili o minori di quelli del DDBD-IT.

Il metodo DEM, oltre al fatto di migliorare i risultati, è vantaggioso essendo un metodo diretto non iterativo. Questo implica che nello step iniziale si deve stimare una forma di spostamento migliore di quella applicata nel DDBD-IT, ossia la forma a “seno”. Per il DEM la scelta della forma iniziale infatti influenza maggiormente il risultato finale. In questo caso si è partiti da una stima della forma a seno e, attraverso la scalatura, si è ottenuto un profilo di spostamento dal quale si sono poi calcolate le duttilità in spostamento delle pile. Attraverso queste e un rapporto fissato al 60% tra la rigidezza fessurata delle pile e le rispettive rigidezze elastiche iniziali, si sono ottenute le rigidezze effettive (secanti, relative allo spostamento ultimo).

5 Conclusioni

Il metodo Direct Displacement-Based Design, nella sua formulazione corrente (Priestley et al. 2007), utilizza per il progetto di una struttura volta a soddisfare un certo livello di performance sotto una prefissata azione sismica, un sistema ad un solo grado di libertà lineare elastico equivalente (ESDOF), caratterizzato da una rigidità secante K_{eff} relativa al massimo spostamento di progetto e da un appropriato livello di smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} . L'utilizzo di una struttura elastica equivalente sostitutiva del sistema reale (SDOF o MDOF) è basato sul metodo introdotto inizialmente da Shibata e Sozen (1976).

Il metodo semplificato DDBD per il progetto di questi sistemi introduce delle semplificazioni legate alla trasformazione del sistema iniziale non lineare in un sistema equivalente lineare, caratterizzato dal valore di smorzamento ξ_{eq} , e alla valutazione della risposta sulla base di spettri elastici in spostamento ridotti tramite formule di scalatura R_ξ . Tali assunzioni introdotte dal metodo costituiscono delle fonti di errore per la procedura semplificata DDBD.

Altro problema è legato all'ipotesi di base del metodo di rappresentare la risposta complessiva di una struttura MDOF attraverso il sistema equivalente ESDOF, caratterizzato dalla massa effettiva M_{eff} , dallo spostamento ultimo di progetto effettivo Δ_{eff}^d e dallo smorzamento effettivo ξ_{eff} ; tali parametri "effettivi", che caratterizzano l'oscillatore ESDOF, si determinano tramite opportune formule basate sull'equivalenza del lavoro fatto dalla struttura reale (MDOF) e dal sistema equivalente ad un solo grado di libertà che si propone di rappresentarla. Obiettivo di tale tesi è la determinazione dell'accuratezza del metodo DDBD applicato ai sistemi MDOF (ponti continui a travata), quantificando l'errore commesso dallo stesso attraverso analisi parametriche condotte su un ampio campione di strutture, prima progettate e successivamente verificate tramite analisi dinamiche non lineari in Time-History.

Si è inoltre proposta un'ulteriore procedura non iterativa per sistemi MDOF, Direct Effective Method, che risulta essere non iterativa, quindi più semplice da applicare, e da cui si ricavano risultati migliori.

Lo studio svolto, relativo alla risposta sismica trasversale di ponti continui a travata, ha preso in considerazione un totale di 108 progettazioni eseguite con il metodo DDBD, ottenute considerando 10 configurazioni di ponti a 3 pile e altret-

tante di ponti a 5 pile, con diversa distribuzione della rigidezza tra le pile stesse (configurazioni uniformi, simmetriche e irregolari), 2 casi di impalcato di rigidezza trasversale molto diversa e tre livelli di performance strutturale caratterizzati attraverso i valori di drift 1%, 3% e 4%. I risultati di progetto ottenuti per ogni singola progettazione (spostamenti ultimi delle pile) sono stati quindi confrontati con la risposta ottenuta dall'analisi non lineare Time-History effettuata sul ponte relativo.

Lo scenario relativo all'errore commesso dal metodo nella progettazione di questi sistemi MDOF è già stato oggetto delle conclusioni relative al capitolo 4. In questa sessione si sottolinea soltanto che il metodo DDBD-IT fornisce una predizione degli spostamenti sufficientemente accurata nella maggior parte dei casi analizzati, maggiormente precisa quanto più la configurazione in questione è regolare in termini di distribuzione della rigidezza tra le pile e con drift più basso ($\vartheta = 1\%$). Gli errori commessi dunque possono essere accettati anche in relazione alla semplicità del metodo, il quale non richiede analisi onerose da un punto di vista computazionale, ma una "semplice" procedura iterativa con associata un'analisi statica (effettiva) da effettuare ad ogni ciclo iterativo. La natura iterativa del metodo DDBD-IT per la progettazione di ponti continui (MDOF) è una peculiarità della tipologia strutturale analizzata (infatti per gli edifici non è necessaria una procedura iterativa); tale carattere iterativo della progettazione è richiesto per aggirare l'ostacolo dovuto alla scelta iniziale della deformata trasversale ultima dell'impalcato, dato di input per la procedura di progettazione ma a priori incognita. La necessità di ripetere più volte il ciclo di progettazione è un fattore che complica la progettazione stessa, ma è comunque un problema superabile grazie ai programmi di calcolo oggi disponibili: tale procedura infatti, si presta ad una semplice implementazione in programmi tipo Opeensees, Matlab e Excel che sono stati qui utilizzati.

Introducendo la procedura "Direct Effective Method" (applicata in due modalità, DEM1 e DEM2) si rende il metodo non iterativo e quindi più semplice da analizzare. Con il DEM1 si hanno in genere errori minori di quelli del DDBD-IT; dove peggiorano risulta necessario applicare il DEM2 per abbassarli notevolmente.

Nello studio si sono individuate in particolare delle configurazioni molto irregolari di ponti a 5 pile che presentano un errore molto elevato in termini di spostamento ultimo (relativo ad una certa pila del ponte) di circa 80-90%, il che è

inaccettabile. Questo fatto stimola l'interesse per uno studio futuro che si propone l'obbiettivo di determinare dei possibili range di validità del metodo di progettazione sismica DDBD, in termini di configurazioni o di rapporti di rigidezze tra le pile accettabili (e tra le pile e l'impalcato), entro i quali l'errore commesso è accettabile e comunque sempre a favore della sicurezza, e fuori dai quali l'irregolarità strutturale è troppo elevata per affidarci a tale metodo semplificato. È necessario, a tal fine, aumentare la casistica dei ponti oggetto di studio e soprattutto approfondire l'aspetto della correlazione tra l'errore commesso dal metodo e la regolarità strutturale, la cui definizione non è però cosa semplice.

A Bibliografia

- Alfawakhiri, F., Bruneau, M. [2000] “Flexibility of Superstructures and Supports in the Seismic Analysis of Simple Bridges”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 2000, p. 711 – 729.
- Bernal, D., “Amplification Factors for Inelastic Dynamic P- Δ Effects in Earthquake Analyses”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 1981, p. 635 – 651.
- Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., Nau, J.M., “Equivalent Viscous Damping in Support of Direct Displacement-Based Design”, *Journal of Earthquake Engineering*, marzo 2007, p. 512 – 530.
- Ministero delle Infrastrutture, D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29.
- Comité Européen de Normalisation, Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1, CEN, Brussels, Belgium, 2004.
- Comité Européen de Normalisation, Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, prEN 1998-1, CEN, Brussels, Belgium, 1998.
- Faccioli, E., Paolucci, R., Rey, J., “Displacement Spectra for Long Periods”, *Earthquake Spectra*, 20(2), 2004, p. 347 – 376.
- Faccioli, E., Villani, M., “Seismic hazard mapping for Italy in terms of broadband Displacement Response Spectra”, *Earthquake Spectra*, 25, 2009, p. 515. Bibliografia - 224 -
- Grant, D.N., Blandon, C.A., Priestley, M.J.N., *Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design*, Report 2005/03, IUSS Press, Pavia, 2005.
- Calvi, G.M., Sullivan, T.J., *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*, DBD 09, Draft subject to public enquiry, IUSS Press, Pavia, 2009.

- Miranda, E., Ruiz-García, J., “Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 2002, p. 539 – 560.
- Mander, J.P., Priestley, M.J.N., Park, R., “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal Structural Engineering ASCE*, Vol. 114, No. 8, 1988, p. 1804 – 1826.
- California Office of Emergency Services (OES), *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, USA, 1995.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, 2007.
- Priestley, M.J.N., “Performance based seismic design”, 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- Priestley, M.J.N., *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering*, Revisited. The 9th Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, 2003.
- Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J., “Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls”, *Bulletin NZNSEE*, 31(2), 1998, p. 73 – 85.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., “Direct Displacement-Based Seismic Design of Bridges”, *Proceedings, ACI Special Seminar on Seismic Design of Bridges*, San Diego, 2003.
- Shibata, A., Sozen, M. “Substitute-structure method for seismic design in reinforced concrete”, *Journal of the structural division ASCE*, 102(1), gennaio 1976, p. 1 – 18.
- G. Tecchio, M. Donà, F. da Porto, F. Canturan, C. Modena “Displacement Based Design for transverse response of rc bridges: evaluation of iterative and direct procedures”, 15WCEE Lisboa, 2012

Programmi utilizzati

- SIMQKE_GR Version 2.4 – 21th September 2010 (Free distribution)
- Microsoft Office Excel 2007
- MATLAB 7.5.0 (R2007b)
- Opensees – Open System For Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center – 2.2.2 . (Free distribution)
- Straus7