

# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in  
INGEGNERIA CIVILE



Tesi di Laurea Magistrale

## Valutazione della vulnerabilità sismica di capannoni industriali prefabbricati tramite l'analisi dinamica incrementale (IDA)

### **Relatori**

Prof. Giuseppe Andrea Ferro  
Ing. Fabio Di Trapani

### **Candidato**

Alessandro Vicentini

A.A. 2017/2018



# Indice

---

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>1</b>
1.1	Obbiettivo dello studio .....	1
1.2	Struttura della tesi.....	2
<b>2</b>	<b>I CAPANNONI INDUSTRIALI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO ARMATO</b> .....	<b>3</b>
2.1	Tipologie strutturali .....	3
2.2	L'evoluzione della normativa .....	12
2.3	Studi sulle strutture industriali in calcestruzzo armato prefabbricato .....	16
<b>3</b>	<b>ANALISI DINAMICA NON LINEARE</b> .....	<b>25</b>
3.1	Analisi non lineari .....	29
3.2	Elementi a fibre .....	32
3.3	IDA: Analisi Dinamica Incrementale .....	36
3.4	Curve di fragilità .....	40
<b>4</b>	<b>PRESENTAZIONE DI OPENSEES NAVIGATOR E STRATEGIE DI MODELLAZIONE PER CAPANNONI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO ARMATO</b> .....	<b>43</b>
4.1	Descrizione e modellazione del portale di riferimento .....	43
4.2	Analisi statica e dinamica .....	61
4.3	Comparazione tra i risultati e validazione del modello.....	66
<b>5</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI CAPANNONI INDUSTRIALI TRAMITE L'ANALISI DINAMICA INCREMENTALE (IDA) .....</b>	<b>69</b>
5.1	Modellazione portale A .....	71
5.2	Analisi dinamiche incrementali modello A.....	85
5.3	Modellazione portale B .....	115
5.4	Analisi dinamica incrementale modello B.....	125
5.5	Confronto tra curve di fragilità del modello A e del modello B a parità di coefficiente d'attrito e di spostamento relativo limite.....	147
5.6	Scelta del coefficiente d'attrito e verifica del momento resistente .....	152
5.7	Modello A, portale incernierato rinforzato con FRP .....	157
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>165</b>

# Indice delle figure

---

Figura 2.1. Elementi principali costituenti i capannoni in calcestruzzo armato prefabbricati .....	3
Figura 2.2. Travi a doppia pendenza .....	4
Figura 2.3. Travi a doppia pendenza con arcarecci .....	5
Figura 2.4. Travi a doppia pendenza con pannelli nervati .....	5
Figura 2.5. Trave a doppia pendenza con copertura a voltine .....	6
Figura 2.6. Travi a doppia pendenza a conci .....	6
Figura 2.7. Copertura piana travi ad I.....	7
Figura 2.8. Copertura piana con pannelli alveolari.....	7
Figura 2.9. Copertura piana con tegoli nervati .....	8
Figura 2.10. Copertura piana con voltine .....	8
Figura 2.11. Copertura piana con travetti ad Y.....	8
Figura 2.12. Copertura piana con elementi Shed.....	9
Figura 2.13. Trave rovescia con pannelli dei solai .....	9
Figura 2.14. Struttura con copertura a Shed .....	10
Figura 2.15. Strutture con travature reticolari in calcestruzzo armato .....	10
Figura 2.16. Diverse tipologie di pilastri per la connessione con la trave .....	11
Figura 2.17. Distribuzione delle azioni dinamiche durante il sisma e perdita d'appoggio della trave .....	12
Figura 2.18. Macrozonazione sismica .....	14
Figura 2.19. Modello utilizzato per prova sperimentale da Fischinger et al. (2008) .....	16
Figura 2.20. Fischinger et al. (2008) struttura al termine del test ciclico.....	17
Figura 2.21. Magliulo et al. (2014) Perdita d'appoggio della trave principale (1) .....	19
Figura 2.22. Magliulo et al. (2014). Perdita d'appoggio della trave principale (2) .....	19
Figura 2.23. Belleri et al. (2014). Perdita di stabilità fuori piano dei tamponamenti .....	20
Figura 2.24. Belleri et al. (2014). Perdita di verticalità del pilastro.....	21
Figura 2.25. Belleri et al. (2014). Rotazione rigida del plinto alla base del pilastro .....	21
Figura 2.26. Belleri et al. (2014). Rottura del pilastro per salto di rigidità dovuto al tamponamento.....	21
Figura 3.1. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali non scalati .....	27
Figura 3.2. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali scalati .....	28
Figura 3.3. Andamento tipico del modulo tangente al variare dello spostamento $u$ per l'algoritmo di Newton e di Newton modificato.....	31
Figura 3.4. Tipologie di modellazione della plasticità.....	32
Figura 3.5. Scomposizione di una sezione in calcestruzzo armato modellata con elementi a fibre .....	33
Figura 3.6. Elemento DBE, riferimento locale e spostamenti nodali.....	33
Figura 3.7. Confronto tra la modellazione di una struttura con elementi DBE e FBE.....	35
Figura 3.8. IDA calcolate per quattro accelerogrammi per una struttura MDOF .....	37
Figura 3.9. Vamvatsikos et Cornell (2001). Resurrezione strutturale.....	38
Figura 3.10. Vamvatsikos et Cornell (2001). Esempio di resurrezione strutturale .....	39
Figura 4.1. Caratteristiche geometriche del telaio analizzato .....	44
Figura 4.2. Schema statico telaio analizzato.....	45
Figura 4.3. Spostamento in testa alla colonna e spostamento relativo trave-pilastro.....	45
Figura 4.4. Numerazione nodi.....	46
Figura 4.5. Numerazione degli elementi.....	47
Figura 4.6. Modellazione vincolo alla base del pilastro .....	48
Figura 4.7. Imposizione vincoli esterni .....	48
Figura 4.8. Inserimento vincolo interno trave-pilastro .....	49
Figura 4.9. Legame costitutivo "concrete02" con input richiesti.....	49
Figura 4.10. Input legame costitutivo calcestruzzo confinato.....	50
Figura 4.11. Input legame costitutivo calcestruzzo non confinato.....	50
Figura 4.12. Legame costitutivo armatura longitudinale .....	51
Figura 4.13. Input per il legame costitutivo delle armature in acciaio.....	51
Figura 4.14. Legame costitutivo per collegamento attritivo .....	52

Figura 4.15. Definizione sezione pilastro.....	53
Figura 4.16. Geometria della sezione del pilastro .....	54
Figura 4.17. “Core” area della sezione del pilastro con legge costitutiva del calcestruzzo confinato .....	54
Figura 4.18. Divisioni in "patch" della sezione del pilastro .....	54
Figura 4.19. Definizione “patch” Upper cover.....	55
Figura 4.20. Inserimento delle armature.....	55
Figura 4.21. Inserimento fila armatura superiore .....	56
Figura 4.22. Definizione sezione “zero-length section element” .....	56
Figura 4.23. Schema riassuntivo della modellazione del comportamento attritivo .....	57
Figura 4.24. Alcuni elementi utilizzabili in Opensees Navigator .....	57
Figura 4.25. Input elemento “ElasticBeamColumn” .....	58
Figura 4.26. Input elemento “ForceBeamColumn”.....	58
Figura 4.27. Elemento “ZeroLengthSection”.....	58
Figura 4.28. Trasformazione geometrica dei vari elementi .....	59
Figura 4.29. Definizione delle masse .....	60
Figura 4.30. Definizione “load pattern” per carichi permanenti e gravitazionali .....	60
Figura 4.31. Applicazione del carico distribuito “gravity”.....	60
Figura 4.32. Schema statico riassuntivo del modello .....	61
Figura 4.33. Opzioni fissate per l’analisi statica .....	62
Figura 4.34. Definizione dell’analisi statica: “AnalysisCase01”.....	63
Figura 4.35. Accelerogramma utilizzato .....	64
Figura 4.36. Inserimento dell’accelerogramma in Opensees Navigator.....	64
Figura 4.37. Definizione del “load pattern” “UniformExcitation” .....	65
Figura 4.38. Definizione delle opzioni per l’analisi dinamica.....	65
Figura 4.39. Definizione caso di analisi “uniformExcitations” .....	66
Figura 4.40. Spostamento del nodo 2 in funzione del tempo, modello di riferimento e modello “Navigator”.....	66
Figura 4.41. Spostamento relativo trave-pilastro in funzione del tempo, modello di riferimento e modello “Navigator” ..	67
Figura 4.42. Tagliante alla base funzione dello spostamento in testa, modello di riferimento e modello “Navigator” .....	68
Figura 5.1. Pianta capannone analizzato .....	69
Figura 5.2. Telaio capannone analizzato .....	70
Figura 5.3. Individuazione telaio A e B nella pianta del capannone .....	72
Figura 5.4. Caratteristiche geometriche modello A.....	72
Figura 5.5. Sezione pilastro.....	73
Figura 5.6. Legame tensioni-deformazioni per cls confinato e non confinato modello A.....	74
Figura 5.7. Grafico momento-curvatura pilastro modello A .....	75
Figura 5.8. Spettri di progetto orizzontale e verticale allo SLC in località Mirandola .....	77
Figura 5.9. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati.....	78
Figura 5.10. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi verticali selezionati.....	79
Figura 5.11. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali scalati .....	80
Figura 5.12. Spettri di risposta degli accelerogrammi verticali scalati .....	80
Figura 5.13. Composizione sezione a fibre .....	81
Figura 5.14. Legame calcestruzzo confinato e non confinato .....	82
Figura 5.15. Legge attritiva di Coulomb .....	82
Figura 5.16. Modello struttura A.....	83
Figura 5.17. Modello A.....	85
Figura 5.18. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 $S_e(T_1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.1.....	86
Figura 5.19. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 $S_e(T_1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.1.....	87
Figura 5.20. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 $S_e(T_1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.1.....	87
Figura 5.21. figura(a) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm) .....	88
Figura 5.22. figura(a) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm) .....	88
Figura 5.23. figura(a) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.1$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm) .....	89



Figura 5.57	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm) .....	103
Figura 5.58	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm) .....	104
Figura 5.59	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm) .....	104
Figura 5.60	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm) .....	104
Figura 5.61	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm) .....	105
Figura 5.62	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm) .....	105
Figura 5.63	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm) .....	105
Figura 5.64	figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm) .....	106
Figura 5.65	Curve di fragilità per $\mu=0.30$ al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro .....	106
Figura 5.66	Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 $Se(T1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.6 .....	107
Figura 5.67	Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 $Se(T1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.6 .....	107
Figura 5.68	Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 $Se(T1)$ e coefficiente d'attrito pari a 0.6 .....	108
Figura 5.69	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm) .....	108
Figura 5.70	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm) .....	109
Figura 5.71	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm) .....	109
Figura 5.72	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm) .....	109
Figura 5.73	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm) .....	110
Figura 5.74	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm) .....	110
Figura 5.75	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm) .....	110
Figura 5.76	figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm) .....	111
Figura 5.77	Curve di fragilità per $\mu=0.60$ al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro .....	111
Figura 5.78	IDA in funzione dello spostamento massimo in testa per portale con collegamento a cerniera tra trave e pilastro (Modello A) .....	112
Figura 5.79	Curve di fragilità per il modello A con collegamento a cerniera tra trave e pilastro .....	112
Figura 5.80	Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=200\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	113
Figura 5.81	Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=400\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	114
Figura 5.82	Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=600\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	114
Figura 5.83	Individuazione in pianta del telaio A e B .....	115
Figura 5.84	Caratteristiche geometriche portale B .....	115
Figura 5.85	Sezione pilastro modello B .....	116
Figura 5.86	Legame tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato e non confinato modello B .....	117
Figura 5.87	Spettro di risposta orizzontale e verticale per SLC in località Mirandola .....	119
Figura 5.88	Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati .....	121
Figura 5.89	Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi verticali selezionati .....	121
Figura 5.90	Spettri di risposta orizzontali allo stato limite di collasso scalati modello B .....	122



Figura 5.120.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm) .....	136
Figura 5.121.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm) .....	137
Figura 5.122.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm) .....	137
Figura 5.123.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm) .....	137
Figura 5.124.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm) .....	138
Figura 5.125.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm) .....	138
Figura 5.126.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm) .....	138
Figura 5.127.figura(a) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.30$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm) .....	139
Figura 5.128.Curve di fragilità per $\mu=0.30$ al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro .....	139
Figura 5.129.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm) .....	140
Figura 5.130.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm) .....	140
Figura 5.131.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm) .....	140
Figura 5.132.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm) .....	141
Figura 5.133.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm) .....	141
Figura 5.134.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm) .....	141
Figura 5.135.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm) .....	142
Figura 5.136.figura(a) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con $\mu=0.60$ in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm) .....	142
Figura 5.137.Curve di fragilità per $\mu=0.60$ al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro .....	143
Figura 5.138. IDA in funzione dello spostamento massimo in testa per portale con collegamento a cerniera tra trave e pilastro (Modello B) .....	144
Figura 5.139. Curva di fragilità modello B per portale con collegamento a cerniera tra trave e pilastro .....	144
Figura 5.140. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=200\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	145
Figura 5.141. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=400\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	145
Figura 5.142. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite $\Delta=600\text{mm}$ per i differenti coefficienti d'attrito indagati .....	146
Figura 5.143. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=200\text{mm}$ e $\mu=0.10$ .....	147
Figura 5.144. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=400\text{mm}$ e $\mu=0.10$ .....	147
Figura 5.145. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=600\text{mm}$ e $\mu=0.10$ .....	148
Figura 5.146. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=200\text{mm}$ e $\mu=0.20$ .....	148
Figura 5.147. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=400\text{mm}$ e $\mu=0.20$ .....	149
Figura 5.148. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=600\text{mm}$ e $\mu=0.20$ .....	149
Figura 5.149. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=200\text{mm}$ e $\mu=0.30$ .....	150
Figura 5.150. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=400\text{mm}$ e $\mu=0.30$ .....	150
Figura 5.151. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con $\Delta=600\text{mm}$ e $\mu=0.30$ .....	151
Figura 5.152. Caso d'appoggio trave su pilastro numero uno .....	152
Figura 5.153. Caso d'appoggio trave su pilastro numero due .....	153

Figura 5.154. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso $\mu=0.1$ per il primo caso d'appoggio .....	154
Figura 5.155. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso $\mu=0.15$ per il primo caso d'appoggio .....	155
Figura 5.156. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso $\mu=0.1$ per il secondo caso d'appoggio.....	155
Figura 5.157. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso per il secondo caso d'appoggio .....	156
Figura 5.158. Confinamento tramite FRP di una sezione rettangolare .....	157
Figura 5.159. Applicazione tessuto FRP monodirezionale in direzione trasversale all'asse del pilastro per un aumento del confinamento .....	158
Figura 5.160. Legge tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato con FRP.....	158
Figura 5.161. Legame tensioni-deformazioni post confinamento con FRP.....	160
Figura 5.162. Diagramma momento curvatura post intervento con FRP.....	161
Figura 5.163. Analisi dinamiche incrementali del portale incernierato con rinforzo FRP.....	162
Figura 5.164. Curva di fragilità del portale incernierato con rinforzo tramite FRP (modello A).....	163
Figura 5.165. Confronto curve di fragilità per portale pre e post rinforzo con FRP .....	163
Figura 5.166. Confronto tra curve di fragilità del modello A: $\mu=0.1$ e $\Delta=800\text{mm}$ , $\mu=0.15$ e $\Delta=800\text{mm}$ , portale incernierato rinforzato con FRP .....	164
Figura 6.1. Analisi dinamica incrementale per 22 sismi per uno spostamento relativo massimo di 800 mm con $\mu=0.1$ ..	166
Figura 6.2. Analisi dinamica incrementale per 22 sismi per uno spostamento relativo massimo di 800 mm con $\mu=0.6$ ..	166
Figura 6.3. Benefici offerti dalla mensola all'aumentare dello spostamento relativo limite per $\mu=0.1$ .....	167
Figura 6.4. Alcn beneficio offerto dalla mensola all'aumentare dello spostamento relativo limite per $\mu=0.6$ .....	167
Figura 6.5. Confronto a parità di condizioni, spostamento massimo di 600 mm e $\mu=0.1$ , tra modello A e modello B ....	168
Figura 6.6. Verifica del momento eccentrico aggiuntivo causato dallo spostamento tra trave e pilastro per $\mu=0.1$ e spostamento relativo limite di 800 mm .....	169
Figura 6.7. Confronto tra le curve di fragilità del portale pre e post rinforzo con FRP e con le soluzioni a mensola con $\mu=0.1$ e $\mu=0.15$ per uno spostamento relativo massimo di 800 mm .....	169

## Indice delle tabelle

---

Tabella 2.1 - Confronto macrozonazione sismica pre e post 2003 .....	13
Tabella 2.2 - Variazione del numero di comuni nelle diverse zone di pericolosità sismica tra la normativa attuale e quella pre 2003 .....	14
Tabella 2.3 - Probabilità di superamento e stato limite .....	15
Tabella 4.1. Confronto tra i risultati ottenuti con OpenSees Navigator ed i risultati di riferimento .....	68
Tabella 5.1. Caratteristiche geometriche e meccaniche modello A .....	73
Tabella 5.2. Caratteristiche calcestruzzo confinato e non confinato.....	74
Tabella 5.3. Caratteristiche geometriche e meccaniche modello B .....	116
Tabella 5.4. Caratteristiche calcestruzzo confinato e non confinato modello B .....	117
Tabella 5.5. Caratteristiche calcestruzzo pre e post intervento di rinforzo con fibra di carbonio FRP unidirezionale.....	160

# Capitolo 1

---

## 1 Introduzione

Tra tutte le tipologie di edifici industriali presenti in Italia, i capannoni prefabbricati in calcestruzzo armato rappresentano una delle soluzioni più ricorrenti. Tali strutture sono composte da elementi prefabbricati (travi e colonne) spesso assemblati con collegamenti a secco. Tale assemblamento a secco era consentito per strutture situate in territori non classificati dal punto di vista sismico fino al 2003, con la conseguenza che nella progettazione alcuna azione dinamica fu presa in conto. A seguito del sisma dell'Emilia del 2012 la maggior parte di queste strutture ha mostrato una significativa vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche. Tale vulnerabilità è causata principalmente da due fenomeni: la perdita d'appoggio della trave rispetto alla colonna a causa dell'assenza di ritegni traslazionali e dal raggiungimento della capacità deformativa rotazionale alla base delle colonne. In seguito a tale sisma diverse indicazioni d'intervento sono state proposte. Le principali linee d'intervento consigliano la creazione di un collegamento traslazionale tra pilastro e trave atto a non modificare lo schema statico della struttura per impedire la perdita d'appoggio. Se tale collegamento consente di prevenire la perdita d'appoggio della trave, esso impone al pilastro sollecitazioni taglianti e di conseguenza sollecitazioni flessionali per cui tale pilastro solitamente non è progettato, passando in questo modo da uno stato limite di collasso per perdita d'appoggio ad uno stato limite di collasso per raggiungimento della deformazione rotazionale ultima alla base della colonna. Gli interventi per impedire quest'ultimo meccanismo di collasso consistono in un rinforzo dei pilastri per aumentare taglio resistente, momento resistente e capacità deformativa ultima. Tali interventi risultano però spesso invasivi, di lunga durata e antieconomici. Per tale motivo si cercano soluzioni alternative che consentano una rapida ed economica messa in sicurezza di tale tipologia strutturale.

### 1.1 Obiettivo dello studio

L'obiettivo di questo studio è proporre una soluzione alternativa ai classici interventi consigliati. Tale soluzione si basa su un aumento dello spostamento relativo limite tra trave e colonna tramite una struttura a mensola collegata in testa al pilastro. Aumentando tale spostamento limite durante l'eccitazione sismica la trave potrà spostarsi senza perdere l'appoggio e senza trasferire maggiori azioni flessionali al pilastro. La tesi affronta quindi la vulnerabilità sismica di tale tipologia strutturale tramite l'impiego dell'analisi dinamica incrementale (IDA). Indagando differenti coefficienti d'attrito (0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.6) per due modelli strutturali e variando per ognuno lo spostamento relativo limite (150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm) vengono costruite curve IDA

dalle quali sono ricavate le curve di fragilità. Vengono inoltre calcolate le curve di fragilità per due casi d'adeguamento, il primo con la sola creazione di una cerniera tra trave e pilastro ed il secondo con l'aggiunta di un rinforzo tramite FRP ai pilastri. Tenendo conto dei momenti aggiuntivi del secondo ordine provocati dallo spostamento relativo tra trave pilastro e della relativa influenza del sisma verticale, si confrontano le curve di fragilità ottenute comparando i differenti benefici di un aumento di spostamento relativo limite per i diversi coefficienti d'attrito indagati. Ottenuti tali risultati, l'obiettivo è determinare i casi in cui tale soluzione risulta applicabile.

## 1.2 Struttura della tesi

La tesi si articola in due principali sezioni. Nella prima sezione vengono mostrate le differenti tipologie di capannoni industriale. Si analizzando i comportamenti dinamici e le principali carenze rispetto all'azione sismica indagando, inoltre, i principali motivi di tali vulnerabilità sismiche. Vengono inoltre passate in rassegna le principali pubblicazioni riguardanti tali strutture in seguito al sisma dell'Emilia (2012) (capitolo 2). Nella seconda parte di tale sezione vengono mostrati i riferimenti scientifici delle analisi svolte, spiegando le tipologie d'analisi eseguite e le differenti metodologie applicabili costituendo quindi una piccola guida per la comprensione del seguito di tale lavoro (capitolo 3).

La seconda sezione si divide anch'essa in due parti. Nella prima (capitolo 4) viene mostrato il software utilizzato per eseguire le analisi (OpenSees, McKenna 2002) e le principali scelte utilizzate per la modellazione di un capannone industriale in calcestruzzo armato precompresso.

Nella seconda parte (capitolo 5) viene analizzata una struttura situata nella località di Mirandola (MO) dalla quale si ottengono due casi di studio: modello A e B. I modelli di tali strutture eseguiti tramite, come anticipato, OpenSees tengono conto delle non-linearità geometriche (P-delta) e meccaniche (elementi a fibre FBE) con opportuni legami tensione-deformazioni associati a calcestruzzo confinato e non confinato ed acciaio. Il collegamento trave pilastro viene modellato con un elemento ("Flat Slider Bearing Element") tenente conto della legge attritiva scelta e delle variazioni dello sforzo normale, e di conseguenza della forza d'attrito provocate dal sisma verticale. Utilizzando un set di ventidue accelerogrammi opportunamente scalato si ricavano le curve IDA per ogni modello, per ogni coefficiente d'attrito (0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.6) e per ogni spostamento relativo limite (150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm). Da tali curve si ricavano le curve di fragilità le quali, comparate alle stesse ottenute per il caso di portale con collegamento trave e pilastro a cerniera e con collegamento trave pilastro a cerniera più rinforzo FRP, permettono la valutazione dei benefici ottenuti con tale soluzione.

# Capitolo 2

---

## 2 I capannoni industriali prefabbricati in calcestruzzo armato

In questo capitolo verranno presentate le diverse tipologie di capannoni industriali monopiano in cemento armato prefabbricato. La trattazione si estenderà alla presentazione delle più importanti carenze di queste strutture sotto il profilo dinamico analizzando i principali studi sulla tipologia strutturale e facendo riferimento alla normativa attuale e all'evoluzione della normativa in ambito sismico nel ventesimo secolo.

### 2.1 Tipologie strutturali

Le strutture prefabbricate in calcestruzzo armato sono composte da un numero limitato di elementi, tra i quali si distinguono i plinti di fondazione, i pilastri, le travi, spesso a doppia pendenza, frequentemente collegate ai pilastri tramite unione basata sul solo attrito, i travetti o tegoli di copertura, anch'essi spesso solamente appoggiati e le tamponature, generalmente autoportanti, ma collegate a pilastri e talvolta a travi per mezzo di meccanismi ad incastro.

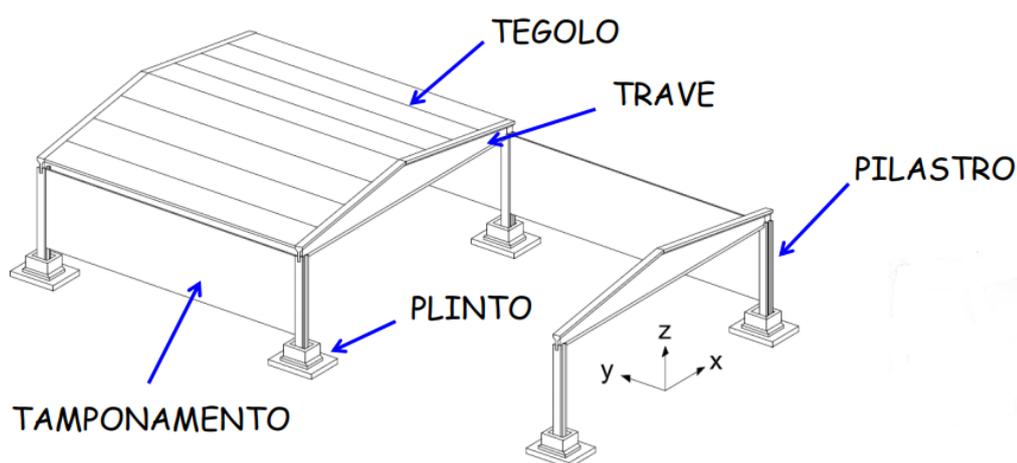


Figura 2.1. Elementi principali costituenti i capannoni in calcestruzzo armato prefabbricati

Sebbene gli elementi costruttivi siano limitati, esistono varie tipologie di strutture prefabbricate industriali monopiano, le quali possono essere divise principalmente in base alla tipologia di copertura:

- Strutture con travi a doppia pendenza
- Strutture con travi a doppia pendenza a conci, per grandi luci
- Strutture con copertura piana (Travi I)
- Strutture con copertura piana (Travi R)
- Strutture con copertura a doppia orditura
- Strutture con copertura a tegolo/trave
- Strutture con copertura a shed
- Struttura con copertura reticolare

Le travi a doppia pendenza sono una tipologia molto diffusa in pressoché tutte le epoche e regioni. Il nome si riferisce alla trave che è un elemento unico a sezione e quindi inerzia variabile e a doppia pendenza come riportato in Figura 2.2. Sono utilizzate per coprire luci che mediamente vanno da 10 a 40 m con interassi da 6 a 12 m, oltre tali cifre la soluzione diventa antieconomica. La pendenza varia tra il 10% e il 15% a seconda della locazione della struttura per consentire lo smaltimento di acqua meteorica e neve.

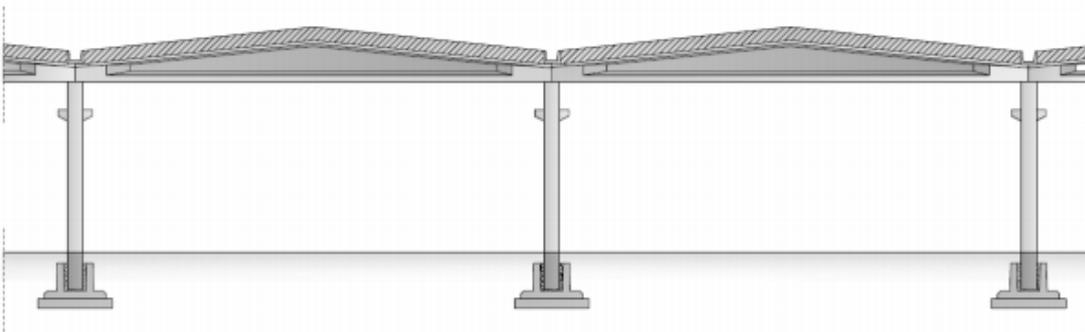


Figura 2.2. Travi a doppia pendenza

La tipologia seguente è costituita da travi a doppia pendenza con copertura ad arcarecci in calcestruzzo armato o in calcestruzzo armato precompresso come mostrato in Figura 2.3. Non avendo elevate proprietà termoisolanti vengono generalmente utilizzati in edifici industriali o zootecnici. Spesso gli arcarecci sono collegate agli elementi portanti tramite il solo attrito, installati ad umido o a secco. In tal caso in un'analisi tridimensionale è errato considerare il comportamento di diaframma rigido.

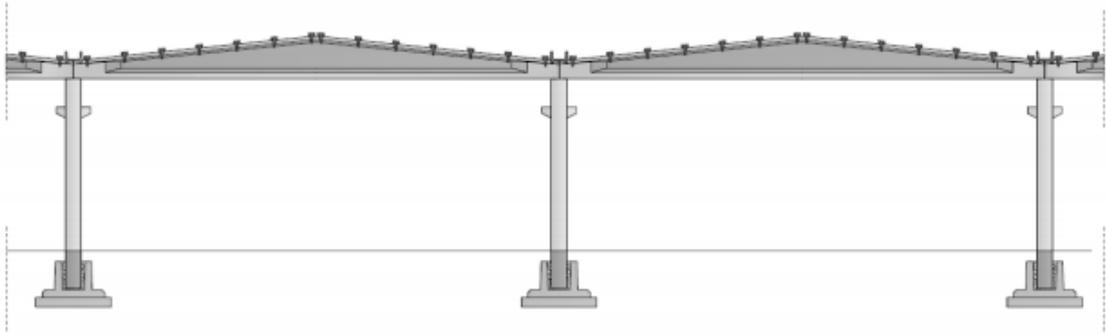


Figura 2.3. Travi a doppia pendenza con arcarecci

Una tipologia di copertura simile agli arcarecci sono i pannelli nervati mostrati in Figura 2.4. Anch'essi in calcestruzzo armato o calcestruzzo armato precompresso, svolgono la stessa funzione degli arcarecci assicurando un isolamento leggermente maggiore. Generalmente vengono usati pannelli bi-nervati, i quali con opportuni collegamenti possono portare all'ipotesi di diaframma rigido. Ne esistono di varie tipologie tra cui quelli con apertura a shed.

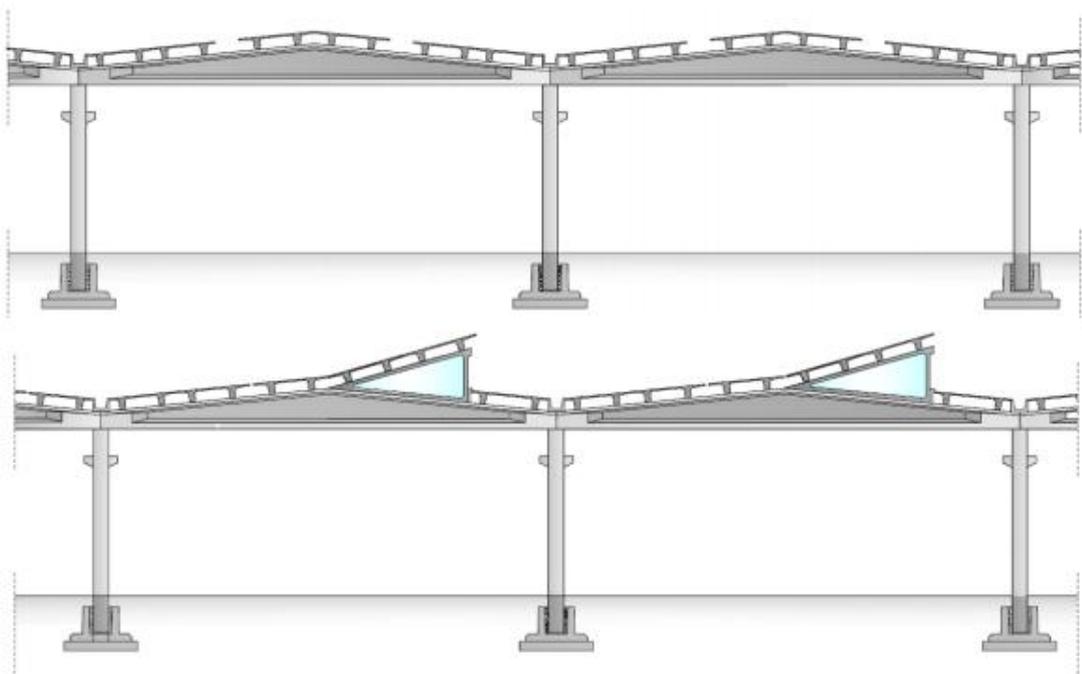


Figura 2.4. Travi a doppia pendenza con pannelli nervati

Un'altra tipologia è la trave a doppia pendenza con copertura a voltine, riportata in Figura 2.5, la quale ha funzionamento pressoché identico alle tipologie precedenti. Altre tipologie sono rappresentate dalle coperture con pannelli alveolari o in laterocemento.

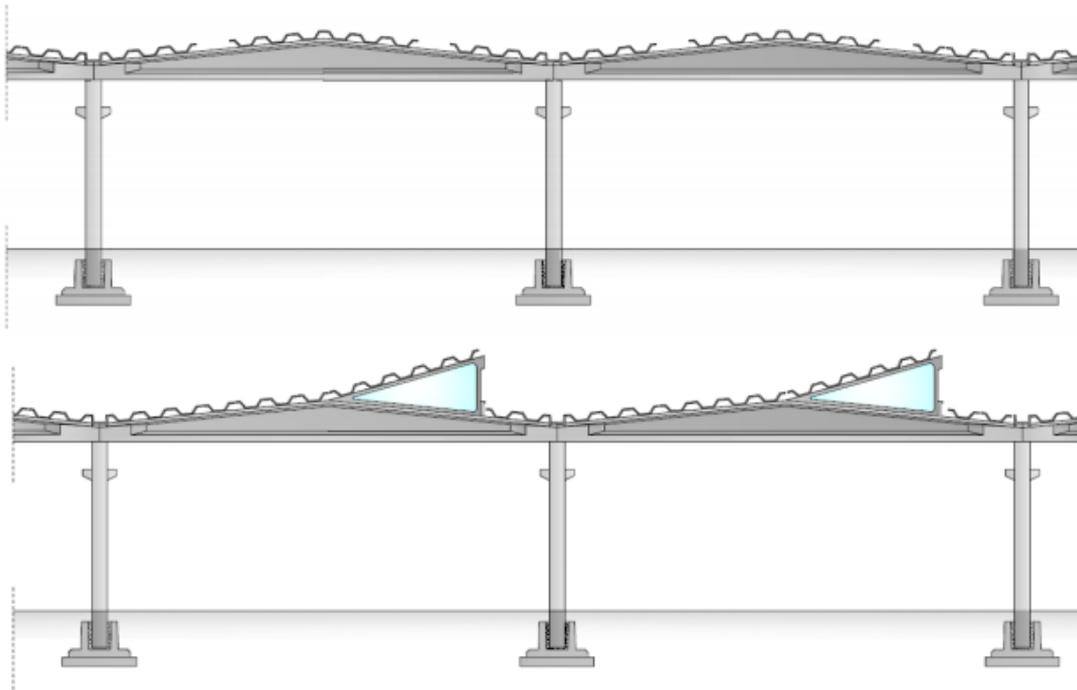


Figura 2.5. Trave a doppia pendenza con copertura a voltine

Le travi a doppia pendenza a conci sono utilizzate per strutture con luce maggiore di 30-40 m. Tali lunghezze rappresentano infatti il limite di trasportabilità di elementi prefabbricati. Per superare tali limiti vengono quindi divise le travi in due conci poi messe in opera tramite post-tensione dei cavi.

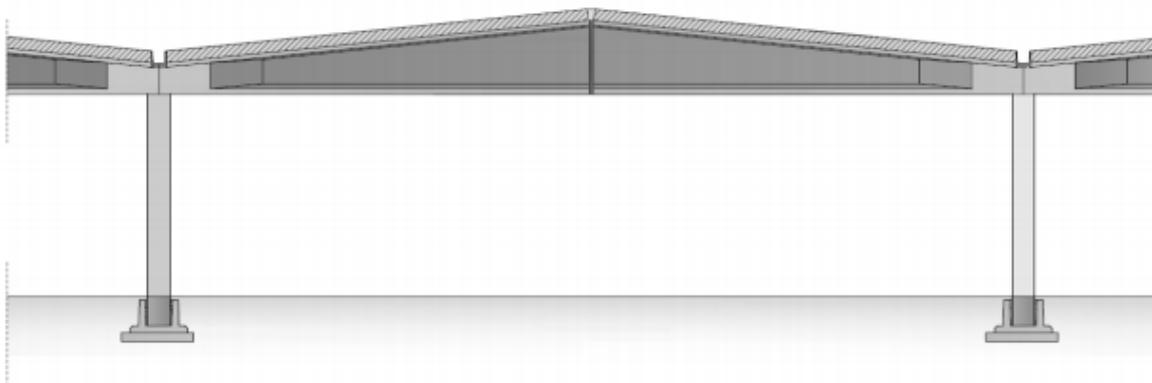


Figura 2.6. Travi a doppia pendenza a conci

Vi sono poi strutture con travi con copertura piana (travi I) in grado di coprire luci leggermente minori, da 10 a 30 m con interasse da 6 a 15 m. La differenza principale sta solo nello smaltimento delle acque meteoriche.

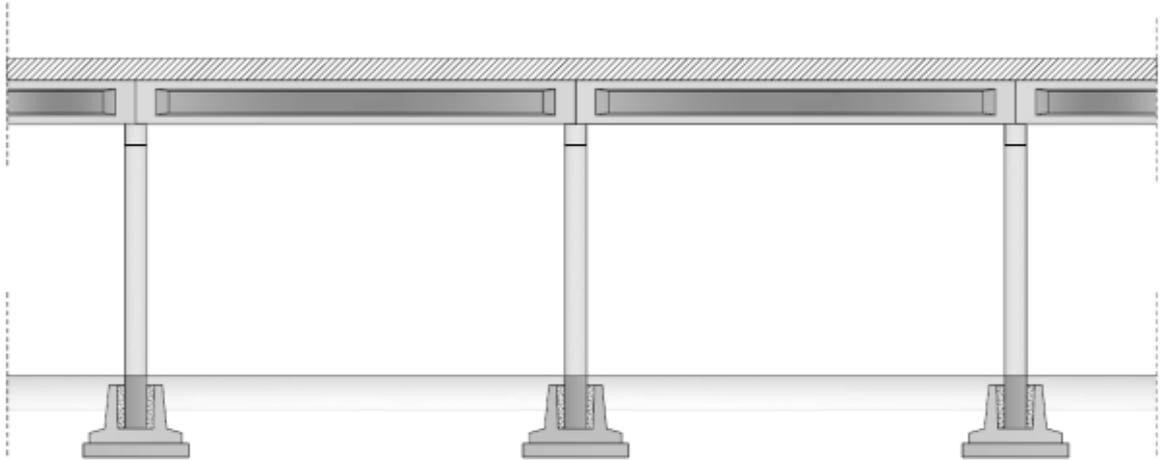


Figura 2.7. Copertura piana travi ad I

Le coperture possono essere di vario tipo, tra cui le più frequenti sono a pannelli alveolari, con tegoli bi-nervati, a voltine, con travi ad ypsilon e con elementi shed. Nelle figure seguenti vengono riportate le diverse coperture possibili.

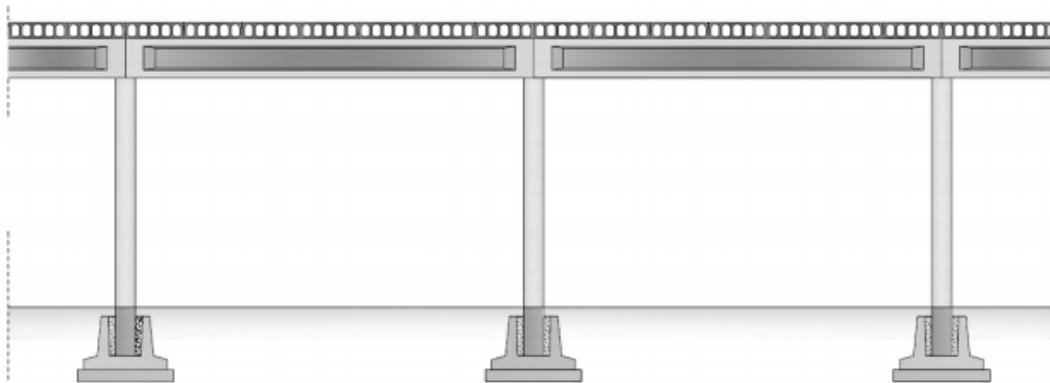


Figura 2.8. Copertura piana con pannelli alveolari

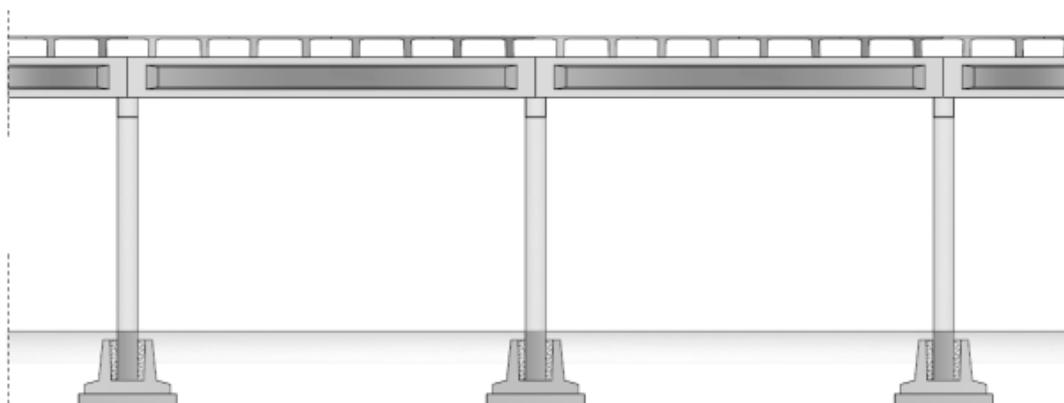


Figura 2.9. Copertura piana con tegoli nervati

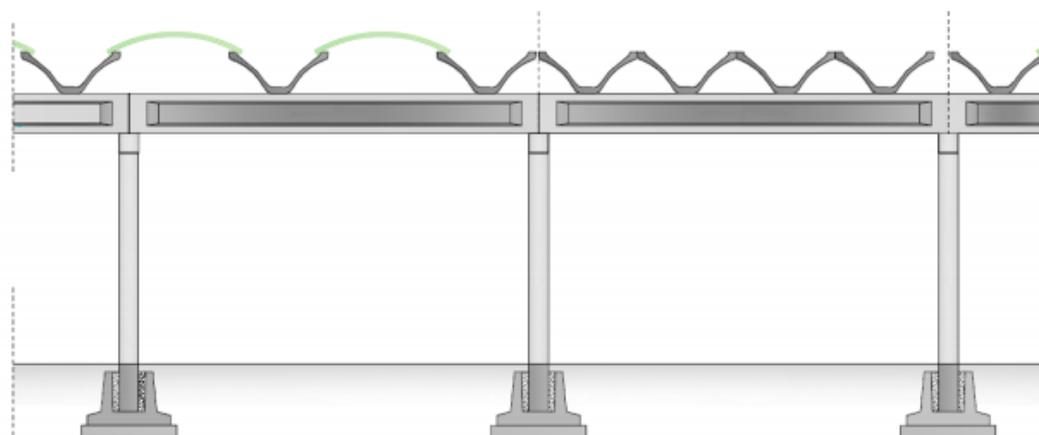


Figura 2.10. Copertura piana con voltine

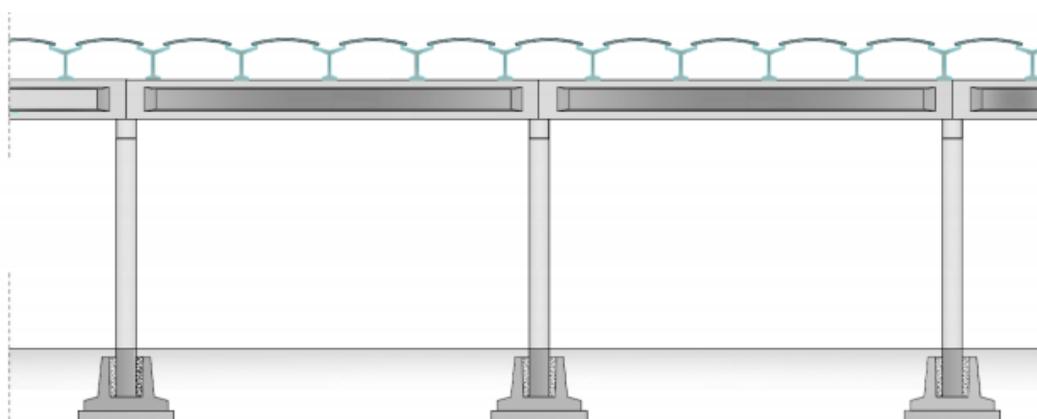


Figura 2.11. Copertura piana con travetti ad Y

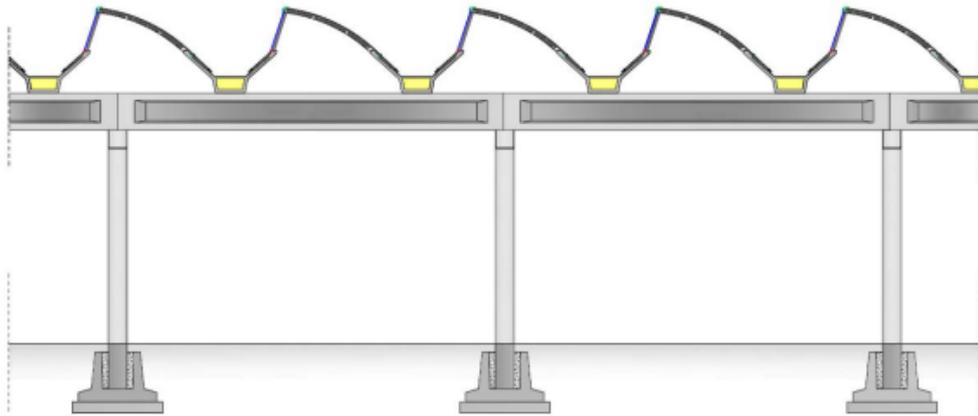


Figura 2.12. Copertura piana con elementi Shed

Un altro modello è quello di copertura piana con travi rovesce; le ali della trave rovescia consentono l'alloggio di eventuali pannelli di copertura o di solaio, motivo per cui queste travi sono spesso utilizzate in edifici pluripiano, consentendo un risparmio in termini di altezza del pacchetto solaio.

Coprono luci minori delle soluzioni precedenti (massimo 20 m) data la non ideale inerzia in condizione fessurate allo stato limite ultimo.

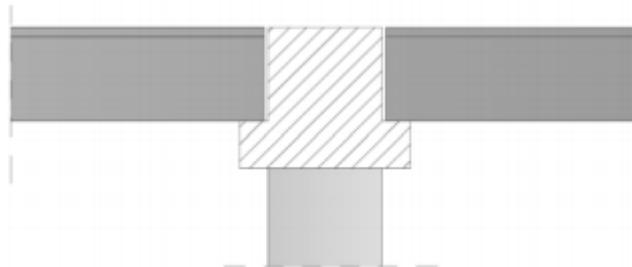


Figura 2.13. Trave rovescia con pannelli dei solai

Le strutture con trave a doppia orditura non sono molto presenti in Italia. Solitamente sono utilizzate per ampi complessi industriali per consentire l'alloggio degli impianti tra la travatura principale e il solaio di copertura.

Le coperture a shed furono tra le prime soluzioni utilizzate nelle strutture prefabbricate. La loro particolare forma consentiva una migliore illuminazione, ma costituiva un sistema spingente sul pilastro costituendo una carenza in ambito dinamico. Per tale motivo questo sistema costruttivo è stato negli anni sempre più abbandonato.



Figura 2.14. Struttura con copertura a Shed

Le strutture con travatura reticolare in calcestruzzo armato o raramente in calcestruzzo armato precompresso sono poco diffuse e negli ultimi anni leggermente messe da parte. Si considerano infatti più efficienti coperture con reticolari in acciaio, più leggere e resistenti. Il vantaggio di queste strutture era la possibilità di separarle in conci uniti poi tramite bullonatura o post tensione. Inoltre, data la progettazione per soli carichi statici e il peso della reticolare in calcestruzzo armato consentivano diversamente dall'acciaio di formare un collegamento basato sul solo attrito. Bisogna comunque notare la direzione dei diagonali che opposta alla direzione nelle travature metalliche fa sì che essi siano sottoposti a compressione, l'ideale per il calcestruzzo armato.

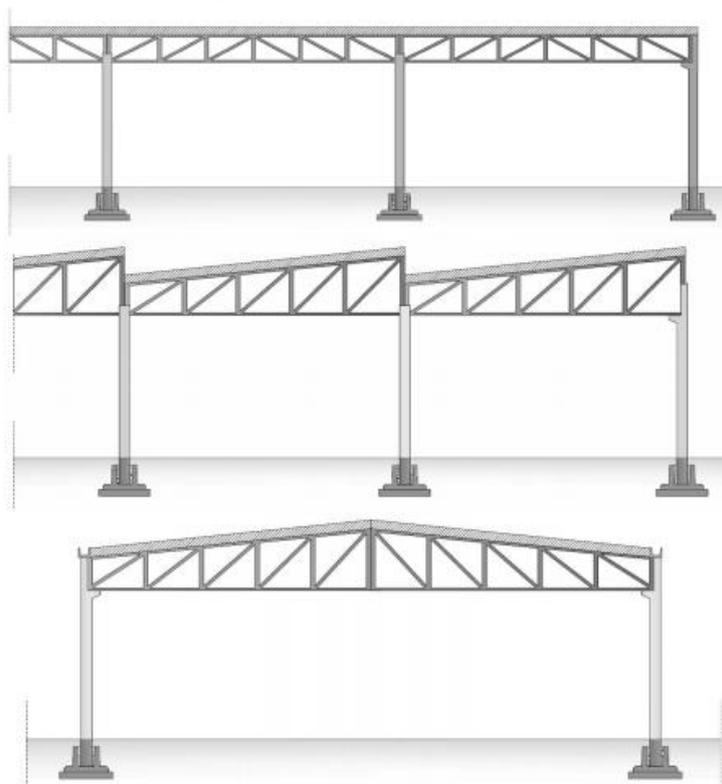


Figura 2.15. Strutture con travature reticolari in calcestruzzo armato

I vantaggi principali relativi all'utilizzo di elementi il calcestruzzo prefabbricati si possono sintetizzare in:

- Elevata velocità di costruzione, dovuta alla quasi totale assenza di getti in opera e quindi minor numero di personale in cantiere;
- Maggiore controllo sulla qualità dei materiali e degli elementi (pilastri, travi, tegoli di copertura, ecc.), in quanto realizzati in stabilimento con procedimenti industrializzati e quindi maggiore durabilità;
- Capacità di coprire, nel caso della precompressione, luci maggiori.

I principali svantaggi sono costituiti da:

- Maggiori oneri per la sicurezza strutturale;
- Utilizzo di macchine particolari;
- Criticità legate alle connessioni;

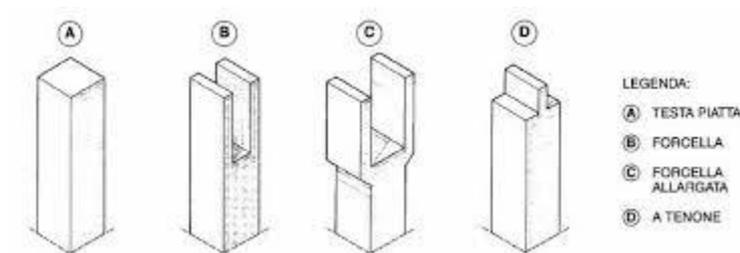


Figura 2.16. Diverse tipologie di pilastri per la connessione con la trave

In Italia gran parte di queste strutture furono costruite prima del 2003, in zone classificate seconda l'allora normativa NC. Le uniche azioni orizzontali sottoposte alla struttura erano rappresentate dall'azione del vento. La mancanza di un'azione sismica nella progettazione ha quindi due effetti negativi riguardo la risposta dinamica di queste strutture:

- In assenza di forze sismiche la trave è semplicemente appoggiata al pilastro a cui trasmette solo una reazione assiale verticale. Durante un sisma se lo spostamento relativo trave-pilastro supera l'impronta del pilastro vi è perdita di appoggio della trave e relativo collasso della struttura.
- Gli stessi pilastri sono dimensionati per il solo sforzo assiale o al più per le azioni flessionali provocate dal vento, non era infatti possibile come non lo è tutt'ora considerare l'attrito tra trave e pilastro nella stabilità della struttura. Anche se la trave fosse ben collegata al pilastro, il taglio generato potrebbe portare quest'ultimo al collasso per raggiungimento della rotazione ultima alla base.

Le stesse carenze di collegamento si hanno poi tra tegolo-trave e tamponamenti-pilastri.

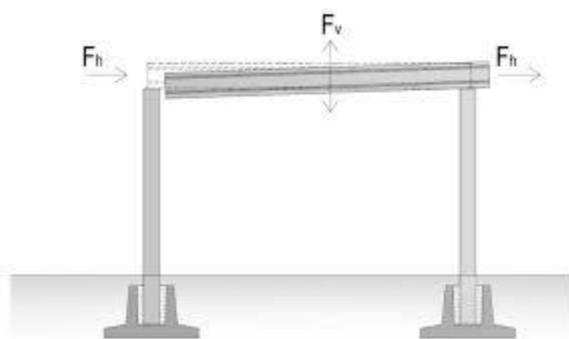


Figura 2.17. Distribuzione delle azioni dinamiche durante il sisma e perdita d'appoggio della trave

## 2.2 L'evoluzione della normativa

La principale causa dei danni strutturali e non strutturali subiti da gran parte delle strutture presente nel territorio risiede nella progettazione. Le zone colpite dal sisma dell'Emilia (2012), appartenenti al centro-nord Italia, erano infatti non classificate dal punto di vista sismico fino al 2003. In questo aspetto risiede la causa della mancata progettazione alle azioni dinamiche della maggior parte delle strutture. In questo quadro si vuole ripercorrere l'evoluzione delle normative riguardanti sia le strutture prefabbricate in calcestruzzo armato sia la normativa sismica.

La prima introduzione della componente sismica nelle normative italiane si ha nei primi del 1900 quando viene emesso il D.L. 1526 del 1916 – *“Quantificazione delle forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio”* a cui viene aggiunta una prima mappatura della pericolosità sismica.

Con la legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 vengono fissate le prime regole riguardanti la progettazione degli edifici in calcestruzzo armato prefabbricato.

Fino al 1974 nessuna prescrizione in ambito sismico entra in normativa, ma solo indicazioni legate al calcolo della risultante orizzontale. Con la legge n. 64 del 2 Febbraio 1974 vengono date le prime indicazioni riguardanti le azioni sismiche orizzontale che vengono tenute in conto tramite due sistemi di forze agenti ortonormali non agenti simultaneamente.

Nel 1975 con il decreto ministeriale del 3 Marzo vengono aggiunte indicazioni e prescrizioni riguardo il calcolo degli spostamenti indotti dal sisma e indicazioni per evitare il martellamento tra edifici. Tali indicazioni mancano di precisazioni leganti i dettagli delle armature e la duttilità richiesta.

Nel 1983 il CNR 10025 recitava: *“La struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali dal calcolo, comunque dirette, peri ad almeno 1.5% dei carichi verticali concomitanti e combinato nel modo più sfavorevole, durante le fasi transitorie, e saranno cumulate con altre eventuali azioni orizzontali esterne”*.

Con il decreto ministeriale del 24 Gennaio 1986 viene concessa la possibilità di progettare strutture in calcestruzzo prefabbricate con collegamento trave-pilastro basato sul solo attrito previo studio specifico caso per caso atto ad evitare problemi di slittamento e relativa perdita d'appoggio.

Il decreto ministeriale del 3 Dicembre del 1987 impone una lunghezza di appoggio minima della trave sul pilastro pari a:

$$l_{\min} = 8cm + \frac{l_{uce}}{300} \quad (2.2.1)$$

In base a tale disposizione, una lunghezza di appoggio di 13 cm sarebbe adeguata per una trave con campata di 15 m. All'interno dello stesso documento vengono inoltre vietate le connessioni per cui il trasferimento di forze orizzontali tra trave e pilastro è basato sul solo attrito per le sole zone classificate come sismiche.

Nel 1996 con il decreto ministeriale del 16 Gennaio vengono colmate le lacune normative riguardanti la duttilità, come l'eccessiva spaziatura tra le staffe nelle zone critiche dei pilastri.

Solo nel 2008 con le Norme Tecniche delle Costruzioni entrano in normativa le specifiche sui dettagli costruttivi.

Ciò che però ha comportato una vera e propria rivoluzione in ambito sismico è l'OPCM 3274 del 20 Marzo 2003, cambia la macrozonazione sismica oltre al metodo di progetto. Prima del 2003 il territorio nazionale era diviso in quattro zone sismiche, di cui la quarta NC rappresentava il territorio non classificato e quindi non soggetto ad azione sismica. Con l'OPCM 3274, le zone rimangono quattro, ma cambiano i valori di accelerazione al suolo e non esiste più una zona non sismica, ciò comporta che qualsiasi struttura progettata dal 2003 debba tenere conto dell'azione sismica. Si riporta in tabella il confronto fra zone sismiche ed accelerazioni al suolo.

Tabella 2.1 - Confronto macrozonazione sismica pre e post 2003

<b>Zone sismiche</b>	<b>ag prima del 2003</b>	<b>ag dal 2003</b>
<b>1</b>	0.1g	0.35g
<b>2</b>	0.07g	0.25g
<b>3</b>	0.04g	0.15g
<b>4 (prima del 2003 NC)</b>	0	0.05g

È importante notare come nessun comune è stato declassificato mentre tra i comuni NC 3429 sono finiti in zona 4, 1621 in zona 3 e 85 in zona 2. La maggior parte delle strutture presenti in questi comuni risultò quindi inadeguata alla relativa zonazione sismica.

Tabella 2.2 - Variazione del numero di comuni nelle diverse zone di pericolosità sismica tra la normativa attuale e quella pre 2003

Numero di comuni passati da				
	1	2	3	4
<b>Da NC a</b>	0	85	1621	3429
<b>Da 3 a</b>	0	88	11	0
<b>Da 2 a</b>	348	2150	0	0
<b>Da 1 a</b>	368	0	0	0

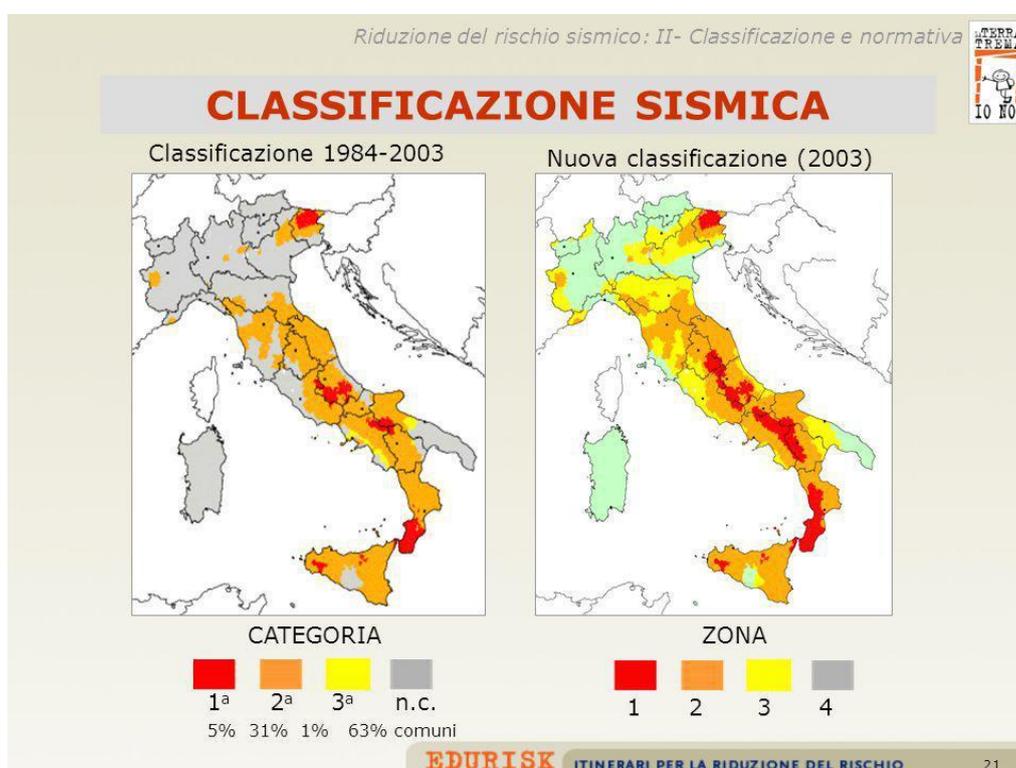


Figura 2.18. Macrozonazione sismica

Attualmente le azioni sismiche di progetto sono funzione della “pericolosità sismica” del sito di costruzione. La pericolosità è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (cat. A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito. Le azioni sismiche si valutano per ciascuna struttura in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per le diverse tipologie costruttive, moltiplicando la vita nominale  $V_n$  per un coefficiente d’uso  $C$  funzione della classe d’uso. La vita nominale  $V_n$  è intesa come il

numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le strutture prefabbricate a destinazione industriale o direzionale si assume:

$$V_N = V_R \cdot C_U = 50\text{anni} \quad (2.2.2)$$

È importante sottolineare che alla fine di questo periodo la struttura non è da demolire, ma non valgono più le ipotesi fatte sui materiali ed è quindi necessario riformularle e ricalcolare la struttura.

Le norme prevedono quattro stati limite:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD);
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Stato limite di Operatività e stato limite di Danno sono chiamati stati limite di esercizio e descrivono il limite per il quale struttura deve mantenere le proprie funzioni. Stato Limite di salvaguardia della Vita e Stato Limite di prevenzione del Collasso sono stati limite ultimi e servono a valutare la resistenza ultima della struttura che in seguito ad un sisma deve garantire: per SLV sicurezza nei confronti delle azioni verticali e un piccolo margine di sicurezza nei confronti delle azioni orizzontali, mentre per SLC, sicurezza ei confronti delle azioni verticali e un'esigua resistenza per le azioni orizzontali.

In funzione del diverso stato limite si definisce la probabilità di superamento  $P_r$  dell'evento nel tempo di ritorno  $V_r$  come riportato in Tabella 2.3.

Tabella 2.3 - Probabilità di superamento e stato limite

Stati limite		$P_r$ , probabilità di superamento nel periodo $V_r$
<b>Esercizio</b>	SLO	81%
	SLD	63%
<b>Ultimi</b>	SLV	10%
	SLC	5%

Risulta quindi evidente come strutture che in passato potessero essere ben progettate dal punto di vista normativo risultino allo stato attuale vulnerabili alle azioni sismiche.

## 2.3 Studi sulle strutture industriali in calcestruzzo armato prefabbricato

I primi studi sperimentali su questa tipologia di struttura provengono da *Fischinger et al. (2008)*. In tale studio viene analizzata la risposta ciclica di una struttura in cui il rapporto tra luce di taglio e larghezza della colonna è superiore a 10 (“shear span” è la distanza tra la sezione di un elemento con momento massimo e la sezione con momento nullo). Tale analisi viene effettuata tramite prova sperimentale su tavola vibrante. Numerose prove sperimentali sul comportamento ciclico di strutture mono-piano erano già state effettuate, ma tutte si concentravano su strutture nelle quali lo “shear span ratio” si estendeva fino ad un valore limite pari a 6. Il modello studiato in tale articolo viene riportato in Figura 2.19.

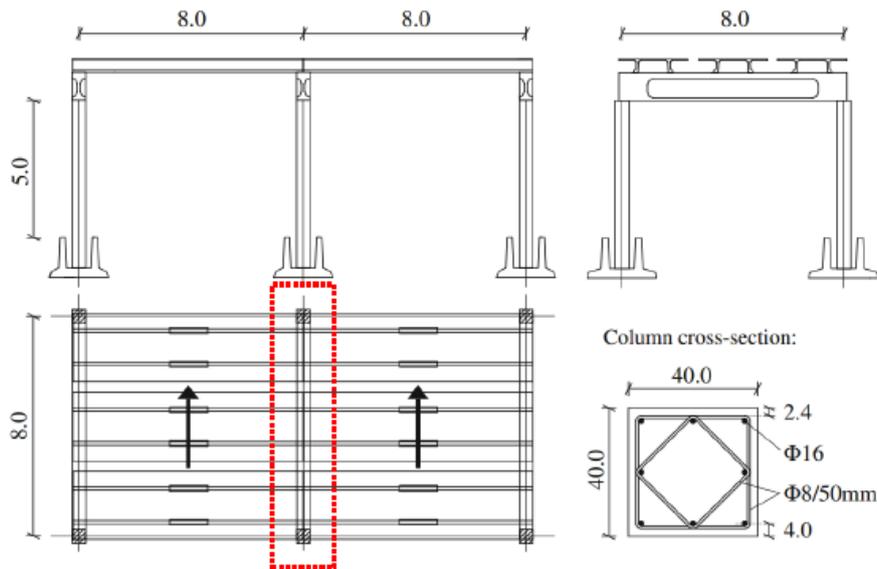


Figura 2.19. Modello utilizzato per prova sperimentale da Fischinger et al. (2008)

Tale struttura viene sottoposta ad azione ciclica tramite prova su piastra vibrante ed i risultati ottenuti vengono poi comparati con varie soluzioni analitiche presenti in letteratura riguardanti il calcolo della rotazione a snervamento e della rotazione ultima.

La modellazione prevede incastri alla base e cerniere di collegamento tra travi e pilastri. Dallo schema deformativo seguente la prova su piastra vibrante risulta evidente come tale modellazione sia appropriata.



Figura 2.20. Fischinger et al. (2008) struttura al termine del test ciclico

Da tale prova si sono ottenuti i valori della rotazione a snervamento, a rottura e di picco, dove con rotazione si intende il rapporto tra lo spostamento in testa al pilastro e l'altezza del pilastro. Mentre snervamento e picco sono evidenti dall'andamento del "drift", la rottura è in realtà convenzionalmente fissata ad una riduzione della resistenza di picco del 20%. Lo spostamento in testa al pilastro e quindi la rotazione sono funzione di tre fenomeni differenti quali: deformazione flessionale, deformazione a taglio e slittamento delle armature. Nella letteratura si trovano diverse formule per calcolare il "drift" a snervamento, picco e rottura in funzione dei parametri meccanici e geometrici dei pilastri. Tali formule però non sempre danno buoni risultati per strutture snelle come quelle analizzate in questo studio. In queste strutture infatti la componente di spostamento dovuta alla deformabilità flessionale prevale di molto sulle altre due e questo fa sì che le formule di base empirica risultino leggermente sbilanciate.

Dai risultati ottenuti da *Fischinger et al. (2008)* si osserva che la rotazione a snervamento può essere calcolata tramite la formula di *Fardis et al. (Panagiotis e Fardis, 2001 e Fardis e Biskins 2003)*, tale formulazione restituisce risultati più vicini alla prova sperimentale:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.00275 + a_{sl} \frac{\varepsilon_y}{(d-d')} \frac{0.2d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.3.1)$$

Dove  $\phi_y$  rappresenta la curvatura a snervamento,  $L_s$  è la luce di taglio, il terzo termine dipende dallo scorrimento delle armature con  $a_{sl}$  che ha valore unitario in caso di scorrimento e nullo in assenza di scorrimento.  $\varepsilon_y$  rappresenta la deformazione a snervamento dell'acciaio, al denominatore si trova la distanza fra l'armatura tesa e compressa.  $f_y$  e  $f'_c$  sono le tensioni caratteristiche a snervamento dell'acciaio e a compressione del calcestruzzo.

In alternativa è possibile utilizzare la formula (valida per i soli pilastri) dell'EC2 (§8.7.2.1a), nella quale in funzione della luce di taglio il termine predominante diventa la componente flessionale in accordo con i risultati sperimentali:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.002 \cdot (1 - 0.125 \frac{L_s}{h}) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.3.2)$$

La rotazione ultima non viene invece ben stimata dalla formula di Fardis, in quanto troppo dipendente dalla luce di taglio  $L_s$  ed ottenuta tramite uno studio che coinvolgeva “shear span ratio” massimi pari a 6.5. Nel seguito per il calcolo della rotazione ultima verrà utilizzata la formula dell'EC2 §C8A.6.5:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_s} \right) \right) \quad (2.3.3)$$

In cui  $\phi_u$  e  $\phi_y$  rappresentano la curvatura ultima e la curvatura a snervamento.  $L_s$  è la luce di taglio dell'elemento.  $L_{pl}$  è la lunghezza della cerniera plastica stimata con la formula dell'EC2 (§C8A.6.6):

$$L_{pl} = 0.1 L_s + 0.17 h_c + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.3.4)$$

Dove  $h_c$  è l'altezza della sezione e  $d_{bL}$  è il diametro delle barre longitudinali.

In *Magliulo et al. (2011)* viene valutato il valore del coefficiente d'attrito per connessioni tra trave e pilastro nei quali gli elementi sono separati da una superficie in neoprene. L'esito di tale studio è che nella valutazione sismica di un'opera con questo tipo di connessione il coefficiente d'attrito neoprene-calcestruzzo è stimabile entro l'intervallo 0.09-0.13.

*ReLuis (2012)* pubblica in seguito al sisma dell'Emilia (2012) una serie di linee guida per il ripristino e per migliorare le prestazioni dinamiche delle strutture danneggiate dall'azione sismica. Vengono riportate le diverse tipologie di danneggiamento tra cui le principali, riguardanti gli elementi primari, costituite dalla perdita di appoggio della travata rispetto al pilastro e dal raggiungimento della rotazione ultima alla base. Tra gli elementi secondari vi sono altre tipologie di danno, riguardanti la perdita d'appoggio dei tegoli di copertura rispetto alla trave e la rottura in piano, per mancanza di duttilità, e fuori piano, per mancanza di connessioni adeguate, dei tamponamenti. Vengono inoltre passati in rassegna i collassi locali come la perdita di stabilità delle scaffalature. Tra gli interventi di ripristino consigliati si pone maggiore attenzione sul ripristino o la creazione di un collegamento meccanico tra trave e pilastro. Viene fortemente consigliato di non cambiare lo schema statico, il che si traduce nel formare una connessione a cerniera tra trave e pilastro. La formazione di un eventuale vincolo alla rotazione cambierebbe lo schema

statico, abbassando il periodo della struttura e provocando sollecitazioni sismiche maggiori per le quali i pilastri non sono progettati. La formazione di una cerniera rotazionale, bloccando lo spostamento relativo fra trave e pilastro, porta comunque ad un incremento del taglio trasferito alle colonne durante il sisma, per tale motivo si rende obbligatoria la verifica sismica e il rafforzamento in caso di eventuali vulnerabilità a tale azione dei pilastri. In strutture in cui lo spostamento relativo tra trave e pilastro è meno significativo vengono consentiti dispositivi atti ad aumentare lo spostamento relativo limite, consentendo il mantenimento dello schema statico iniziale e sfruttando l'effetto isolante della connessione attritiva.

In *Magliulo et al. (2014)* vengono indagate le principali perdite di stabilità precedentemente riportate.



Figura 2.21. Magliulo et al. (2014) Perdita d'appoggio della trave principale (1)



Figura 2.22. Magliulo et al. (2014). Perdita d'appoggio della trave principale (2)

Tra le cause di tali danni se ne distinguono principalmente due, la mancata progettazione di queste strutture per resistere alle azioni dinamiche, in quanto tale zona non era considerata sismica dalle norme fino al 2003 e la rarità dell'evento sismico. Tramite le

analisi viene poi confermato che la perdita di appoggio risulta più frequente nelle strutture nella quali tra trave e pilastro è inserita una membrana in neoprene, in quanto il coefficiente d'attrito neoprene-calcestruzzo risulta minore del coefficiente d'attrito tra calcestruzzo e calcestruzzo.

*Belleri et al. (2014)* analizza i principali meccanismi di collasso. Tra le debolezze della tipologia strutturale oggetto di studio vengono considerate tutte le connessioni, tra cui la connessione trave-pilastro, la connessione tamponamenti-pilastri e tegoli trave. Seppur i casi in cui il collasso principale è rappresentato dalla perdita d'appoggio siano i più frequenti, altri casi sono passati in rassegna. Tra questi vi è per esempio la perdita d'appoggio dei tegoli di copertura rispetto alla trave per l'inadeguatezza delle connessioni, la perdita di stabilità dei tamponamenti fuori piano e nel piano dovuta a carenze nelle connessioni e nell'incapacità di sopportare gli spostamenti dei pilastri (mancanza di duttilità). Vengono inoltre riportati danni dovuti alla rotazione rigida del plinto alla base del pilastro con effetto la perdita di verticalità del pilastro, lo stato limite dei pilastri per il raggiungimento di una rotazione eccessiva alla base e la rottura dei pilastri per salto di rigidità e eccessiva azione tagliante per effetto dell'elevata rigidità dei tamponamenti.



Figura 2.23. Belleri et al. (2014). Perdita di stabilità fuori piano dei tamponamenti



Figura 2.24. Belleri et al. (2014). Perdita di verticalità del pilastro



Figura 2.25. Belleri et al. (2014). Rotazione rigida del plinto alla base del pilastro

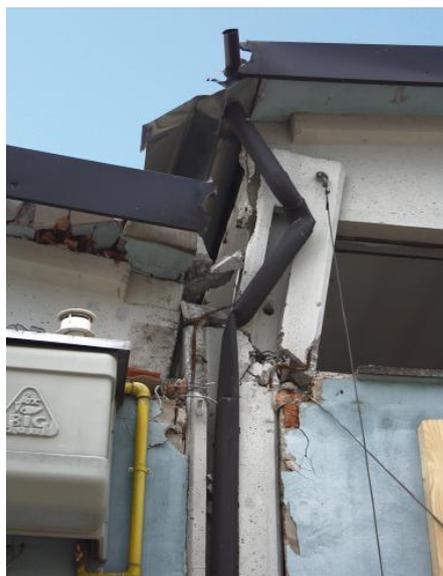


Figura 2.26. Belleri et al. (2014). Rottura del pilastro per salto di rigidezza dovuto al tamponamento

*Ercolino et al. (2015)* tramite una struttura modellata con OpenSees (McKenna 2002) compara la risposta della struttura al solo sisma orizzontale e all'azione combinata di sisma verticale e sisma orizzontale. I risultati evidenziano come la componente verticale possa essere dominante riguardo il collasso per perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro.

In *Demartino et al. (2017)* viene analizzata la risposta di una struttura industriale in calcestruzzo armato prefabbricata tramite un modello in OpenSees (McKenna 2002) tenente conto della connessione attritiva. Tale articolo evidenzia l'influenza della risposta di tali strutture rispetto alla distanza epicentrale, si nota infatti come rispetto agli spettri di progetto del sisma verticale, gli spettri relativi ai due eventi sismici principali abbiano, per strutture con basso periodo verticale, picchi notevolmente superiori allo spettro di risposta di progetto. Vengono poi analizzati due modelli con differente armatura longitudinale. I risultati evidenziano che per modelli molto rigidi si ha una prevalenza di collasso per spostamento relativo della trave rispetto al pilastro, mentre per modelli con armatura longitudinale ridotta si ha in prevalenza il collasso per spostamento in testa. Viene comunque sottolineata la dipendenza della risposta strutturale dal periodo naturale della struttura rispetto sia al sisma verticale che al sisma orizzontale.

*Di Trapani et al. (2018)* ha come obiettivo la creazione di un abaco che restituisca il meccanismo di collasso prevalente in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche della struttura. I meccanismi di collasso presi in considerazione sono il raggiungimento della rotazione ultima alla base del pilastro e la perdita di appoggio della trave rispetto al pilastro. Viene definito un indice  $r_j$  come rapporto tra la massima forza attritiva disponibile e la massima forza di taglio applicabile in testa al pilastro fino alla formazione di una cerniera plastica alla base. Si ha quindi la massima forza d'attrito disponibile, prodotto tra il coefficiente d'attrito ed il peso gravante sui pilastri, tale valore è funzione della superficie all'interfaccia tra trave e pilastro e dei carichi agenti sulla struttura.

$$R_{j,F} = \mu \cdot W \quad (2.3.5)$$

Si ha poi la massima azione tagliante in testa al pilastro definita come il rapporto tra la somma dei momenti di plasticizzazione dei pilastri alla base, funzione della sezione alla base del pilastro e quindi dell'armatura longitudinale e della lunghezza dell'elemento che per questa tipologia strutturale coincide con la luce di taglio:

$$R_{j,h} = \frac{2M_p}{h} \quad (2.3.6)$$

Si avrà quindi:

$$r_j = \frac{R_{j,f}}{R_{j,h}} = \frac{\mu W}{\frac{2M_p}{h}} = \frac{\mu Wh}{2M_p} \quad (2.3.7)$$

Tale indice sarà superiore all'unità quando la forza d'attrito disponibile sarà maggiore del taglio massimo in testa al pilastro (per coefficienti d'attrito elevati) e minore dell'unità quando la forza d'attrito sarà bassa o il momento di plasticizzazione del pilastro alla base sarà elevato. Vengono quindi analizzate diverse strutture variando la geometria e quindi l'indice  $r_j$ , il risultato è che per valori dell'indice superiore all'unità il collasso prevalente è per raggiungimento dello stato limite per rotazione ultima alla base del pilastro mentre per valori dell'indice  $r_j$  minore dell'unità il collasso prevalente sarà relativo alla perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro. Vengono quindi forniti due abachi tramite i quali in funzione del periodo naturale in direzione orizzontale della struttura e dell'indice  $r_j$  è possibile ottenere lo spostamento relativo tra trave e pilastro medio e lo spostamento in testa al pilastro medio. Tali analisi però sono frutto di un modello non tenente conto del sisma verticale. Per tale motivo l'autore ha proposto una correzione all'indice  $r_j$  che consenta l'utilizzo degli stessi abachi:

$$r_j = \frac{R_{j,f}}{R_{j,c}} = \frac{\mu \cdot m \cdot (g - S_{a,v}(T_{1,v}))}{\frac{2M_p}{h}} = \frac{\mu m h \cdot (g - S_{a,v}(T_{1,v}))}{2M_p} \quad (2.3.8)$$

Questa equazione tiene conto dell'influenza del sisma verticale andando a ridurre il peso della trave e quindi la forza d'attrito riducendo l'accelerazione di gravità di  $S_{a,v}(T_{1,v})$ . Risulta quindi evidente come il sisma verticale abbia effetti in funzione del periodo verticale della struttura, il quale, data l'elevata rigidità assiale dei pilastri, coincide con il periodo verticale della trave considerata come trave appoggio-appoggio. Si ritiene quindi che per strutture con travi flessibili l'influenza del sisma verticale possa essere irrisoria (indice  $r_j$  pressoché invariato) mentre per travi rigide diventi dominante nella risposta della struttura con conseguenza la prevalenza di stato limite per perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro (diminuzione significativa dell'indice  $r_j$ ).



# Capitolo 3

---

## 3 Analisi dinamica non lineare

Durante un'analisi dinamica non lineare la risposta della struttura è calcolata integrando direttamente l'equazione non lineare del moto del sistema ad ogni istante.

Il modello costitutivo del materiale rappresenterà il comportamento non lineare della struttura e dovrà essere giustificato anche in relazione alla corretta valutazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Il primo passo è quindi la definizione del modello tridimensionale della struttura, definizione delle masse sottoposte all'azione sismica e definizione dello smorzamento della struttura.

In assenza di smorzamento il sistema di equazioni ha questa forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}_t(\mathbf{u})\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.1.1)$$

Dove:

- $\mathbf{M}$  è la matrice delle masse, ordinate secondo l'ordine dei nodi e dei gradi di libertà della struttura
- $\mathbf{K}_t(\mathbf{u}(t))$  è la matrice di rigidezza della struttura, la quale in un'analisi non lineare è funzione del legame costitutivo e quindi dello spostamento
- $\mathbf{u}(t)$  e  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$  sono rispettivamente il vettore di spostamento ed accelerazione funzione del tempo.
- $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$  è la forzante sismica e rappresenta l'accelerazione del suolo

L'accelerazione al suolo è espressa tramite un vettore, infatti in alcuni casi come ponti di grandi luce nello stesso istante non tutti gli elementi (le pile) sono sempre sottoposti alla stessa accelerazione. Nel caso di strutture di dimensioni contenute, allora l'accelerazione sarà la stessa per ogni elemento ed utilizzando il vettore operativo unitario si può scrivere:

$$\ddot{\mathbf{u}}_g(t) = \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.1.2)$$

E quindi:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}_t(\mathbf{u})\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.1.3)$$

Ad ogni istante  $t$  verrà quindi integrato e risolto questo sistema di equazioni differenziali di dimensione pari al numero di gradi di libertà della struttura. Nel fare questa operazione si ipotizza che la massa rimanga sempre costante.

Nella definizione del modello è importante impostare il legame costitutivo non lineare dei materiali (tramite modelli a fibre, plasticità diffusa) o delle caratteristiche delle cerniere plastiche (diagramma momento-curvatura, plasticità concentrata). La modellazione delle non linearità del materiale verrà affrontata in seguito nel paragrafo 3.2.

L'ultimo input che resta da definire è l'accelerogramma, il quale rappresenta l'eccitazione del suolo durante il sisma. Per integrare l'accelerogramma ed eseguire l'analisi dinamica al passo si utilizza il metodo di Newmark. Integrando l'accelerogramma viene definito l'input sismico istante per istante in funzione del passo  $\Delta t$  di integrazione fissato. Si ottengono per ogni istante  $t$  gli spostamenti tramite i quali si possono ricavare le sollecitazioni. Minore sarà il passo di integrazione e maggiore sarà la precisione dell'analisi.

Del metodo di Newmark esistono due tipologie:

- Metodo di Newmark con media delle accelerazioni ( $\gamma=0.5$  e  $\beta=0.25$ )
- Metodo di Newmark con accelerazioni lineari ( $\gamma=0.5$  e  $\beta=1/6$ )

La differenza tra le due tipologie sta nella discretizzazione dell'accelerogramma, nel primo caso fissato un intervallo  $\Delta t$  viene calcolata l'accelerazione media sull'intervallo, mentre nel secondo caso l'accelerogramma è discretizzato linearmente su  $\Delta t$ . Utilizzando il metodo con media delle accelerazioni si ha un sistema sempre stabile per qualsiasi  $\Delta t$  scelto, ma una precisione minore. Il metodo Newmark con accelerazioni lineari ha invece dei limiti di grandezza per  $\Delta t$  per i quali il sistema diventa instabile. Le soluzioni fornite da questo secondo metodo sono però più precise. In letteratura è consigliato di non utilizzare mai un  $\Delta t$  superiore alla metà del tempo di campionamento.

La norma prevede l'utilizzo di tre terne (nelle tre direzioni) di accelerogrammi e in questo caso, l'utilizzo dei valori massimi delle varie grandezze ai fini di verifica. In alternativa vi è la possibilità di utilizzare sette terne di accelerogrammi e di verificare ogni grandezza con riferimento al valore medio.

Per ottenere gli accelerogrammi ci sono tre vie:

- Si individuano delle registrazioni, anche di altri siti, che hanno caratteristiche tipologiche simili al sito in esame, le quali vengono scalate rispetto alla sismicità di riferimento.
- Accelerogrammi simulati, si descrive come l'onda si trasforma dal suolo alla superficie in funzione delle caratteristiche del terreno.
- Accelerogrammi artificiali, sono ricavati partendo dallo spettro di progetto, verificando la sovrapposibilità con esso. In tale caso vengono detti spettro-compatibili.

Gli accelerogrammi selezionati devono poi essere scalati. Esistono vari metodi di scalatura. In questa tesi viene proposto il metodo di scalatura rispetto all'ordinata spettrale di progetto. Per tale metodo si individua il periodo naturale della struttura riferito alla direzione dominante, generalmente una delle due direzioni nel piano.

$$T_{1,h} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{m}}} \quad (3.1.4)$$

Individuato il periodo naturale della struttura si ricava l'ordinata spettrale riferita a tale periodo dallo spettro di risposta di progetto del sito della struttura analizzata:

$$S_d(T_{1,h}) \quad (3.1.5)$$

Calcolata l'ordinata spettrale di progetto si calcolano gli spettri di risposta di ogni accelerogramma e per ognuno si ricava l'ordinata spettrale relativa al periodo naturale della struttura. Si ha quindi l'ordinata spettrale dell'accelerogramma  $i$ -esimo rispetto al periodo fondamentale della struttura:

$$S_i(T_{1,h}) \quad (3.1.6)$$

Si riporta in Figura 3.1 un esempio degli spettri di risposta di un set di ventidue accelerogrammi.

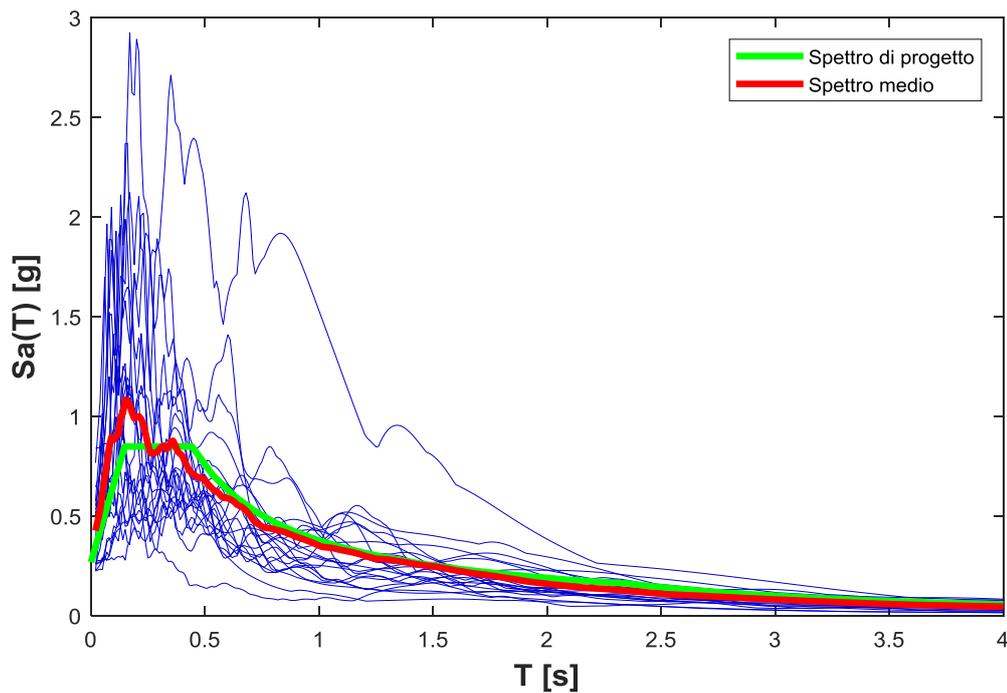


Figura 3.1. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali non scalati

Infine si calcolano i fattori di scala per ogni accelerogramma:

$$f_{s,i} = \frac{S_d(T_{1,h})}{S_i(T_{1,h})} \quad (3.1.7)$$

Moltiplicando l'accelerogramma  $i$ -esimo per il fattore di scala  $i$ -esimo si ottiene la scalatura degli accelerogrammi. Una volta scalati, se si ricalcolano gli spettri degli accelerogrammi questi dovrebbero passare tutti per l'ordinata spettrale di progetto in corrispondenza del periodo naturale della struttura come riportato a titolo d'esempio nella Figura 3.2.

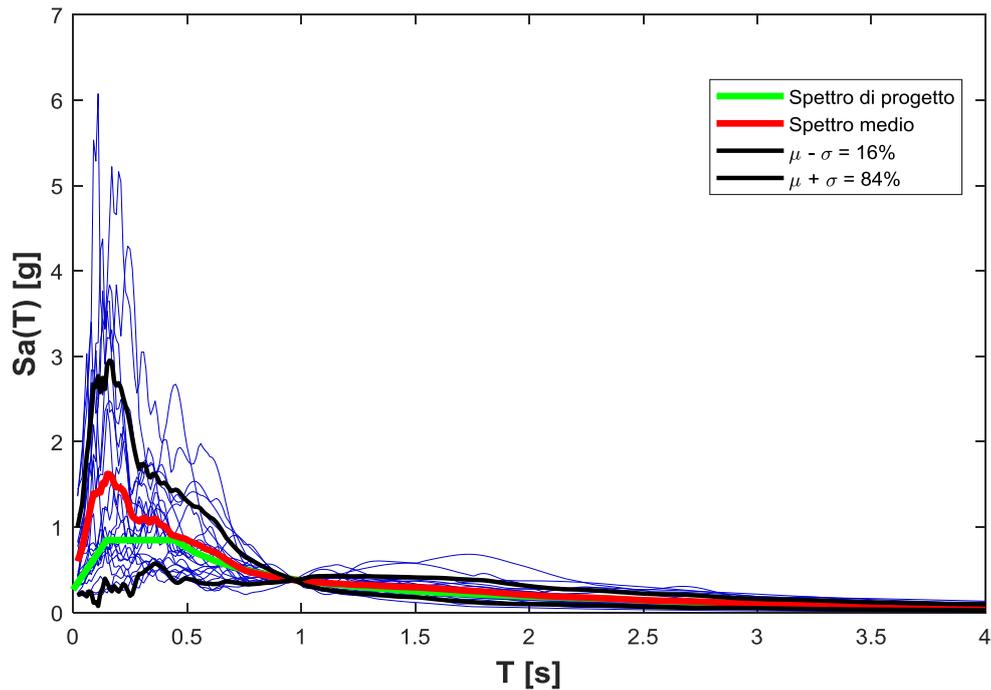


Figura 3.2. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali scalati

### 3.1 Analisi non lineari

La formulazione del metodo degli elementi finiti si basa su una considerazione energetica definita dalla condizione di stazionarietà dell'energia potenziale totale.

$$\Pi(\sigma, \varepsilon) = -\Psi(\sigma) + \sigma \varepsilon(u) - q u - \sigma \bar{\varepsilon} = \text{stazionaria} \quad (3.1.8)$$

Dove:

- $\Pi(\sigma, u)$  è l'energia potenziale totale, con  $u$  e  $\sigma$ , rispettivamente campo degli spostamenti e campo tensionali che rappresentano le variabili del problema
- $\Psi(\sigma)$  è l'energia complementare associata allo stato tensionale  $\sigma$
- $\varepsilon(u)$  è il campo deformativo associato al campo di spostamenti  $u$
- $q$  e  $\bar{\varepsilon}$  sono rispettivamente carichi esterni e distorsioni impresse e sono termini noti

Supponendo di approssimare il dominio fisico e continuo con un assemblaggio di un numero finito di elementi di dimensioni finite tra loro connessi tramite nodi, il problema viene discretizzato, diventando dipendente da un numero finito di variabili concentrate nei nodi tramite le quali il campo degli spostamenti viene approssimato all'interno del dominio di ciascun elemento finito attraverso funzioni di forma, solitamente polinomiali.

In questo modo l'energia potenziale totale può essere espressa in forma matriciale:

$$\Pi(\sigma, \varepsilon) = -\Psi(\sigma) + \sigma^T \varepsilon(u) - q^T u - \sigma^T \bar{\varepsilon} = \text{stazionaria} \quad (3.1.9)$$

Se il problema è lineare, cioè se si è in campo elastico lineare allora:

$$\sigma = D \varepsilon \quad (3.1.10)$$

e

$$\varepsilon = \partial N u = B u \quad (3.1.11)$$

E quindi:

$$\sigma = D B u \quad (3.1.12)$$

Dove  $D$  è chiamata matrice dell'elasticità,  $H$  è la matrice inversa di  $D$  che essendo ortogonale coincide con la trasposta,  $N$  matrice delle funzioni di forma,  $B$  matrice delle derivate delle funzioni di forma e  $\partial$  è la matrice di derivazione legata alla compatibilità deformazioni-spostamenti.

Sostituendo nell'equazione di ottiene:

$$\Pi(\sigma, u) = -\frac{1}{2} \sigma^T H \sigma + \sigma^T B u - q^T u - \sigma^T \bar{\varepsilon} = \text{stazionaria} \quad (3.1.13)$$

Sostituendo  $\boldsymbol{\sigma}$  :

$$\prod(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{u}) = -\frac{1}{2} \boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{u} - \mathbf{q}^T \mathbf{u} - \boldsymbol{\sigma}^T \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} = \quad (3.1.14)$$

$$= -\frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{u} + \mathbf{u}^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{u} - \mathbf{q}^T \mathbf{u} - \boldsymbol{\sigma}^T \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} = \quad (3.1.15)$$

$$\prod(\mathbf{u}) = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K} \mathbf{u} - \mathbf{p}^T \mathbf{u} = \text{stazionaria} \quad (3.1.16)$$

Dove  $\mathbf{K}$  è la matrice di rigidezza ed in  $\mathbf{p}$  sono stati condensati carichi esterni e deformazioni impresse.

Imponendo la stazionarietà, ricordando che le incognite del sistema sono gli spostamenti nodali, si ottiene l'equazione:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (3.1.17)$$

Essendo in campo elastico lineare  $\mathbf{K}$  rimarrà costante per qualsiasi  $\mathbf{u}$ . Quando l'analisi è non lineare l'equazione diventa:

$$\mathbf{K}_t(\mathbf{u}) \mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (3.1.18)$$

Dove con  $\mathbf{K}_t(\mathbf{u})$  si intende la matrice di rigidezza tangente funzione del campo di spostamenti  $\mathbf{u}$ . Ciò significa che in un'analisi dinamica non lineare, in cui l'azione sulla struttura dipende dall'andamento dell'accelerogramma, sarà necessario ridefinire la matrice di rigidezza ad ogni step di carico dato che il campo di spostamenti varierà passo a passo con la conseguente perdita di valenza del principio di sovrapposizione degli effetti.

Essendo la matrice di rigidezza funzione di  $\mathbf{u}$ , incognita, il sistema ha soluzione iterativa ad ogni step. Si illustra per semplicità il sistema d'iterazione alla Newton. Chiamando  $\mathbf{s}(\mathbf{u}_i)$  la risposta statica della struttura all'iterazione  $i$ , si definisce il residuo  $i$ -esimo:

$$\mathbf{r}_i = \mathbf{s}(\mathbf{u}_i) - \mathbf{p} \quad (3.1.19)$$

Con

$$\mathbf{s}(\mathbf{u}_i) = \mathbf{K}_t(\mathbf{u}_{i-1}) \mathbf{u}_i \quad (3.1.20)$$

La risposta statica all'iterazione  $(i+1)$  sarà allora:

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \tilde{\mathbf{K}}_t(\mathbf{u}_i)^{-1} \mathbf{r}_i \quad (3.1.21)$$

L'iterazione continua fino a quando il residuo  $i$ -esimo è minore della tolleranza fissata oppure, l'analisi fallisce quando al massimo numero di iterazioni fissate, il residuo è ancora superiore al limite di tolleranza.

Lo schema prevede quindi un aggiornamento di  $\mathbf{K}_t(\mathbf{u})$  ad ogni iterazione e questa è l'operazione più onerosa di ogni ciclo iterativo. Per superare questo problema è stato introdotto l'algoritmo di Newton modificato in cui la matrice di rigidezza rimane costante (uguale alla prima iterazione) per l'intero ciclo di iterazioni:

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i - \tilde{\mathbf{K}}_t(\mathbf{u}_1)^{-1} \mathbf{r}_i \quad (3.1.22)$$

La convergenza del sistema di iterazione modificata è assicurata se vale la condizione:

$$0 < \tilde{\mathbf{K}}_t(\mathbf{u}_i) < 2\tilde{\mathbf{K}}_t(\mathbf{u}_1) \quad (3.1.23)$$

Se si osserva l'andamento delle tangenti, quindi di  $\tilde{\mathbf{K}}_t(\mathbf{u}_i)$ , mostrato in figura, si nota che l'algoritmo modificato non converge quando la tangente diventa negativa e si ha quindi instabilità e quando la rigidezza alla prima iterazione viene sottostimata.

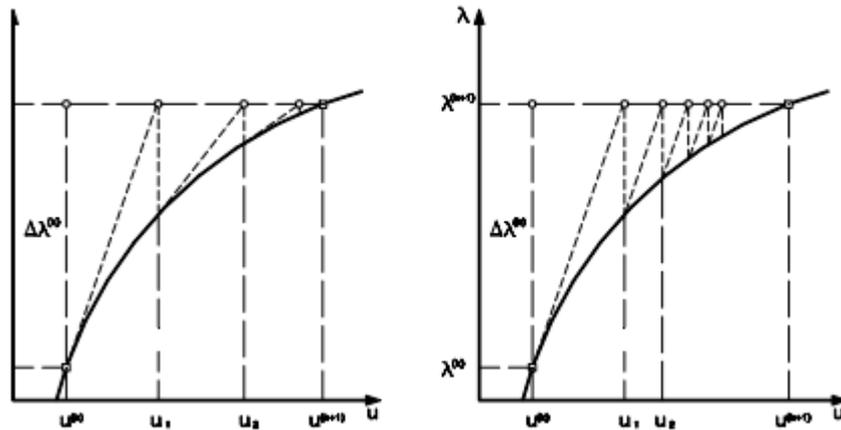


Figura 3.3. Andamento tipico del modulo tangente al variare dello spostamento  $u$  per l'algoritmo di Newton e di Newton modificato

### 3.2 Elementi a fibre

Le analisi non lineari sono caratterizzate da due non linearità, la prima, non linearità geometrica, legata alla deformazione della struttura e quindi fuori dall'ipotesi di piccoli spostamenti con il conseguente spostamento dei punti di applicazione di carichi ed azioni rispetto alla configurazione indeformata, la seconda, non linearità meccanica, legata alla plasticità e quindi al legame costitutivo dei materiali che compongono una certa sezione e quindi un certo elemento. Per tenere conto della non linearità geometrica viene utilizzato il metodo P-Delta. Per tenere conto della plasticizzazione di un elemento ci sono due soluzioni principali, plasticità concentrata e plasticità diffusa.

Nel caso di plasticità concentrata, la plasticità viene considerata in una sola sezione, in cui viene inserita una cerniera plastica ed una molla con rigidezza rotazionale pari al momento di plasticizzazione. Il resto dell'elemento rimane in campo elastico lineare. Il problema di questo approccio è che presuppone di sapere a priori dove si formerà la cerniera plastica. Se per strutture semplici non si hanno difficoltà, per strutture più complesse l'individuazione delle sezioni in cui si formerà la cerniera è molto difficile. Un'altra complicazione è rappresentata dal diagramma momento-curvatura in presenza di sforzo assiale e tenente conto del degrado per azioni cicliche, il quale deve essere assegnato alla sezione in cui si inserisce una cerniera plastica. Non di importanza inferiore è la stima della rotazione finale, la quale stimata in partenza può portare a rotazioni irreali. Per superare questo problema si può ricorrere alla plasticità diffusa che può essere di tre tipologie: cerniere di lunghezza finita, le quali individuano una zona in cui avverrà la plasticizzazione, elementi a fibre ed elementi finiti 3D. Nella Figura 3.4 seguente si riportano i diversi modelli per la plasticità.

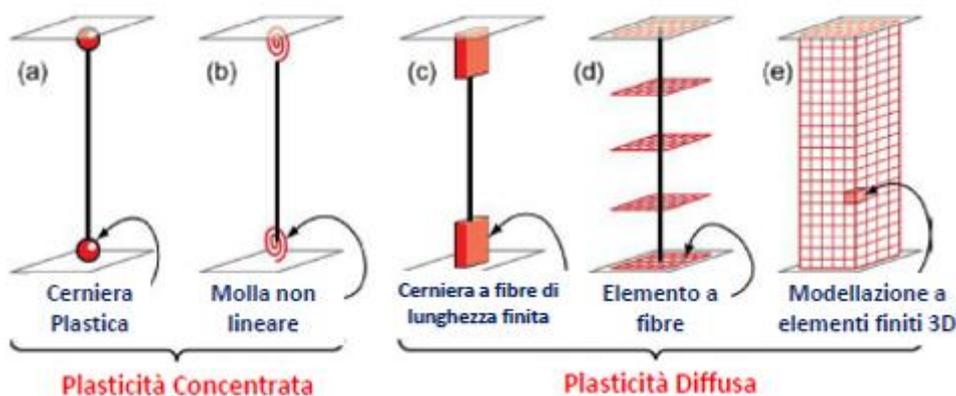


Figura 3.4. Tipologie di modellazione della plasticità

Gli elementi a fibre, sono elementi in cui le sezioni trasversali vengono discretizzate in fibre rettangolari uniassiali rispetto allo sviluppo dell'elemento. Ad ognuna di queste fibre

viene assegnato un legame costitutivo che permette di distinguere nel caso di una sezione in calcestruzzo armato, il calcestruzzo confinato dalle staffe e quello non confinato del copriferro e le armature. L'elemento viene suddiviso in sezioni di controllo. Questo tipo di elemento consente di superare tutti i problemi legati alla plasticità concentrata, ma prevede ovviamente maggiore onere computazionale. Va comunque sottolineato che tramite elementi a fibre è possibile descrivere solo il comportamento deformativo flessionale e non altri comportamenti come le deformazioni da taglio e lo scorrimento delle armature. Si riporta nella Figura 3.5 seguente la scomposizione di una sezione in calcestruzzo armato per elementi a fibre.

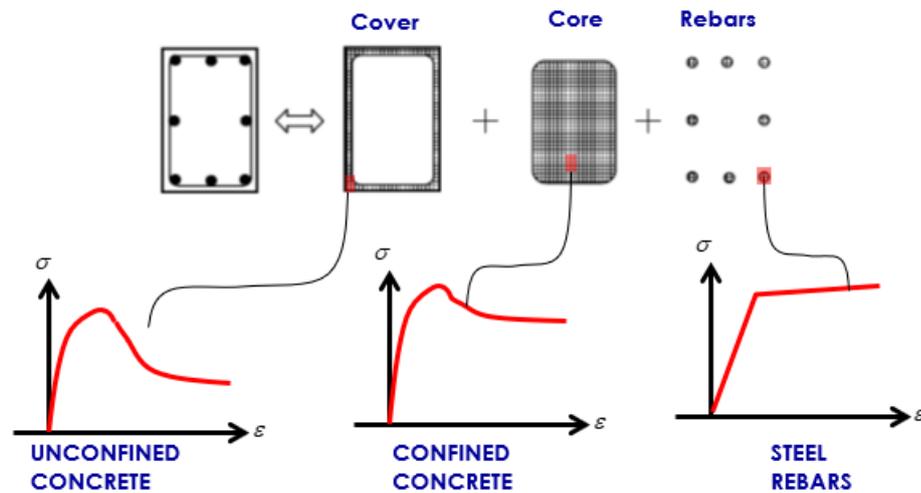


Figura 3.5. Scomposizione di una sezione in calcestruzzo armato modellata con elementi a fibre

Gli elementi a fibre si dividono poi in due tipologie: DBE, displacement based elements e FBE, force based elements.

Nei DBE, come negli elementi finiti, si ricava il campo degli spostamenti approssimato nelle sezioni di controllo tramite il PVD (“principle of virtual displacements”), in seguito da esso si ricava il campo deformativo e lo si interpola su tutto l’elemento.

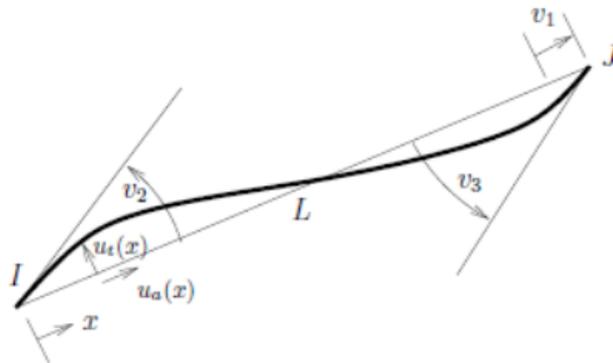


Figura 3.6. Elemento DBE, riferimento locale e spostamenti nodali

Per elementi bidimensionali si hanno tre gradi di libertà, si riportano i campi di spostamenti  $u_t(x)$ , spostamento trasversale (verticale, rispetto al riferimento locale) e  $u_a(x)$  spostamento assiale (rispetto al riferimento locale). Essi vengono espressi in funzione della rotazione del nodo I,  $v_2$  e di rotazione e spostamento assiale del nodo J, rispettivamente  $v_3$  e  $v_1$ . Il campo di spostamenti assiali  $u_a(x)$  è ovviamente indipendente dal campo flessionale (essendo l'elemento rettilineo).

$$\begin{bmatrix} u_a(x) \\ u_t(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi & 0 & 0 \\ 0 & (\xi^3 - 2\xi^2 + \xi) & (\xi^3 - \xi^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix}$$

Essendo  $\xi = \frac{x}{l}$ , ed essendo la deformazione assiale la derivata prima di  $u_a(x)$  e la curvatura la derivata seconda di  $u_t(x)$ , lungo l'elemento si avranno deformazioni assiali costanti e curvatura lineare. Per ottenere risultati molto precisi sarà quindi necessario raffinare la mesh. Interpolato il campo delle deformazioni si utilizza il PVD per garantire l'equilibrio.

Nel caso di elementi FBE si ha la soluzione esatta dell'equilibrio tra sollecitazioni e reazioni ai nodi, il quale non era verificato nei DBE. Tramite l'interpolazione delle risultanti ai nodi si ricavano le sollecitazioni utilizzando le equazioni d'equilibrio. Lo sforzo assiale è costante sull'elemento mentre il momento varia linearmente.

$$\begin{bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -(1 - \frac{x}{l}) & x/l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Ni \\ Mi \\ Mj \end{bmatrix}$$

In questo caso, essendo l'interpolazione sollecitazioni-forze nodali garantita dall'equilibrio, si utilizza il PVF ("principle of virtual forces") per garantire la compatibilità tra spostamenti ai nodi e deformazioni nelle sezioni.

Gli elementi FBE restituiscono risultati migliori rispetto ai DBE, generalmente pilastri e travi possono essere modellati con un unico elemento FBE (con cinque punti di integrazione), mentre per ottenere la stessa precisione rispetto alla soluzione teorica si necessita di almeno quattro elementi DBE (con 3 punti di integrazione ciascuno). L'utilizzo di FBE comporta quindi una modellazione molto più rapida come si può vedere nella Figura 3.7.

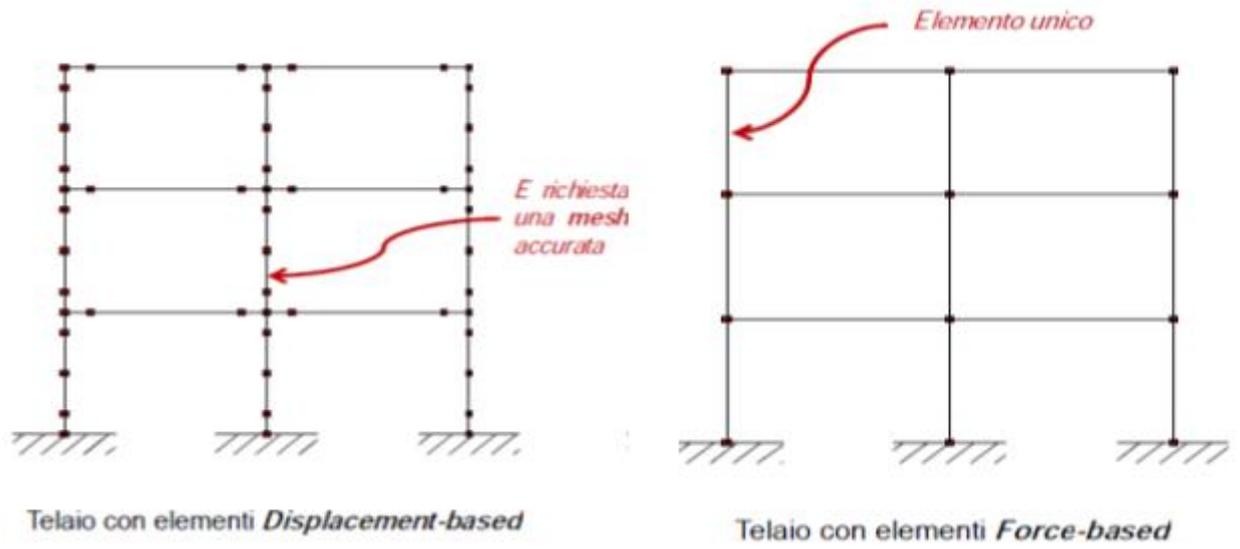


Figura 3.7. Confronto tra la modellazione di una struttura con elementi DBE e FBE

### 3.3 IDA: Analisi Dinamica Incrementale

L'analisi dinamica incrementale anche chiamata analisi pushover dinamica è un'analisi parametrica utilizzata negli ultimi anni per indagare più profondamente la risposta della struttura al sisma. Il metodo prevede l'applicazione ad una struttura di un set di accelerogrammi scalati per diversi livelli d'intensità. Il risultato è la creazione di una curva (o più) per ogni accelerogramma in cui in ordinata si hanno le diverse scale di intensità indagate mentre in ascissa si ha il parametro di domanda ingegneristica, il quale sarà differente per ogni caso strutturale e rappresentativo del comportamento della struttura. Per lo stesso accelerogramma si possono costruire differenti curve IDA, le quale avranno ascissa differente. Tale possibilità risulta importante in strutture per cui i meccanismi di collasso possono essere molteplici.

Le principali innovazioni relative all'IDA sono:

- Possibilità di capire la risposta strutturale per un certo range di intensità del sisma o viceversa di capire per quale range di intensità possa avvenire un certo comportamento.
- Capire a fondo la risposta della struttura anche per sismi di intensità più rara andando ad osservare il comportamento per alti valori di IM.
- Dare una rappresentazione della risposta della struttura al variare di parametri meno convenzionali come la magnitudo o la distanza epicentrale.
- Stimare la reale capacità dinamica della struttura evidenziando rami elastici e differenti comportamenti plastici.

Per quanto riguarda i fattori di scala in ordinata, possono essere definiti relativamente a differenti grandezze fisiche come magnitudo, durata, PGA, PGV o più comunemente  $S_a(T_1)$ . In seguito le curve IDA verranno formulate in funzione dell'intensità relativamente all'ordinata spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura. In tale procedimento per comparare le differenti curve risulta fondamentale scalare gli accelerogrammi rispetto all'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura.

Una volta scalati, ogni accelerogramma può essere definito come:

$$a_i = a(t_i) \quad (3.3.1)$$

Con  $t_i = 0 \dots t_n$  dove con  $t_n$  si intende la durata del sisma e con  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$  pari al passo di campionamento dell'accelerogramma. Per ricavare la curva IDA la struttura soggetto dell'analisi sarà sottoposta ad accelerogrammi:

$$a_{\lambda_i} = \lambda a_i \quad (3.3.2)$$

Con  $\lambda \in [0, +\infty]$ . Fissato un passo di variazione del fattore di scala, il quale più sarà piccolo più sarà in grado di cogliere le variazioni della curva IDA, si definisce un numero finito di fattori di scala da applicare allo stesso accelerogramma per valutare la struttura

fino al raggiungimento del valore obiettivo di domanda ingegneristica. Quindi supponendo di avere un passo di variazione  $\Delta\lambda=0.1$ , e di volere raggiungere un fattore di scala  $\lambda=2=2S_e(T_1)[g]$  verranno svolte venti analisi non lineari nelle quali l'accelerogramma avrà intensità sempre maggiore. Nell'ipotesi di indagare un parametro ingegneristico simbolo del collasso come il drift di un portale mono-piano, si avrà in ordinata l'intensità in funzione di  $S_e(T_1)[g]$  ed in ascissa il drift. Da ogni analisi dinamica non lineare time-history si ricaverà il drift massimo che verrà associato al  $\lambda$  relativo. Ogni analisi rappresenterà quindi un punto appartenente alla curva IDA. Raggiunto il massimo drift possibile la curva IDA sarà completata.

Va quindi sottolineato che ogni curva è funzione della struttura e dell'accelerogramma e che di conseguenza si avranno curve con comportamenti differenti per ogni accelerogramma. Nella Figura 3.8 vengono calcolate le IDA per una struttura MDOF utilizzando come parametro di domanda ingegneristica il drift interpiano e scalando gli accelerogrammi con riferimento all'ordinata spettrale. Si può notare come il comportamento della struttura sia pressoché coincidente per bassi livelli d'intensità ovvero nel ramo elastico. Tuttavia, il ramo plastico cambia notevolmente al variare del sisma passando da rami più o meno incrudenti a rami di softening.

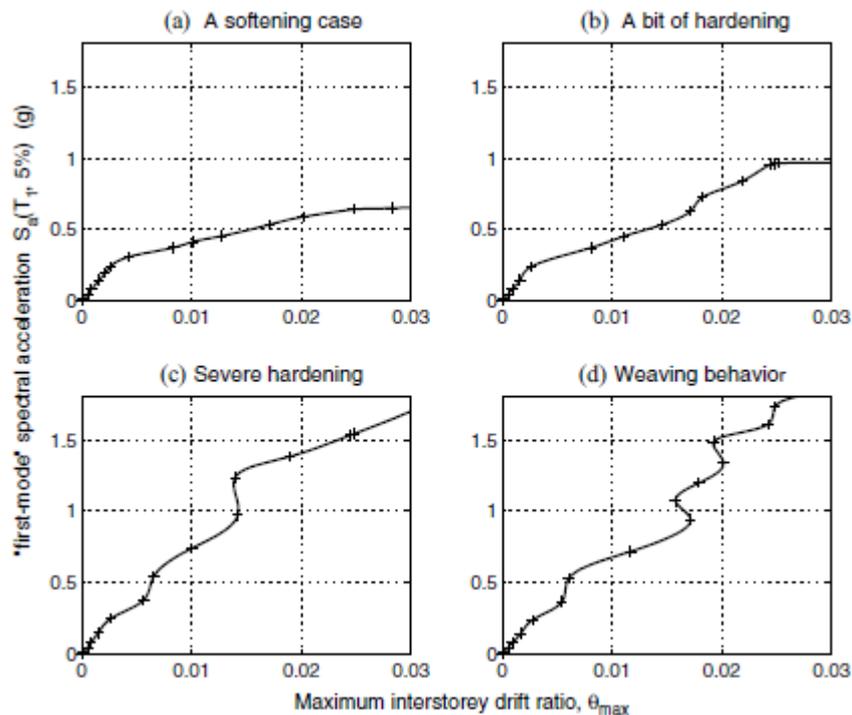


Figura 3.8. IDA calcolate per quattro accelerogrammi per una struttura MDOF

Un altro importante fenomeno è quello che viene indicato come resurrezione strutturale: si può notare come per alcuni sismi la risposta della struttura, in termini per esempio di duttilità, possa diminuire per intensità maggiori e poi ricominciare a crescere.

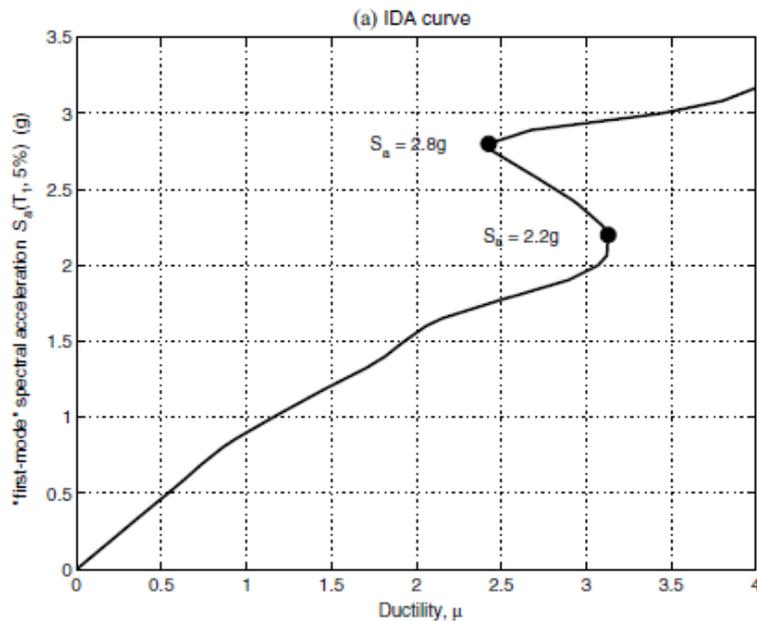


Figura 3.9. Vamvatsikos et Cornell (2001). Resurrezione strutturale

Tale effetto è funzione dell'accelerogramma per il quale si potrebbe avere un picco d'accelerazione principale  $a(t_i)$  al tempo  $t_i$  che provoca una risposta elevata nella struttura per una certa intensità  $\lambda_x$ . Potrebbe accadere che un picco di modulo minore  $a(t_j)$  cioè  $|a(t_j)| < |a(t_i)|$  con  $t_j < t_i$  e direzione opposta ad  $a(t_i)$  non provochi nessun danno per un'intensità  $\lambda_x$ , ma lo provochi per un'intensità  $\lambda_y$  tale che  $\lambda_y > \lambda_x$ . L'effetto di questo danno è tale da avere una risposta strutturale massima minore per un'intensità maggiore. Nella Figura 3.10 viene riportato un chiaro esempio del fenomeno.

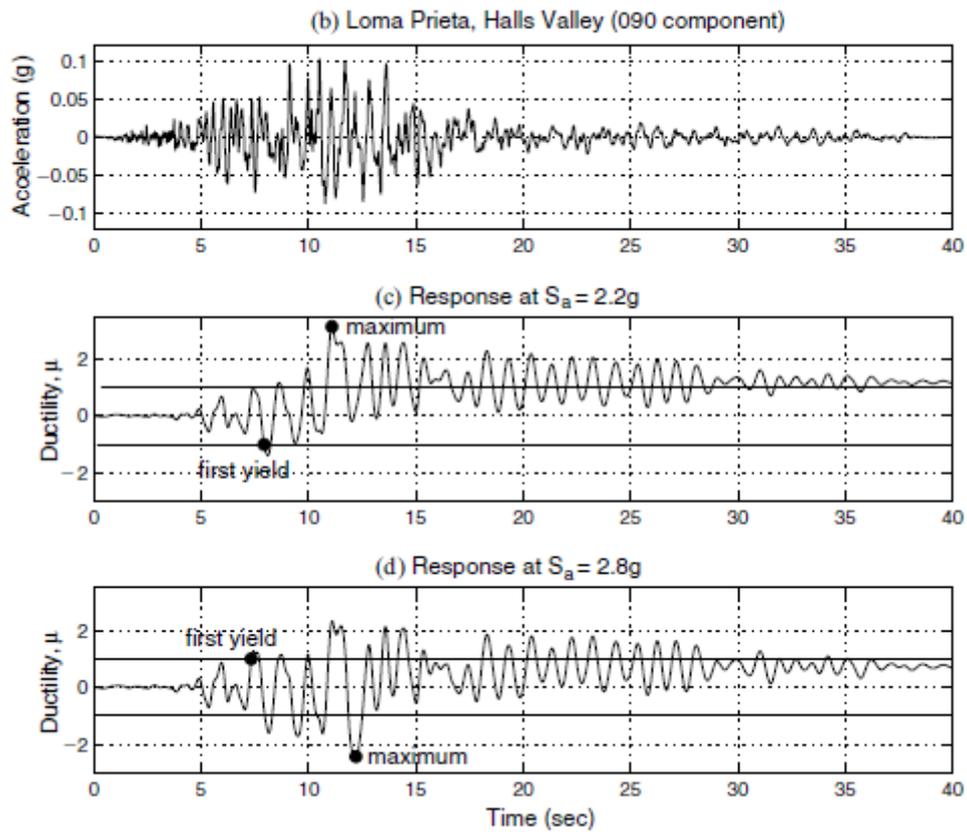


Figura 3.10. Vamvatsikos et Cornell (2001). Esempio di resurrezione strutturale

### 3.4 Curve di fragilità

Le curve di fragilità esprimono la probabilità di superare una predefinita condizione di danno come risultato di vari livelli di IM del sisma (“intensity measure”=livello d’intensità). IM è riferito ad un parametro d’intensità del sisma, il quale solitamente è correlato a  $S_a(T)$  o  $a_g$ .

$$\text{Fragilità} = P(\text{DS}^* | \text{IM}) \quad (3.4.1)$$

$\text{DS}^*$  è la condizione di danno oltre la quale la struttura supera un certo stato limite predefinito.

Predefinendo lo stato limite l’equazione precedente può essere riformulata come:

$$\text{Fragilità} = P(\text{DS}^* | \text{LS}^*) P(\text{LS}^* | \text{IM}) \quad (3.4.2)$$

Dove  $\text{LS}^*$  è la condizione che un certo stato limite sia superato.

Considerando che ogni stato limite implica una certa capacità relativa ad una condizione di danno, la condizione per cui un certo stato limite è superato per un certo livello d’intensità può essere espresso dalla relazione:

$$\text{Fragilità} = P[(D^* - C) \geq 0 | \text{IM}] \quad (3.4.3)$$

Considerando che lo stato di danno è rappresentato durante le differenti analisi (con riferimento ad esempio alle IDA) da un parametro ingegneristico di controllo (EDP) si ha:

$$\text{Fragilità} = P[(\text{EDP} - C) \geq 0 | \text{IM}] \quad (3.4.4)$$

È importante notare che mentre EDP è condizionata all’intensità del sisma (rappresentando infatti la risposta della struttura), C, la capacità è indipendente dal sisma, ma è riferita ad un specifico stato limite.

Per ricavare le curve di fragilità si possono utilizzare differenti tipologie d’analisi le principali come riportato in precedenza sono le analisi dinamiche incrementalì (IDA) o altri metodi come “truncated IDA” o la “Multiple stripes analysis”. Nel primo caso un set di accelerogrammi viene scalato e applicato alla struttura finché non si è raggiunto un certo valore dell’EDP (*Baker 2015*). In tale caso le IM per ogni sisma sono calcolate direttamente e si può procedere al calcolo dei parametri della funzione fragilità. Nel caso della “multiple stripes analysis”, si sottopone la struttura ad un set di sismi per un set fissato di fattori di scala. Questo consente di effettuare un numero di analisi fissato senza dover raggiungere un certo EDP per ciascun sisma e quindi consente di diminuire il lavoro

di analisi. Tale metodo risulta però efficiente per strutture in cui la curva ottenuta con l'analisi dinamica incrementale ha andamento pseudo rettilineo o plastico incrudente (come ad esempio nel caso di strutture isolate alla base). In strutture in cui l'andamento della curva ottenuta tramite analisi dinamica incrementale è composta da tre tipologie di ramo, elastico, pseudo-plastico incrudente, pseudo perfettamente plastico, l'utilizzo della "multiple stripes analysis" rischia di sottostimare la fragilità reale della struttura, in quanto fermandosi ad un fattore di scala antecedente la maggior parte dei collassi, si rischia di attribuire le proprietà per esempio del ramo plastico incrudente a fattori di scala in cui il ramo sarebbe stato perfettamente plastico.

Nel primo caso in cui l'IDA sia completata fino al raggiungimento da parte di ciascun sisma dell'EDP, la funzione di fragilità si può direttamente stimare con:

$$\text{fragilità} = P(C|IM=x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (3.4.5)$$

Che è la probabilità che un sisma con intensità  $IM=x$  provochi il collasso della struttura.  $\Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right)$  è la distribuzione lognormale cumulata. Generalmente si utilizza una distribuzione lognormale perché in funzione della scelta e della scalatura dei sismi si possono avere valori di collasso per alcuni sismi molto distanti dalla media.

Si calcolano poi i parametri della distribuzione:

$$\ln(\hat{\theta}) = \frac{1}{n} \left( \sum \ln(IM_i) \right) \quad (3.4.6)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum \left( \ln\left(\frac{IM_i}{\hat{\theta}}\right) \right)^2} \quad (3.4.7)$$

Dove:

- $\hat{\theta}$  è la media delle IM al collasso
- $\hat{\beta}$  è la deviazione standard della distribuzione discreta
- $n$  è il numero di sismi portati al collasso
- $IM_i$  è l'intensità per cui l'i-esimo sisma precede il collasso



# Capitolo 4

---

## 4 Presentazione di OpenSees Navigator e strategie di modellazione per capannoni prefabbricati in calcestruzzo armato

L'obiettivo di questo capitolo è la modellazione del portale con connessione trave-pilastro attritiva presente in *Di Trapani et al. (2018)* tramite OpenSees (McKenna 2000) Navigator. Dello stesso portale si hanno i risultati relativi a spostamento del nodo in testa al pilastro, spostamento relativo trave-pilastro e tagliante alla base per un certo accelerogramma applicato. Il confronto tra i risultati ottenuti con Navigator consentirà di validare l'uso del programma nelle successive applicazioni. Tale capitolo serve inoltre come guida alla modellazione di un portale tramite OpenSees.

### 4.1 Descrizione e modellazione del portale di riferimento

Il portale oggetto di studio è un caso classico nell'edilizia industriale italiana, presenta elementi lineari, travi e pilastri, con connessione basata sul solo attrito. Se staticamente questo tipo di struttura non ha alcun problema, a livello dinamico presenta carenze legate alla perdita d'appoggio della trave durante l'eccitazione sismica dovuta alla mancanza di un collegamento col pilastro. Nella Figura 4.1 si riporta un esempio di capannone in cui viene evidenziato il telaio analizzato. Esso presenta una luce di 8 m ed un'altezza dei pilastri di 5 m. I pilastri hanno dimensione  $400 \times 400 \text{ mm}^2$ , l'armatura longitudinale è costituita da  $8\phi 16$ , mentre l'armatura trasversale è composta da  $2\phi 8/50 \text{ mm}$ .

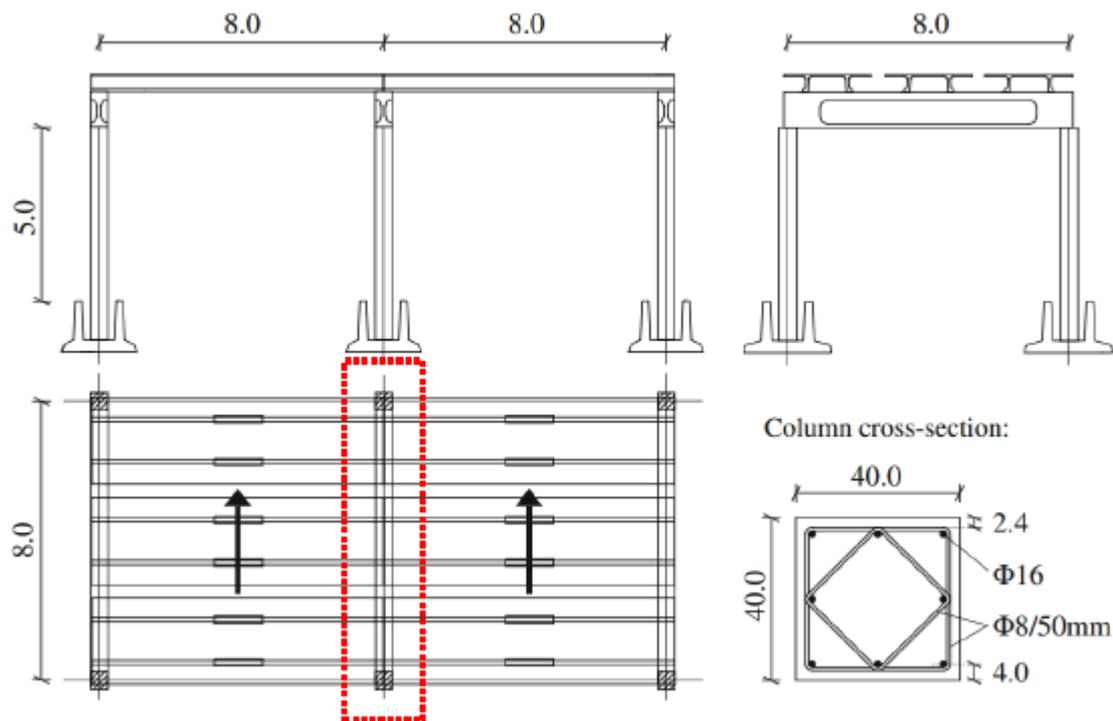


Figura 4.1. Caratteristiche geometriche del telaio analizzato

I pilastri vengono considerati incastrati alla base, questa assunzione deriva dal fatto che la lunghezza libera d'inflexione del pilastro è presa dal piano della pavimentazione (5 m) il quale insieme al plinto rappresenta un vincolo allo spostamento orizzontale. L'insieme dei due vincoli alla traslazione orizzontale è tale che al nascere di una rotazione si genera una coppia e quindi il vincolo può essere considerato d'incastro. Il pilastro viene modellato con elementi a fibre, non lineari, force based element (FBE).

La connessione trave-pilastro, attritiva, viene modellata con un legame elastico, perfettamente plastico. L'inserimento di questo legame avviene tramite un elemento chiamato "zero-length section element". OpenSees consente l'inserimento di due nodi in una stessa coordinata dello spazio di cui uno appartenente alla trave e l'altro al pilastro. Tra i due nodi viene poi inserito questo elemento "zero-length" con legge costitutiva rappresentante il comportamento attritivo.

La trave viene modellata come elemento elastico lineare dato che le deformazioni a cui verrà sottoposta non sono comparabili allo spostamento relativo trave-pilastro.

Nella Figura 4.2 si può osservare lo schema statico del telaio, in particolare si evidenziano la forza orizzontale provocata dal sisma  $\alpha F$  e la forza verticale  $W$  che rappresenta il peso permanente gravante sulla trave. La resistenza del collegamento attritivo equivale al coefficiente d'attrito statico moltiplicato per la reazione normale nel collegamento avente valore  $0.5\mu W$ . Questa forza d'attrito statico equivale alla forza di snervamento del legame costitutivo imposto all'elemento "zero-length", superata la quale

vi è un ramo perfettamente plastico e di conseguenza la generazione di uno spostamento relativo tra trave e pilastro.

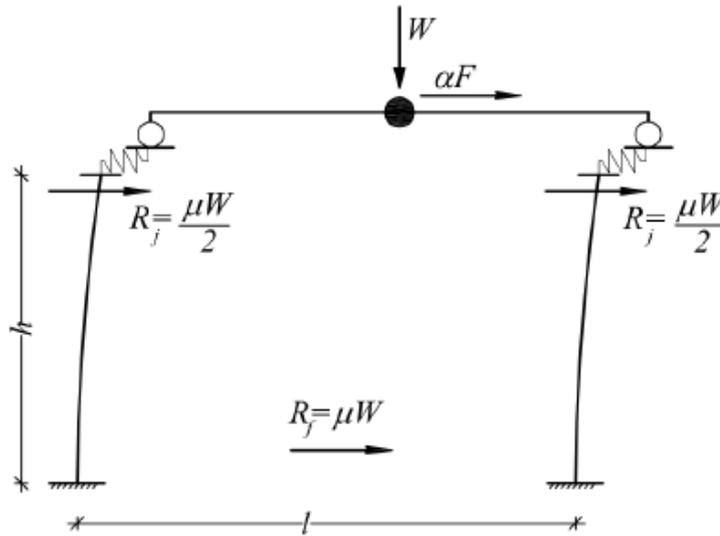


Figura 4.2. Schema statico telaio analizzato

Nella Figura 4.3 si evidenziano lo spostamento assoluto del nodo estremo della trave  $u$ , lo spostamento del nodo in testa al pilastro,  $u_c$ , che è funzione di massa, rigidezza e accelerogramma e lo spostamento relativo tra trave e pilastro che equivale alla differenza tra spostamento assoluto della trave e spostamento in testa al pilastro,  $u_r$ . Si sottolinea che se l'azione orizzontale generata dal sisma non supera la forza d'attrito statica, lo spostamento relativo  $u_r$  è nullo e lo spostamento in testa alla colonna è equivalente allo spostamento assoluto della trave.

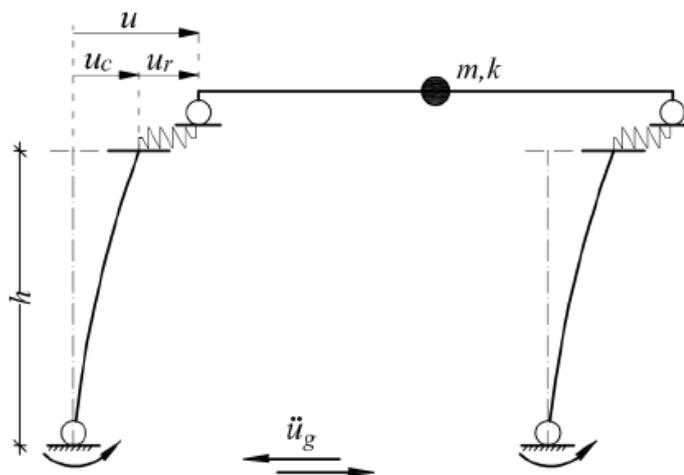


Figura 4.3. Spostamento in testa alla colonna e spostamento relativo trave-pilastro

Si procede con la modellazione del portale su OpenSees Navigator, le fasi della modellazione si articolano in:

- Inserimento dei nodi
- Inserimento degli elementi
- Imposizione di vincoli esterni ed interni
- Definizione dei materiali
- Definizione delle sezioni
- Definizione ed assegnazione degli elementi ai frame
- Passaggio dal sistema di riferimento locale al sistema di riferimento globale
- Definizione delle masse ed assegnazione del carico gravitazionale

### 4.1.1 Inserimento dei nodi

Per inserire i nodi si entra nel menù *Edit > Node > Add Node*, gli input riguardano le coordinate del nodo e i gradi di libertà da assegnare, che in questo caso, essendo un modello bidimensionale, sono tre. OpenSees Navigator assegnerà una numerazione ai nodi in funzione dell'ordine in cui sono stati aggiunti. Nel nodo trave pilastro vengono inseriti due nodi nella stessa coordinata, i nodi 5, 6 apparterranno alla trave, i nodi 2, 4 apparterranno ai pilastri. Si riporta in Figura 4.4 la numerazione dei nodi.



Figura 4.4. Numerazione nodi

### 4.1.2 Inserimento degli elementi frame

Dopo aver inserito i nodi si procede all’inserimento degli elementi: *Edit > Element > Add element* e si specifica tra quali nodi verrà posto l’elemento. Vengono assegnati cinque elementi frame tra i nodi 1-2 e 3-4 per i pilastri e 5-6 per la trave e tra i nodi 2-5 e 4-6. Quest’ultimi saranno poi definiti come “zero-length section element”.

Si riporta in Figura 4.5 la numerazione degli elementi.

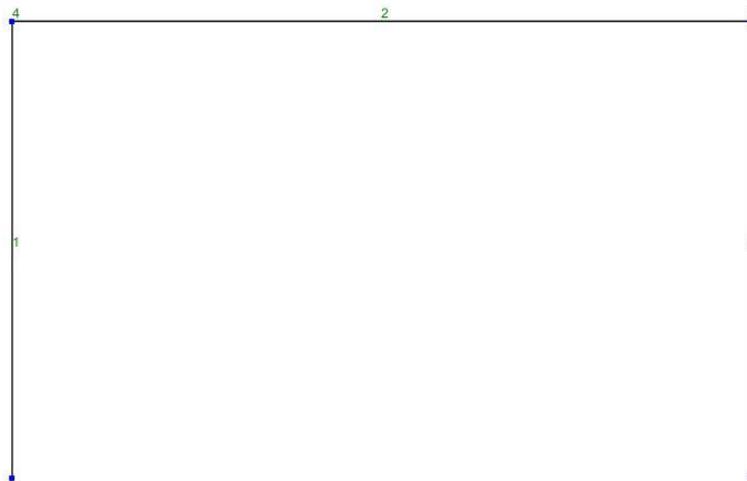


Figura 4.5. Numerazione degli elementi

### 4.1.3 Imposizione di vincoli esterni ed interni

Come introdotto in precedenza le azioni sono trasmesse dal pilastro al piano di posa tramite plinto prefabbricato. Staticamente il plinto ha una rigidezza alla rotazione che è legata alla costante di Winkler del terreno e alle dimensioni del plinto, perciò il solo plinto può essere considerato come una cerniera con una molla rotazionale di rigidezza  $K$ . Considerando però che a livello della pavimentazione il pilastro è vincolato alla traslazione orizzontale allora a tale livello non è consentita nessuna rotazione per la nascita di una coppia ed il vincolo può essere considerato d’incastro.

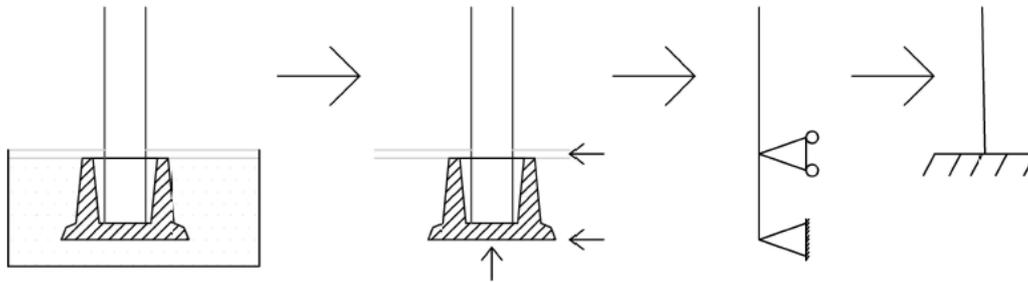


Figura 4.6. Modellazione vincolo alla base del pilastro

Per assegnare il vincolo si utilizza: *Assign > Node > SP constraints*, (single point constraints), nel menù si inseriscono i nodi che si vogliono vincolare e si spuntano i gradi di libertà bloccati.

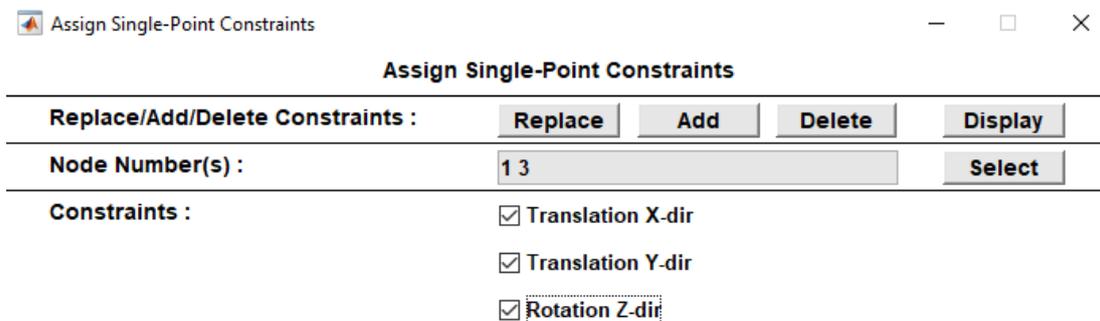


Figura 4.7. Imposizione vincoli esterni

La struttura oggetto di studio risulta vincolata esternamente solo alla base dei pilastri, tuttavia il caso di studio analizzato prevede uno spostamento relativo fra trave e pilastro. L'obiettivo di un'analisi di questo tipo è determinare il massimo spostamento relativo trave-pilastro, che consentirebbe di verificare le dimensioni di un eventuale sostegno o mensola, che eviti la perdita di appoggio della trave durante l'eccitazione sismica. Per ottenere questo risultato, la trave nel modello non deve perdere mai l'appoggio, diventa quindi necessario imporre un vincolo interno alla traslazione verticale. Si impone quindi che i nodi di trave e pilastro abbiano lo stesso spostamento verticale (nodi 2-5 e 4-6).

Per definire questa condizione si utilizza: *Assign > Node > MP constraints > Add MP constraints > Equal dof*, si inseriscono i nodi e il grado di libertà che si vuole vincolare.

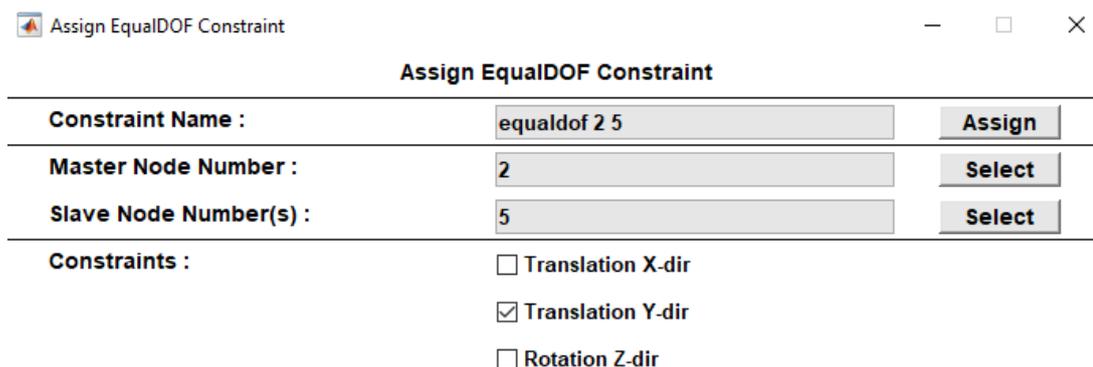


Figura 4.8. Inserimento vincolo interno trave-pialstro

#### 4.1.4 Definizione dei materiali

La definizione dei materiali avviene tramite la sequenza: *Define > Materials > Uniaxial materials > Add Materials*. Nel menù a tendina di *Add Materials* si trovano diversi materiali per i quali varieranno gli input da inserire per descrivere al meglio il legame costitutivo scelto. Nel nostro caso vengono definiti quattro materiali: calcestruzzo confinato, calcestruzzo non confinato, acciaio delle armature e legame elastico perfettamente plastico per definire il comportamento attritivo. La trave verrà definita come elemento elastico lineare, per il quale non è necessario definire il materiale in anticipo, ma occorrerà inserire il modulo di Young del materiale, area della sezione ed inerzia al momento della definizione del tipo di elemento da utilizzare per la trave.

I pilastri vengono modellati con elementi a fibre FBE. Come illustrato nel capitolo 3.2, l'utilizzo di questi elementi, rispetto ai DBE, consente una modellazione più semplice e rapida in cui il pilastro viene modellato con un solo elemento.

Si riportano in Figura 4.10 e in Figura 4.11 i valori scelti per il calcestruzzo confinato e non confinato con il relativo legame costitutivo "concrete02" (OpenSees) in Figura 4.9 per chiarire il significato dei vari input.

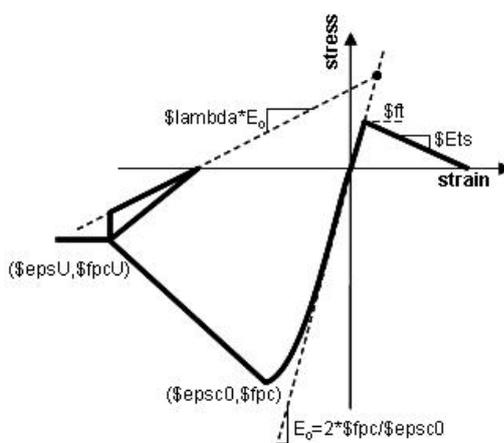
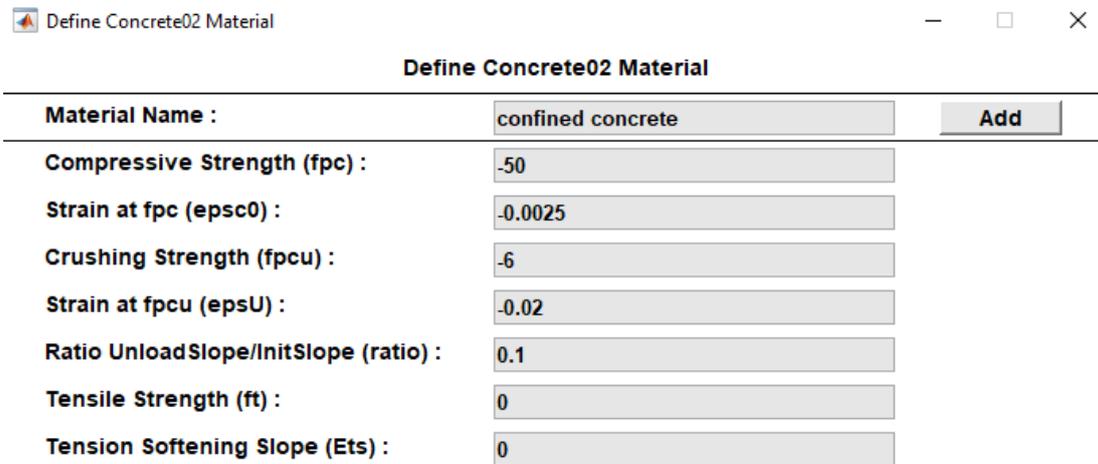


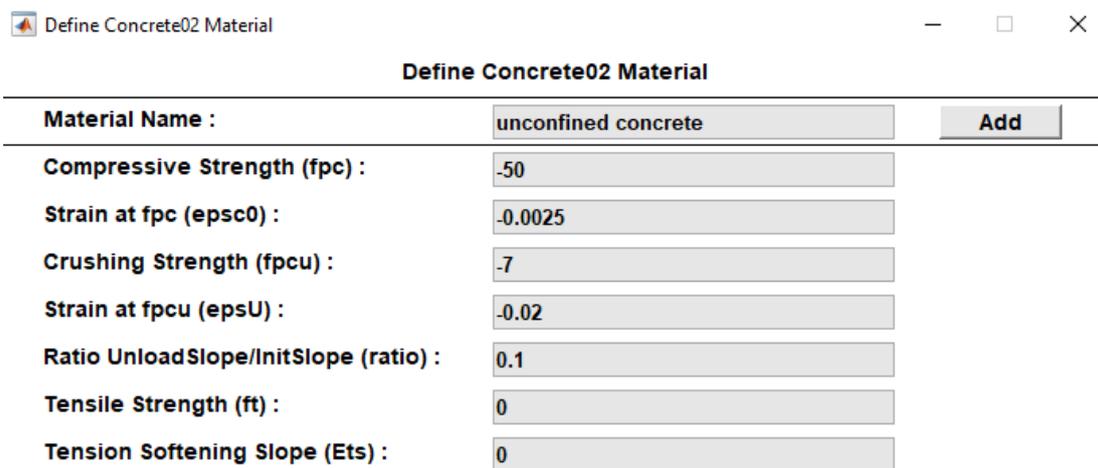
Figura 4.9. Legame costitutivo "concrete02" con input richiesti



The screenshot shows a dialog box titled "Define Concrete02 Material" with a standard window control bar (minimize, maximize, close). The dialog contains a table of input fields for material properties. The "Material Name" field is set to "confined concrete" and has an "Add" button next to it. The other fields are:

Property	Value
Material Name :	confined concrete
Compressive Strength (fpc) :	-50
Strain at fpc (epsc0) :	-0.0025
Crushing Strength (fpcu) :	-6
Strain at fpcu (epsU) :	-0.02
Ratio UnloadSlope/InitSlope (ratio) :	0.1
Tensile Strength (ft) :	0
Tension Softening Slope (Ets) :	0

Figura 4.10. Input legame costitutivo calcestruzzo confinato



The screenshot shows a dialog box titled "Define Concrete02 Material" with a standard window control bar (minimize, maximize, close). The dialog contains a table of input fields for material properties. The "Material Name" field is set to "unconfined concrete" and has an "Add" button next to it. The other fields are:

Property	Value
Material Name :	unconfined concrete
Compressive Strength (fpc) :	-50
Strain at fpc (epsc0) :	-0.0025
Crushing Strength (fpcu) :	-7
Strain at fpcu (epsU) :	-0.02
Ratio UnloadSlope/InitSlope (ratio) :	0.1
Tensile Strength (ft) :	0
Tension Softening Slope (Ets) :	0

Figura 4.11. Input legame costitutivo calcestruzzo non confinato

Il legame costitutivo assegnato alle barre è invece “*Steel02*” (Giuffrè-Menegotto-Pinto model).

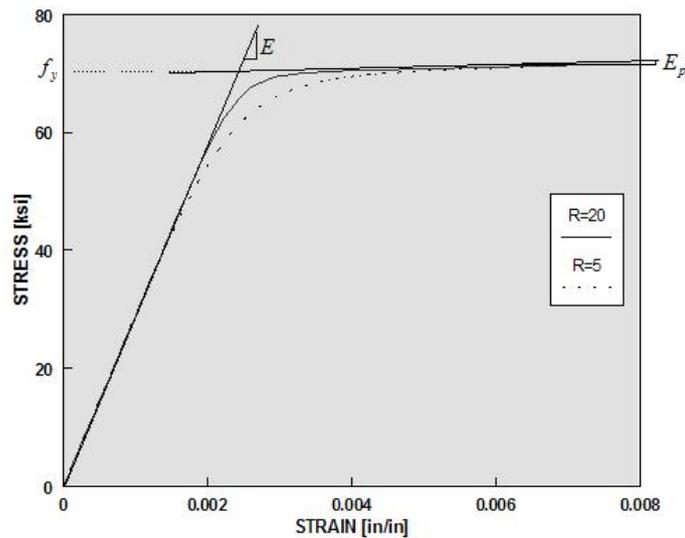


Figura 4.12. Legame costitutivo armatura longitudinale

Define Steel02 Material

**Define Steel02 Material**

<b>Material Name :</b>	steel tag 3	<b>Add</b>
<b>Yield Stress (Fy) :</b>	550	
<b>Modulus of Elasticity (E) :</b>	210000	
<b>Hardening Ratio (b) :</b>	0.005	
<b>Transition Parameter (R0) :</b>	15	
<b>Transition Parameter (cR1) :</b>	0.925	
<b>Transition Parameter (cR2) :</b>	0.15	

Figura 4.13. Input per il legame costitutivo delle armature in acciaio

Viene ora definito il materiale che verrà utilizzato per caratterizzare il collegamento attritivo. Il legame elastico perfettamente plastico viene qui definito da due input, il modulo di Young per il tratto elastico e la deformazione a snervamento.

Si ha quindi che:

$$\sigma_y = E \cdot \varepsilon_y \quad (4.1.1)$$

Dove con  $\sigma_y$  viene identificata la tensione a snervamento e con  $\varepsilon_y$  la deformazione a snervamento.

Imponendo:

$$\varepsilon_y = 1 \quad (4.1.2)$$

Si ha:

$$\sigma_y = E \quad (4.1.3)$$

Ma la tensione di snervamento dipende dal coefficiente di attrito statico e dalla rezione verticale sul pilastro:

$$\sigma_y = \frac{P/2 \mu_s}{A} = \frac{qL\mu_s}{2A} \quad (4.1.4)$$

Essendo:

- $q = 25.4 \text{ N/mm}$  il carico relativo al telaio analizzato
- $\mu_s = 0.2$  il coefficiente di attrito
- $L=8000 \text{ mm}$  la lunghezza della trave
- $A=360000 \text{ mm}^2$  l'area della sezione (della trave) di dimensioni 400x900 mm

Si ottiene:

$$\sigma_y = 0.052 \frac{N}{mm^2} \quad (4.1.5)$$

E quindi

$$E = 0.052 \frac{N}{mm^2} \quad (4.1.6)$$

Si riportano i risultati in Figura 4.14.

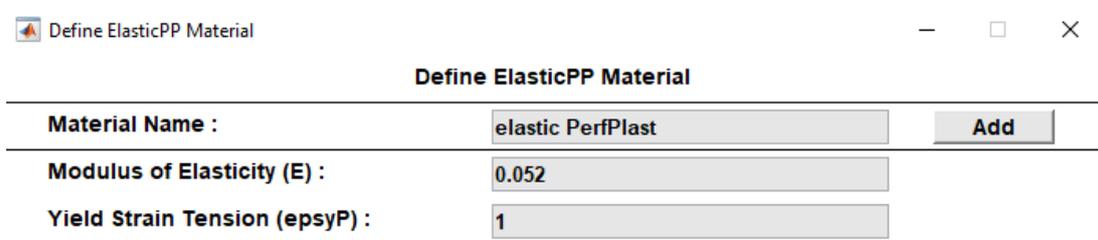


Figura 4.14. Legame costitutivo per collegamento attritivo

## 4.1.5 Definizione delle sezioni

Definiti i materiali si procede alla definizione delle sezioni. Si entra in *Define* > *Sections* > *Line section*. Si definiscono due sezioni, una per il pilastro e l'altra per l'elemento "zero-length section element", entrambe sezioni a fibra. Per la trave come riportato in precedenza non è necessario definire una sezione, ma solo modulo di Young, area ed inerzia durante la scelta del tipo di elemento. Nella Figura 4.15 si ha la definizione della sezione del pilastro.

Define Fiber Section	
Section Name :	column <span style="float: right;">Add</span>
Add Fiber :	Fiber
Modify Fiber :	
Delete Fiber :	
Add Patch :	Quadrilateral
Modify Patch :	core
Delete Patch :	core
Add Layer :	cover dx
Modify Layer :	cover sx
Delete Layer :	arm centrale
Add Torsional Stiffness (GJ) :	

Figura 4.15. Definizione sezione pilastro

Tramite il comando *Add Patch* si può definire un'area, in questo caso quadrangolare, facente parte della sezione, si deve poi indicare il numero di fibre nelle due direzioni del riferimento locale della sezione e il materiale da assegnare a questa area. Come riportato nel paragrafo 3.2, la sezione di calcestruzzo armato può essere considerata come l'unione di aree di tre materiali differenti. Viene indicato con "core" la parte di sezione in cls confinata dalle staffe, a cui verrà assegnato il materiale definito in precedenza "confined concrete" (cls confinato) come riportato nella Figura 4.17. Con riferimento alla Figura 4.16 si sottolinea che la sezione ha dimensioni 400x400 mm, il copriferro è di 30 mm e il riferimento è posto nel baricentro della sezione (non parzializzata). In questo caso l'area rettangolare chiamata "core" viene divisa in 10 fibre in direzione I-J e 10 in direzione J-K.

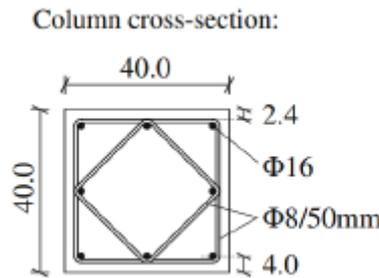


Figura 4.16. Geometria della sezione del pilastro

Define Quadrilateral Patch

Define Quadrilateral Patch

Patch Name :	core	Add
Material Type :	concrete confined tag1	
Lower Left Corner (yI,zI) :	[-170 -170]	
Lower Right Corner (yJ,zJ) :	[170 -170]	
Upper Right Corner (yK,zK) :	[170 170]	
Upper Left Corner (yL,zL) :	[-170 170]	
Number of Fibers in I-J dir (nfIJ) :	10	
Number of Fibers in J-K dir (nfJK) :	10	

Figura 4.17. “Core” area della sezione del pilastro con legge costitutiva del calcestruzzo confinato

Utilizzando il comando *Add Patch* non si può definire con una sola area il copriferro, essendo composto da quattro rettangoli. Nella Figura 4.19 viene riportata l’area “Upper cover”. Come in precedenza si definiscono le coordinate in senso anti orario dei vertici del rettangolo, a cui però in questo viene assegnata la legge costitutiva del calcestruzzo non confinato. Si riporta in

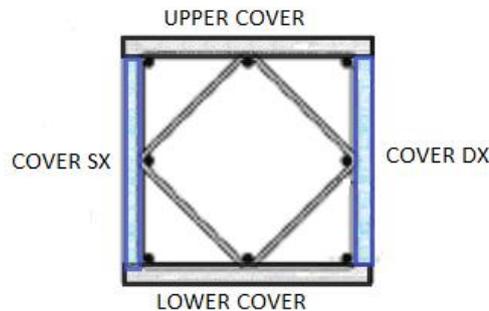


Figura 4.18. Divisioni in "patch" della sezione del pilastro

Define Quadrilateral Patch	
Patch Name :	upper cover <span style="float: right;">Add</span>
Material Type :	concrete unconfined tag2
Lower Left Corner (yI,zI) :	[-200 170]
Lower Right Corner (yJ,zJ) :	[200 170]
Upper Right Corner (yK,zK) :	[200 200]
Upper Left Corner (yL,zL) :	[-200 200]
Number of Fibers in I-J dir (nFIJ) :	10
Number of Fibers in J-K dir (nFJK) :	10

Figura 4.19. Definizione “patch” Upper cover

L’ultimo passo è la definizione delle armature. Dato lo schema delle armature mostrato in figura si hanno  $8\phi 16$ . Per l’inserimento delle armature nella sezione si utilizza il comando *Add Layer > straight*, nel quale si richiede di identificare il segmento rettilineo appartenente alla sezione lungo il quale inserire le barre, il numero di barre da inserire che verranno automaticamente equidistanziate all’interno del segmento, l’area di ciascuna barra ed il materiale. Per la disposizione delle armature nella sezione vengono definiti tre segmenti tramite il comando *straight*. Si riportano in Figura 4.21 il menù *Straight*.

Define Fiber Section	
Section Name :	column <span style="float: right;">Add</span>
Add Fiber :	Fiber
Modify Fiber :	
Delete Fiber :	
Add Patch :	Quadrilateral
Modify Patch :	upper cover
Delete Patch :	core
Add Layer :	Straight
Modify Layer :	arm centrale
Delete Layer :	arm centrale
Add Torsional Stiffness (GJ) :	arm inf
	arm sup

Figura 4.20. Inserimento delle armature

Define Straight Layer	
Layer Name :	arm sup <input type="button" value="Add"/>
Material Type :	steel tag 3
Starting Point (yStart,zStart) :	[170 -170]
Ending Point (yEnd,zEnd) :	[170 170]
Number of Bars (numBars) :	3
Area of Bar (areaBar) :	200

Figura 4.21. Inserimento fila armatura superiore

Una volta definita la sezione del pilastro si definisce la sezione dell'elemento "zero-length".

Definita la fiber section, in questo caso basta definire un'unica area di dimensione equivalente alla sezione della trave cioè 400x900 mm. Come mostrato in precedenza, il collegamento attritivo non dipende dalle dimensioni della sezione, tuttavia per come è stato definito, tramite legame elastico perfettamente plastico, la definizione del modulo di Young E è funzione dell'area della sezione. La scelta di utilizzare la sezione della trave e non quella del pilastro è determinata dal fatto che il collegamento attritivo si base su una forza con direzione parallelo all'asse della trave. Il legame costitutivo lega tensioni e deformazioni assiali, per questo si è scelto di utilizzare la sezione della trave. In ogni caso una sezione di una qualsiasi dimensione, assegnata ad un elemento posto nella stessa direzione della trave e con un modulo di Young E adeguato alle nuove dimensioni sarebbe adeguata per il comportamento modellato.

Define Fiber Section	
Section Name :	link section <input type="button" value="Add"/>
Add Fiber :	Fiber
Modify Fiber :	
Delete Fiber :	
Add Patch :	Quadrilateral
Modify Patch :	link section
Delete Patch :	link section

Figura 4.22. Definizione sezione "zero-length section element"

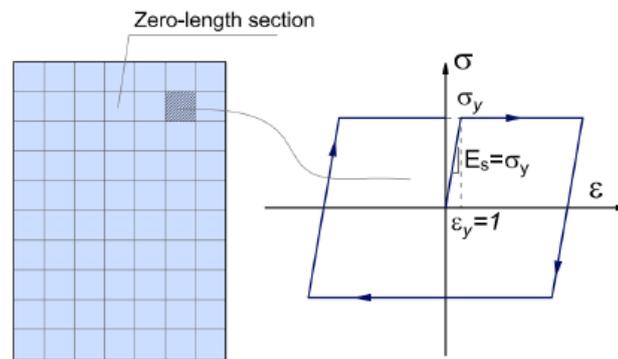


Figura 4.23. Schema riassuntivo della modellazione del comportamento attritivo

### 4.1.6 Definizione degli elementi

Successivamente vengono definiti tre tipologie di elementi: per la trave, per i pilastri e per il “link” attritivo. La sequenza di comandi è in questo caso: *Define > Elements > Line Elements > Add element*. Nel menù *Add element* si può scegliere l’elemento che si vuole utilizzare. In Figura 4.24 sono mostrati alcuni degli elementi disponibili in OpenSees Navigator.

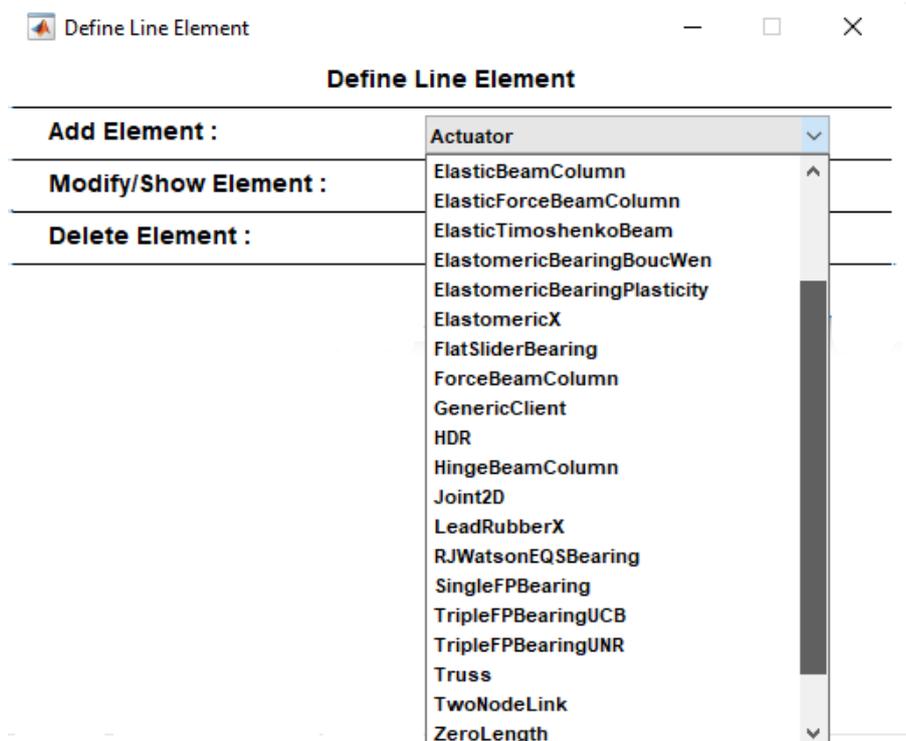


Figura 4.24. Alcuni elementi utilizzabili in OpenSees Navigator

Per la trave si è scelto l'elemento *ElasticBeamColumn element*, che viene riportato nella Figura 4.25. Gli input, in questo caso, sono inerzia, area e modulo di Young.

Define ElasticBeamColumn Element		
Element Name :	beam	Add
Modulus of Elasticity (E) :	210000	Database
Cross-Sectional Area (A) :	108000000	
Moment of Inertia (Iz) :	24300000000	

Figura 4.25. Input elemento “ElasticBeamColumn”

I pilastri vengono modellati con elementi *ForceBeamColumn element* (Force based element). Viene richiesta la definizione della sezione, e il numero di punti di integrazione. Si sottolinea che la sezione scelta “column” è la sezione a fibre creata in precedenza per il pilastro.

Define ForceBeamColumn Element		
Element Name :	column	Add
Number of Integration Points (NIP) :	5	
Section Type :	column	
<b>Optional Arguments :</b>		
Mass Density (massDens) :	0	
Maximum Iterations (maxIters) :	10	
Tolerance (tol) :	1e-12	
Integration Type (intType) :	Lobatto	

Figura 4.26. Input elemento “ForceBeamColumn”

Per modellare il link attritivo si sceglie l'elemento *ZeroLengthSection element*.

Define ZeroLengthSection Element		
Element Name :	zero length element	Add
Select Section :	link section	

Figura 4.27. Elemento “ZeroLengthSection”

### 4.1.7 Passaggio da sistema di riferimento locale a sistema di riferimento globale

Nell’inserire i dati relativi alle sezioni si ha sempre lo stesso riferimento locale che è il riferimento dell’elemento. Per risolvere il sistema di equazioni bisogna però riportare le variabili del sistema nello stesso sistema di riferimento, il sistema di riferimento globale. Per ottenere questa trasformazione si utilizza il comando *Assign > Elements > Geo Trans.* Utilizziamo una trasformazione “P-Delta” per i pilastri e una trasformazione “Linear” per trave.

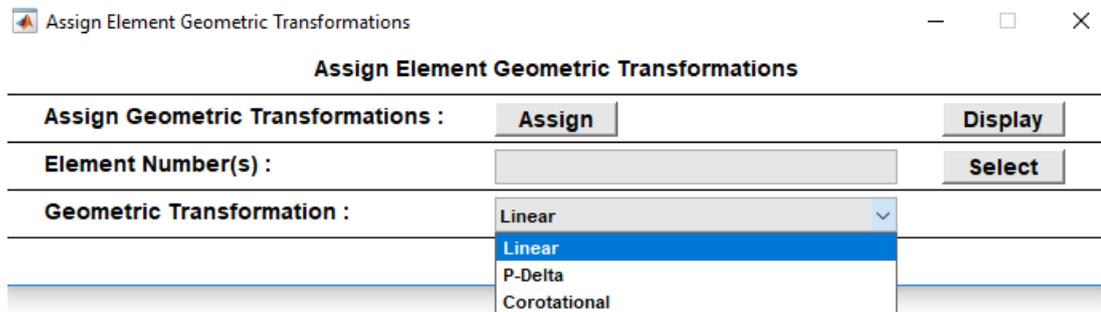


Figura 4.28. Trasformazione geometrica dei vari elementi

### 4.1.8 Definizione delle masse ed assegnazione del carico gravitazionale

Ai fini di un’analisi dinamica è importante definire la matrice delle masse. Per avere un modello semplice si è scelto di trascurare la massa dei pilastri e considerare solo la massa di trave e carico portato. Per calcolarla, conoscendo il carico  $q$  sarà necessario calcolare la risultante verticale, dividerla per l’accelerazione di gravità e dividerla in due masse,  $m_1$  ed  $m_2$ , uguali e concentrate nei nodi 5 e 6.

$$m_1 = m_2 = \frac{qL}{2g} = 10360Kg \quad (4.1.7)$$

Dove:

- $q = 25.4 \frac{N}{mm}$
- $L = 8000mm$
- $g = 9810 \frac{mm}{s^2}$

Per assegnarle: *Assign > Node > Masses*. Poiché il comportamento che si sta studiando riguarda la traslazione orizzontale della trave, imponiamo le masse  $m_1$  ed  $m_2$  nella sola direzione orizzontale.

Assign Nodal Masses	
Replace/Add/Delete Masses :	Replace Add Delete Display
Node Number(s) :	5 6 Select
Mass X-dir :	10.36
Mass Y-dir :	0.
Mass Moment of Inertia Z-dir :	0.

Figura 4.29. Definizione delle masse

Per definire il carico gravitazionale, bisogna prima definirlo come “load pattern” (modello di carico): *Define > Load Pattern > Add Load Pattern > Plain*.

Define Plain Load Pattern	
LoadPattern Name :	gravity Add
TimeSeries Type :	LinearDefault
Scale Factor (factor) :	1

Figura 4.30. Definizione “load pattern” per carichi permanenti e gravitazionali

Definito il “load pattern” si può assegnare il carico: *Assign > Element > Loads > Line Elements Loads*. Viene chiesto di inserire il numero di elemento sul quale applicare il carico, nel nostro caso la trave elemento numero 2, il nome del “load pattern” da applicare (“gravity”), l’entità e la direzione del carico. Si riporta nella Figura 4.31 la finestra d’applicazione del carico. Come mostrato in questo caso si è applicato un carico distribuito in direzione Y, ma vi era pure la possibilità di applicare forze concentrate.

Assign Line Element Loads	
Replace/Add/Delete Loads :	Replace Add Delete Display
Line Element Number(s) :	2 Select
LoadPattern Name :	gravity
Uniform Load in Local x (wx) :	0.
Uniform Load in Local y (wy) :	-25.4
Point Load in Local x (Px) :	0.
Point Load in Local y (Py) :	0.
Location of Point Load (xL) :	1/3 2/3

Figura 4.31. Applicazione del carico distribuito “gravity”

Prima di procedere alla definizione delle analisi si riporta uno schema riassuntivo del modello:

- $q = 25.4 \frac{N}{mm}$
- $L = 8000mm$
- $h = 5000mm$
- $m_1 = m_2 = 10.36Mg$

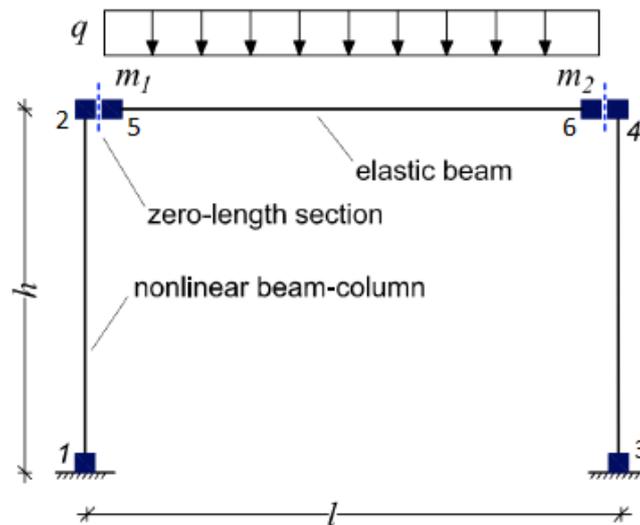


Figura 4.32. Schema statico riassuntivo del modello

Si procede quindi con la definizione delle analisi, statica e dinamica e la discussione e confronto tra i risultati ottenuti con OpenSees Navigator ed i risultati di riferimento ottenuti con OpenSees.

## 4.2 Analisi statica e dinamica

### 4.2.1 Analisi statica

Lo scopo di questo capitolo è lo studio del comportamento dinamico della struttura sottoposta ad un accelerogramma dato. Tuttavia nel simulare le condizioni reali, la risposta dinamica non inizia da uno stato tensionale nullo, ma dallo stato tensionale provocato dai carichi statici; è quindi necessario, prima di procedere con l'analisi dinamica, l'esecuzione dell'analisi statica.

Già in precedenza era stato definito il *load pattern* "gravity" il quale era stato applicato sulla trave. Il passo successivo è la definizione delle "analysis options": *Define > Analyses*

*Options > Add Analysis Options*. Il tipo di analisi selezionata è statica, “plain constraints” è legato alla tipologia di imposizione dei vincoli, interni ed esterni, nella soluzione del sistema di equazioni.

La richiesta successiva, “dof numberer type” è legata alla numerazione dei gradi di libertà e la scelta è “plain” significa utilizzare l’ordine della disposizione dei nodi. In realtà questo va ad influire sulla larghezza di banda della matrice di rigidità e questo tipo di scelta è giustificata solo in questo caso data la semplicità del modello. Per modelli più complessi conviene scegliere una numerazione automatica per rendere l’operazione meno onerosa. Anche il tipo di sistema di equazioni richiesto è legato alle dimensioni del sistema e alla sua soluzione. Per risolvere il problema non lineare si è scelto di utilizzare l’algoritmo iterativo di Newton, illustrato nel paragrafo 3.1, con test di convergenza legato allo spostamento con tolleranza pari a  $10^{-8}$  e massimo numero di iterazioni pari a 6. Il tipo di integrazione avviene a controllo di carico. Si riporta nella figura seguente la finestra riassuntiva delle opzioni per l’analisi statica.

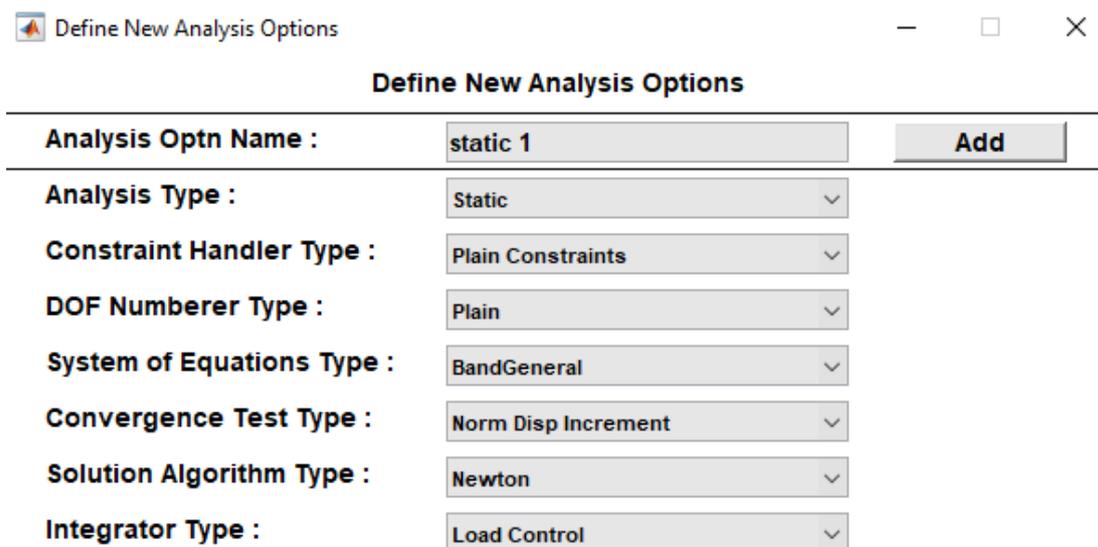


Figura 4.33. Opzioni fissate per l’analisi statica

Si definisce quindi il caso di analisi statica: *Analyse > Define Analysis Case > Add Analysis Case*.

Sono richiesti il modello di carico a cui fare riferimento, le opzioni d’analisi ed il numero di steps per l’analisi non lineare. In questo caso il carico gravitazionale agisce prima di qualsiasi altro carico quindi lo stato tensionale di partenza è nullo.

**Modify Analysis Case**

<b>Analysis Case Name :</b>	AnalysisCase01	<b>Add</b>
<b>Start from Previous Analysis Case :</b>	None	
<b>Load Pattern Name(s) :</b>	PlainDefault gravity None	
<b>Recorder Name(s) :</b>	beamcolumnnelements node None	
<b>Analysis Options Name :</b>	static 1	
<b>User Defined Analysis Script :</b>	None	<b>Browse</b>
<b>Damping Parameters :</b>	<b>Damping Parameters</b>	
<b>Geotechnical Parameters :</b>	<b>Geotechnical Parameters</b>	
<b>Number of Load Steps (numincr) :</b>	10	

Figura 4.34. Definizione dell'analisi statica: "AnalysisCase01"

Essendo le analisi non lineari piuttosto onerose OpenSees non salva automaticamente risultati legati ad ogni grado di libertà e ad ogni nodo, ma è necessario definirli come "recorders" e selezionarli durante la definizione dell'analisi. Per definire i "recorders": *Define > Recorders*. È necessario definire il tipo di elemento riguardo cui verranno salvati dati oppure il nodo. Di quest'ultimi si possono salvare spostamenti, sollecitazioni o reazioni e alla fine dell'analisi verrà generato automaticamente un file di testo contenente queste informazioni con il nome dato al "recorder".txt .

Eseguita l'analisi una verifica semplice è l'equilibrio delle forze verticali; essendo  $q = 25.4 \text{ N/mm}$  allora:

$$R_{1y} = R_{3y} = q \frac{L}{2} = 101600N \quad (4.2.1)$$

Dove  $R_{1y}$  è la reazione nel nodo 1 con direzione Y (risp.  $R_{3y}$  nel nodo 3). Tale risultato risulta quindi verificato.

## 4.2.2 Analisi dinamica non lineare (Time-history)

Un'analisi dinamica non lineare è caratterizzata dalla non linearità del materiale e dall'input dinamico che viene espresso dall'accelerogramma. L'accelerogramma utilizzato in questa analisi viene riportato in Figura 4.35.

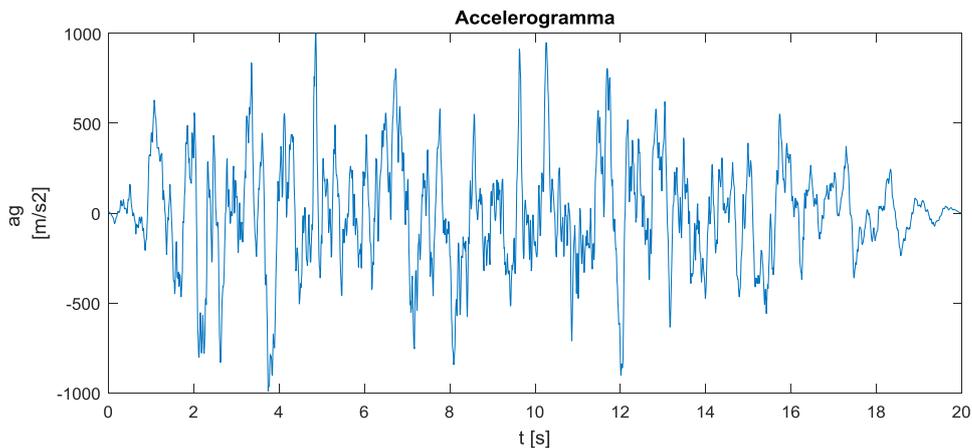
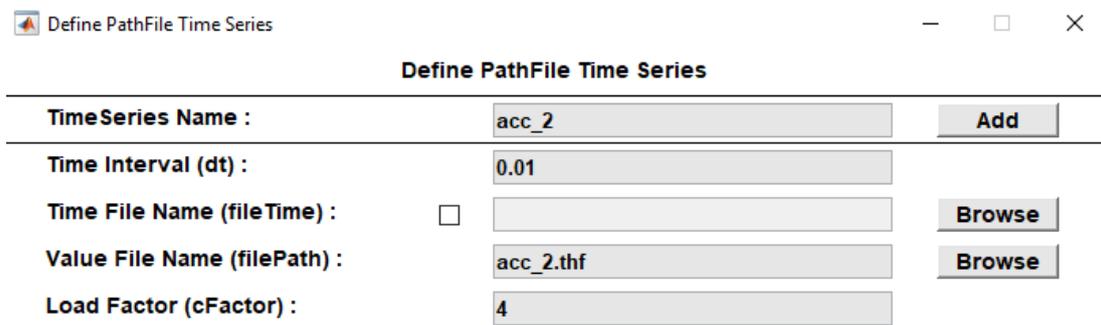


Figura 4.35. Accelerogramma utilizzato

Per introdurlo in OpenSees: *Define > Timeseries > Add Timeseries > Pathfile*. Viene richiesto di individuare il percorso di locazione del file e l'intervallo di tempo tra un valore e l'altro. Essendo l'accelerogramma una colonna di dati, il numero di questi dati moltiplicato per l'intervallo di tempo tra un dato e l'altro restituisce la durata complessiva del sisma.

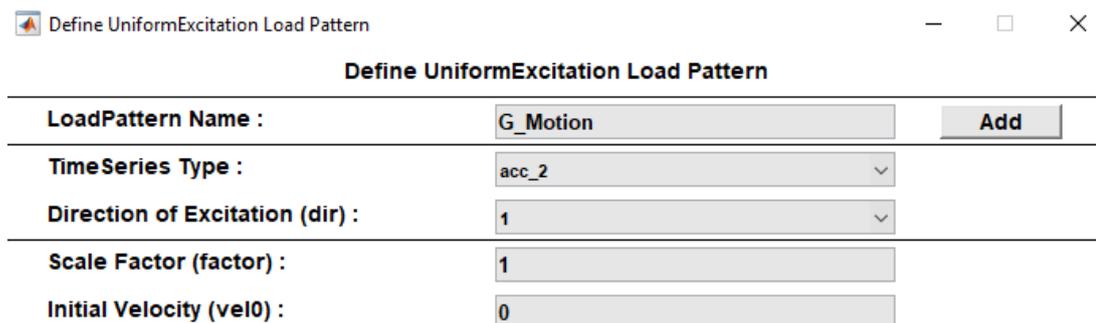


The image shows a software dialog box titled "Define PathFile Time Series". It contains several input fields and buttons:

- TimeSeries Name :**
- Time Interval (dt) :**
- Time File Name (fileTime) :**
- Value File Name (filePath) :**
- Load Factor (cFactor) :**

Figura 4.36. Inserimento dell'accelerogramma in Opensees Navigator

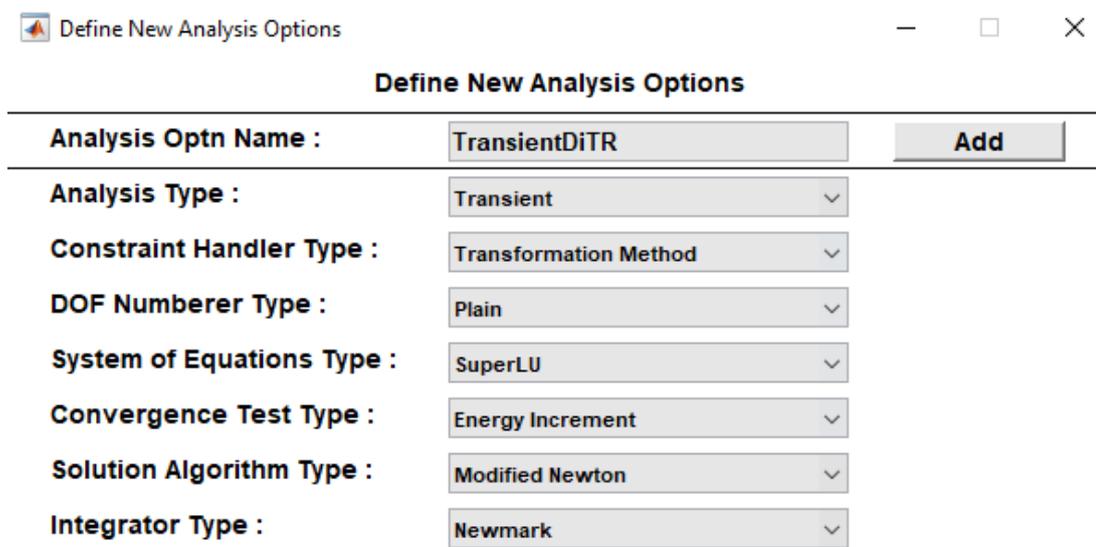
Inserito l'accelerogramma si definisce il "load pattern" relativo: *Define > Load Pattern > Add Load Pattern > Uniform Excitation Load Pattern*. Gli input richiesti sono l'accelerogramma da associare, la direzione del sisma, nel nostro caso x, e l'eventuale fattore di scala.



Define UniformExcitation Load Pattern	
LoadPattern Name :	G_Motion <input type="button" value="Add"/>
TimeSeries Type :	acc_2
Direction of Excitation (dir) :	1
Scale Factor (factor) :	1
Initial Velocity (vel0) :	0

Figura 4.37. Definizione del “load pattern” “UniformExcitation”

Come si è spiegato in precedenza si impongono le opzioni dell’analisi. Si sottolinea come rispetto all’analisi statica, in questo caso si è scelto di utilizzare la procedura di Newton modificata, meno onerosa di quella di Newton come spiegato nel paragrafo 3.1. L’integrazione è del tipo alla Newmark, il test di convergenza è fatto a variazione di energia con tolleranza  $10^{-6}$  e massimo numero d’iterazioni per step pari a 15.



Define New Analysis Options	
Analysis Optn Name :	TransientDiTR <input type="button" value="Add"/>
Analysis Type :	Transient
Constraint Handler Type :	Transformation Method
DOF Numberer Type :	Plain
System of Equations Type :	SuperLU
Convergence Test Type :	Energy Increment
Solution Algorithm Type :	Modified Newton
Integrator Type :	Newmark

Figura 4.38. Definizione delle opzioni per l’analisi dinamica

L’ultima parte è relativa al caso di analisi. Nell’analisi dinamica si parte dallo stato tensionale calcolato tramite analisi statica, si seleziona il “load pattern” precedentemente definito “G\_Motion” e le opzioni d’analisi “TransientDiTr”. Infine si definiscono gli step di carico e l’intervallo tra ogni step. In questo caso l’analisi durerà 15 secondi.

**Modify Analysis Case**

Analysis Case Name :	uniformExcitations	Add
Start from Previous Analysis Case :	AnalysisCase01	Options
Load Pattern Name(s) :	G Motion PlainDefault gravity	
Recorder Name(s) :	axial beamcolumnelements node	
Analysis Options Name :	TransientDiTR	
User Defined Analysis Script :	dumping_and_iteration_cycle.txt	Browse
Damping Parameters :	Damping Parameters	
Geotechnical Parameters :	Geotechnical Parameters	
Number of Load Steps (numIncr) :	7500	
Time Step Increment (dt) :	0.002	

Figura 4.39. Definizione caso di analisi “uniformExcitations”

### 4.3 Comparazione tra i risultati e validazione del modello

L’ultima fase di questo capitolo è il confronto dei risultati. Si confrontano i risultati ottenuti con uno script corretto di riferimento eseguito tramite OpenSees, e i risulti ottenuti tramite l’utilizzo dell’interfaccia Navigator del risolutore OpenSees.

Nella Figura 4.40 sono proposti i risultati legati allo spostamento in testa al pilastro, nodo 2, durante l’eccitazione sismica. I due diagrammi sono sovrapposti e la risposta è ben rappresentata.

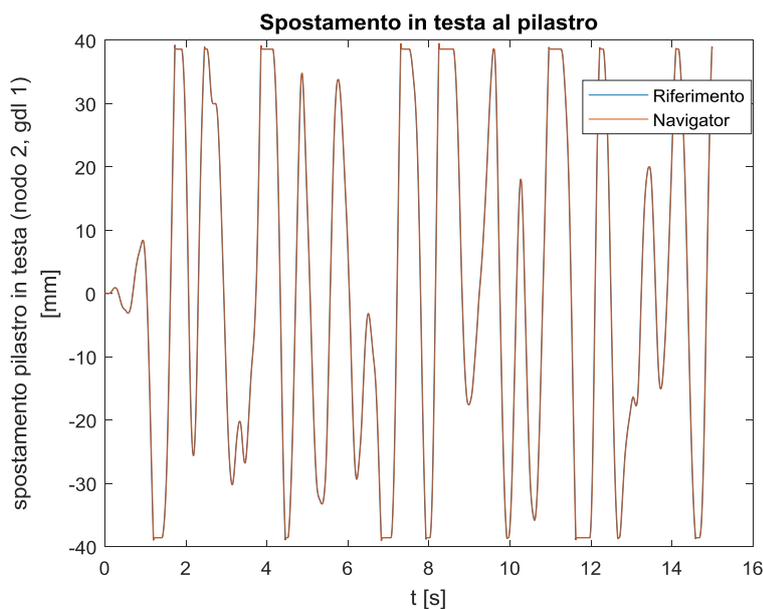


Figura 4.40. Spostamento del nodo 2 in funzione del tempo, modello di riferimento e modello “Navigator”

Lo spostamento massimo in testa di riferimento è 39.49 mm, lo stesso ottenuto con Navigator è 39.47. L'errore massimo valutato per ogni istante di carico è di 5 mm il quale potrebbe essere motivato da un piccolo sfasamento della risposta. In funzione dello spostamento in testa aumenta il momento alla base e quindi la probabilità di un'eventuale plasticizzazione del pilastro che porterebbe al collasso la struttura.

Nel grafico in Figura 4.41 viene rappresentato lo spostamento relativo tra trave e pilastro. Se lo spostamento è maggiore della larghezza del pilastro allora si ha la perdita d'appoggio della trave ed il collasso della struttura. Anche in questo caso i grafici appaiono sovrapposti e quindi la risposta ottenuta con Navigator ben rappresenta la risposta di riferimento.

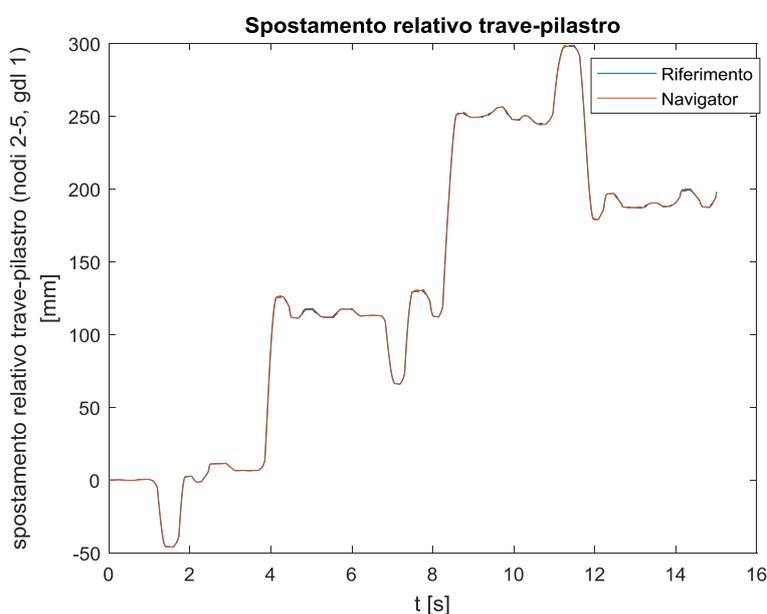


Figura 4.41. Spostamento relativo trave-pilastro in funzione del tempo, modello di riferimento e modello "Navigator"

Lo spostamento massimo di riferimento è di 298.75 mm, quello ottenuto con Navigator è di 298.48. L'errore massimo valutato istante per istante tra i due spostamenti relativi è di 6 mm.

Nel grafico seguente viene riportato il taglio alla base in funzione dello spostamento in testa del pilastro. Anche in questo caso i risultati sono sovrapposti. Si può notare che data la natura dell'azione, la risposta della struttura è di tipo ciclico.

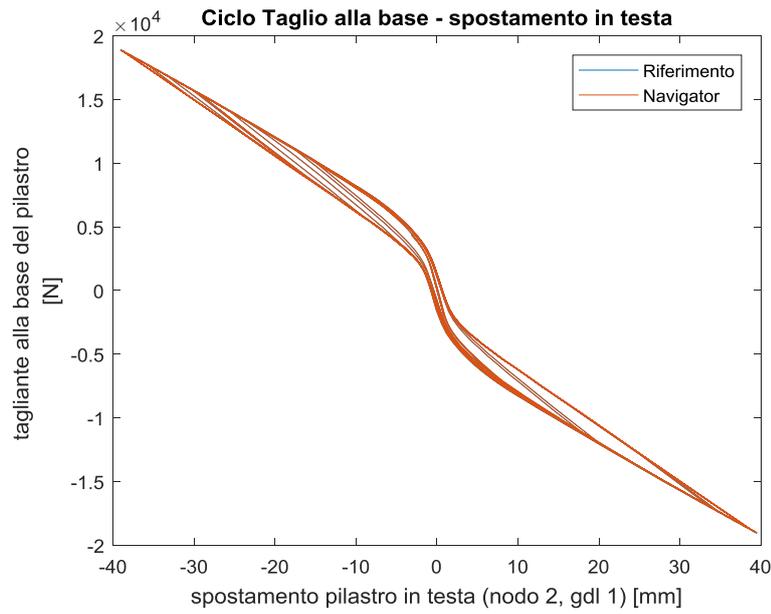


Figura 4.42. Tagliante alla base funzione dello spostamento in testa, modello di riferimento e modello “Navigator”

Il tagliante alla base coincide tra i due modelli ed è 109030 N. Dati i risultati simili tra i due modelli, i risultati ottenuti con OpenSees Navigator sono validati.

Si riporta in tabella un riassunto dei risultati ottenuti.

Tabella 4.1. Confronto tra i risultati ottenuti con OpenSees Navigator ed i risultati di riferimento

	$\delta_{\text{pilastro, MAX}}$ [mm]	Errore max $\delta_{\text{pilastro}}$ [mm]	$\Delta_{\text{spost, MAX}}$ [mm]	Errore max $\Delta_{\text{spost}}$ [mm]	$T_{\text{BASE, MAX}}$ [kN]	Errore max $T_{\text{BASE}}$ [kN]
<b>Riferimento</b>	39.1	5	298.7	6	109	0
<b>Navigator</b>	39.1		298.4		109	

# Capitolo 5

---

## 5 Valutazione della vulnerabilità sismica di capannoni industriali tramite l'analisi dinamica incrementale (IDA)

In questo capitolo vengono studiati due modelli: modello A e modello B. Tali modelli sono telai piani appartenenti ad un capannone sito nella località di Mirandola (MO). Il telaio A è rappresentativo del telaio centrale della struttura. Il telaio B è il telaio esterno. Avendo carichi differenti, e di conseguenza masse differenti, il periodo tra i due telai è differente. Si vuole indagare quale sia il caso più sfavorevole considerando che il telaio A sarà soggetto a masse maggiori, ma accelerazioni minori, mentre il telaio B avrà massa minore, ma accelerazioni maggiori, che considerando il sisma verticale possono diventare dominanti relativamente alla risposta strutturale.

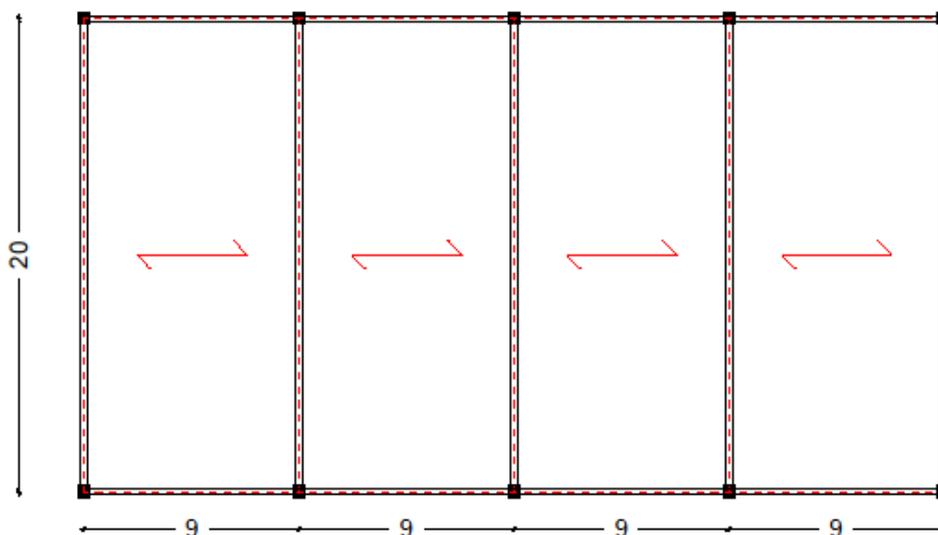


Figura 5.1. Pianta capannone analizzato

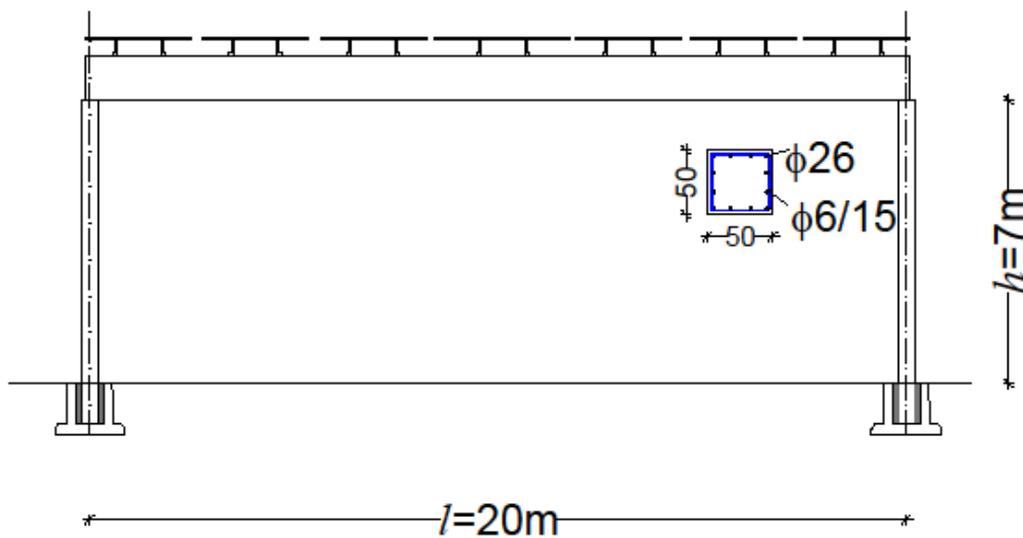


Figura 5.2. Telaio capannone analizzato

I modelli sono formulati tramite OpenSees (McKenna 2002), attraverso un modello che tenga conto delle non linearità geometriche e meccaniche e del collegamento attritivo tra sisma e pilastro e dell'influenza del sisma verticale.

Per ogni modello si studiano cinque coefficienti d'attrito (0.1, 0.15, 0.20, 0.30, 0.60) ed il caso incernierato. Per ognuno di questi casi di studio si calcolano le curve dell'analisi dinamica incrementale (IDA) applicando un set di 22 accelerogrammi ognuno dei quali scalato fino al verificarsi del primo meccanismo di collasso. I meccanismi di collasso sono rappresentati dal raggiungimento della rotazione ultima alla base e dalla perdita d'appoggio. Per ogni coefficiente d'attrito viene variato lo spostamento relativo limite per valutare gli effetti benefici di un aumento d'appoggio della trave rispetto al pilastro, analizzando otto spostamenti limite (150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm), ottenendo quindi otto grafici IDA per ogni coefficiente d'attrito per ogni modello. Da ogni curva IDA si ricava una curva di fragilità, tramite la quale è possibile individuare in quali casi l'aumento dello spostamento utile ha un effetto benefico. Tale curva di fragilità viene poi confrontata con la stessa ricavata dal portale incernierato ed adeguato rinforzato tramite FRP.

Si riporta un riassunto schematico delle operazioni eseguite nel capitolo seguente:

- Due telai piani analizzati, modello A, telaio interno ( $q=38.2$  kN/m) e modello B, telaio esterno ( $q=19.14$  kN/m) appartenenti ad una struttura sita nella località di Mirandola (MO).
- I telai sono modellati tramite OpenSees tenendo conto delle non linearità geometriche e meccaniche e del collegamento attritivo tra trave e pilastro.

- Per ogni modello vengono studiati 5 coefficienti d'attrito (0.1, 0.15, 0.20, 0.30, 0.60) più il caso di portale incernierato e il caso di portale incernierato rinforzato alla base dei pilastri tramite FRP.
- Ai modelli viene applicato un set di 22 accelerogrammi, in cui ogni sisma è scalato fino al raggiungimento del primo stato limite. I meccanismi di collasso monitorati sono la perdita d'appoggio e il raggiungimento della rotazione ultima alla base.
- Per ogni coefficiente d'attrito vengono studiati 8 spostamenti relativi limite (150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm).
- Si ottengono quindi 8 curve IDA per ogni coefficiente d'attrito per ogni modello (80 curve IDA).
- Per ogni curva IDA viene calcolata la curva di fragilità relativa. Si confrontano le curve di fragilità per lo stesso coefficiente d'attrito al variare dello spostamento relativo limite, le fragilità per uno spostamento relativo limite fissato al variare dell'attrito e le fragilità per spostamento limite e coefficienti d'attrito fissati tra i due modelli A e B.

## 5.1 Modellazione portale A

### 5.1.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Il primo modello analizzato riflette le caratteristiche tipiche di queste strutture nel territorio nazionale. La struttura è composta da telai piani con interasse di 9 m, in cui ogni telaio ha una campata di 20 m e pilastri alti 7 m. I pilastri presentano una sezione pari a 0.5x0.5 m, con una robusta armatura longitudinale pari a 12 $\phi$ 26 disposta simmetricamente ed un'armatura trasversale con staffatura  $\phi$ 6/15 cm, che ha come conseguenza un confinamento del calcestruzzo non elevato. Il copriferro è pari a 30 mm. Il calcestruzzo utilizzato ha classe C40/50, e di conseguenza una tensione massima di compressione  $f_c=40$  Mpa. L'acciaio utilizzato per le armature ha tensione di snervamento pari a  $f_y=430$  Mpa e tensione ultima pari a  $f_u=540$  Mpa. La trave ha una sezione costante pari a 0.3x1.1 m e porta un carico totale comprensivo del peso proprio pari a 38.25 kN/m.

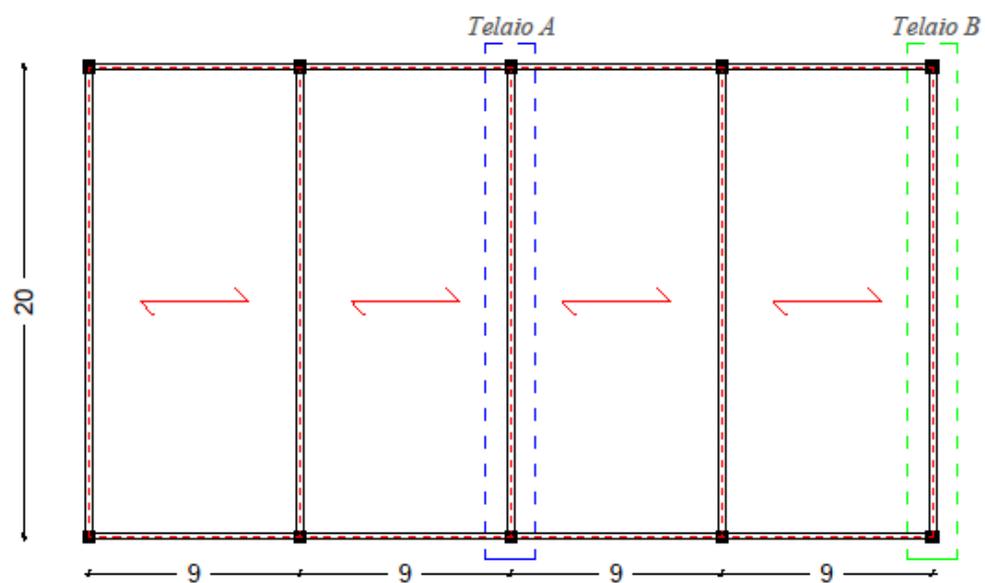


Figura 5.3. Individuazione telaio A e B nella pianta del capannone

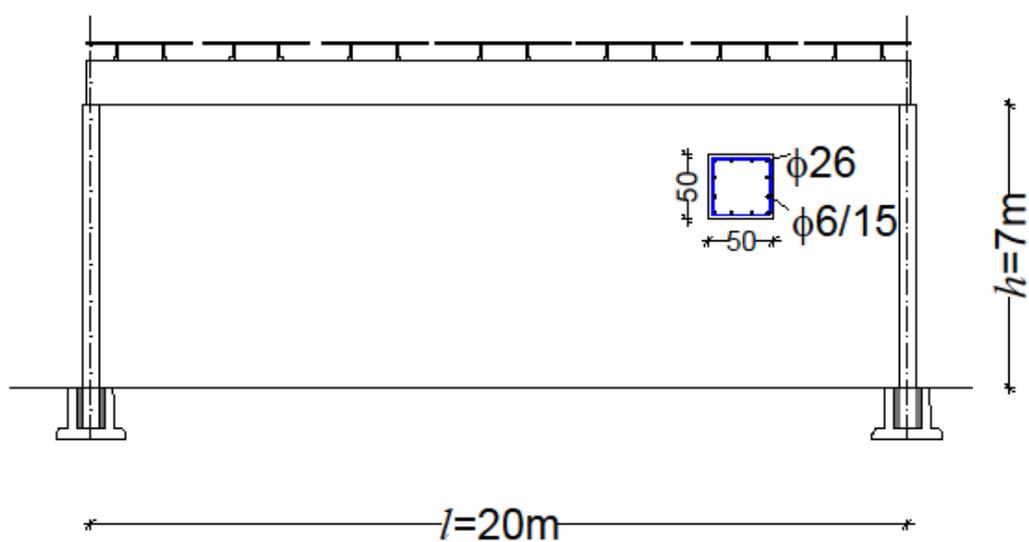


Figura 5.4. Caratteristiche geometriche modello A

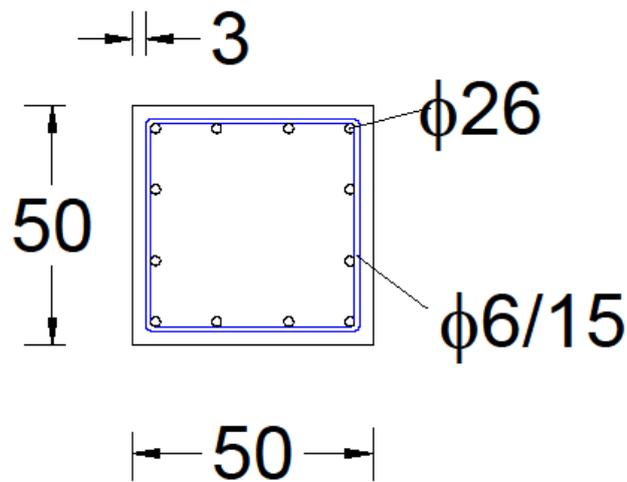


Figura 5.5. Sezione pilastro

Tabella 5.1. Caratteristiche geometriche e meccaniche modello A

<b>MODELLO A</b>	
Altezza portale h [m]	7
Lunghezza campata [m]	20
Dimensioni pilastro e c' [m]	0.5x0.5 c'=0.03 m
Dimensioni trave [m]	1.1x0.3
$A_{S, \text{longitudinale}}$	12φ26
$A_{S, \text{trasversale}}$	φ6/150 mm
Carico distribuito sulla trave [kN/m]	38.24
<u>Acciaio B450C</u>	
$f_y$ [Mpa]	450
$f_u$ [Mpa]	540
$E_s$ [Mpa]	210000
<u>Calcestruzzo C40/50</u>	
$f_c$ [Mpa]	40
$f_{cm}$ [Mpa]	48
$E_c$ [Mpa]	35000

Utilizzando il modello di Saatcioglu-Razvi si sono calcolati i differenti parametri per il calcestruzzo confinato. Tale modello richiede come input le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio ed in particolare è condizionato dal numero e dal passo delle staffe.

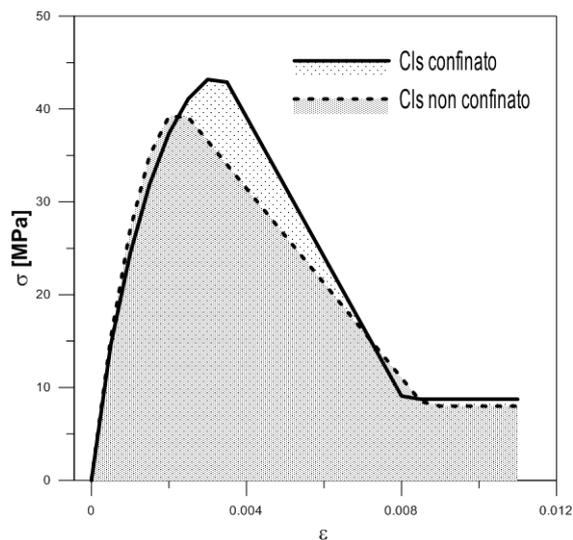


Figura 5.6. Legame tensioni-deformazioni per cls confinato e non confinato modello A

Da tale modello si ricavano le caratteristiche del calcestruzzo confinato e non confinato. Si considera deformazione ultima quella per cui vi è una riduzione pari al 50% di  $f_c$ .

Tabella 5.2. Caratteristiche calcestruzzo confinato e non confinato

<b>Calcestruzzo confinato</b>	
$f_c$ [Mpa]	43.6
$\epsilon_c$	0.0034
$\epsilon_u$	0.0064
<b>Calcestruzzo non confinato</b>	
$f_c$ [Mpa]	40
$\epsilon_c$	0.0023
$\epsilon_u$	0.006

Per calcolare il diagramma momento-curvatura si è calcolato lo sforzo normale agente su ciascun pilastro:

$$N_{ed} = q \frac{l}{2} = 382.4kN \quad (5.1.1)$$

Si ottiene in questo modo un momento resistente pari a:

$$M_{rd} = 602kNm \quad (5.1.2)$$

Si è quindi calcolato il diagramma momento-curvatura del pilastro. Tramite questo diagramma si andrà a ricavare la curvatura ultima e la curvatura a snervamento necessarie per calcolare la rotazione a snervamento e la rotazione ultima.

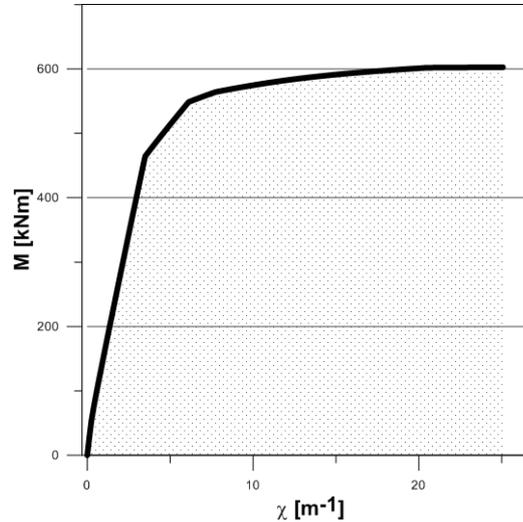


Figura 5.7. Grafico momento-curvatura pilastro modello A

Si ricavano quindi i seguenti valori per curvatura ultima:

$$\chi_u = 0.025m^{-1} \quad (5.1.3)$$

ed una curvatura a snervamento pari a:

$$\chi_y = 0.0036m^{-1} \quad (5.1.4)$$

Per calcolare la rotazione ultima bisogna prima calcolare il drift a snervamento, per il quale si necessita del calcolo della lunghezza della cerniera plastica.

Si avrà quindi:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 1.23m \quad (5.1.5)$$

Dove:

- $L_v = 7m$
- $h = 0.5m$
- $d_{bl} = 26mm$

Si procede quindi al calcolo della rotazione a snervamento:

$$\Theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \frac{\chi_y \cdot d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.0075 \quad (5.1.6)$$

Dove:

$$- \chi_y = 0.0036m^{-1}$$

Ottenuta la rotazione a snervamento si è in grado di calcolare la rotazione ultima:

$$\Theta_u = \Theta_y + (\chi_u - \chi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right) = 0.031 \quad (5.1.7)$$

Dove:

$$- \chi_u = 0.025m^{-1}$$

Tale rotazione equivale ad un drift ultimo pari a circa il 3%. Tramite questa rotazione possiamo stimare lo spostamento limite in testa per ottenere il collasso per formazione di una cerniera plastica alla base. Avremo quindi che spostamento a snervamento e spostamento ultimo in testa saranno pari a:

$$\delta_y = L_v \cdot \Theta_y = 50mm \quad (5.1.8)$$

$$\delta_u = L_v \cdot \Theta_u = 217mm \quad (5.1.9)$$

## 5.1.2 Modellazione dell'input sismico modello A

Per effettuare tale analisi si è scelto di collocare le strutture nel comune di Mirandola (MO), Emilia Romagna, luogo dell'epicentro del terremoto dell'Emilia (2012) e tra le regioni con la più alta concentrazione di edifici industriali in calcestruzzo armato prefabbricato in Italia. I modelli vengono sottoposti ad un set di ventidue accelerogrammi opportunamente scalati in funzione dello spettro di progetto del luogo. Lo spettro di progetto viene calcolato con riferimento a Mirandola (longitudine=11.0672, latitudine=44.8877). La vita nominale dell'opera è scelta pari a 50 anni e il coefficiente d'uso pari a 1. Il fattore di struttura è scelto unitario, lo spettro di progetto coincide quindi con lo spettro elastico. Tale scelta deriva dal fatto che il meccanismo di collasso dovuto alla perdita di stabilità della trave non consente la considerazione di eventuali energie dissipate tramite deformazione plastica della struttura. Lo stato limite scelto è lo stato limite di collasso.

Si riportano in Figura 5.8 gli spettri verticale e orizzontale allo stato limite di collasso per la località Mirandola.

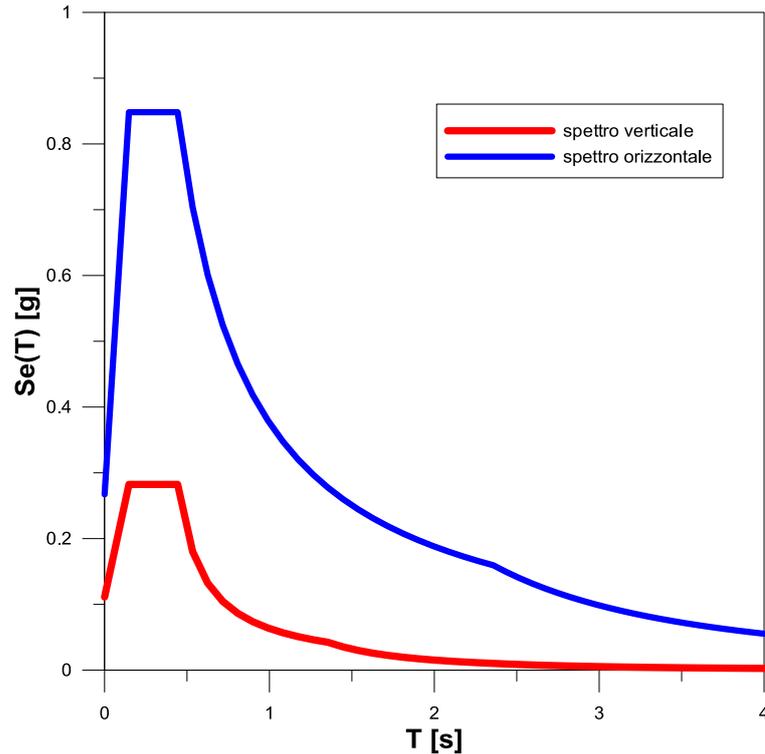


Figura 5.8. Spettri di progetto orizzontale e verticale allo SLC in località Mirandola

Gli accelerogrammi vengono scalati con riferimento all'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo primo modo di vibrare come riportato al paragrafo 3. Si procede quindi al calcolo del periodo del primo modo in direzione orizzontale. Viene sottolineato che ogni terna di accelerogrammi verrà scalata con riferimento allo spettro orizzontale. La rigidezza della struttura in direzione orizzontale è pari alla somma delle rigidità dei pilastri che non avendo alcun tipo di collegamento rigido con la trave sono considerati come mensole incastrate alla base:

$$K_{tot} = 2 \cdot 3 \frac{EI}{h^3} = 3183 \frac{N}{mm} \quad (5.1.10)$$

La massa della struttura è:

$$m_{tot} = \frac{ql}{g} = 77981 kg \quad (5.1.11)$$

Tramite rigidità e massa viene calcolato il periodo del primo modo in direzione orizzontale della struttura:

$$T_{h1} = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_{tot}}{m_{tot}}}} = 0.97 s \quad (5.1.12)$$

Entrando dello spettro di risposta orizzontale relativo alla località Mirandola riportato in Figura 5.8 con il periodo calcolato nell'equazione (5.1.12) si ricava l'ordinata spettrale:

$$S_{e,h}(T = 0.99s) = 0.380g = 3.727 \frac{m}{s^2} \quad (5.1.13)$$

Successivamente vengono calcolati gli spettri di risposta di ogni accelerogramma facente parte del set selezionato. Da ogni spettro viene calcolata l'ordinata spettrale corrispondente al periodo della struttura. Nella Figura 5.9 vengono riportati gli spettri di risposta dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati. Viene riportata inoltre la media degli accelerogrammi e lo spettro di progetto del sito di Mirandola.

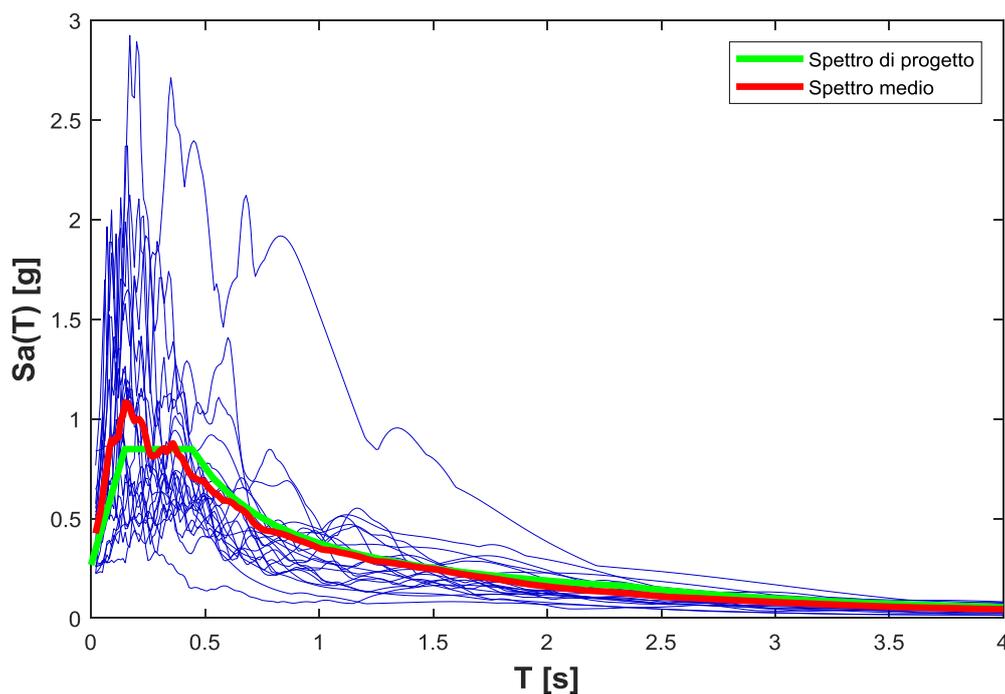


Figura 5.9. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati

In Figura 5.10 vengono riportati gli spettri di risposta relativi ai ventidue accelerogrammi verticali selezionati.

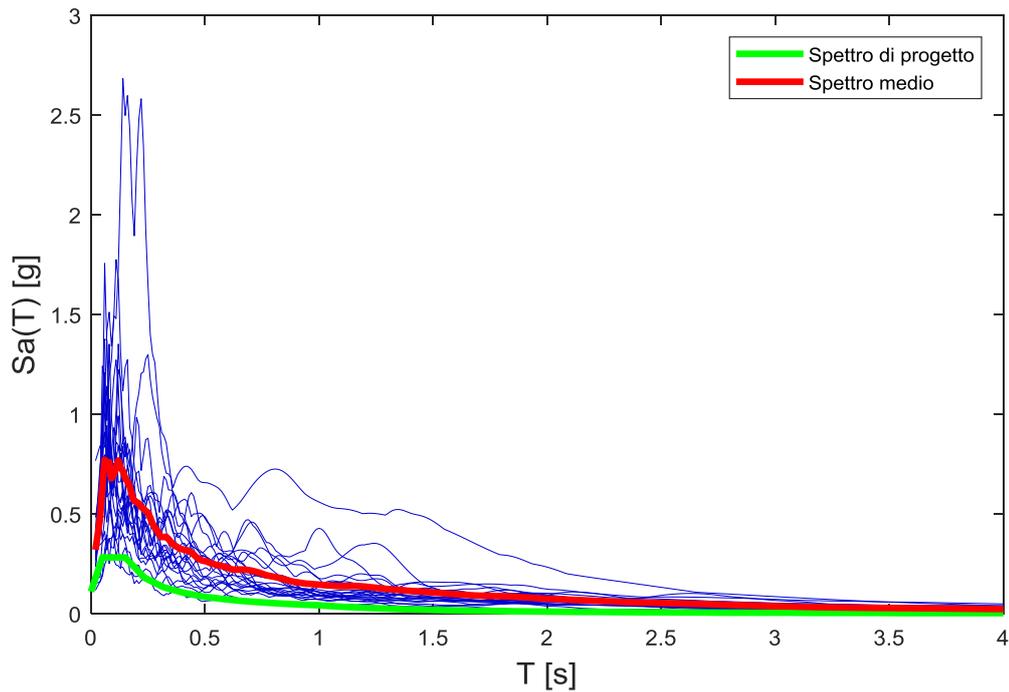


Figura 5.10. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi verticali selezionati

Individuata l'ordinata spettrale di ogni accelerogramma orizzontale in corrispondenza del periodo calcolato nell'equazione (5.1.12) vengono calcolati i fattori di scala per ogni accelerogramma tramite la relazione:

$$F_{scala,i} = \frac{S_d(T_1 = 0.99s)}{S_{e,i}(T_1 = 0.99s)} \quad (5.1.14)$$

In cui il fattore di scala dell'i-esimo accelerogramma è uguale al rapporto tra l'ordinata spettrale dello spettro di progetto (che è anch'esso elastico) e l'ordinata spettrale dello spettro relativo all'accelerogramma i-esimo. Tramite questi fattori di scala vengono scalati sia gli accelerogrammi orizzontali che verticali. Vengono in seguito ricalcolati gli spettri di risposta degli accelerogrammi scalati. Nella Figura 5.11 vengono inoltre riportati lo spettro di risposta di progetto allo stato limite di collasso, lo spettro di risposta elastico degli accelerogrammi orizzontali medio e lo spettro medio sommando e sottraendo la deviazione standard.

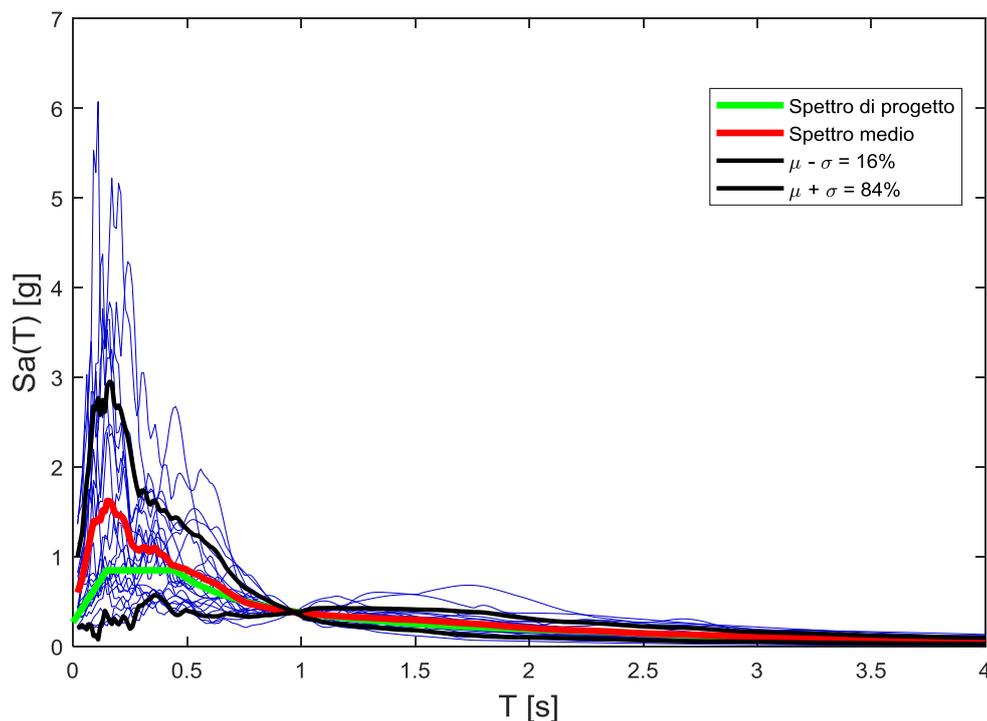


Figura 5.11. Spettri di risposta degli accelerogrammi orizzontali scalati

Gli spettri di risposta relativi agli accelerogrammi verticali scalati vengono riportati in Figura 5.12.

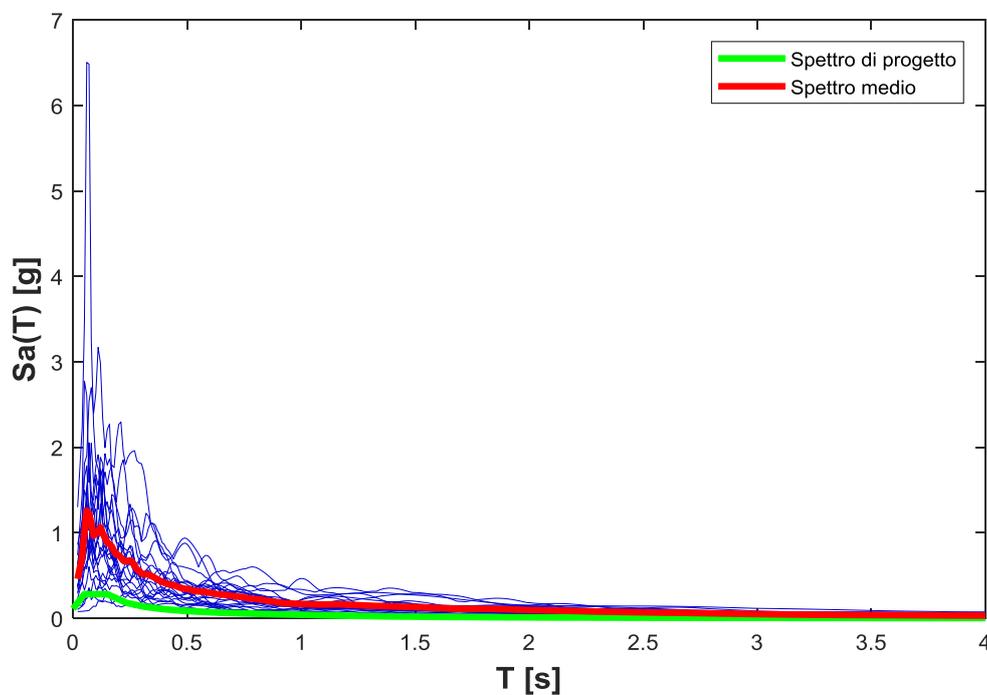


Figura 5.12. Spettri di risposta degli accelerogrammi verticali scalati

### 5.1.3 Creazione del modello A

La struttura viene modellata utilizzando OpenSees (McKenna et al.,2002). Tale struttura è composta da sette nodi, uno alla base di ciascun pilastro, due sovrapposti in testa al pilastro dei quali uno appartenente alla trave ed uno appartenente al pilastro. Tra questi nodi verrà inserito l'elemento attritivo con lunghezza fisica nulla. Viene infine posizionato un nodo al centro della trave.

Dato il meccanismo di collasso evidenziato durante il sisma vengono indagati due possibili stati limite:

- La perdita di appoggio della trave
- Il raggiungimento della rotazione ultima alla base del pilastro

Per tale motivo si ritiene opportuna la modellazione della trave come elemento elastico lineare. I pilastri vengono modellati tramite elementi a fibre con formulazione basata sulle forze (Force based element) i quali consentono la formazione di una cerniera plastica in qualsiasi sezione dell'elemento. Per tali elementi viene definita una sezione a fibre come riportato nel paragrafo 3.2. Alle diverse parti della sezione vengono assegnate le leggi  $\sigma$ - $\epsilon$  riportate in Figura 5.6. Si avrà quindi una sezione composta da tre materiali differenti, il copriferro modellato tramite “*Uniaxial material Concrete02*” con i valori relativi al calcestruzzo non confinato, il “core” modellato tramite “*Uniaxial material Concrete02*” con il legame del calcestruzzo confinato e le barre d'acciaio modellati tramite “*Uniaxial material Steel02*” con i valori riportati in Tabella 5.1. La sezione viene discretizzata con dieci divisioni relativamente ad ogni lato della sezione.

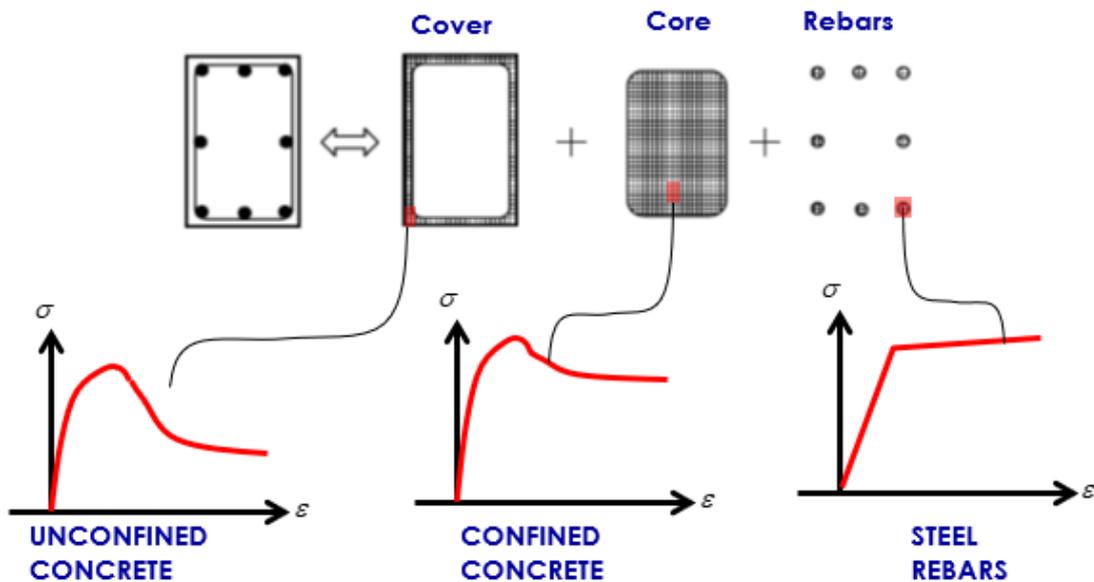


Figura 5.13. Composizione sezione a fibre

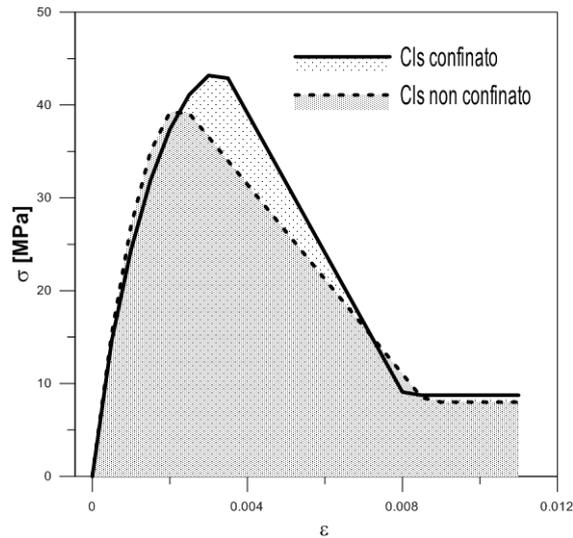


Figura 5.14. Legame calcestruzzo confinato e non confinato

La modellazione del comportamento attritivo avviene tramite “*Flat Slider Bearing Element*”. Tale elemento viene posizionato tra i nodi sovrapposti di trave e pilastro ed ha quindi lunghezza fisica nulla. Gli input previsti riguardano la legge attritiva. La legge scelta è la legge di Coulomb:

$$F_f = \mu \cdot F_N \quad (5.1.15)$$

Dove

- $F_f$  è la forza d’attrito disponibile ad ogni istante
- $\mu$  è il coefficiente d’attrito indipendente da forza normale e velocità di scorrimento
- $F_N$  è la forza normale alla superficie attritiva
- 

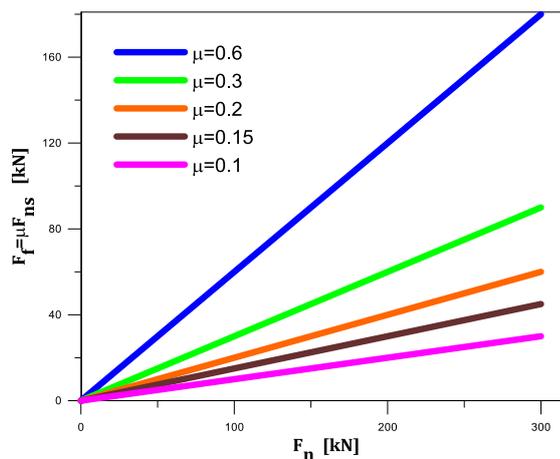


Figura 5.15. Legge attritiva di Coulomb



Nell'applicare le masse viene fatta una semplificazione, riguardo il comportamento dinamico in direzione orizzontale il sistema viene considerato simile ad un sistema ad un grado di libertà, vengono quindi applicate due masse ai nodi estremi della trave:

$$m_{h1} = m_{h2} = \frac{q \cdot l}{2g} = 38980 \text{ kg} \quad (5.1.18)$$

Il comportamento dinamico in direzione verticale della trave viene semplificato considerando il solo primo modo di vibrare. Per tale motivo è stata calcolata la massa modale partecipante al primo modo per una trave appoggio-appoggio con le stesse caratteristiche della trave oggetto di studio. Data l'elevata flessibilità, funzione principalmente della lunghezza della campata, il primo modo rappresenta in modo adeguato la struttura con una percentuale di massa modale partecipante pari all'88%.

Viene quindi inserita una massa nel nodo in mezzzeria della trave relativa alla sola direzione verticale:

$$m_v = 0.88 \frac{ql}{g} = 68623 \text{ kg} \quad (5.1.19)$$

Viene in seguito riportato il periodo verticale della struttura. Tramite tale periodo riferendosi agli spettri elastici relativi agli accelerogrammi verticali scalati si è in grado di quantificare l'ordine di grandezza dell'accelerazione verticale a cui verrà sottoposta la trave durante ciascun sisma. Data l'elevata rigidità assiale dei pilastri ed il relativo periodo assiale esiguo si può considerare che alla trave arrivi un'accelerazione verticale pari all'accelerazione trasmessa dal suolo. Il periodo del primo modo di vibrare è quindi stimabile come il periodo del primo modo di una trave appoggio-appoggio con massa concentrata in mezzzeria. Per tale configurazione statica si ha quindi la rigidità:

$$K_{trave} = \frac{48EI}{l^3} = 6987.7 \frac{N}{mm} \quad (5.1.20)$$

Dove:

$$- I = 3.33 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Si ha quindi un periodo verticale relativo al primo modo pari a:

$$T_{v,1} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_{trave}}{m_v}}} = 0.62 \text{ s} \quad (5.1.21)$$

Si ha quindi il modello finale riportato in Figura 5.17.

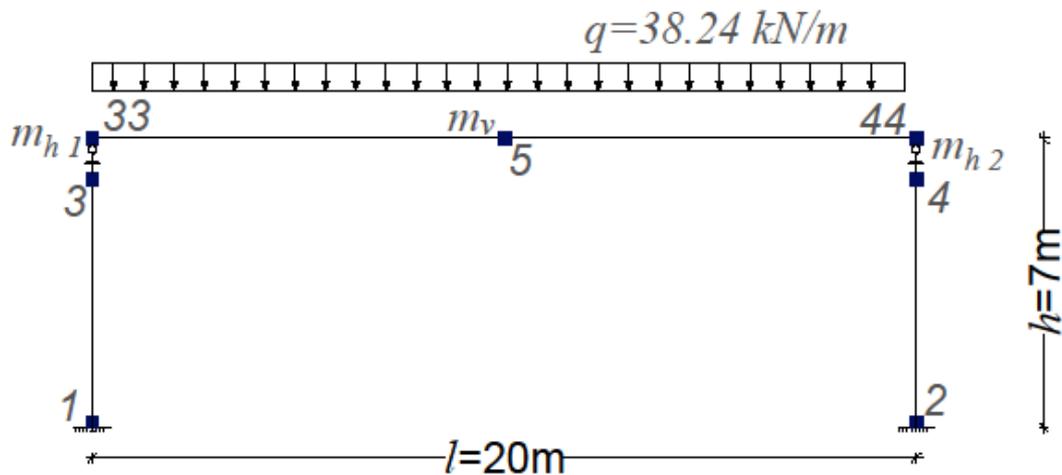


Figura 5.17. Modello A

Il passo di campionamento degli accelerogrammi è pari a 0.005 s viene quindi scelto un passo di integrazione sufficientemente piccolo pari a 0.001 s con metodo di integrazione di Newmark. Viene scelto un test di convergenza ad energia (“Energy-increment test”) con tolleranza  $10^{-6}$  e numero massimo d’iterazioni pari a 100. L’algoritmo scelto per eseguire il test è Newton modificato (“Modified Newton” di cui si rimanda al paragrafo 3.1).

Il modello viene analizzato per differenti coefficienti d’attrito: 0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.6, per il caso di portale incernierato e per il caso rinforzato con FRP alla base dei pilastri.

## 5.2 Analisi dinamiche incrementali modello A

Le analisi incrementali seguenti sono eseguite fissando una coppia di parametri ingegneristici EDP. Tali parametri sono rappresentati dallo spostamento relativo limite tra trave e pilastro e dallo spostamento limite in testa al pilastro tale da causare il raggiungimento della rotazione ultima alla base. Per ogni coefficiente d’attrito indagato si avranno due grafici IDA per i ventidue sismi paralleli, con in ordinata sempre l’intensità del sisma in funzione di  $S_a(T_1=0.99s)$  e in ascissa rispettivamente lo spostamento in testa al pilastro, indice della rotazione alla base, e lo spostamento relativo tra trave e pilastro, indice del collasso per perdita d’appoggio. Mentre la rotazione ultima rimane sempre costante vengono indagati diversi spostamenti limite (150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm). Per ogni sisma l’analisi dinamica incrementale viene fermata al fattore di intensità relativo al raggiungimento del primo stato limite corrispondente alla perdita d’appoggio o alla rotazione ultima alla base del pilastro. Per ogni sisma al raggiungimento del primo stato limite, per perdita d’appoggio o spostamento in testa che sia, si completa il grafico accoppiato fino all’EDP limite procedendo orizzontalmente mantenendo la stessa intensità di collasso. In tale modo, le IDA possono essere lette sia con riferimento allo spostamento in testa, sia con riferimento allo

spostamento relativo avendo lo stesso significato ed ottenendo da entrambe le stesse intensità di collasso. Per ottenere le curve IDA ogni sisma è stato sottoposto ad una media di cinquanta intensità fino al raggiungimento del primo EDP limite. Il passo d'intensità tra un'analisi e l'altra è pari a  $0.1 S_e(T_1)$  fino all'intensità di collasso. Vengono ricavate quindi otto coppie di grafici IDA, uno per ogni spostamento limite fissato per ogni coefficiente d'attrito. Da ogni coppia di grafici viene poi ottenuta una curva di fragilità in funzione delle intensità al collasso. Tramite la curva di fragilità si può ottenere, fissata una certa intensità  $S_e(T_1)$ , la probabilità di collasso.

### 5.2.1 Modello A, coefficiente d'attrito $\mu=0.10$

Il primo coefficiente d'attrito indagato è  $\mu=0.10$ . Si riportano i diagrammi forza-spostamento per differenti fattori di scala ( $1.0S_e(T_1)$ ,  $2.0S_e(T_1)$ ,  $3.0S_e(T_1)$ , con  $S_e(T_1)=0.38g$ ), i quali moltiplicano sia gli accelerogrammi verticali che quelli orizzontali. L'effetto del sisma verticale è una continua variazione dello sforzo assiale sul pilastro e quindi sull'elemento "Flat Slider Bearing" che ha come conseguenza una continua variazione della forza d'attrito, come è evidente nei diagrammi forza-spostamento. Vengono riportati nello stesso diagramma l'andamento del taglio alla base correlato allo spostamento relativo trave pilastro e allo spostamento in testa al pilastro.

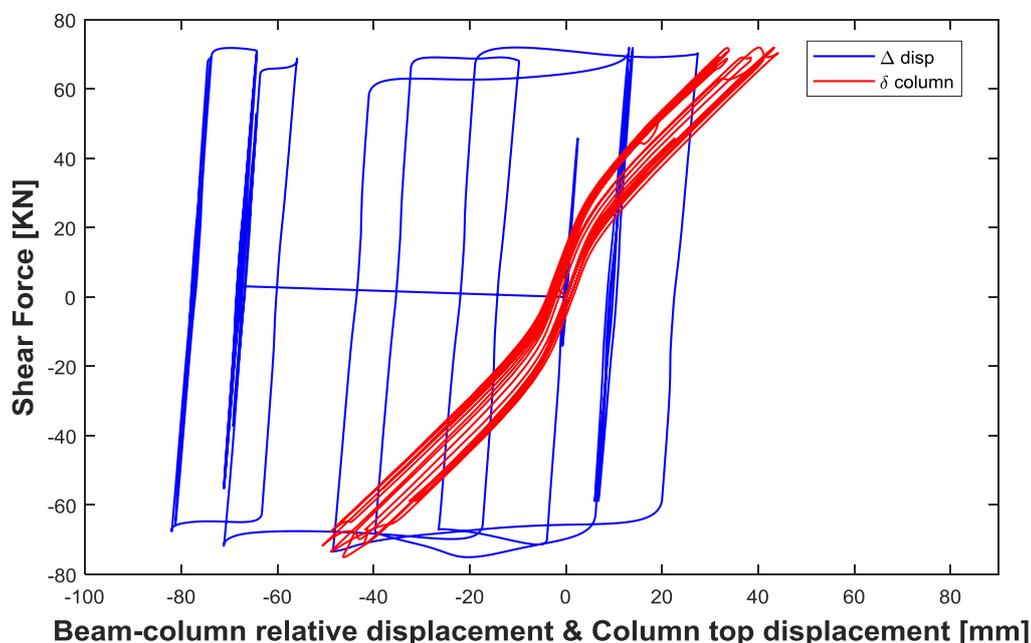


Figura 5.18. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala= $1.0 S_e(T_1)$  e coefficiente d'attrito pari a 0.1

Si può notare come per il fattore di scala pari ad 1.0 l'effetto del sisma verticale sia una leggera fluttuazione attorno alla forza d'attrito base, prodotto del peso scaricato dalla trave

sui pilastri per il coefficiente d'attrito. Paragonando l'andamento di tale diagramma ad un comportamento elasto-perfettamente plastico, l'effetto del sisma verticale può essere letto come una variazione della forza di snervamento oppure una fluttuazione del ramo perfettamente plastico. All'aumentare del fattore di scala questa fluttuazione attorno al ramo perfettamente plastico sarà sempre più marcata.

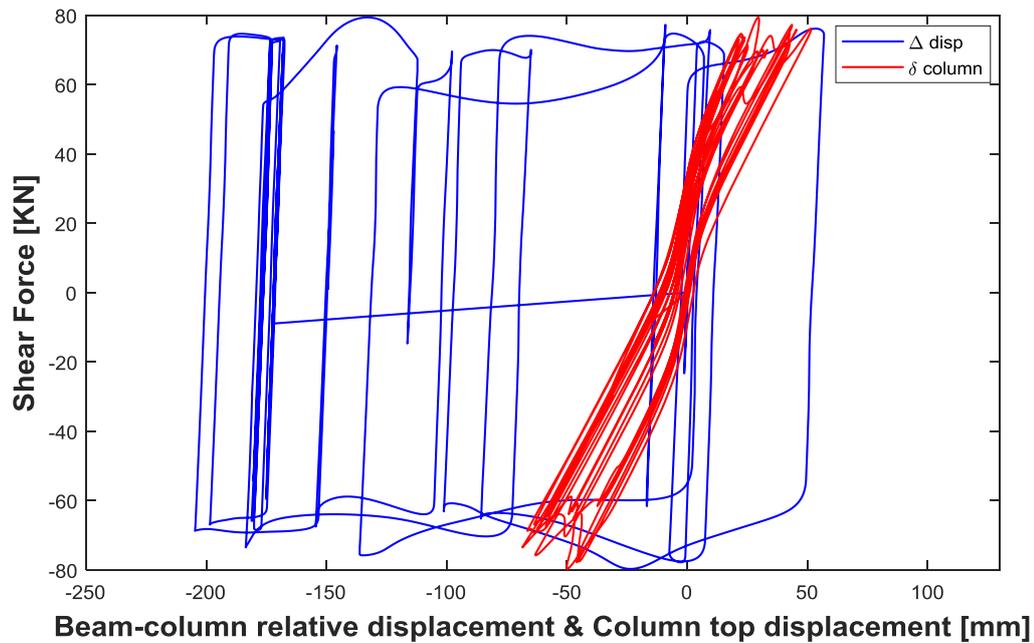


Figura 5.19. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala= $2.0 S_e(T_1)$  e coefficiente d'attrito pari a 0.1

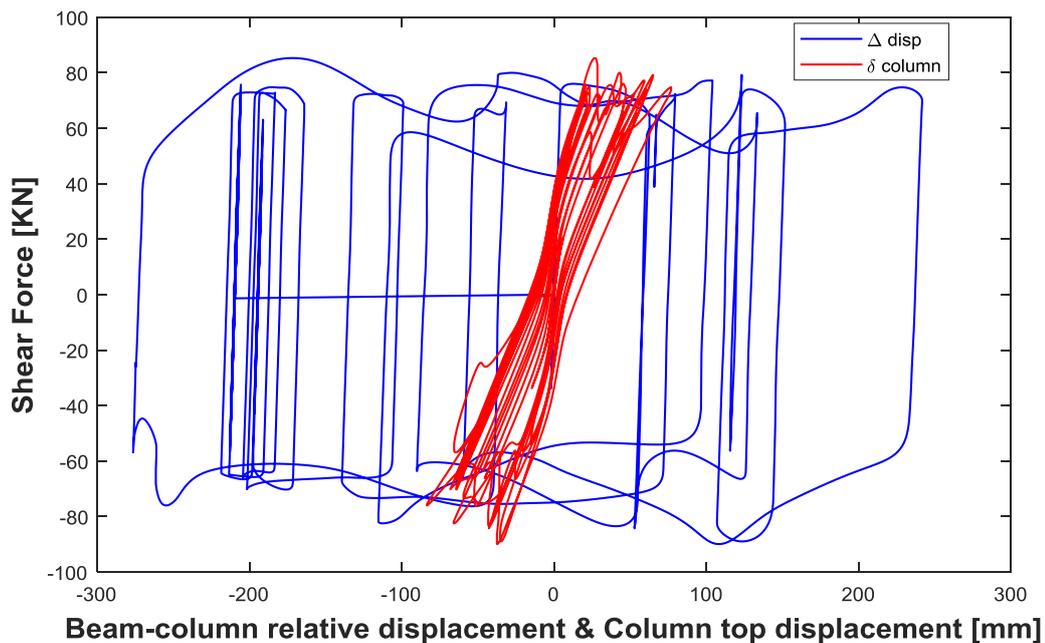


Figura 5.20. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala= $3.0 S_e(T_1)$  e coefficiente d'attrito pari a 0.1

Si riportano in seguito le analisi dinamiche incrementali.

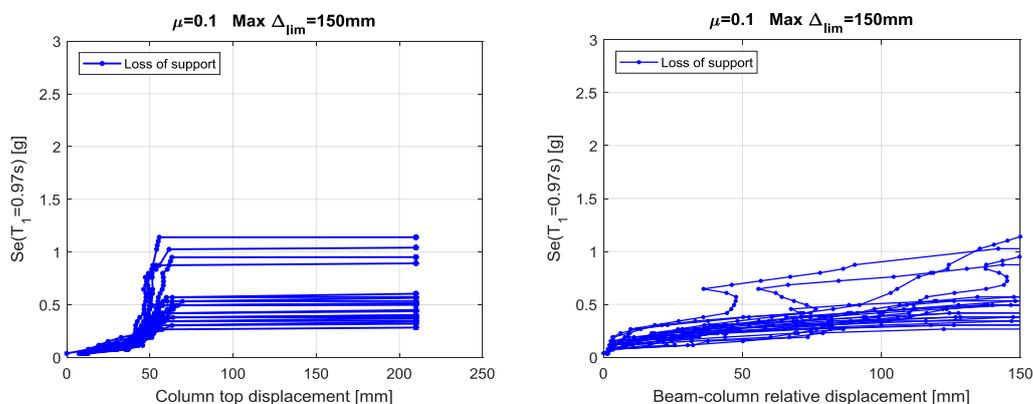


Figura 5.21. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

Come si può notare le curve IDA sono complementari in quanto raggiungono il valore limite del parametro ingegneristico (rappresentato dallo spostamento in testa al pilastro in figura(a) e dallo spostamento relativo in figura(b)) per gli stessi valori di intensità. Con un coefficiente d'attrito pari a 0.1 ed uno spostamento relativo massimo pari a 150 mm il collasso avviene sempre per perdita d'appoggio e le curve sono tutte dello stesso colore.

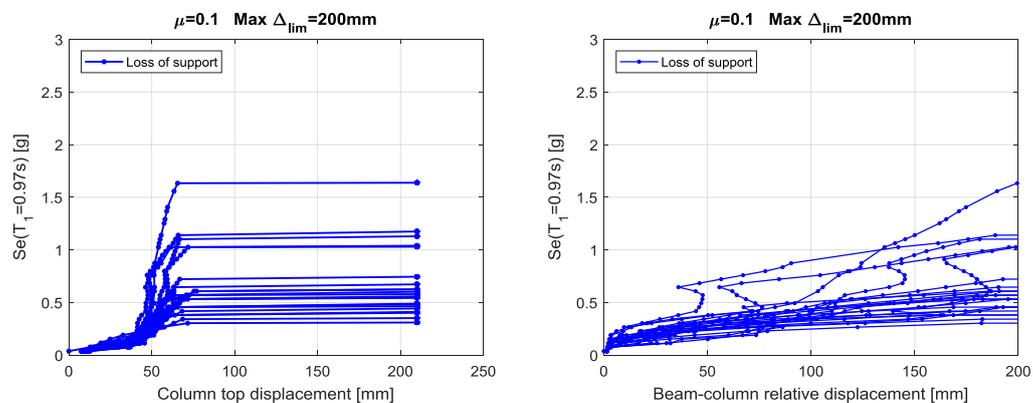


Figura 5.22. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

Aumentando a 200 mm lo spostamento relativo massimo il collasso giunge per ogni sisma per perdita d'appoggio.

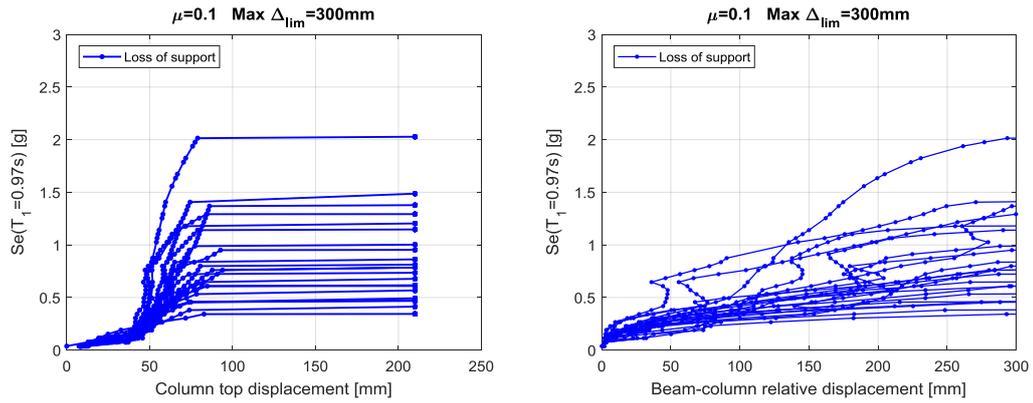


Figura 5.23. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

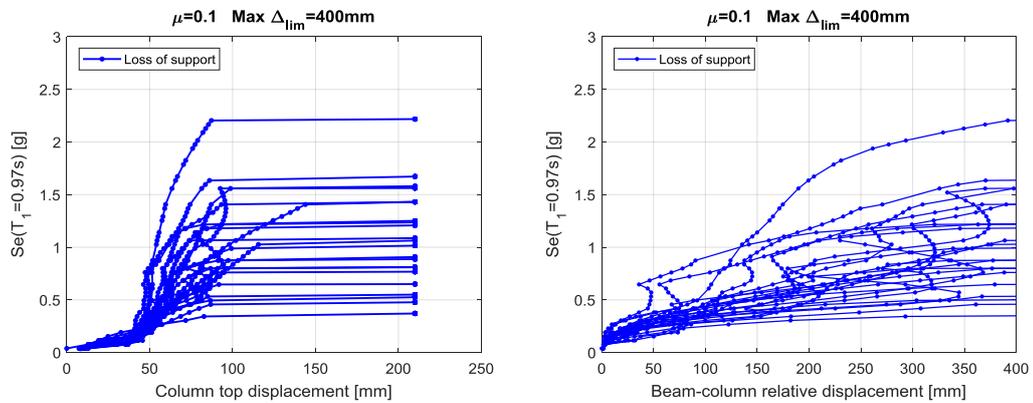


Figura 5.24. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

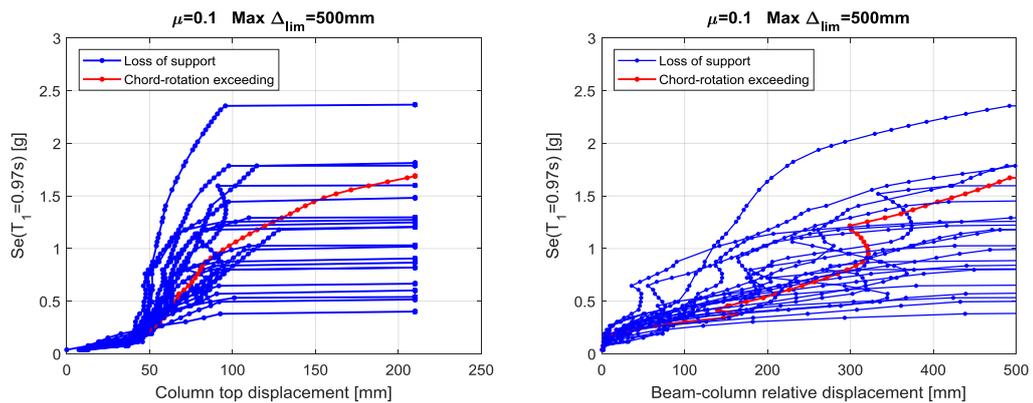


Figura 5.25. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

Con uno spostamento relativo massimo di 500 mm si ha il primo collasso per raggiungimento della rotazione ultima alla base anticipando la perdita d'appoggio della trave.

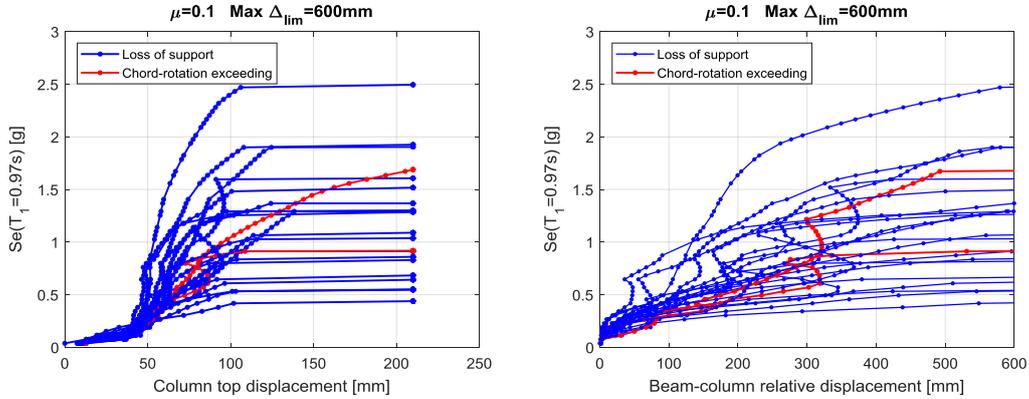


Figura 5.26. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

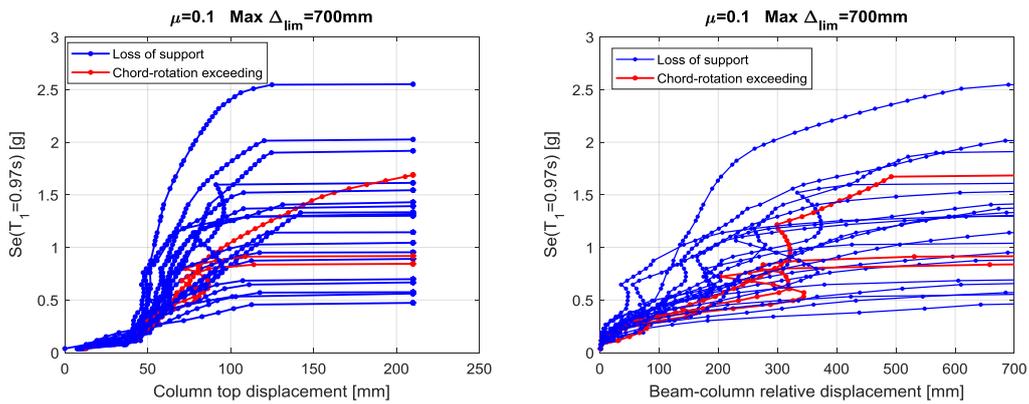


Figura 5.27. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

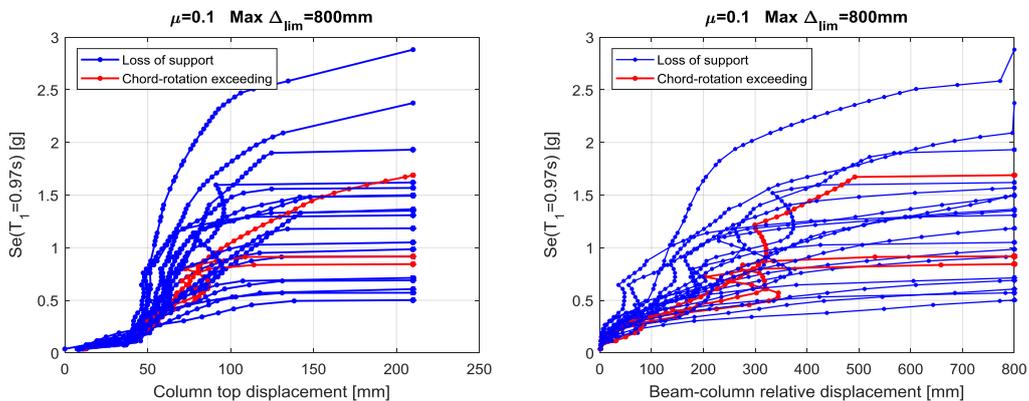


Figura 5.28. figura(a) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.1$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Si riporta in Figura 5.29 le curve di fragilità per  $\mu=0.1$  variando lo spostamento relativo limite. Tali curve sono ricavate come riportato al paragrafo 3.4, utilizzando una distribuzione log-normale ed stimando i parametri della distribuzione dalle intensità relative al raggiungimento del primo stato limite come riportato in *Baker, 2005*. I grafici a pallini rappresentano invece la distribuzione di probabilità discreta e come si può notare sono ben fittati dalla distribuzione log-normale. Si può notare come all'aumentare dello spostamento relativo limite le curve di fragilità traslano verso destra. Fissata un'intensità all'aumentare dello spostamento relativo limite diminuisce la probabilità di collasso e quindi un aumento di questo spostamento disponibile ha un effetto benefico sulla struttura. Per gli spostamenti relativi limite pari a 600 mm, 700 mm e 800 mm tale effetto si riduce in quanto diventa importante il contributo del sisma verticale limitando la dissipazione d'energia tramite attrito ed inoltre si hanno i primi collassi per raggiungimento della rotazione ultima.

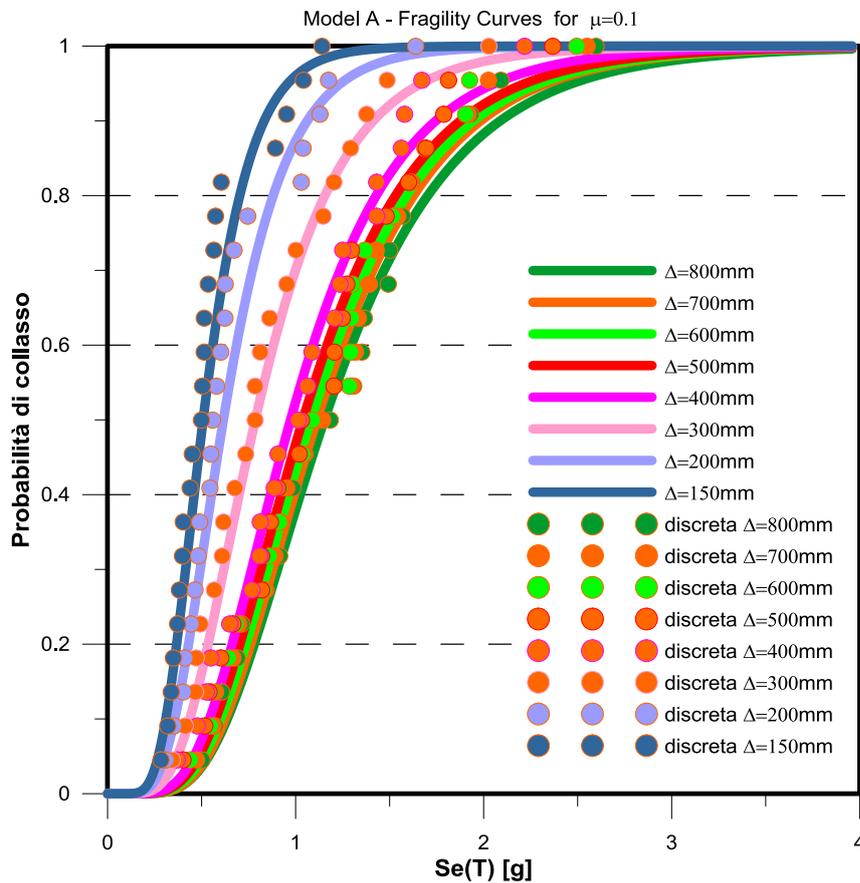


Figura 5.29. Curve di fragilità per  $\mu=0.1$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.2.2 Modello A, coefficiente d'attrito $\mu=0.15$

Il secondo coefficiente d'attrito indagato è  $\mu=0.15$ . Aumentando il coefficiente d'attrito aumentano le azioni trasferite al pilastro, aumenta quindi la probabilità di ottenere un collasso per rotazione ultima alla base, ma aumenta anche l'energia dissipata tramite attrito.

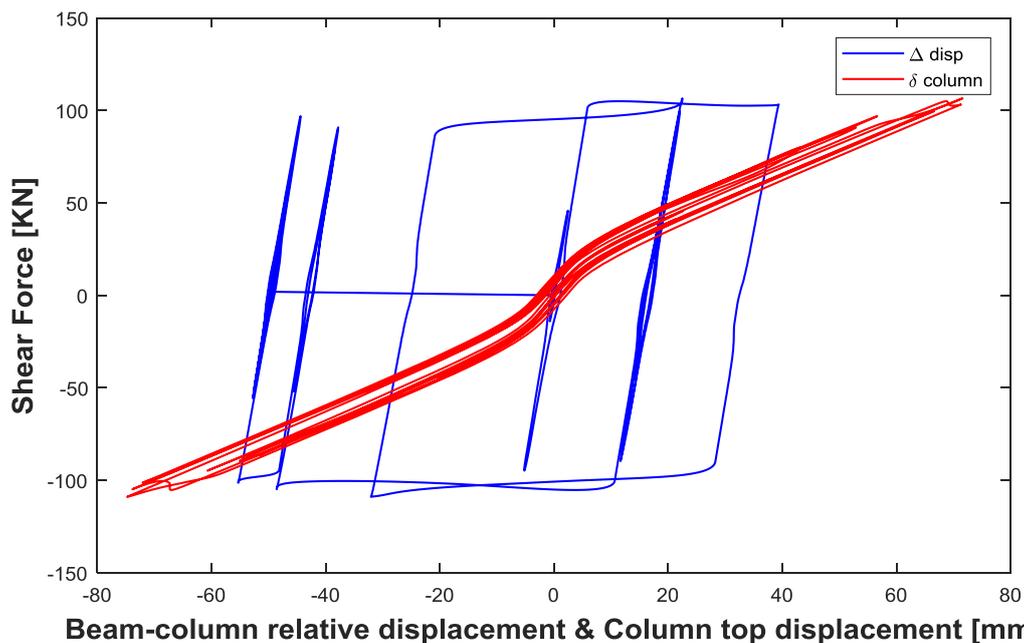


Figura 5.30. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.15

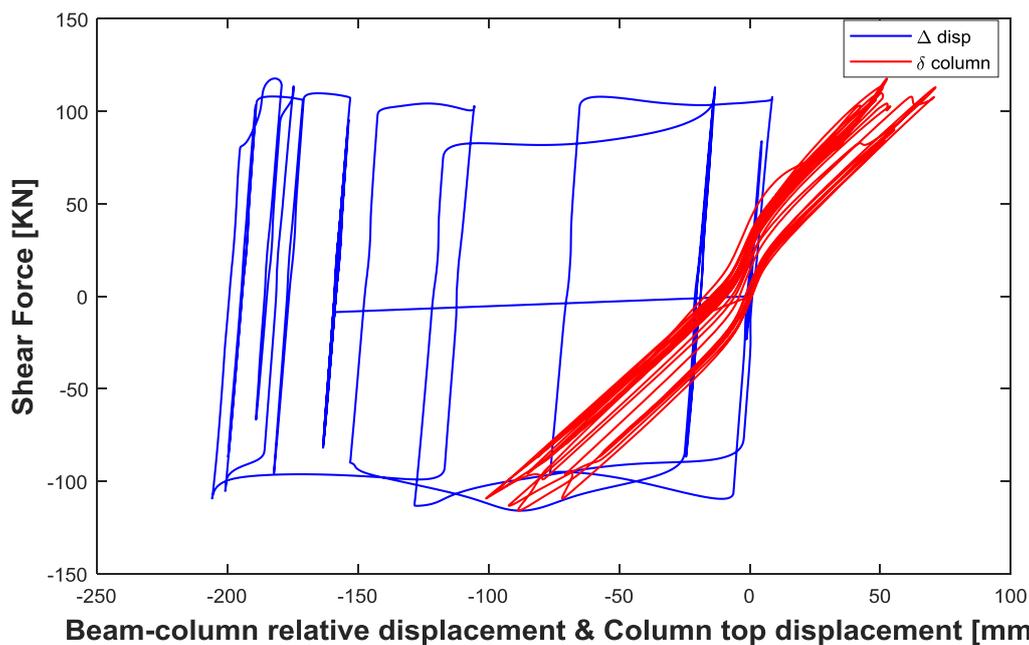


Figura 5.31. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.15

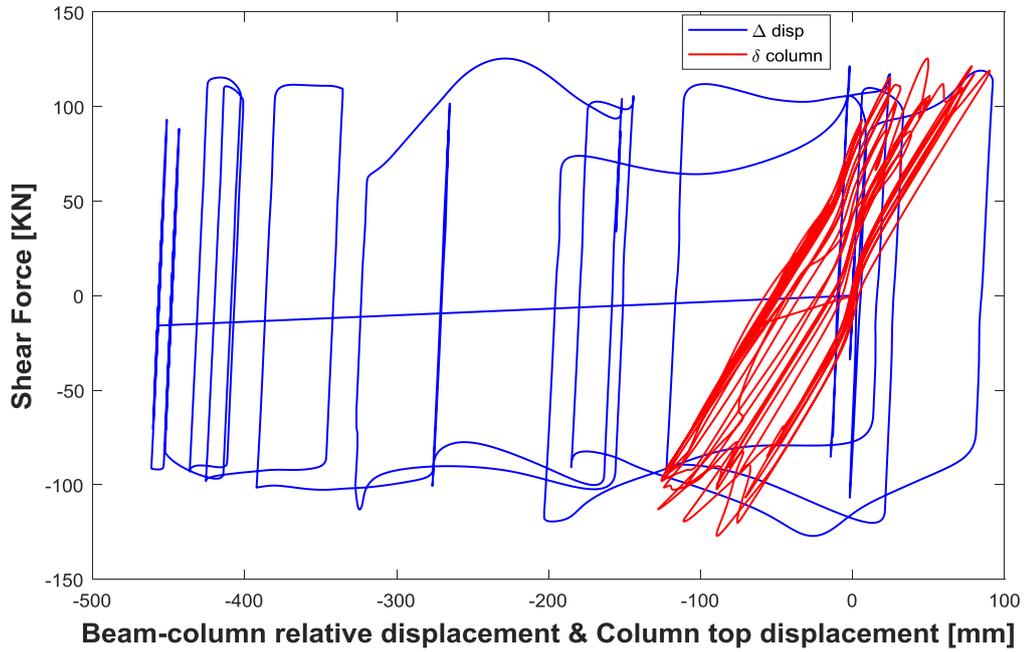


Figura 5.32. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.15

Si riportano quindi le IDA relative ai differenti spostamenti relativi limite.

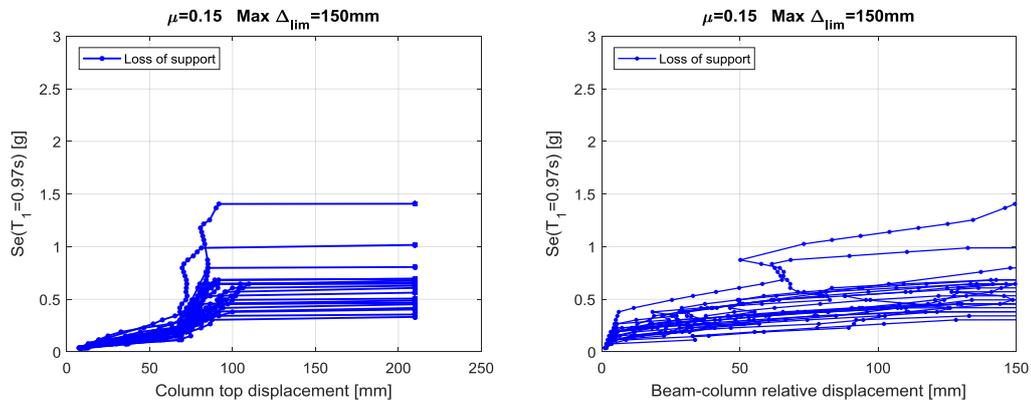


Figura 5.33. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

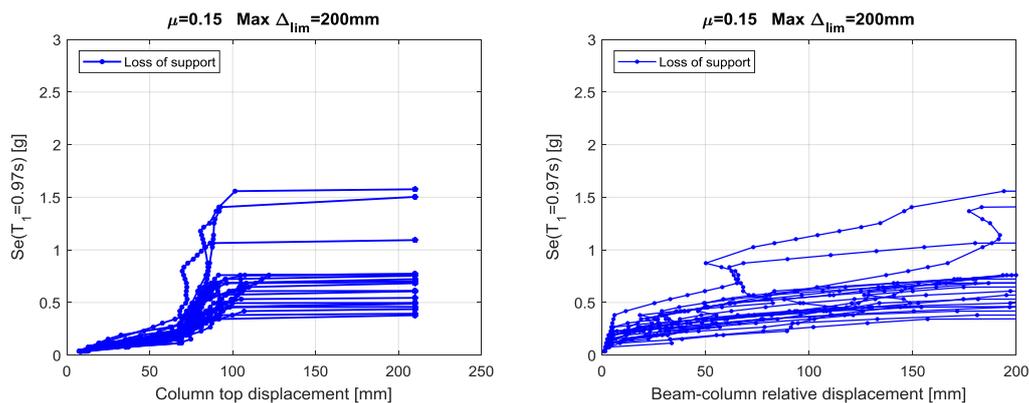


Figura 5.34. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

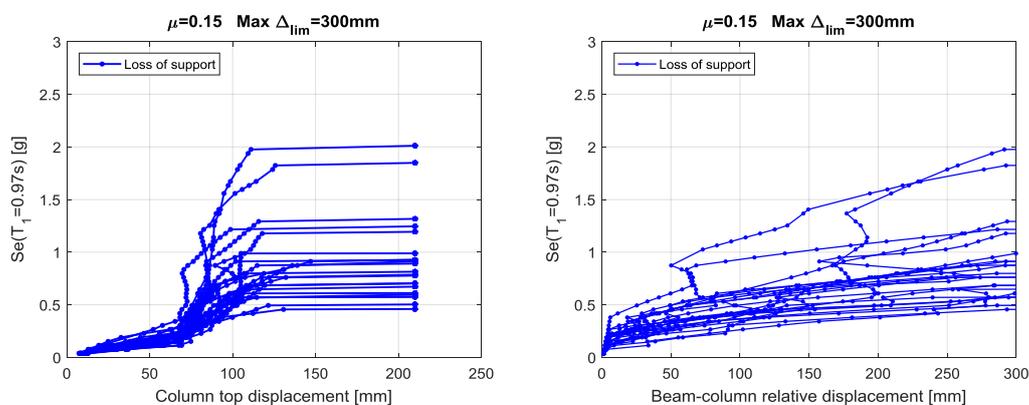


Figura 5.35. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

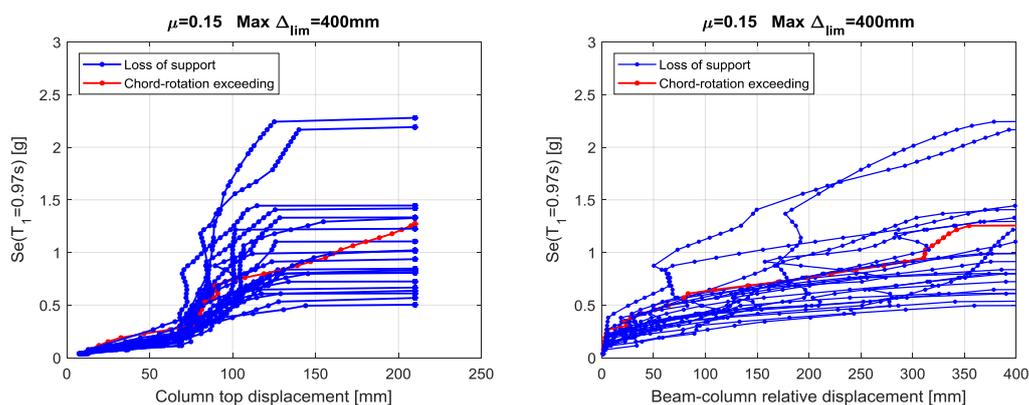


Figura 5.36. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

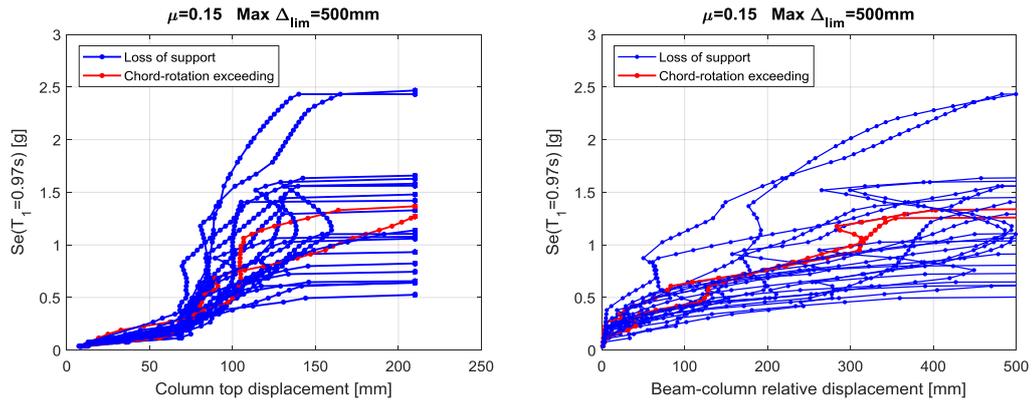


Figura 5.37. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

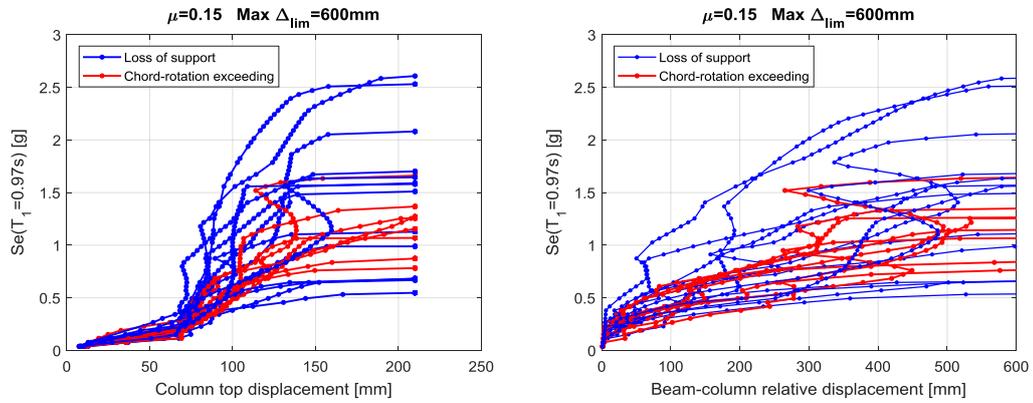


Figura 5.38. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

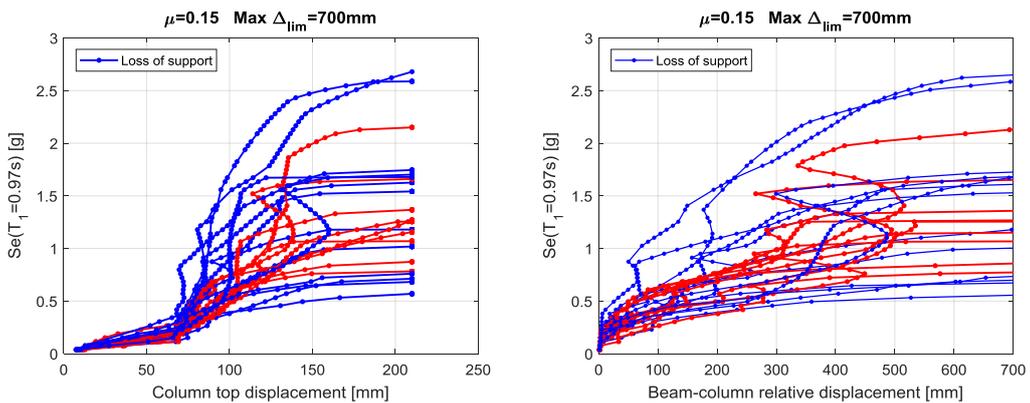


Figura 5.39. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

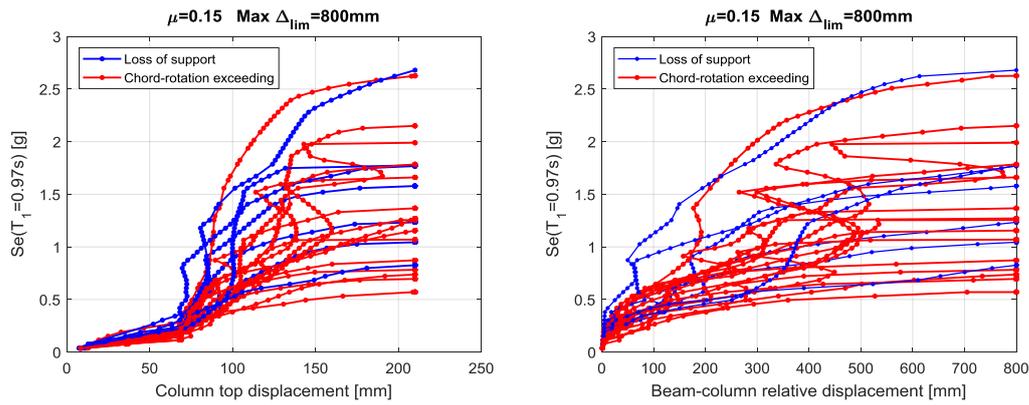


Figura 5.40. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Come ci si poteva aspettare per spostamenti relativi limite bassi il collasso è sempre prevalentemente per perdita d’appoggio. All’aumentare dello spostamento relativo consentito i collassi per rotazione ultima del pilastro aumentano sempre più. Risulta importante osservare che nel caso di collasso per raggiungimento della rotazione ultima del pilastro, l’aumento dello spostamento relativo consentito risulta influente come si vedrà nelle fragilità in seguito.

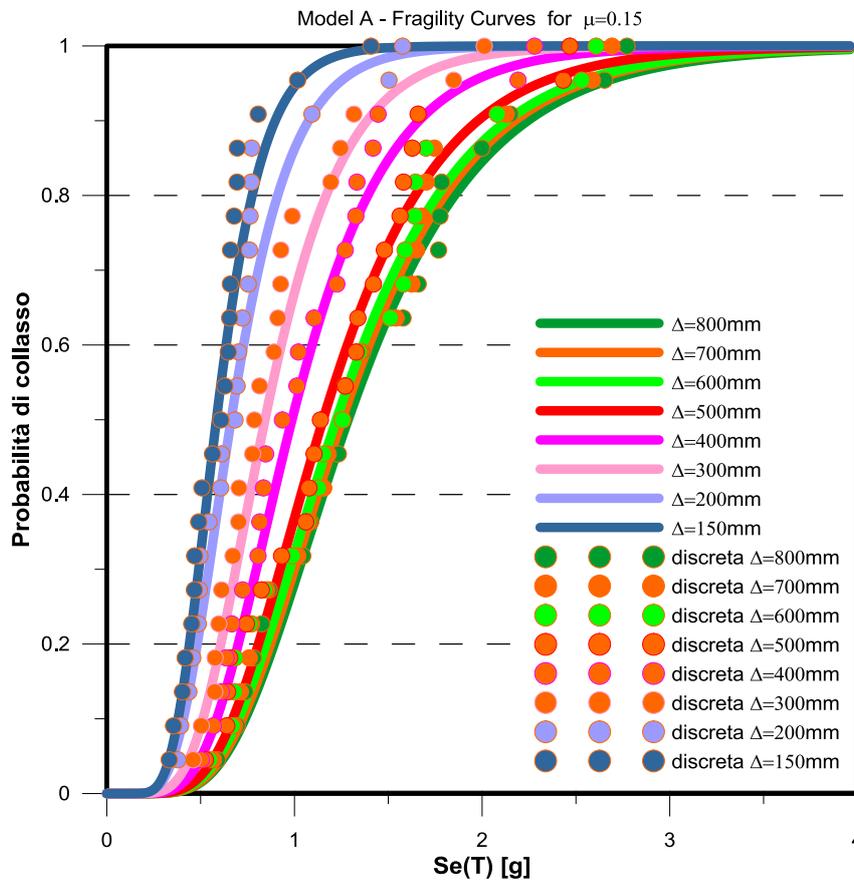


Figura 5.41. Curve di fragilità per  $\mu=0.15$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.2.3 Modello A, coefficiente d'attrito $\mu=0.2$

Il terzo coefficiente d'attrito indagato è  $\mu=0.2$ . L'aspettativa è che all'aumentare dell'intensità del sisma il ciclo isteretico legato all'attrito sia generalmente più contenuto, mentre il ciclo legato alla plasticizzazione del pilastro alla base aumenterà.

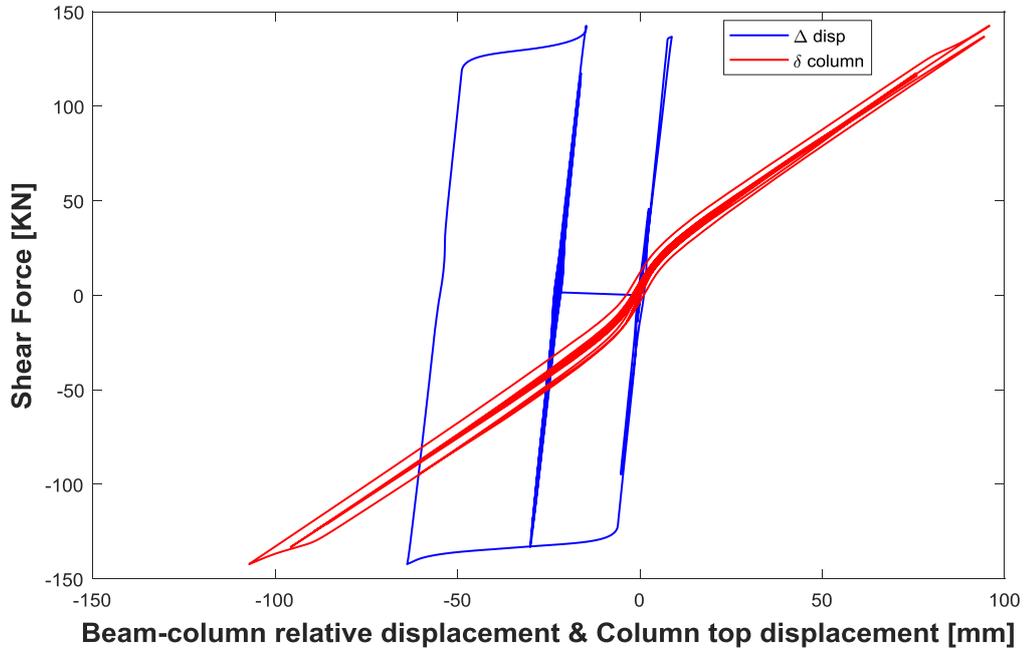


Figura 5.42. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.2

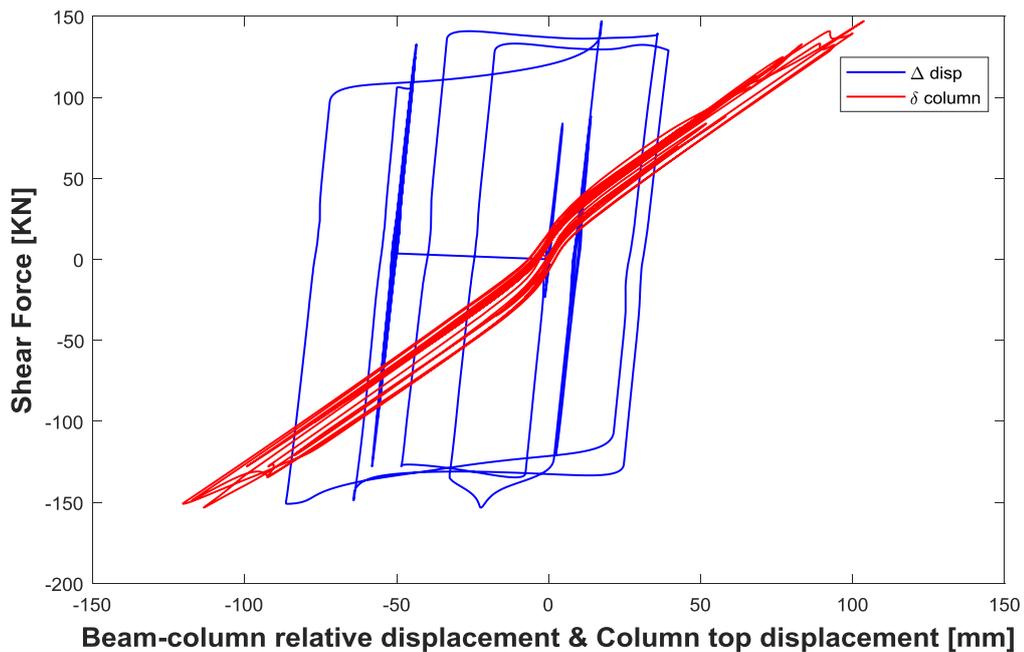


Figura 5.43. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.2

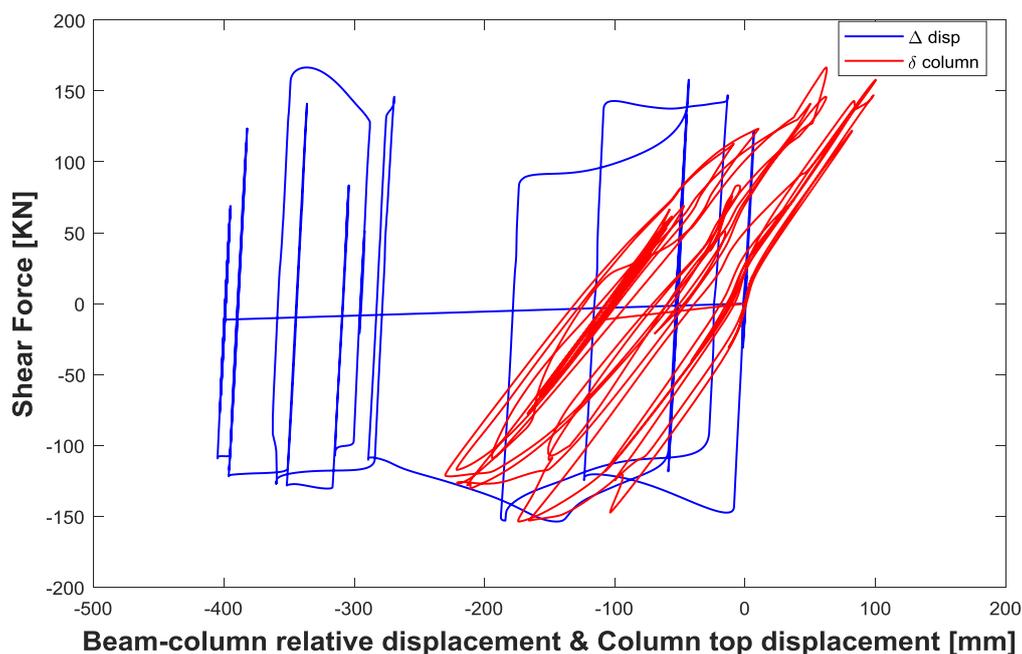


Figura 5.44. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.2

Si procede con le analisi dinamiche incrementali. Per piccoli spostamenti relativi consentiti il collasso prevalente sarà legato alla perdita d'appoggio della trave. Aumentando lo spostamento relativo consentito il collasso prevalente diventerà il raggiungimento dello stato limite per rotazione ultima alla base.

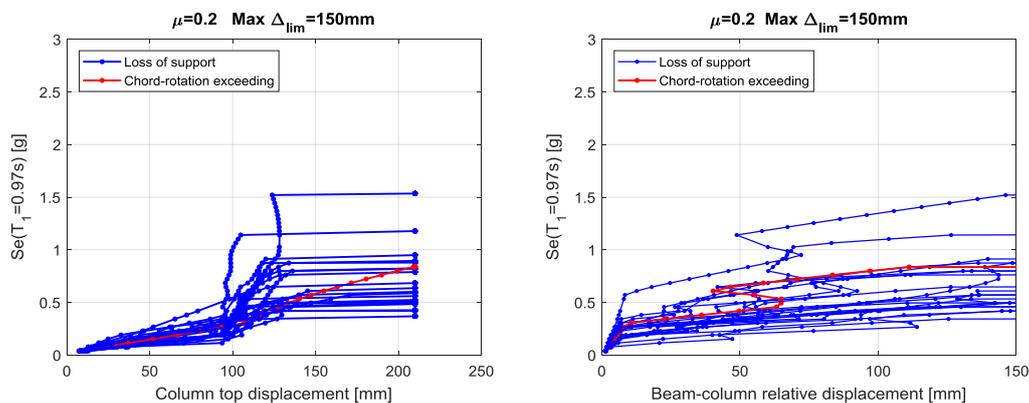


Figura 5.45. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

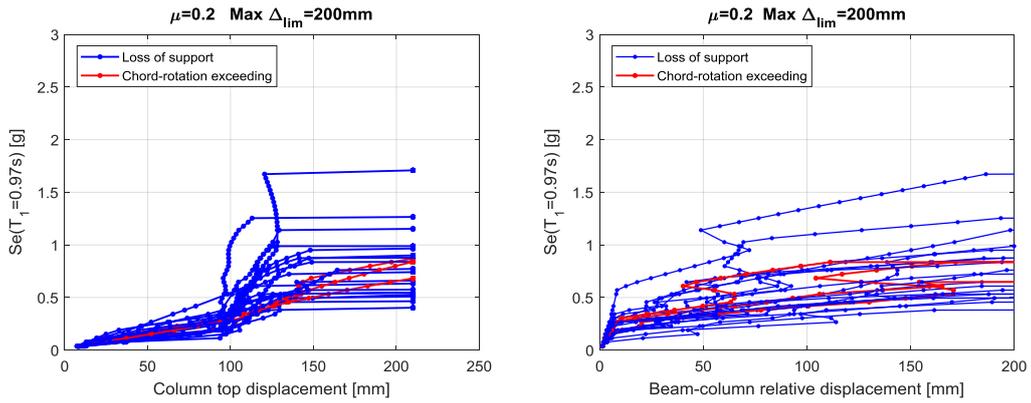


Figura 5.46. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

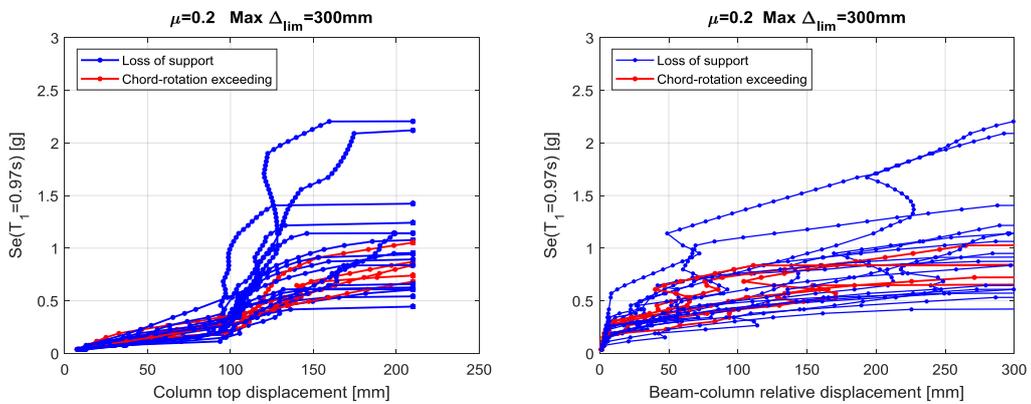


Figura 5.47. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

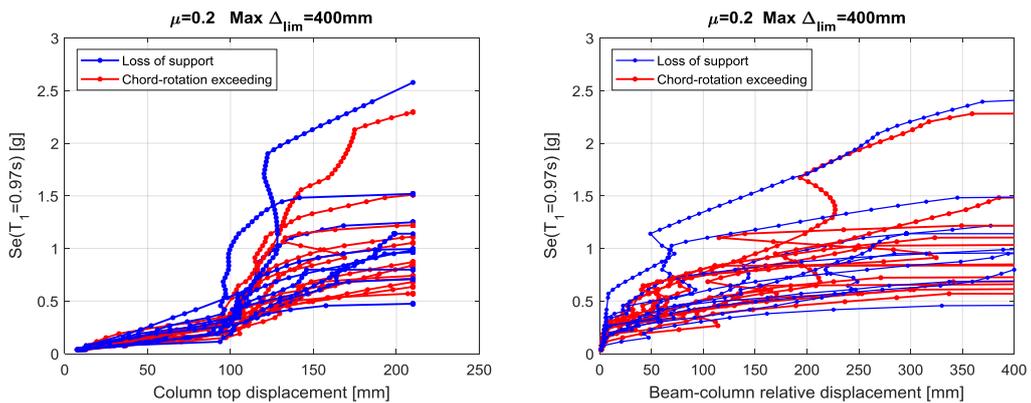


Figura 5.48. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

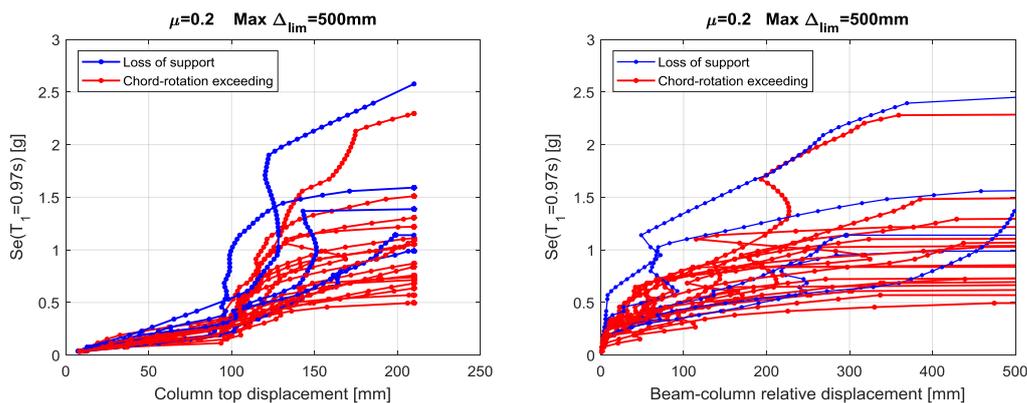


Figura 5.49. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

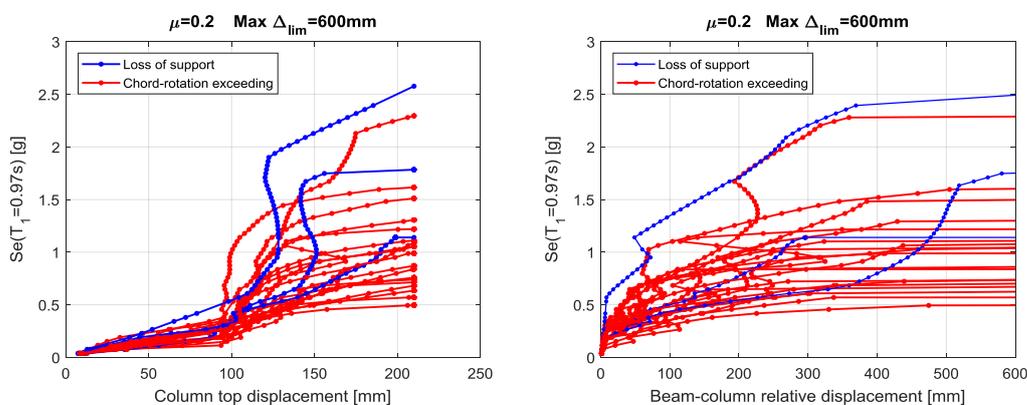


Figura 5.50. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

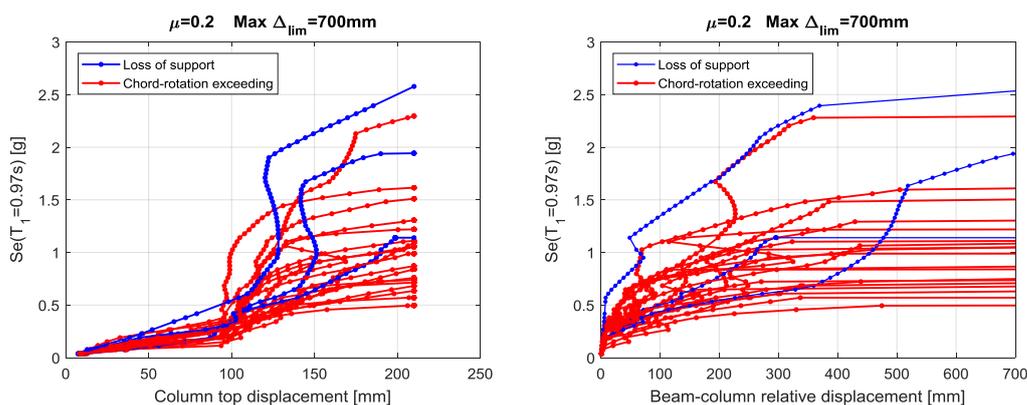


Figura 5.51. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

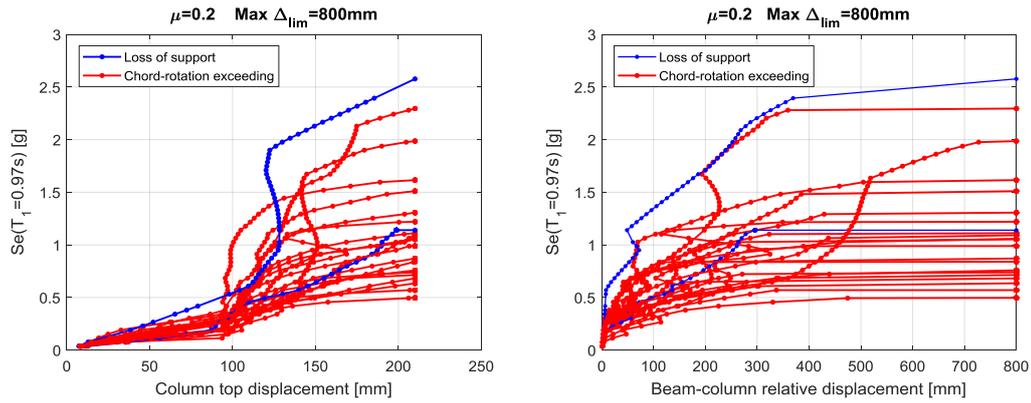


Figura 5.52. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Come si poteva attendere i sempre più frequenti collassi per raggiungimento della rotazione ultima alla base hanno come conseguenza un ventaglio di curve di fragilità più contratto con la perdita di effetti benefici per gli spostamenti relativi consentiti più grandi.

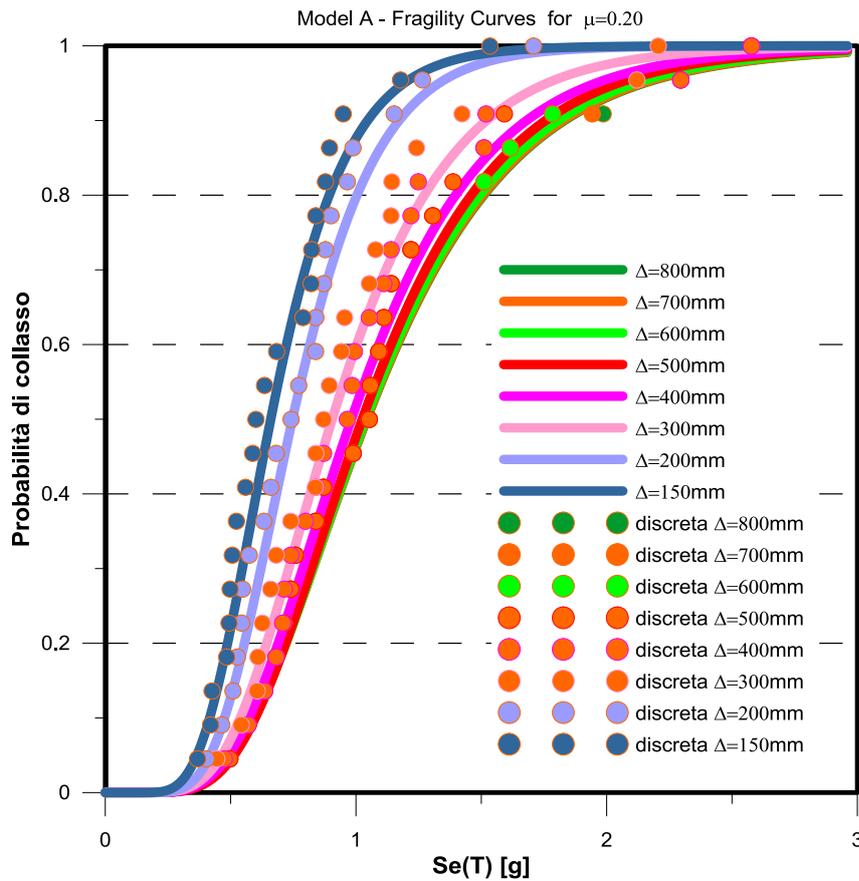


Figura 5.53. Curve di fragilità per  $\mu=0.20$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.2.4 Modello A, coefficiente d'attrito $\mu=0.3$

Con il coefficiente d'attrito  $\mu=0.3$ , la azione sismica a cui è sottoposta la trave non supera la forza d'attrito statico se non per intensità elevate. Il risultato è un ciclo isteretico nullo riguardante l'attrito ed un ciclo isteretico legato alla plasticizzazione alla base sempre più ampio.

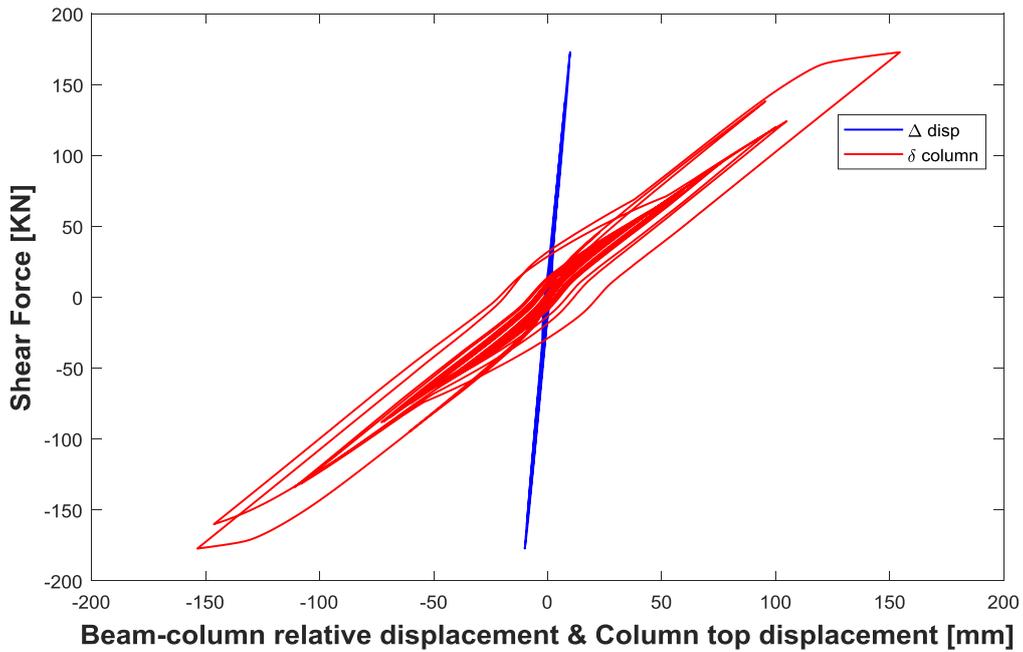


Figura 5.54. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.3

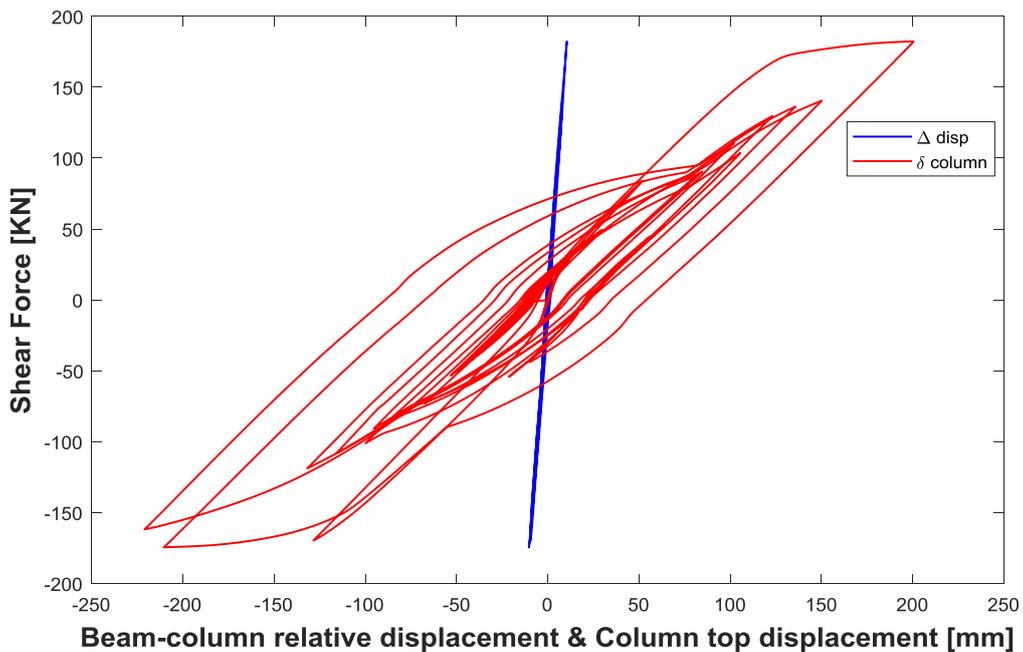


Figura 5.55. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.3

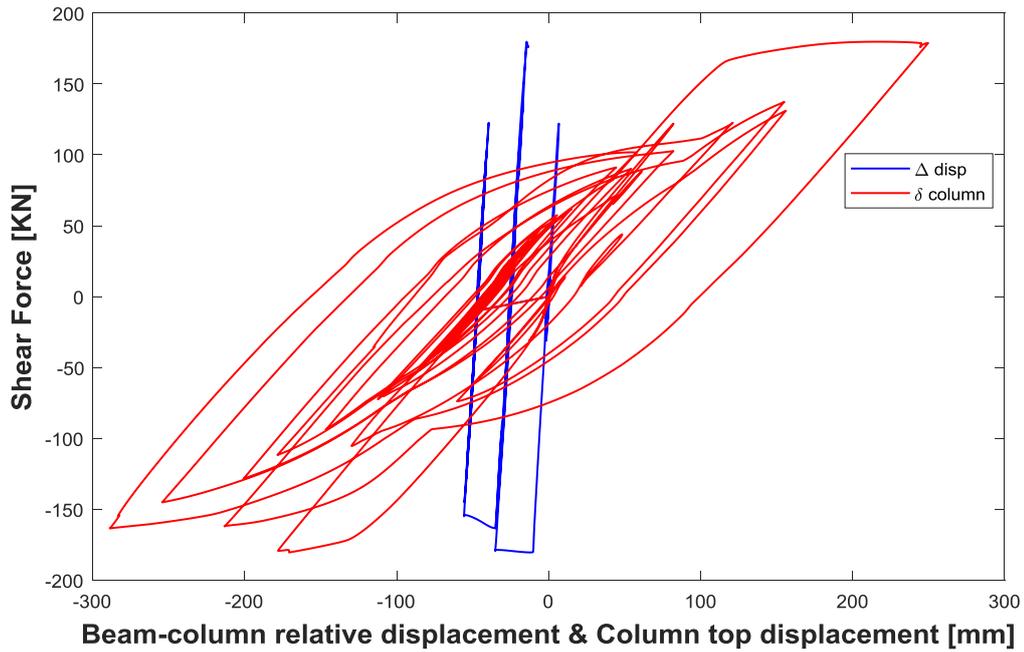


Figura 5.56. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.3

Dato che la forza d'attrito non viene mai superata se non per intensità alte, lo spostamento relativo è irrilevante ed il collasso avviene sempre per raggiungimento della rotazione ultima. Per completezza vengono riportate anche le analisi incrementali legate a spostamenti relativi di maggiore intensità.

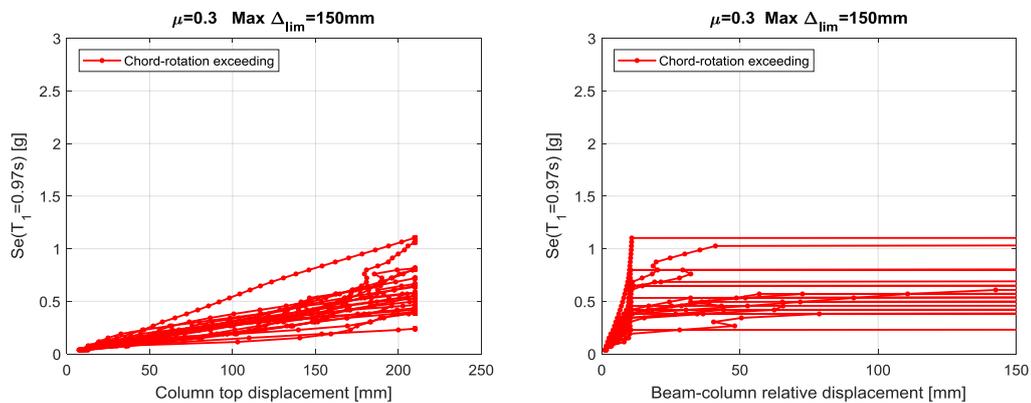


Figura 5.57 figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

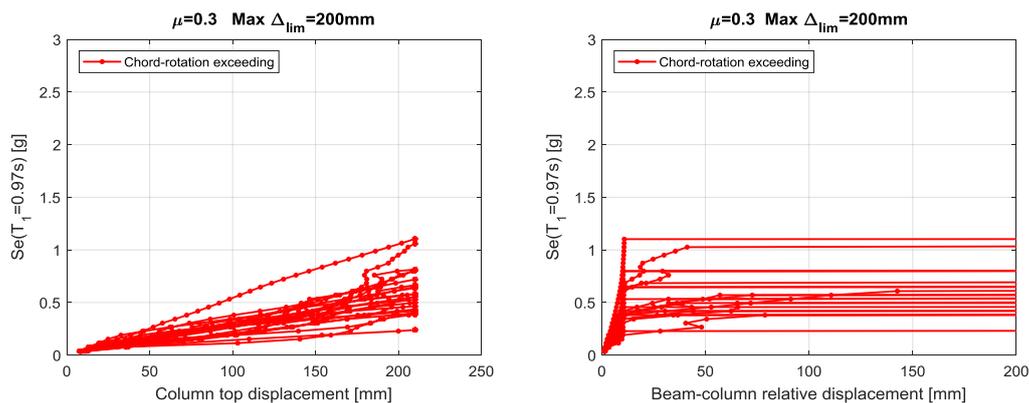


Figura 5.58. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

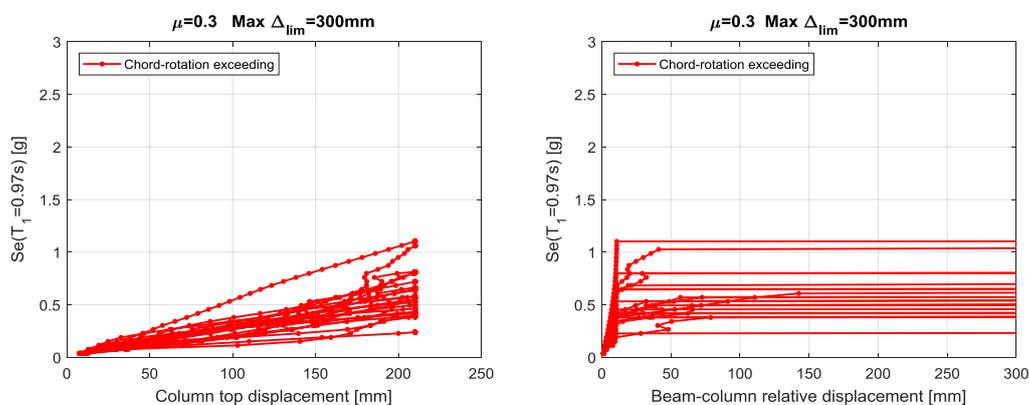


Figura 5.59. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

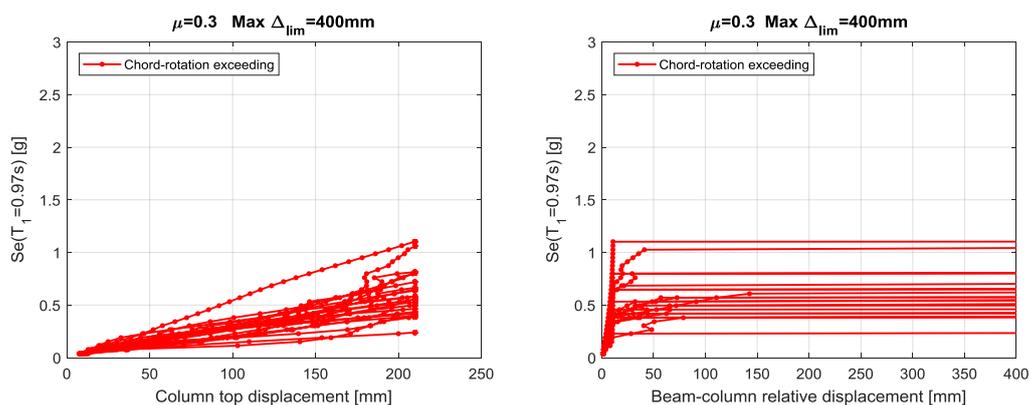


Figura 5.60. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

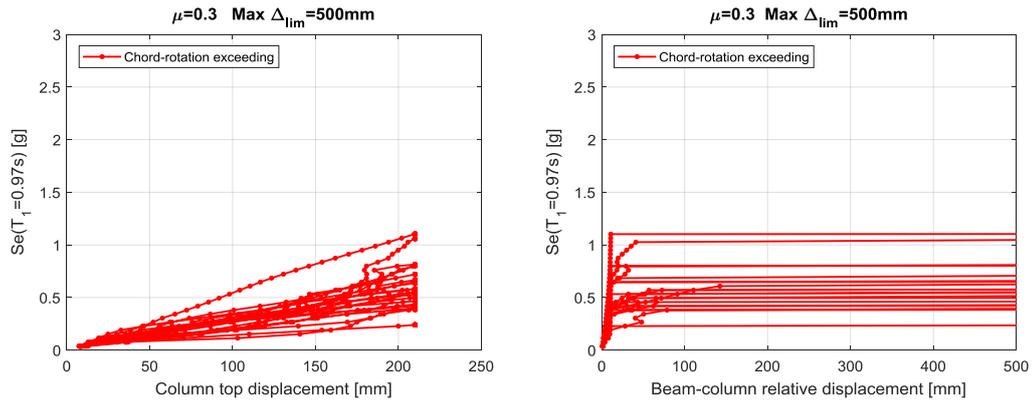


Figura 5.61..figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

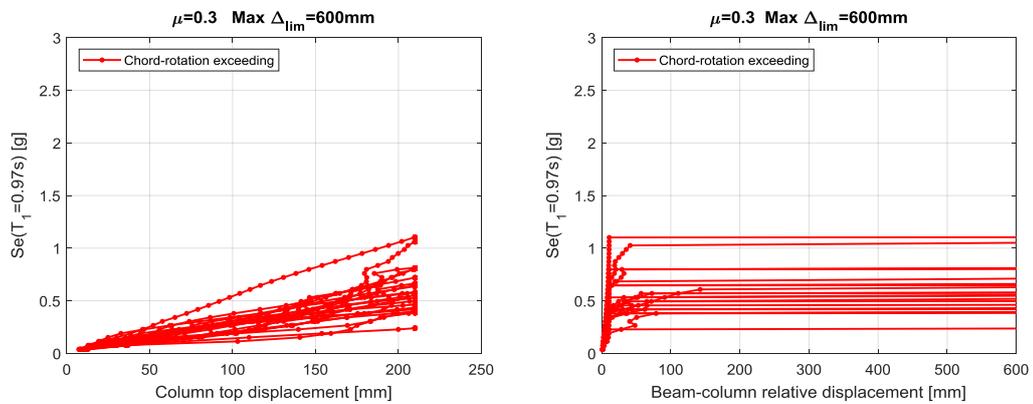


Figura 5.62.figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

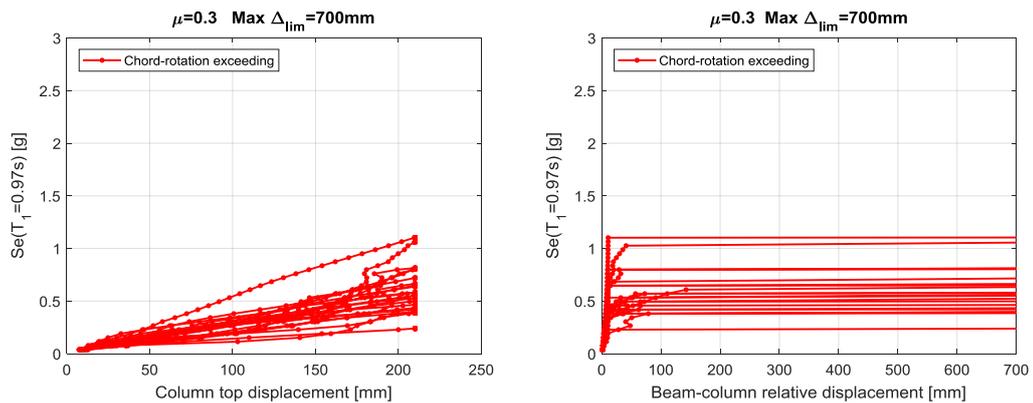


Figura 5.63.figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

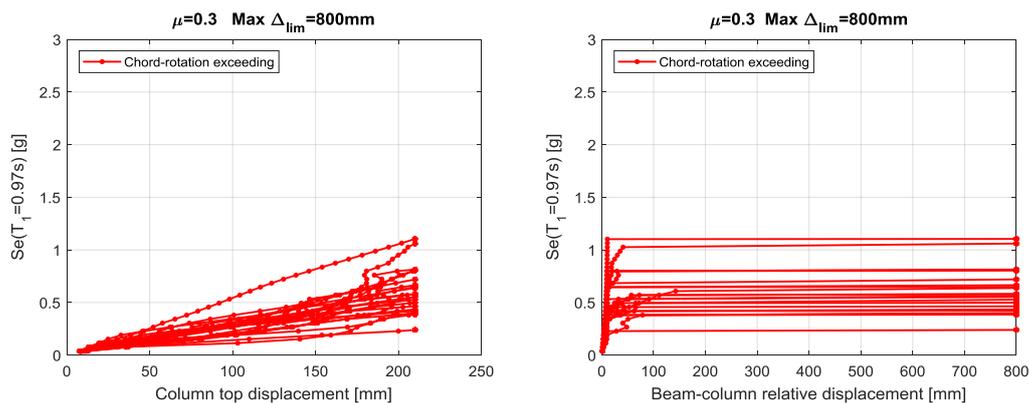


Figura 5.64. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Se per lo spostamento relativo limite minore (150 mm) il collasso è sempre legato allo spostamento in testa, un eventuale aumento dello spostamento relativo limite consentito è ininfluenza riguardo la fragilità della struttura. Per tale motivo le curve di fragilità sono tutte coincidenti.

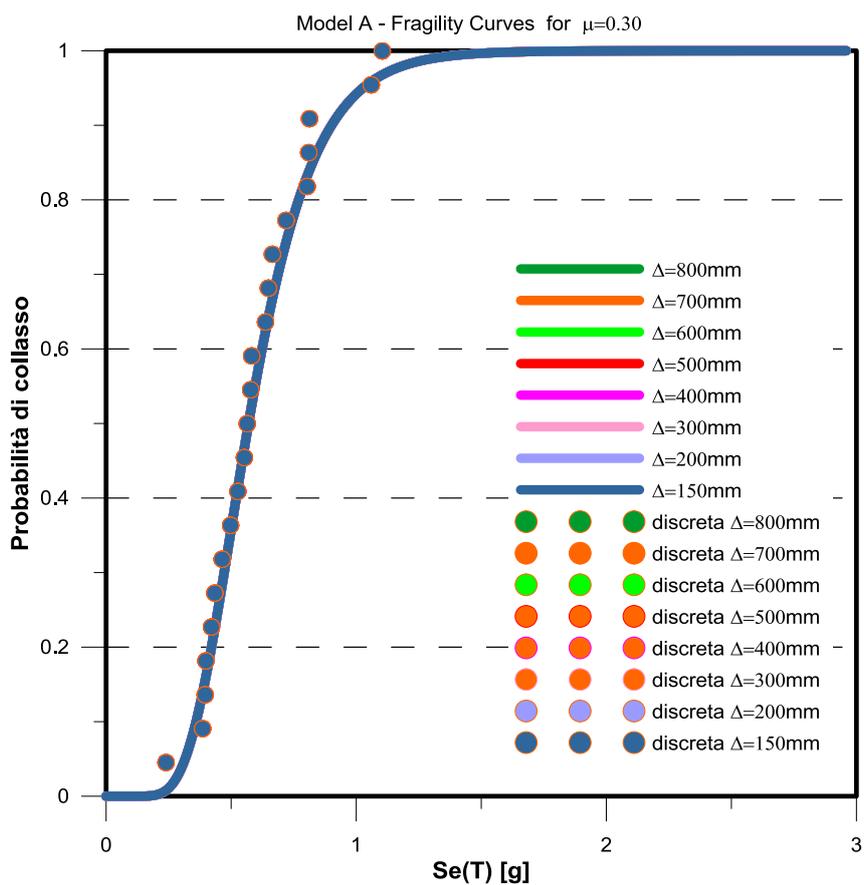


Figura 5.65. Curve di fragilità per  $\mu=0.30$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.2.5 Modello A, coefficiente d'attrito $\mu=0.6$

Per completezza è stato trattato anche il coefficiente d'attrito  $\mu=0.6$  tipico per due superfici in calcestruzzo a contatto. Come ci si può attendere i risultati sono pressoché coincidenti con quelli ottenuti con  $\mu=0.3$ .

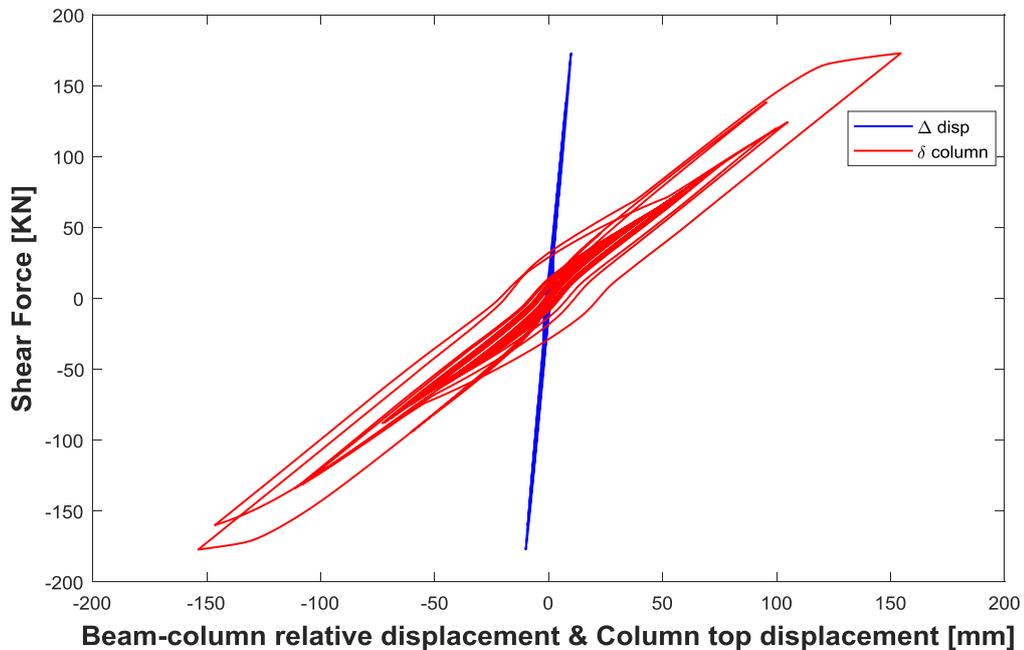


Figura 5.66. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=1.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.6

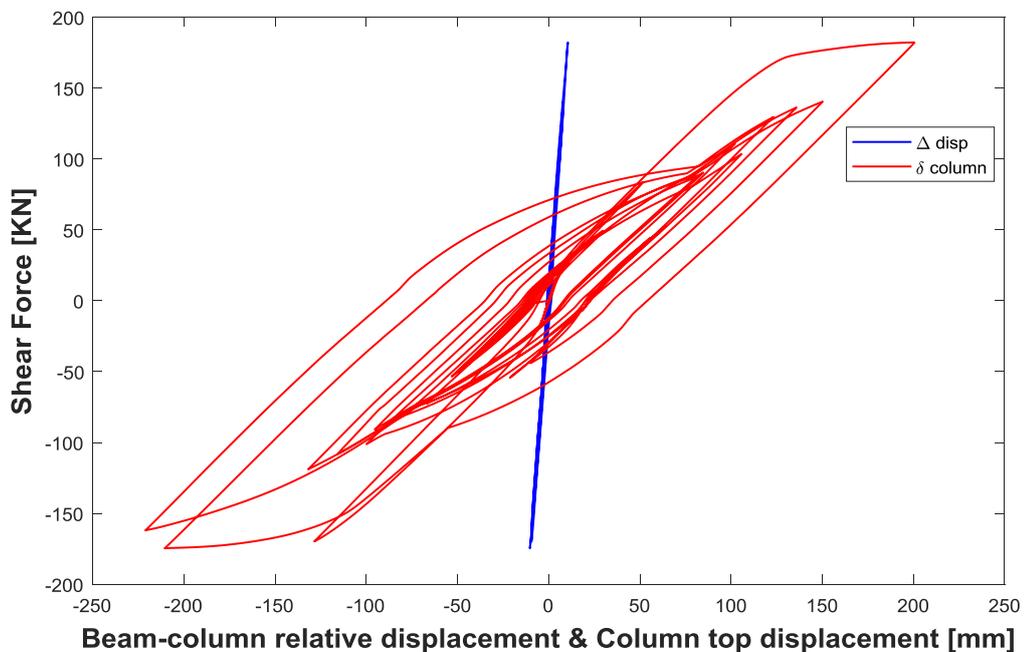


Figura 5.67.. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=2.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.6

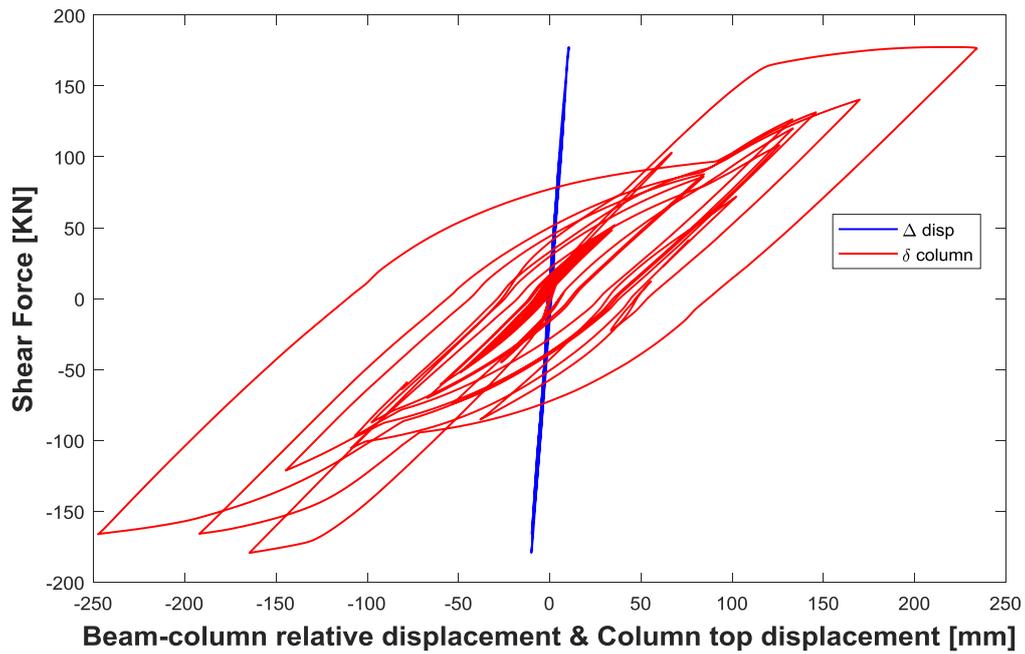


Figura 5.68. Ciclo forza spostamento per sisma 7 con fattore di scala=3.0 Se(T1) e coefficiente d'attrito pari a 0.6

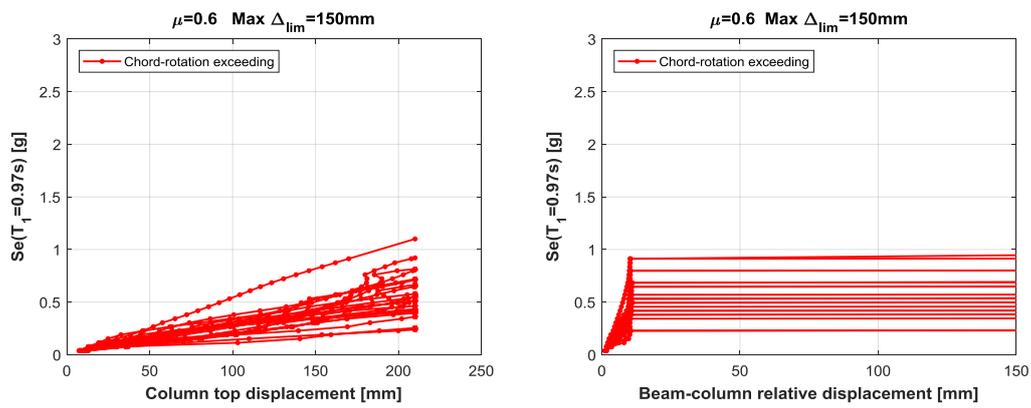


Figura 5.69. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

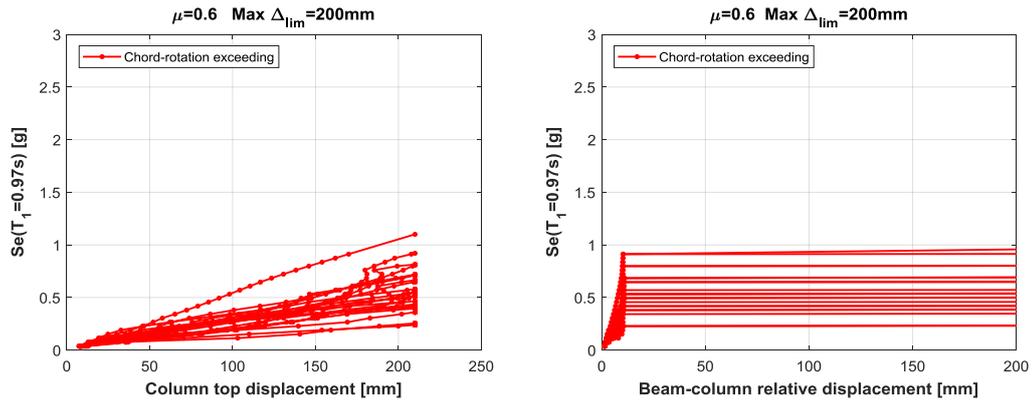


Figura 5.70. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

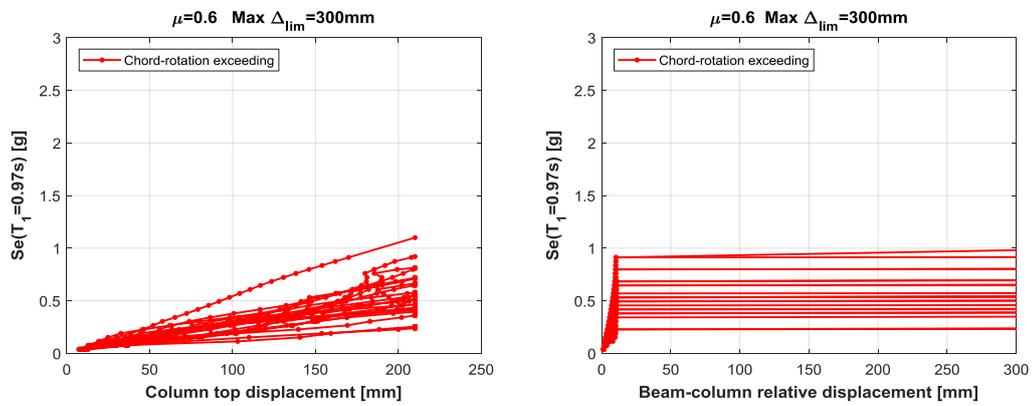


Figura 5.71. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

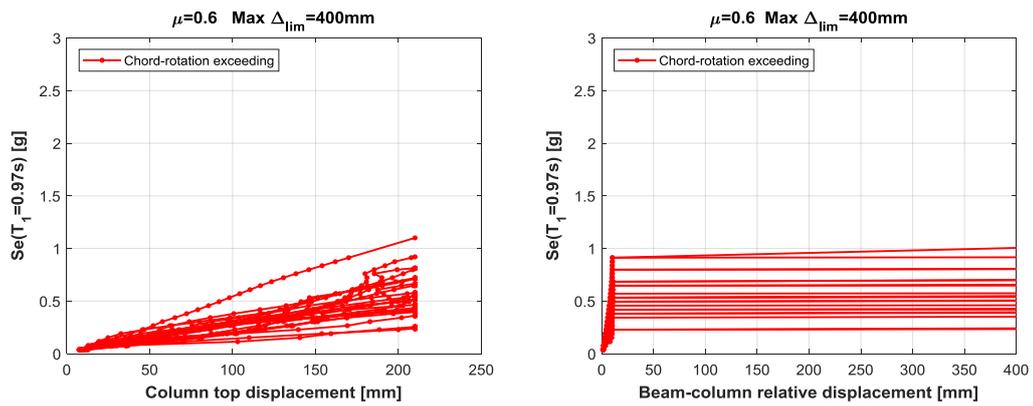


Figura 5.72. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

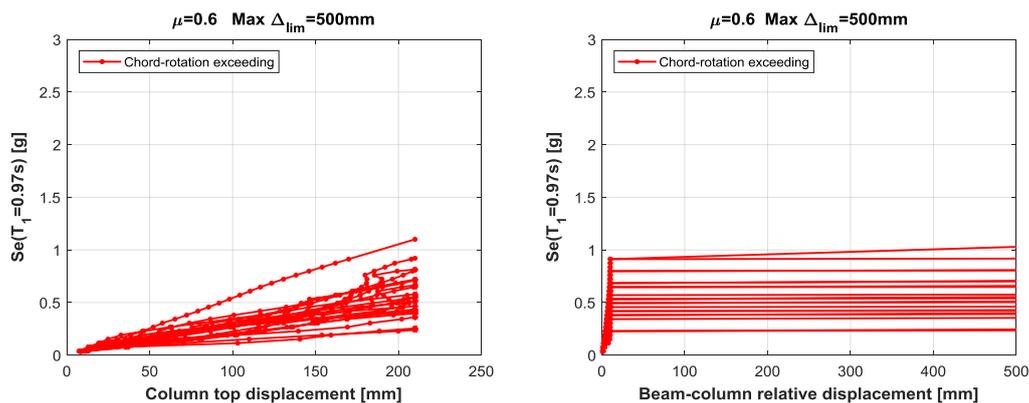


Figura 5.73. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

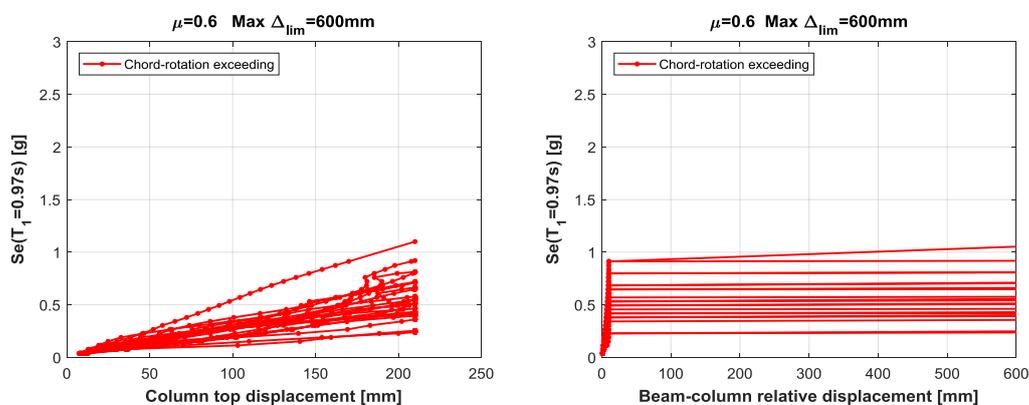


Figura 5.74. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

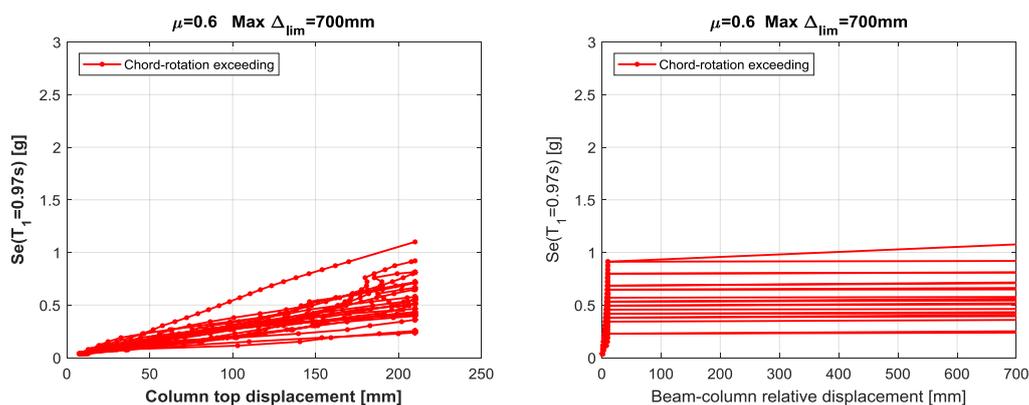


Figura 5.75. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

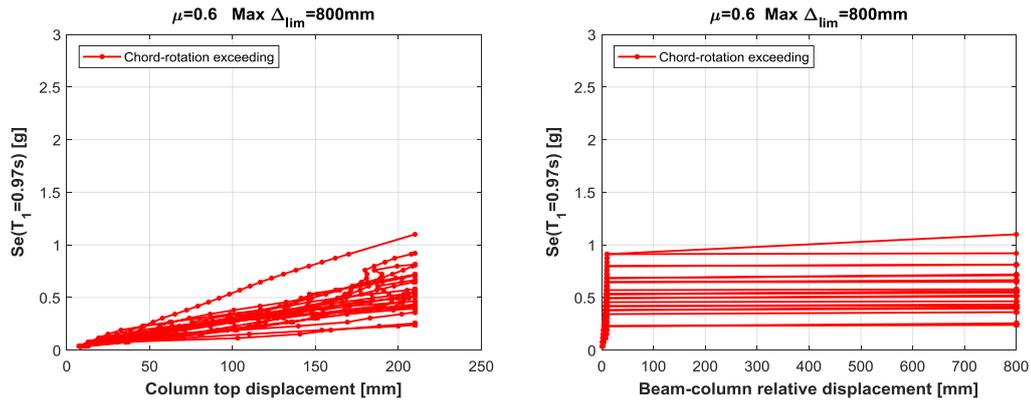


Figura 5.76. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

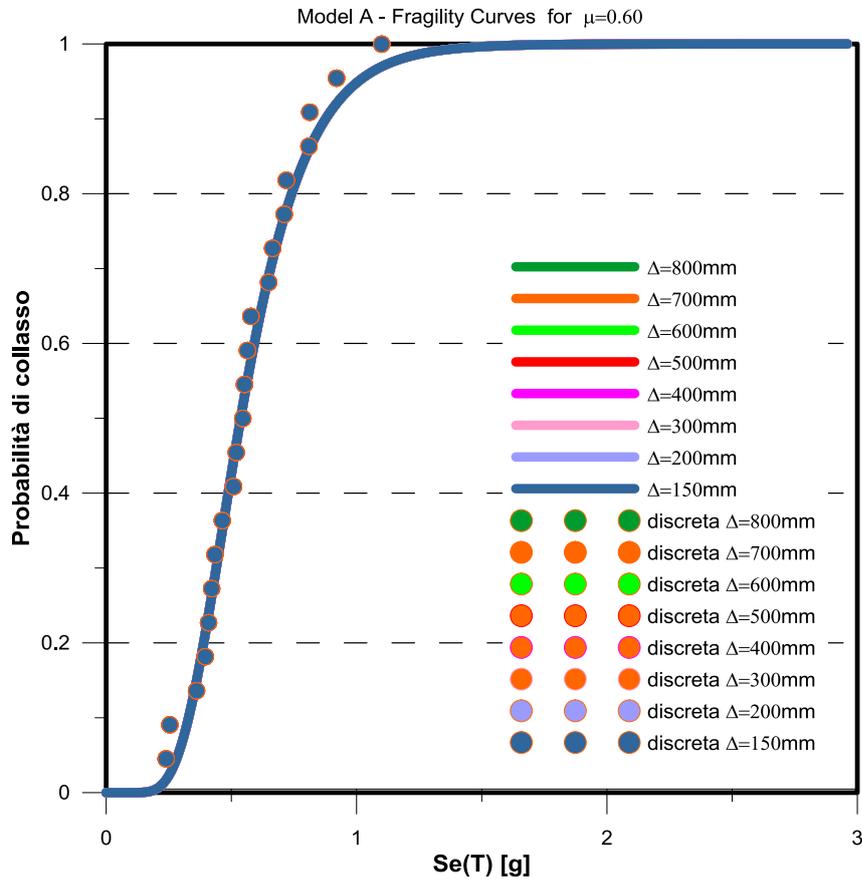


Figura 5.77. Curve di fragilità per  $\mu=0.60$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.2.6 Modello A, portale incernierato

Viene infine analizzato il portale Modello A in cui il collegamento tra trave e pilastro è costituito da una cerniera rotazionale. In tal caso l'analisi dinamica incrementale è solo una ed il possibile stato limite è il solo raggiungimento della rotazione ultima alla base.

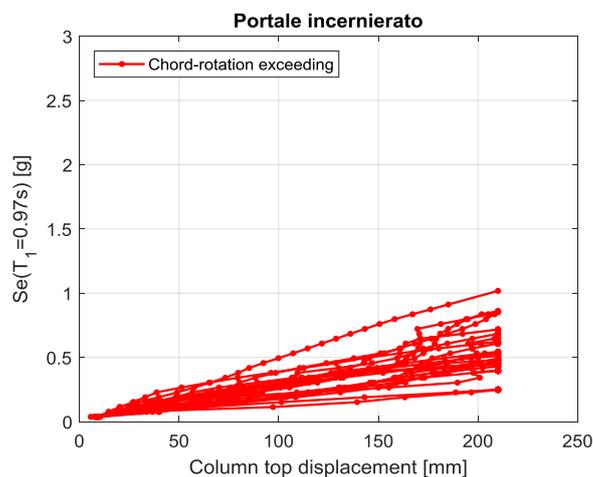


Figura 5.78. IDA in funzione dello spostamento massimo in testa per portali con collegamento a cerniera tra trave e pilastro (Modello A)

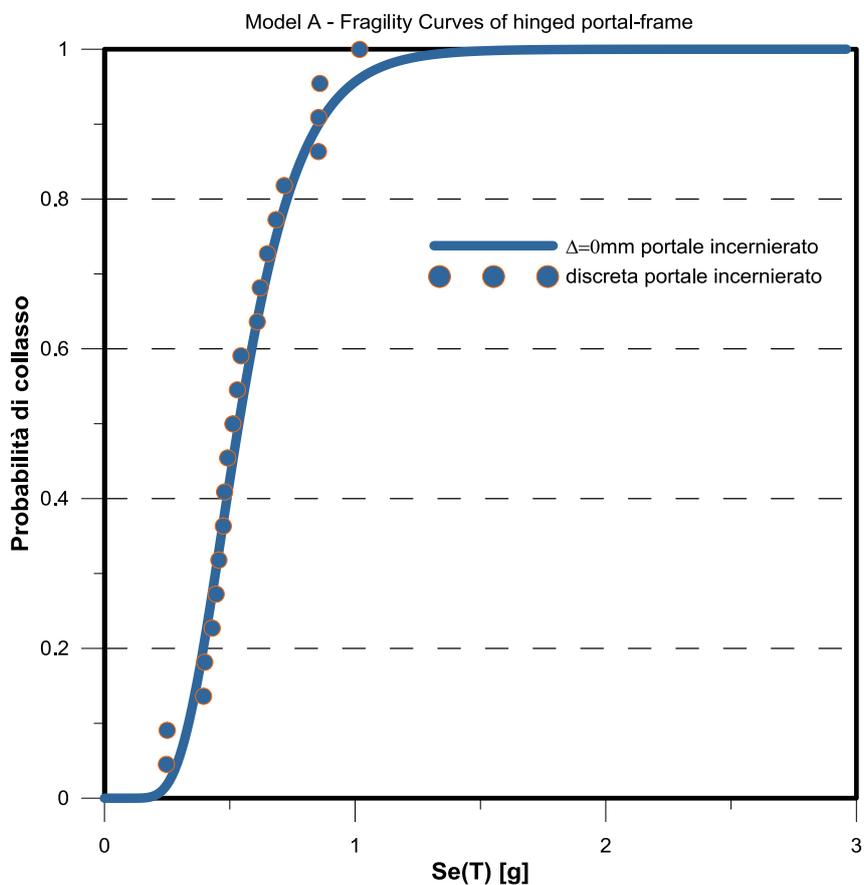


Figura 5.79. Curve di fragilità per il modello A con collegamento a cerniera tra trave e pilastro

### 5.2.7 Modello A, Confronto tra le fragilità per diversi coefficienti d'attrito

Si confrontano a parità di spostamento relativo le fragilità legate ai differenti coefficienti d'attrito. Per uno spostamento relativo consentito tra trave e pilastro pari a 200 mm, l'effetto benefico maggiore si ha con un attrito  $\mu=0.2$ . Interessante è notare che la soluzione per cui la struttura è più fragile e quindi ha una probabilità di collasso maggiore per ciascun livello d'intensità è la soluzione con il portale incernierato. Tale risultato indica che effettuare un collegamento a cerniera per evitare la perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro nel modello A è deleterio se non si interviene al rafforzamento dei pilastri. Le fragilità legate ai coefficienti d'attrito  $\mu=0.3$  e  $\mu=0.6$ , permettendo solo minimi spostamenti relativi tra trave e pilastro, sono pressoché coincidenti con la fragilità legata al portale incernierato.

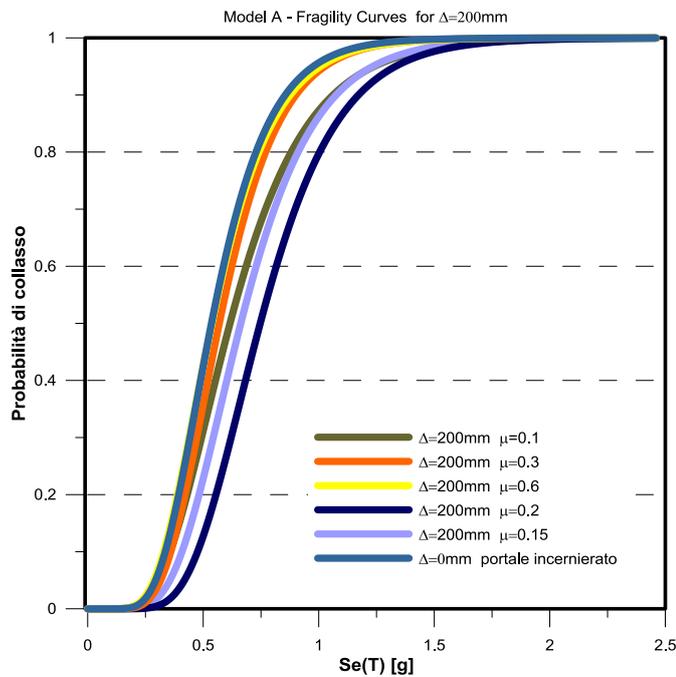


Figura 5.80. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=200\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

Si riporta in Figura 5.81 le fragilità al variare del coefficiente d'attrito per uno spostamento relativo limite pari a 400 mm. In questo caso le fragilità relative ai coefficienti  $\mu=0.1$ ,  $\mu=0.15$ ,  $\mu=0.20$  sono pressoché coincidenti. Le soluzioni più fragili rimangono quelle per cui non è consentito uno spostamento relativo tra trave e pilastro.

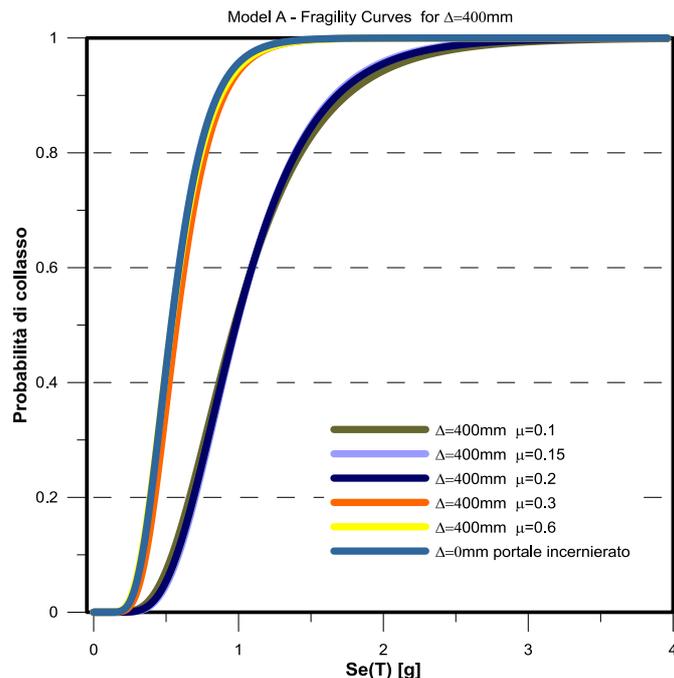


Figura 5.81. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=400\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

In Figura 5.82 si riportano le curve di fragilità per uno spostamento relativo limite pari a 600 mm. La soluzione con maggiori benefici in questo caso è rappresentata da  $\mu=0.15$ .

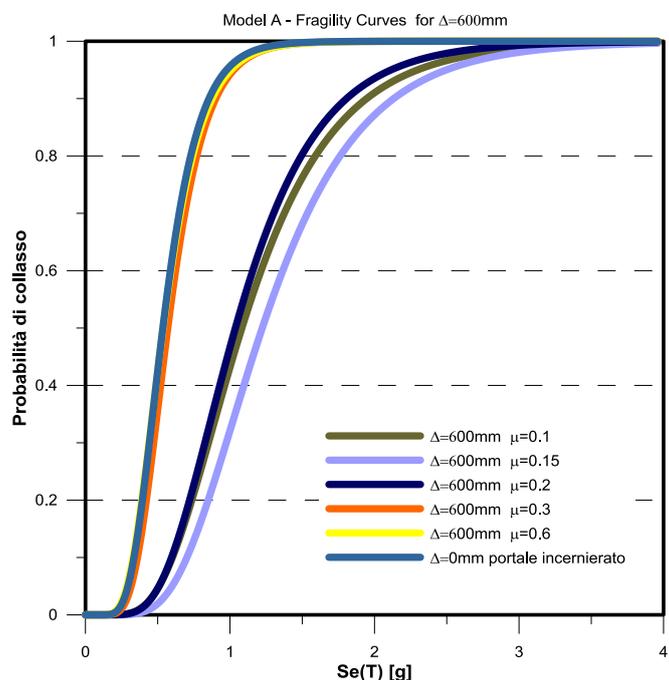


Figura 5.82. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=600\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

## 5.3 Modellazione portale B

### 5.3.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Il secondo modello analizzato ha le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche del primo, ma carico  $q$  applicato sulla trave corrispondente alla metà. Si riportano in Figura 5.84 le caratteristiche geometriche del portale B coincidenti con il portale A.

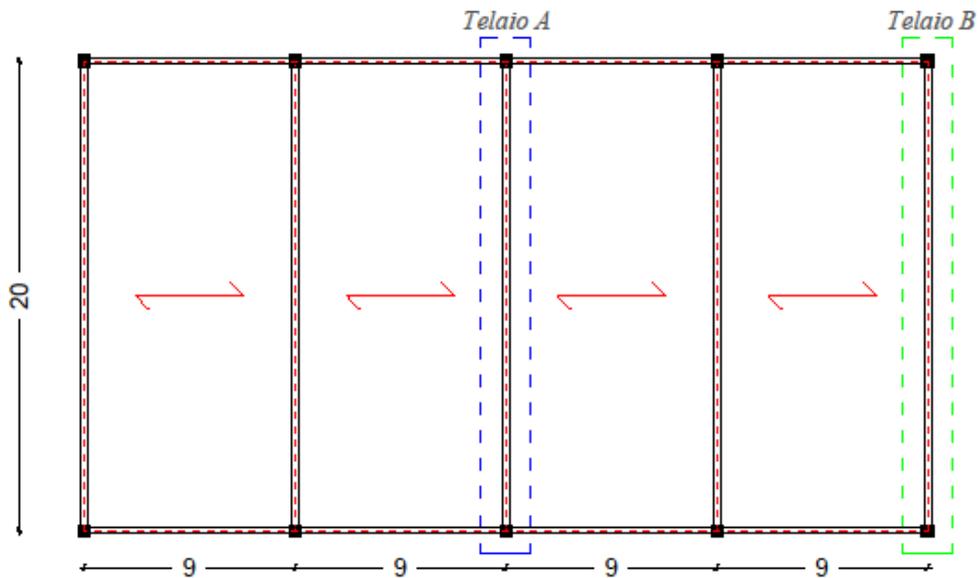


Figura 5.83. Individuazione in pianta del telaio A e B

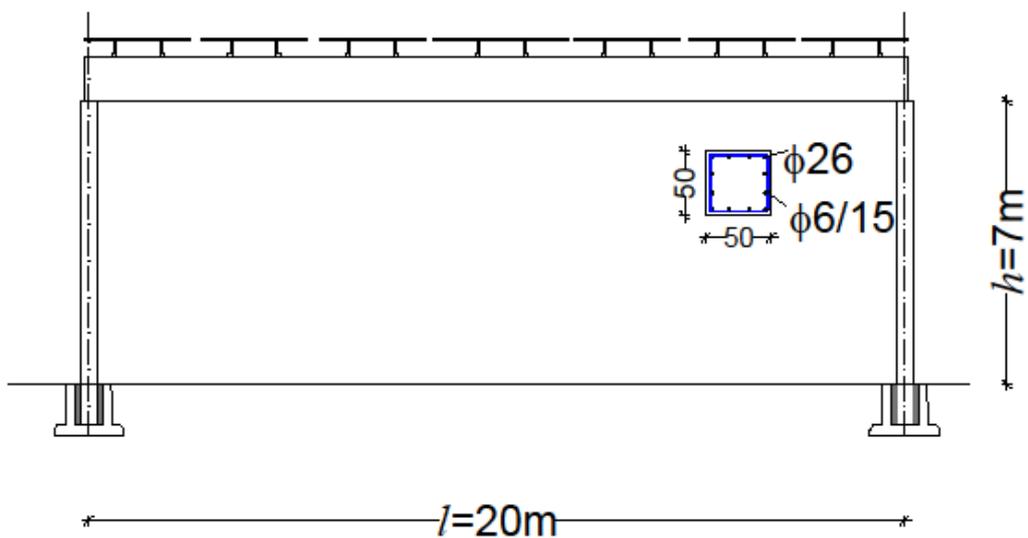


Figura 5.84. Caratteristiche geometriche portale B

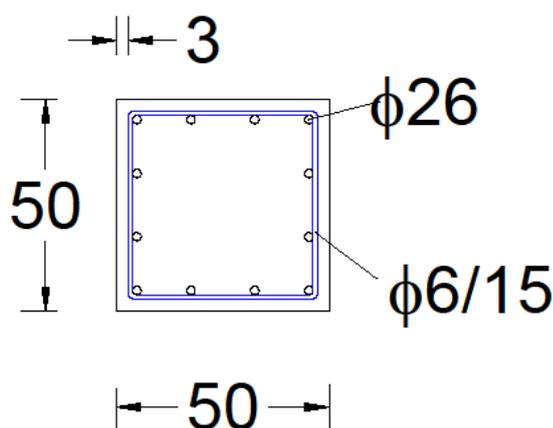


Figura 5.85. Sezione pilastro modello B

La scelta di mantenere le stesse proprietà geometriche ed applicare un carico corrispondente alla metà del modello precedente coincide con il fatto che analizzando una struttura tridimensionale sul portale più esterno scarica una porzione di copertura con larghezza d'influenza di circa la metà rispetto ai portali interni. Dimezzando il carico si dimezza anche la massa applicata tuttavia la diminuzione della massa coincide con la diminuzione del periodo fondamentale della struttura sia in direzione orizzontale sia per quanto riguarda la trave in direzione verticale. Un minore periodo comporta accelerazioni maggiori e soprattutto dal punto di vista del sisma verticale, la situazione con carico minore potrebbe essere più sfavorevole rispetto alla situazione con carico maggiore.

Tabella 5.3. Caratteristiche geometriche e meccaniche modello B

<b>MODELLO B</b>	
Altezza portale h [m]	7
Lunghezza campata [m]	20
Dimensioni pilastro e c' [m]	0.5x0.5 c'=0.03 m
Dimensioni trave [m]	1.1x0.3
$A_{S, \text{longitudinale}}$	12φ26
$A_{S, \text{trasversale}}$	φ6/150 mm
Carico distribuito sulla trave	
<u>Acciaio B450C</u>	
$f_y$ [Mpa]	450
$f_u$ [Mpa]	540
$E_s$ [Mpa]	210000
<u>Calcestruzzo C40/50</u>	
$f_c$ [Mpa]	40
$f_{cm}$ [Mpa]	48
$E_c$ [Mpa]	35000

Data la stessa geometria e presenza delle staffe, il legame del calcestruzzo confinato rimane lo stesso.

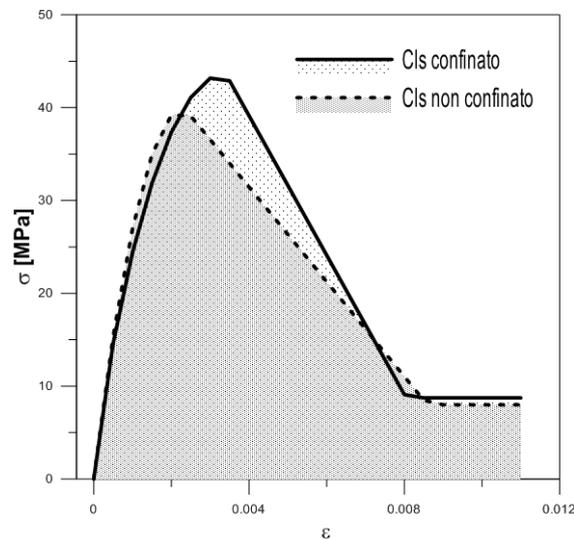


Figura 5.86. Legame tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato e non confinato modello B

Da tale modello si ricavano le caratteristiche del calcestruzzo confinato e non confinato. Si considera deformazione ultima quella per cui vi è una riduzione pari al 50% di  $f_c$ .

Tabella 5.4. Caratteristiche calcestruzzo confinato e non confinato modello B

<b>Calcestruzzo confinato</b>	
$f_c$ [Mpa]	43.6
$\epsilon_c$	0.0034
$\epsilon_u$	0.0064
<b>Calcestruzzo non confinato</b>	
$f_c$ [Mpa]	40
$\epsilon_c$	0.0023
$\epsilon_u$	0.006

Per calcolare il diagramma momento-curvatura si è calcolato lo sforzo normale agente su ciascun pilastro in condizioni statiche esattamente la metà rispetto al modello precedente:

$$N_{ed} = q \frac{l}{2} = 192kN \quad (5.3.1)$$

Si ottiene in questo modo un momento resistente pari a:

$$M_{rd} = 574kNm \quad (5.3.2)$$

Si è quindi calcolato il diagramma momento-curvatura del pilastro. Tramite questo diagramma si andrà a ricavare la curvatura ultima e la curvatura a snervamento necessarie per calcolare la rotazione a snervamento e la rotazione ultima.

Si ricavano quindi i seguenti valori per curvatura ultima:

$$\chi_u = 0.026m^{-1} \quad (5.3.3)$$

ed una curvatura a snervamento pari a:

$$\chi_y = 0.0035m^{-1} \quad (5.3.4)$$

Per calcolare la rotazione ultima bisogna prima calcolare il drift a snervamento, per il quale si necessita del calcolo della lunghezza della cerniera plastica.

Si avrà quindi:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 1.23m \quad (5.3.5)$$

Dove:

- $L_v = 7m$
- $h = 0.5m$
- $d_{bl} = 26mm$

Si procede quindi al calcolo della rotazione a snervamento:

$$\Theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \frac{\chi_y \cdot d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.00755 \quad (5.3.6)$$

Dove:

- $\chi_y = 0.0035m^{-1}$

Ottenuta la rotazione a snervamento si è in grado di calcolare la rotazione ultima:

$$\Theta_u = \Theta_y + (\chi_u - \chi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left( 1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) = 0.032 \quad (5.3.7)$$

Dove:

- $\chi_u = 0.026m^{-1}$

Tale rotazione equivale ad un drift ultimo pari a circa il 3%. Tramite questa rotazione possiamo stimare lo spostamento limite in testa per ottenere il collasso per formazione di una cerniera plastica alla base. Avremo quindi che spostamento a snervamento e spostamento ultimo saranno pari a:

$$\delta_y = L_v \cdot \Theta_y = 53mm \quad (5.3.8)$$

$$\delta_u = L_v \cdot \Theta_u = 224mm \quad (5.3.9)$$

### 5.3.2 Modellazione dell'input sismico modello B

Come per il modello A anche il modello B è situato nel comune di Mirandola (MO), Emilia Romagna. Si riportano in Figura 5.8 gli spettri verticale e orizzontale per la località Mirandola coincidenti ovviamente con gli spettri relativi al modello A.

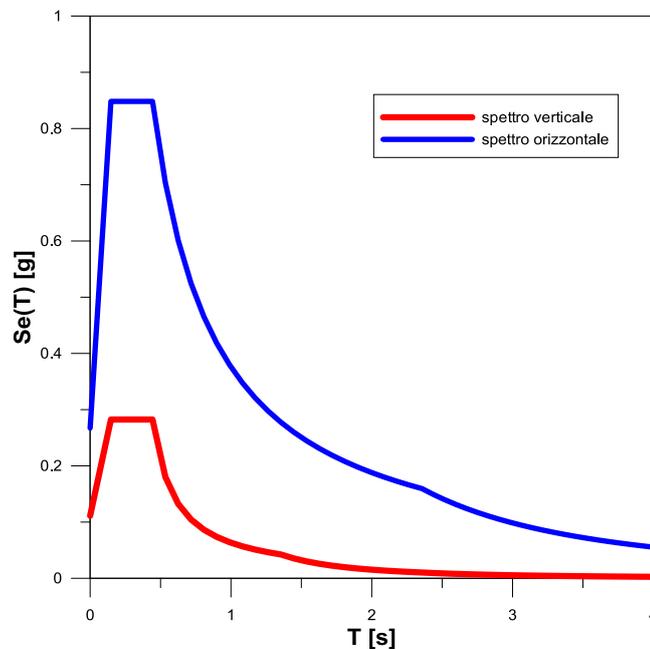


Figura 5.87. Spettro di risposta orizzontale e verticale per SLC in località Mirandola

Gli accelerogrammi vengono scalati con riferimento all'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo primo modo di vibrare come riportato al paragrafo 3. Si procede quindi al calcolo del periodo del primo modo in direzione orizzontale. Viene sottolineato che ogni terna di accelerogrammi verrà scalato con riferimento allo spettro orizzontale. La rigidità della struttura in direzione orizzontale è pari alla somma delle rigidità dei pilastri che non avendo alcun tipo di collegamento rigido con la trave sono considerati come mensole incastrate alla base:

$$K_{tot} = 2 \cdot 3 \frac{EI}{h^3} = 3183 \frac{N}{mm} \quad (5.3.10)$$

La massa della struttura è:

$$m_{tot} = \frac{ql}{g} = 38990 kg \quad (5.3.11)$$

Tramite rigidezza e massa viene calcolato il periodo del primo modo in direzione orizzontale della struttura:

$$T_{h1} = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_{tot}}{m_{tot}}}} = 0.69s \quad (5.3.12)$$

Entrando dello spettro di risposta orizzontale relativo alla località Mirandola riportato in Figura 5.87 con il periodo calcolato nell'equazione (5.3.12) si ricava l'ordinata spettrale:

$$S_{e,h}(T = 0.99s) = 0.54g = 5.29 \frac{m}{s^2} \quad (5.3.13)$$

Successivamente vengono calcolati gli spettri di risposta di ogni accelerogramma facente parte del set selezionato. Da ogni spettro viene calcolata l'ordinata spettrale corrispondente al periodo della struttura. Nella Figura 5.88 vengono riportati gli spettri orizzontali dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati. Viene riportata inoltre la media degli accelerogrammi e lo spettro di progetto (con fattore di struttura comunque unitario) allo stato limite di collasso in direzione orizzontale del sito di Mirandola.

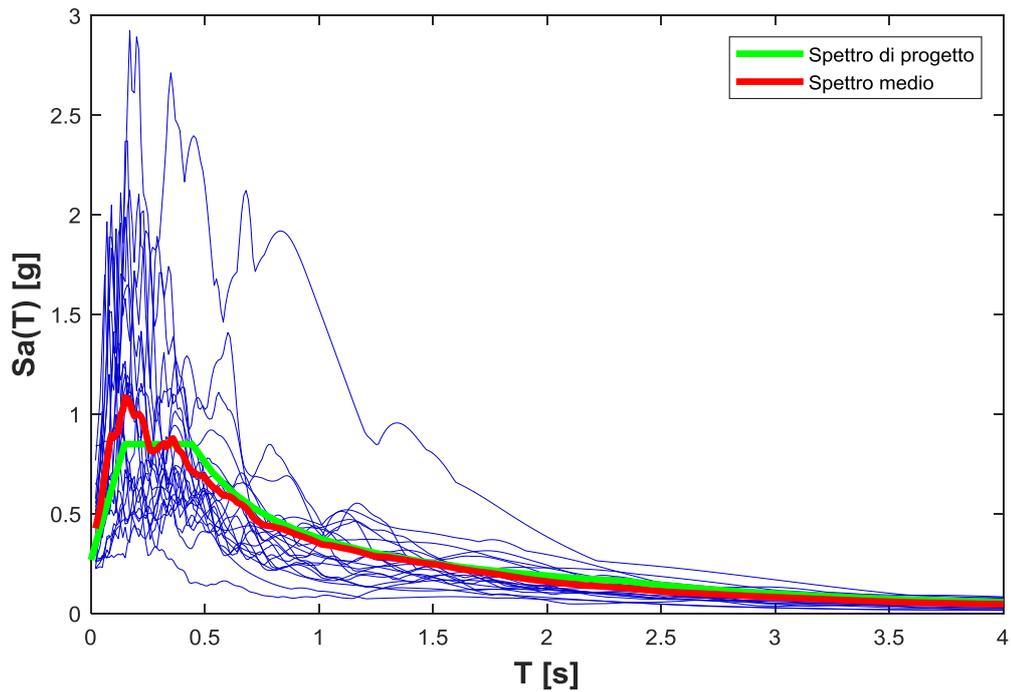


Figura 5.88. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi orizzontali selezionati

In Figura 5.89 vengono riportati gli spettri di risposta relativi ai ventidue accelerogrammi verticali selezionati.

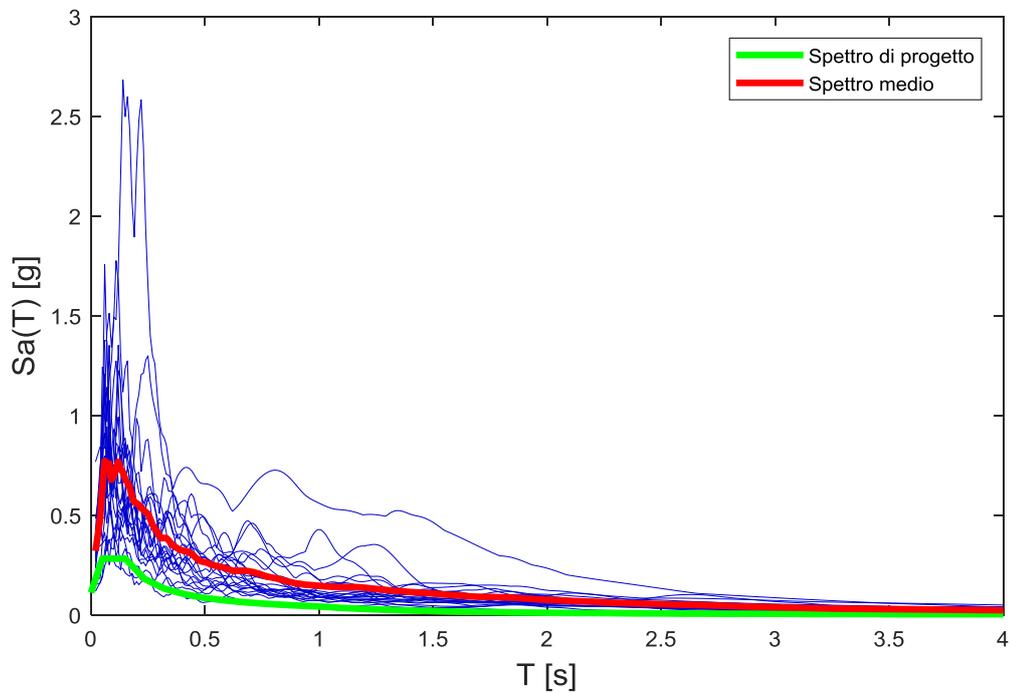


Figura 5.89. Spettri elastici dei ventidue accelerogrammi verticali selezionati

Individuata l'ordinata spettrale di ogni accelerogramma orizzontale in corrispondenza del periodo calcolato nell'equazione (5.3.14) vengono calcolati i fattori di scala per ogni accelerogramma tramite la relazione:

$$F_{scala,i} = \frac{S_d(T_1 = 0.69s)}{S_{e,i}(T_1 = 0.69s)} \quad (5.3.14)$$

In cui il fattore di scala dell'i-esimo accelerogramma è uguale al rapporto tra l'ordinata spettrale dello spettro di progetto (che è anch'esso elastico) e l'ordinata spettrale dello spettro relativo all'accelerogramma i-esimo. Tramite questi fattori di scala vengono scalati sia gli accelerogrammi orizzontali che verticali. Vengono in seguito ricalcolati gli spettri di risposta degli accelerogrammi scalati. Nella Figura 5.90 vengono inoltre riportati lo spettro di progetto allo stato limite di collasso, lo spettro medio degli accelerogrammi orizzontali selezionati e lo spettro medio sommando e sottraendo la deviazione standard.

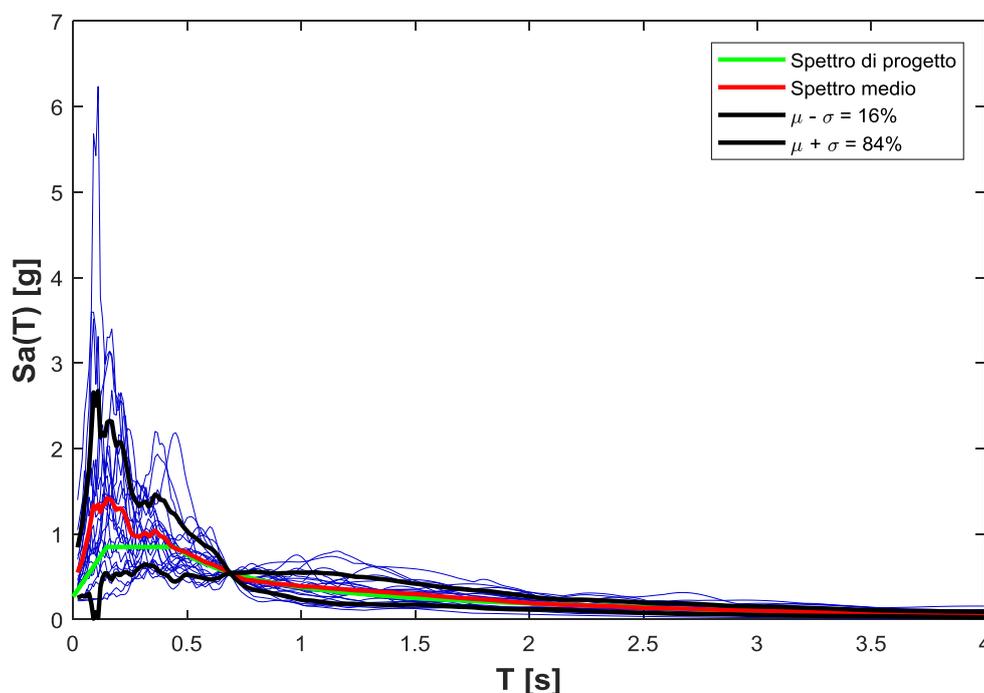


Figura 5.90. Spettri di risposta orizzontali allo stato limite di collasso scalati modello B

Gli spettri relativi agli accelerogrammi verticali scalati vengono riportati in Figura 5.91.

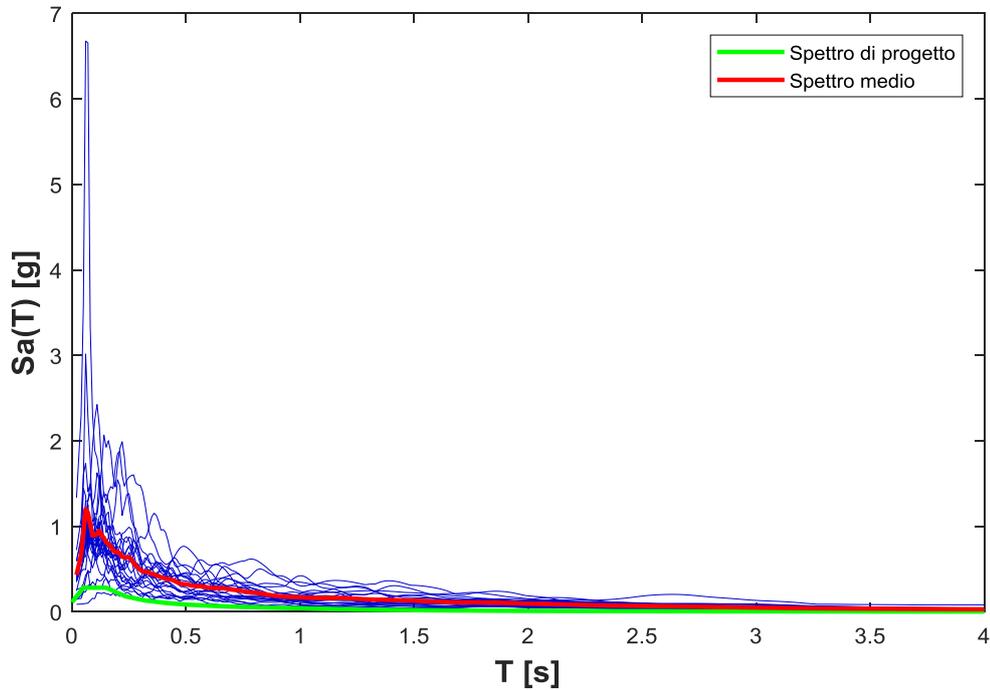


Figura 5.91. Spettri di risposta verticali allo stato limite di collasso scalati per modello B

### 5.3.3 Creazione del modello B

Per tutte le scelte e gli input utilizzati nella creazione della geometria del modello B si rimanda alla geometria del modello A, in quanto coincidente, al paragrafo 5.1.3.

Definita la geometria del modello vengono definiti masse e carichi. Sulla trave viene applicato un carico distribuito pari a:

$$q = 19.12 \frac{kN}{m} \quad (5.3.15)$$

Nell'applicare le masse viene fatta una semplificazione, riguardo il comportamento dinamico in direzione orizzontale il sistema viene considerato simile ad un sistema ad un grado di libertà, vengono quindi applicate due masse ai nodi estremi della trave:

$$m_{h1} = m_{h2} = \frac{q \cdot l}{2g} = 19990kg \quad (5.3.16)$$

Il comportamento dinamico in direzione verticale della trave viene semplificato considerando il solo primo modo di vibrare. Per tale motivo è stata calcolata la massa modale partecipante al primo modo di vibrare per una trave appoggio-appoggio con le stesse caratteristiche della trave oggetto di studio. Data l'elevata flessibilità, funzione principalmente della lunghezza della campata, il primo modo di vibrare rappresenta in

modo adeguato il comportamento dinamico della trave con una percentuale di massa modale partecipante pari all'88%.

Viene quindi inserita una massa nel nodo in mezzzeria della trave relativa alla sola direzione verticale:

$$m_v = 0.88 \frac{ql}{g} = 34311 \text{kg} \quad (5.3.17)$$

Viene in seguito riportato il periodo verticale della struttura. Tramite tale periodo riferendosi agli spettri elastici relativi agli accelerogrammi verticali scalati si è in grado di quantificare l'ordine di grandezza dell'accelerazione verticale a cui verrà sottoposta la trave durante ciascun sisma. Data l'elevata rigidezza assiale dei pilastri ed il relativo periodo assiale esiguo si può considerare che alla trave arrivi un'accelerazione verticale pari all'accelerazione trasmessa dal suolo. Il periodo del primo modo di vibrare è quindi stimabile come il periodo del primo modo di una trave appoggio-appoggio con massa concentrata in mezzzeria. Per tale configurazione statica si ha quindi la rigidezza:

$$K_{trave} = \frac{48EI}{l^3} = 6987.7 \frac{N}{mm} \quad (5.3.18)$$

Dove:

$$- I = 3.33 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$$

Si ha quindi un periodo verticale relativo al primo modo pari a:

$$T_{v,1} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_{trave}}{m_v}}} = 0.46 \text{s} \quad (5.3.19)$$

Si ha quindi il modello finale riportato in Figura 5.92.

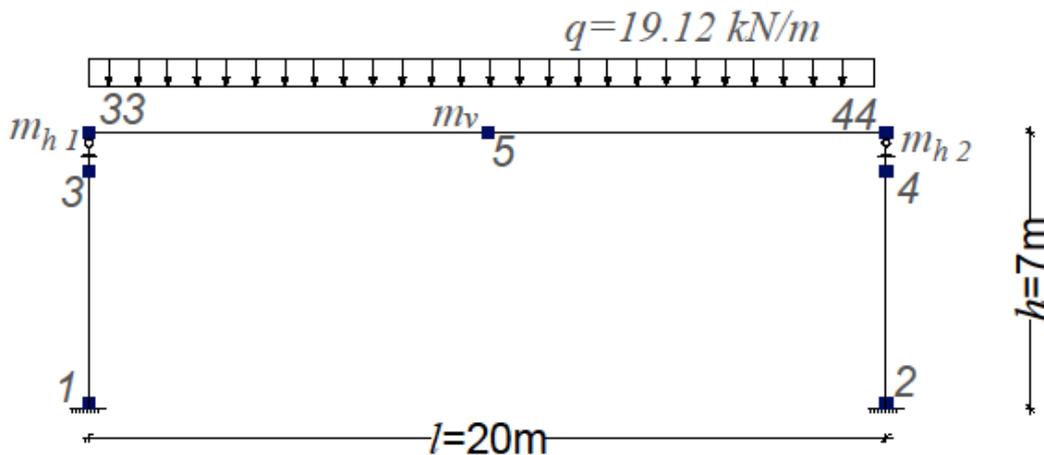


Figura 5.92. Modello B

## 5.4 Analisi dinamica incrementale modello B

Si rimanda al paragrafo 5.2 per la strategia utilizzata per ottenere le curve IDA.

### 5.4.1 Modello B, coefficiente d'attrito $\mu=0.10$

Si riportano in seguito le curve IDA per un coefficiente d'attrito  $\mu=0.10$ . La tendenza avendo massa nelle due direzioni pressoché la metà del modello A è il raggiungimento del collasso perdita d'appoggio della trave. Ci si aspetta quindi che il collasso per spostamento per raggiungimento della rotazione ultima alla base diventi prevalente per coefficienti d'attrito maggiori rispetto al modello A.

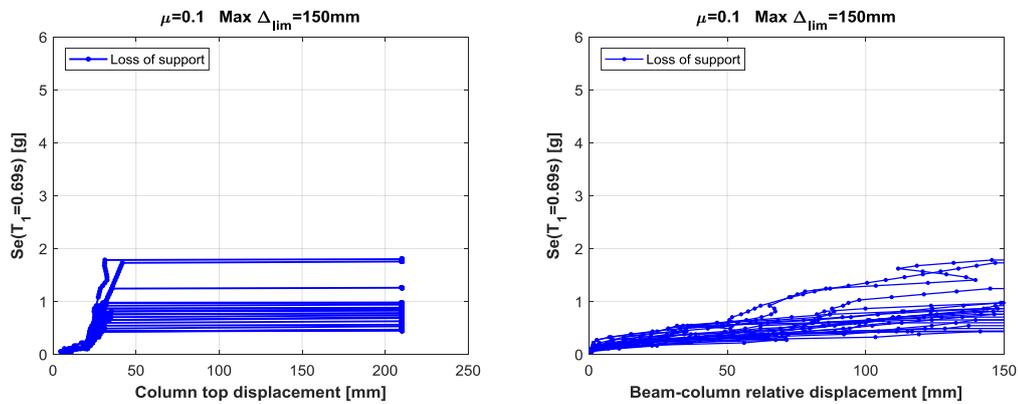


Figura 5.93. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

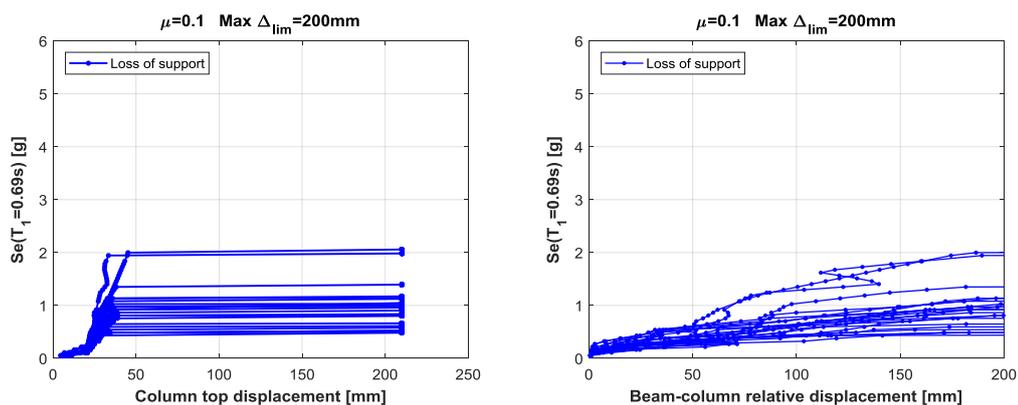


Figura 5.94. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

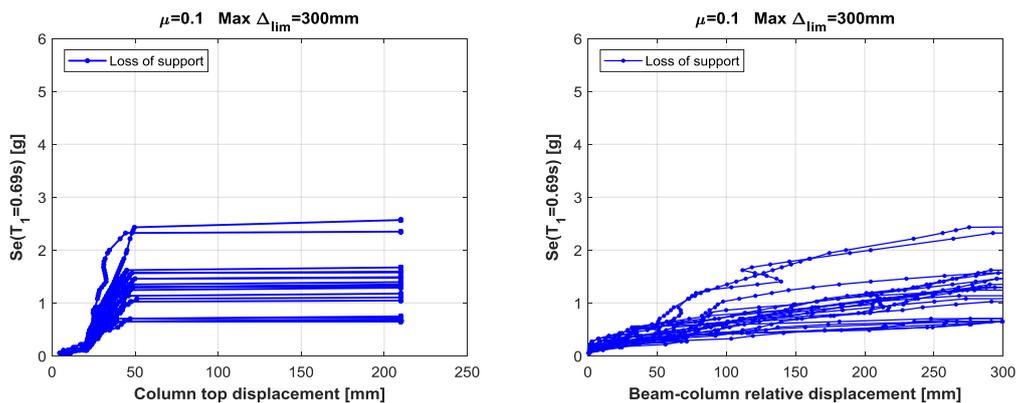


Figura 5.95. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

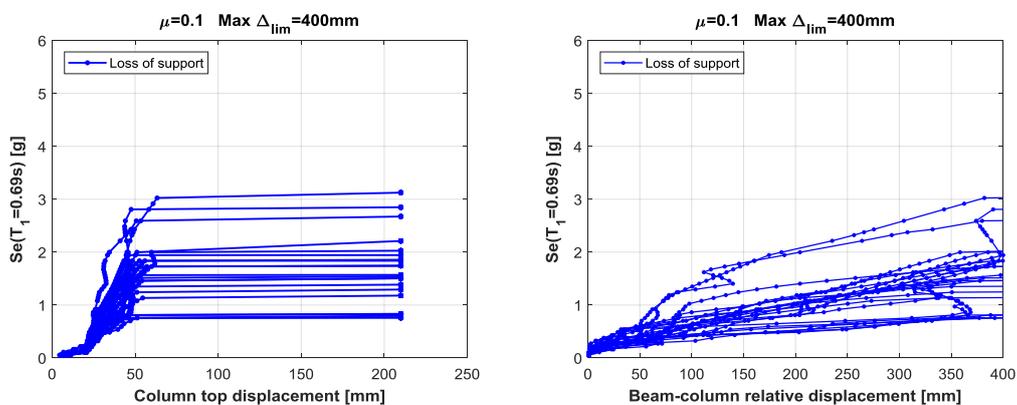


Figura 5.96. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

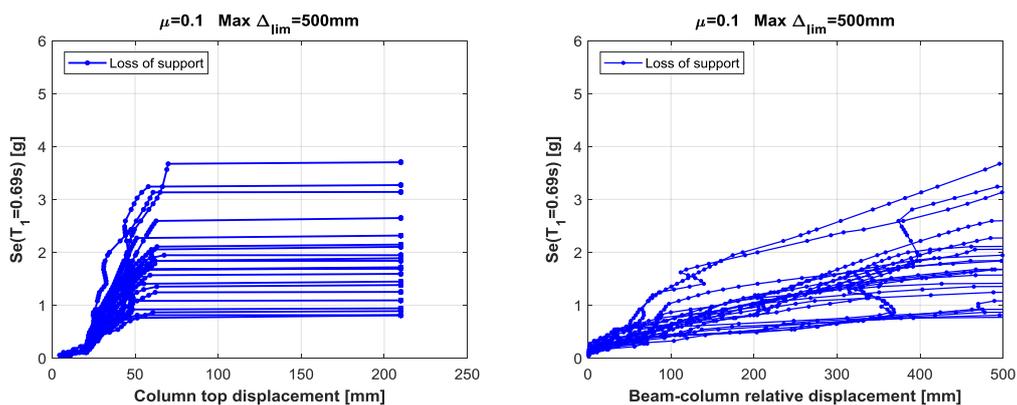


Figura 5.97. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

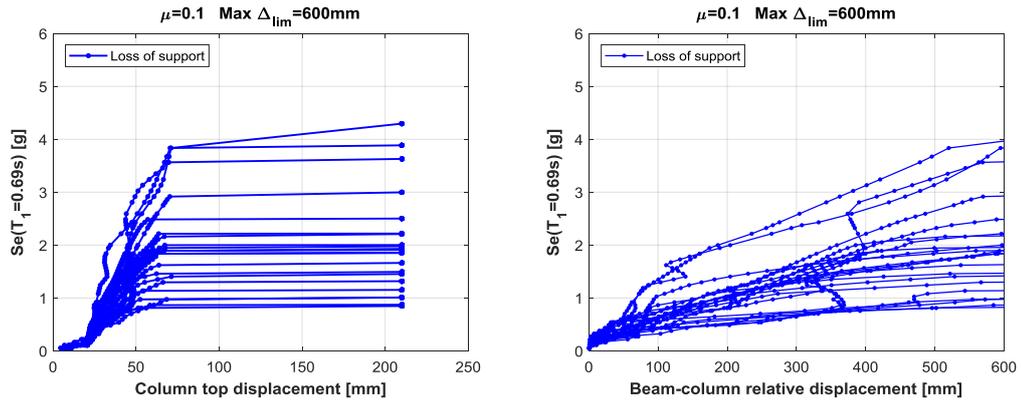


Figura 5.98. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

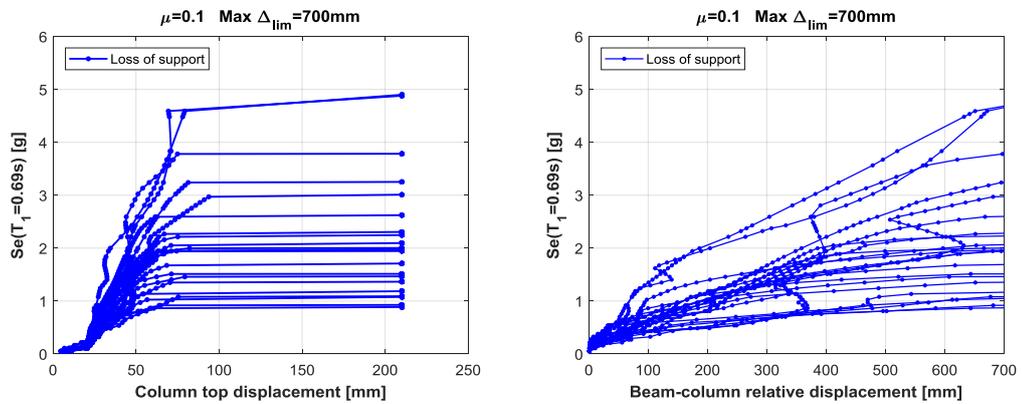


Figura 5.99. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

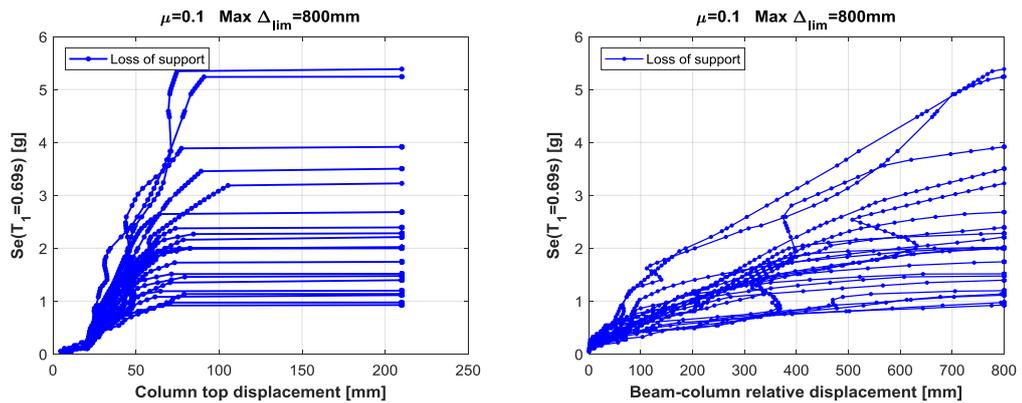


Figura 5.100. figura(a) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.10$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

L'azione trasferita per attrito non è sufficiente con tale coefficiente a provocare nemmeno un collasso per rotazione ultima alla base. Si riportano le curve di fragilità dove all'aumentare dello spostamento relativo limite diminuisce la fragilità della struttura.

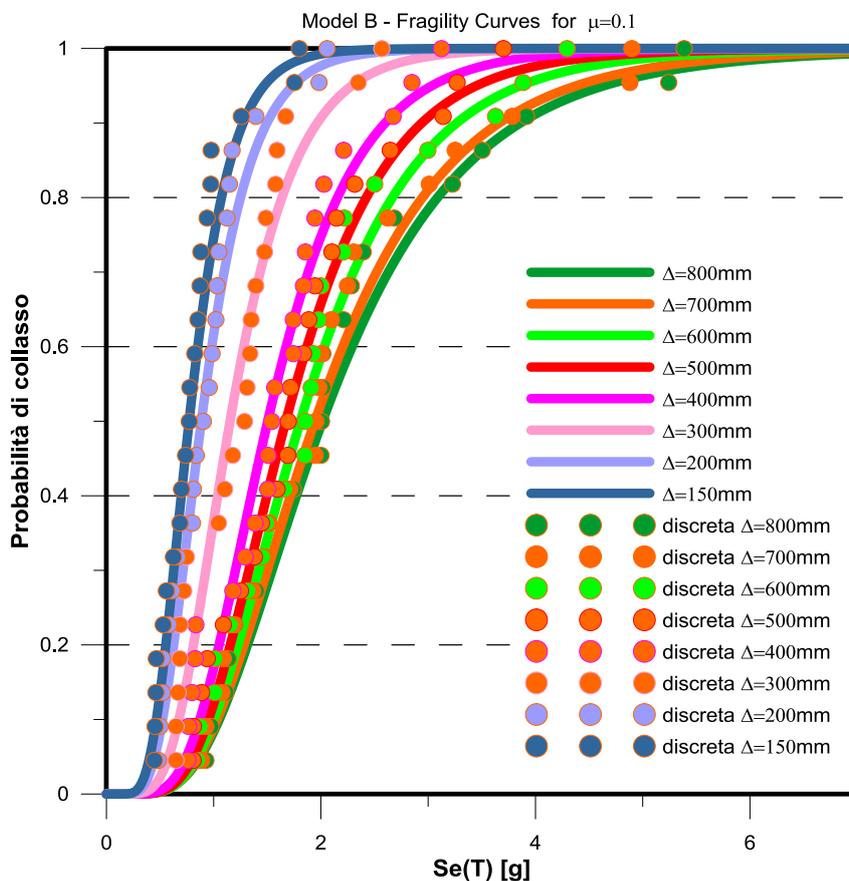


Figura 5.101. Curve di fragilità per  $\mu=0.10$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.4.2 Modello B, coefficiente d’attrito $\mu=0.15$

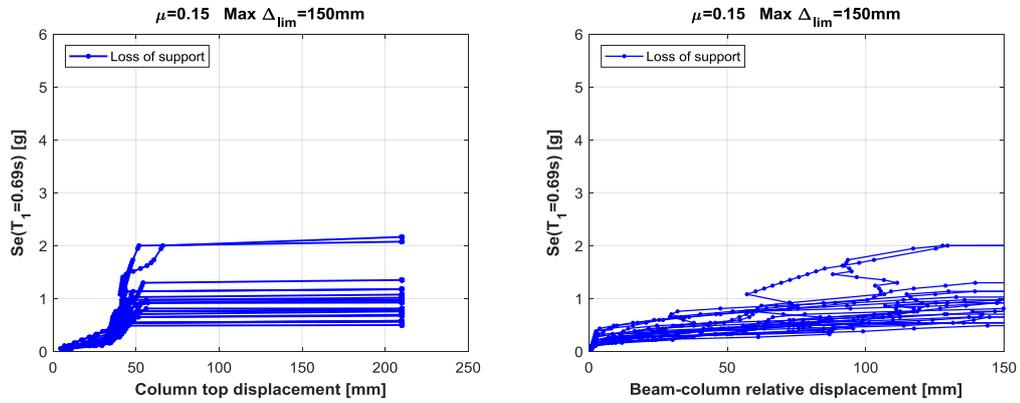


Figura 5.102. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

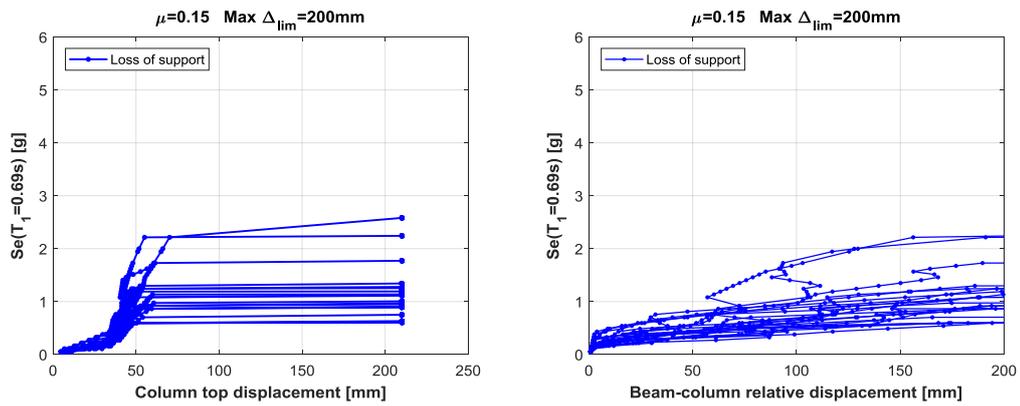


Figura 5.103. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

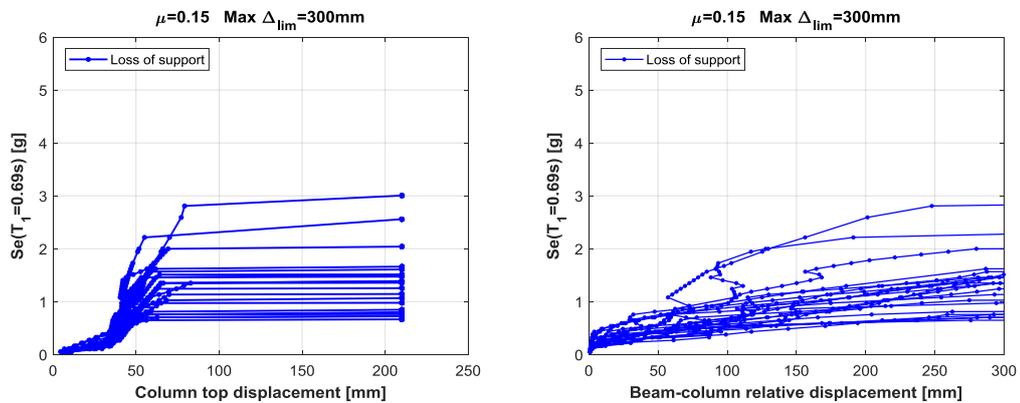


Figura 5.104. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

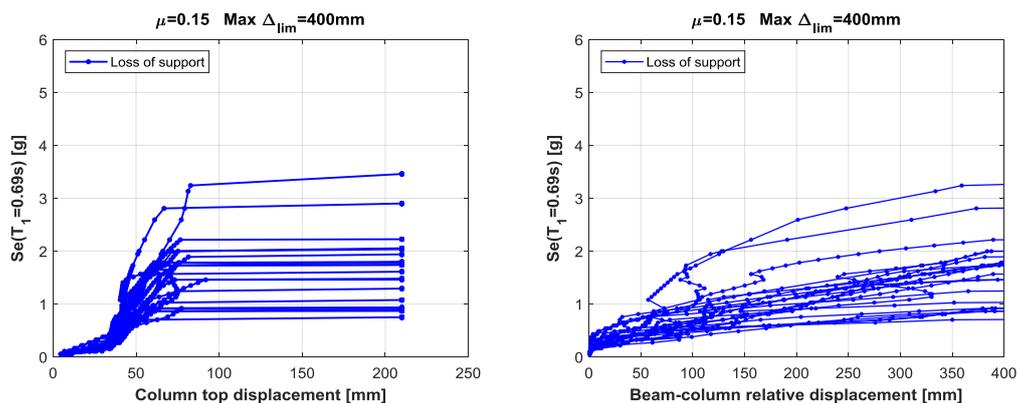


Figura 5.105. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

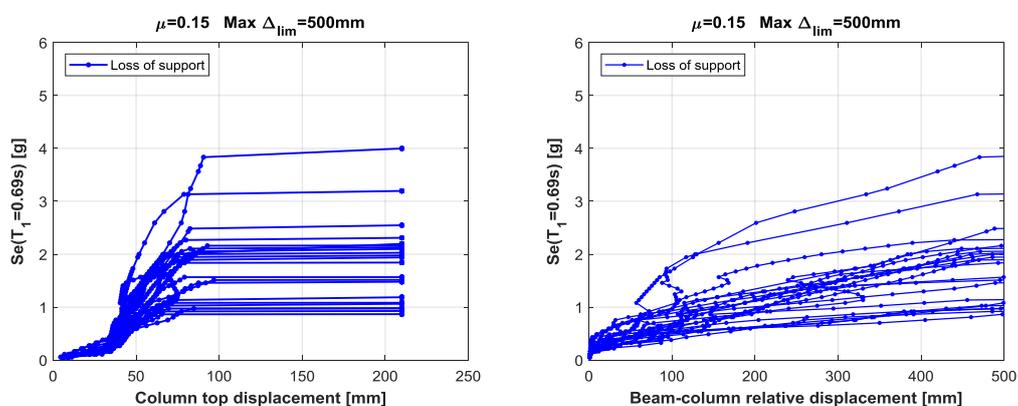


Figura 5.106. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

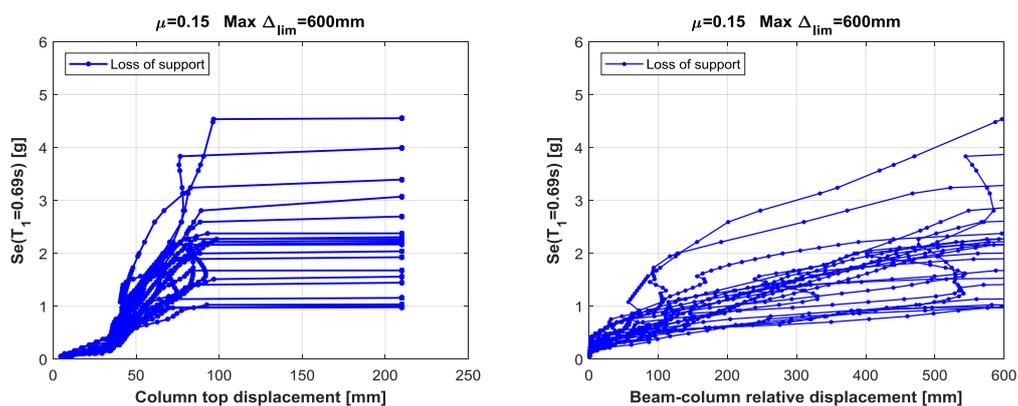


Figura 5.107. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

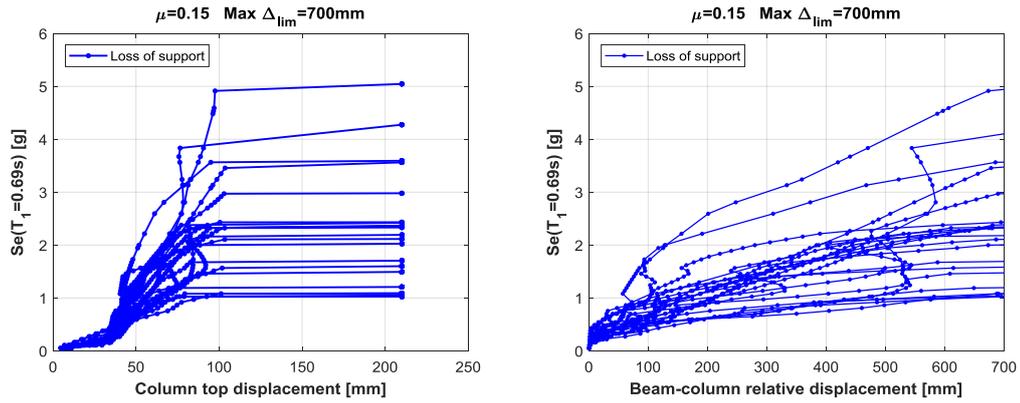


Figura 5.108. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

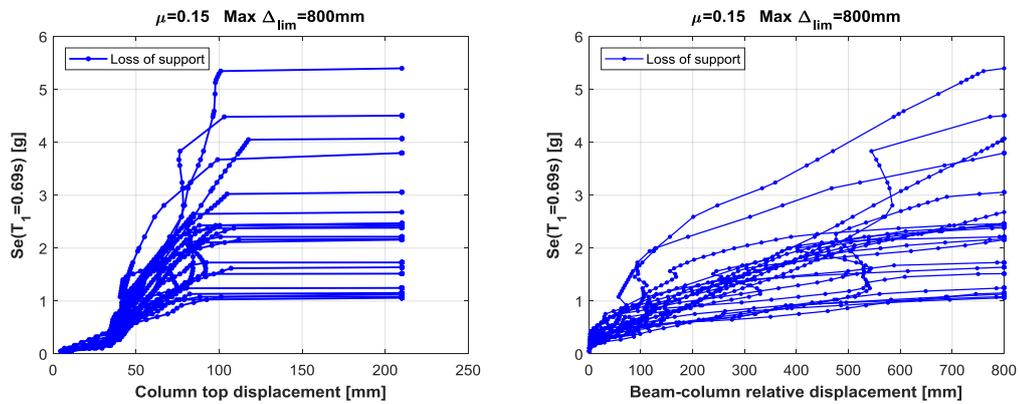


Figura 5.109. figura(a) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.15$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Anche con un coefficiente d'attrito pari a 0.15 i collassi si verificano solo per perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro. Tali risultati concordano con le previsioni, per cui la diminuzione di massa porta ad un periodo minore e quindi ad un'azione sismica maggiore, ma la forza finale applicata sulla trave diminuisce in funzione della massa.

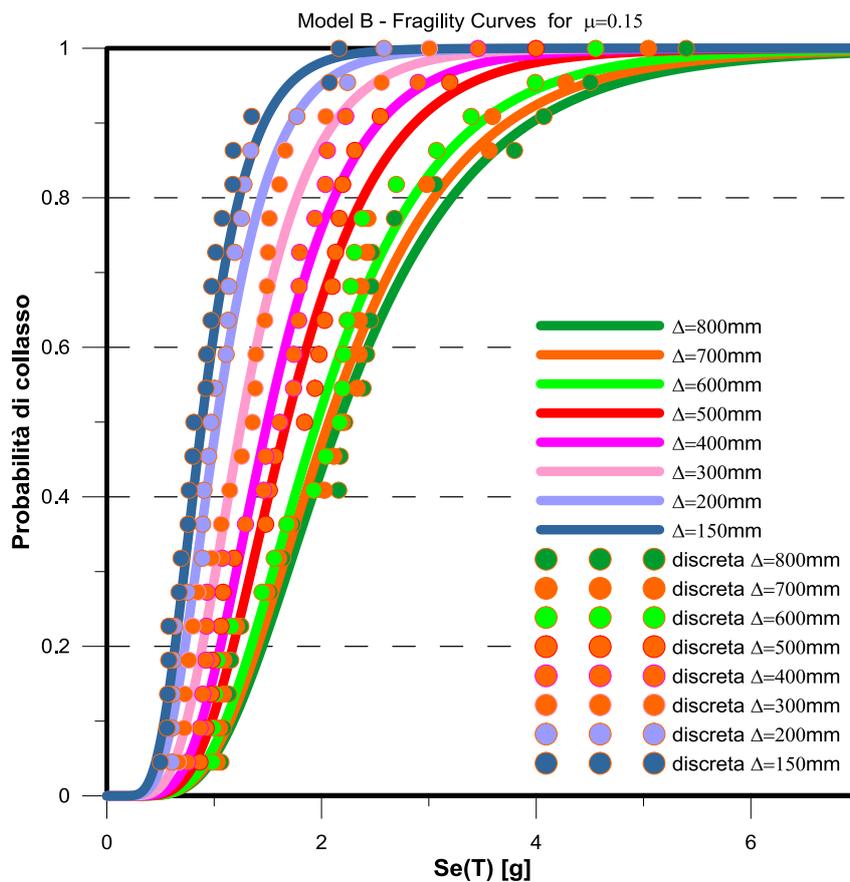


Figura 5.110. Curve di fragilità per  $\mu=0.15$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.4.3 Modello B, coefficiente d’attrito $\mu=0.20$

Si riportano le curve IDA per il modello B con coefficiente d’attrito pari a 0.2.

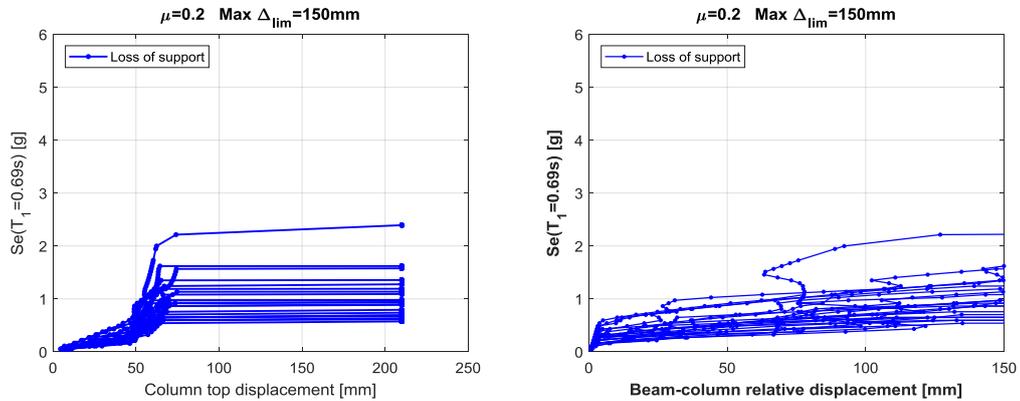


Figura 5.111.figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

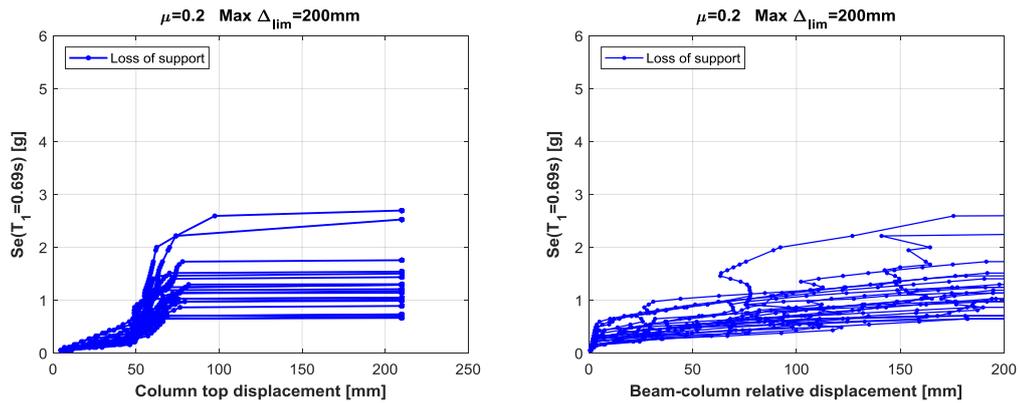


Figura 5.112.figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

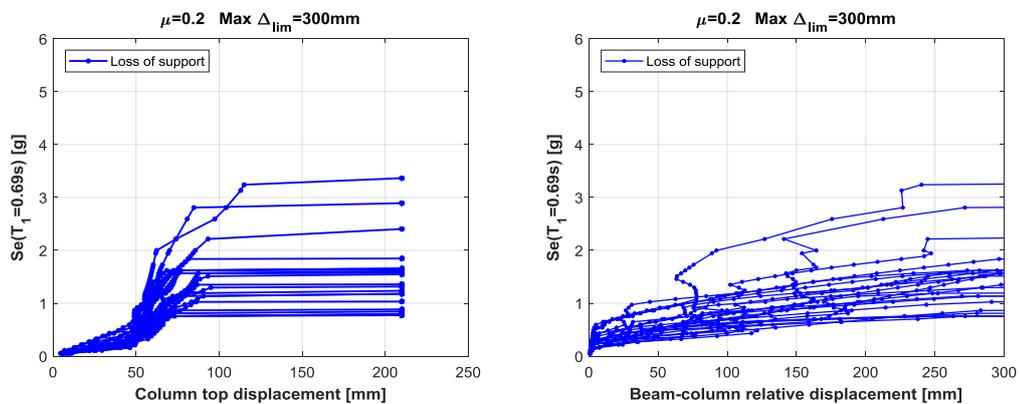


Figura 5.113.figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

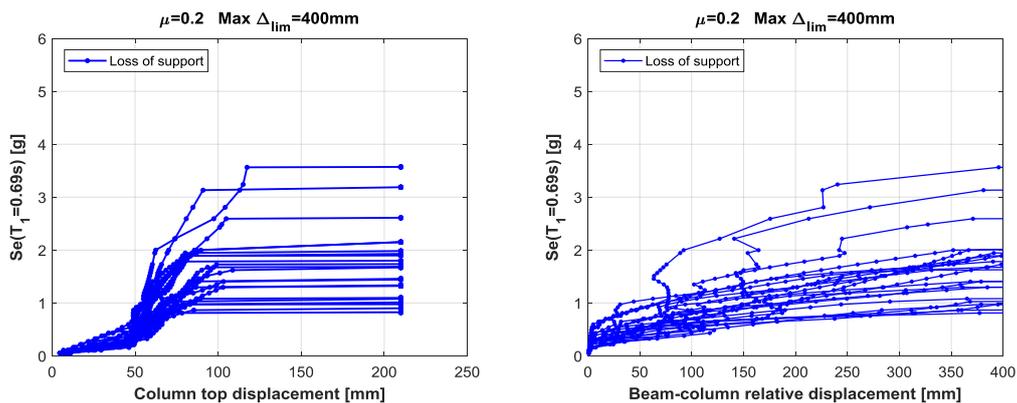


Figura 5.114. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

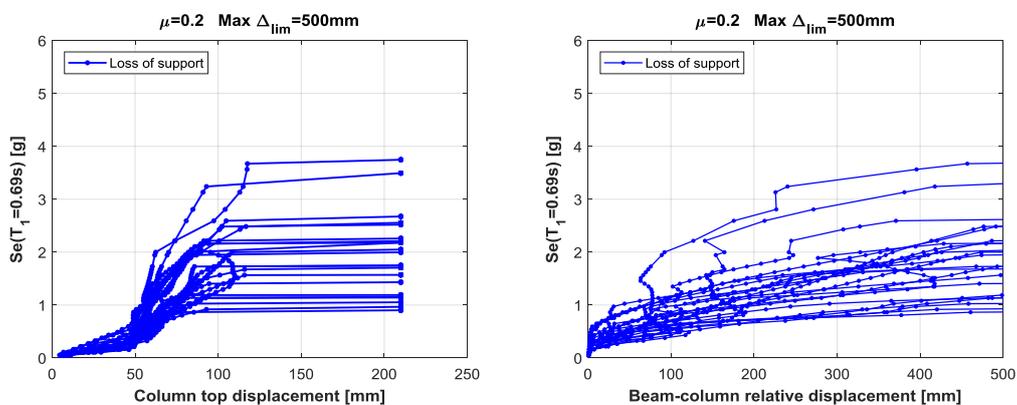


Figura 5.115. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

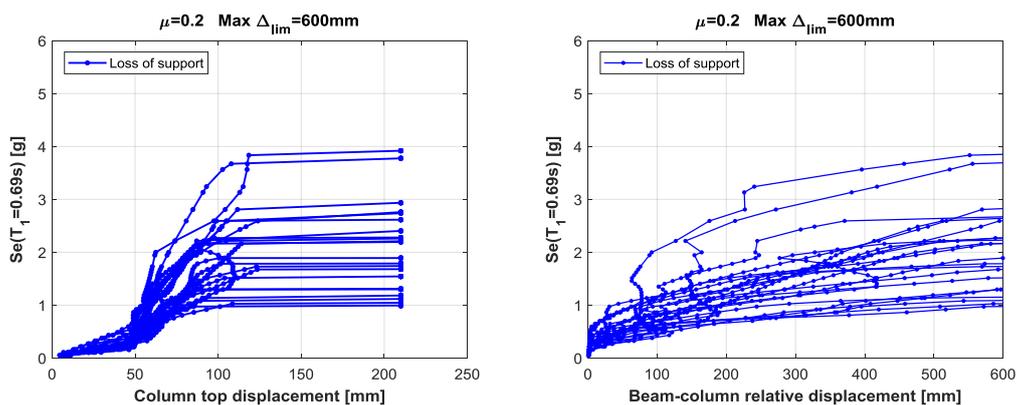


Figura 5.116. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

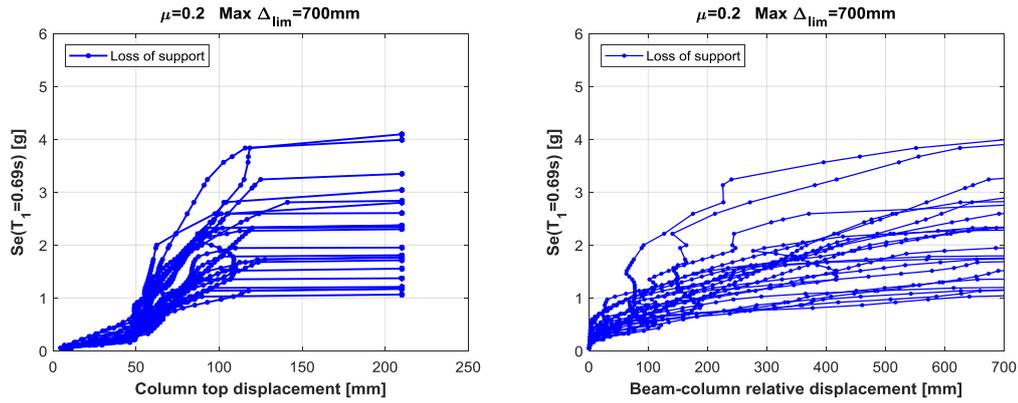


Figura 5.117. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

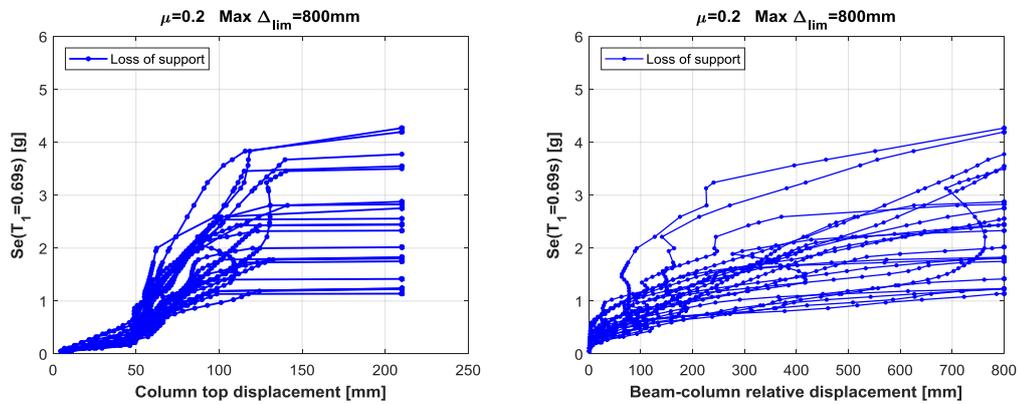


Figura 5.118. figura(a) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.20$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

È importante notare che dati i risultati ottenuti con gli attriti 0.1, 0.15 e 0.20, in cui i collassi avvenuti erano relativi alla sola perdita d’appoggio, l’aumento di spostamento limite ha sempre effetti benefici riguardo la fragilità della struttura. È altresì importante notare che la condizione migliore in situazioni di mono-collasso per perdita d’appoggio è quella con il coefficiente d’attrito più alto, il quale consente una dissipazione d’energia maggiore. Nel momento in cui, all’aumentare del coefficiente d’attrito, compariranno i primi collassi per raggiungimento della rotazione ultima alla base, all’aumento del coefficiente d’attrito non ci sarà necessariamente una diminuzione di fragilità.

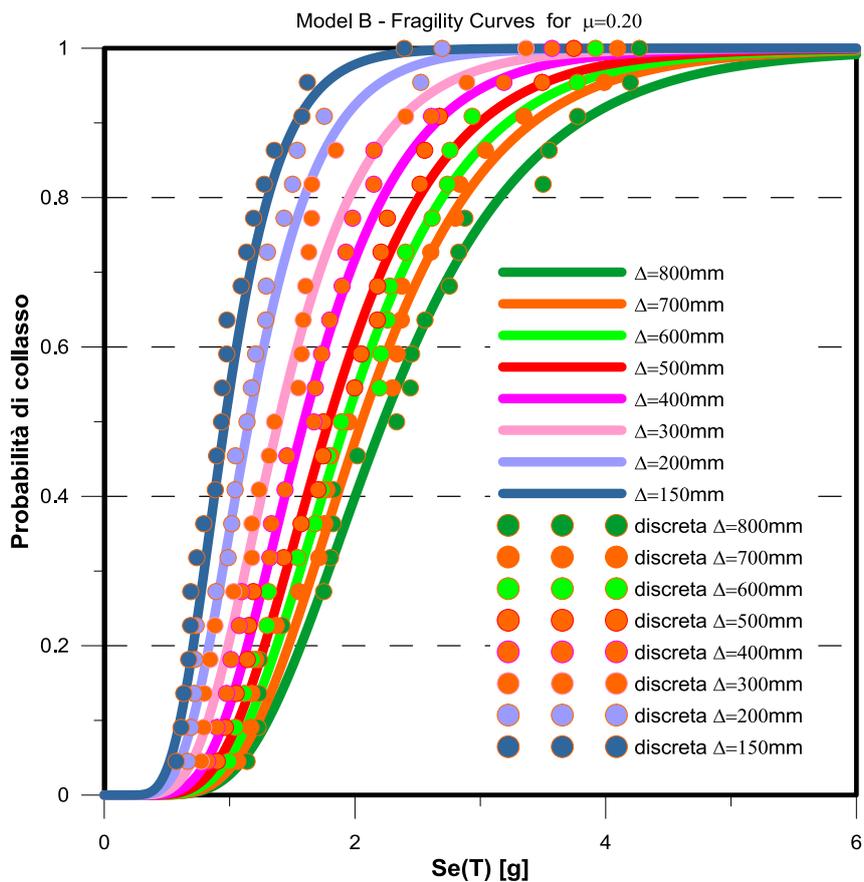


Figura 5.119. Curve di fragilità per  $\mu=0.20$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

#### 5.4.4 Modello B, coefficiente d’attrito $\mu=0.30$

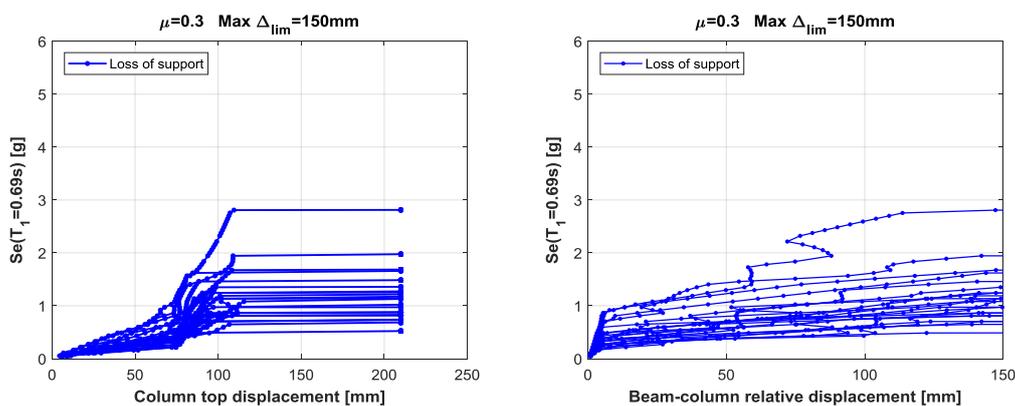


Figura 5.120. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

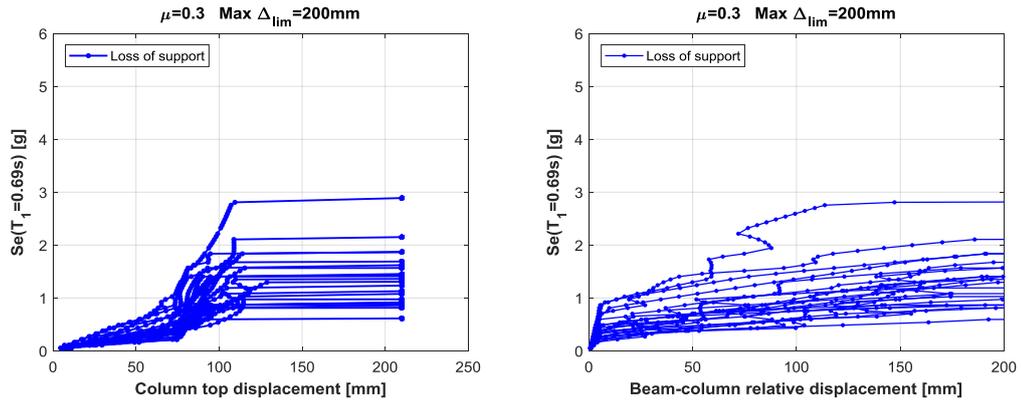


Figura 5.121. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

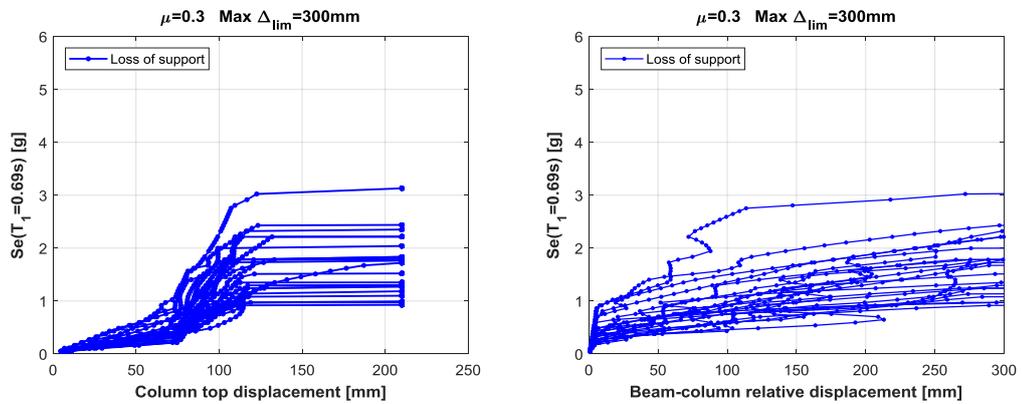


Figura 5.122. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

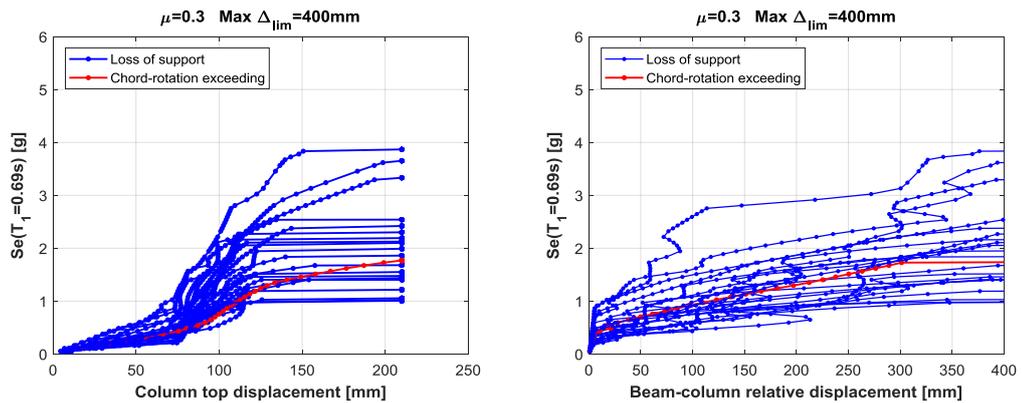


Figura 5.123. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

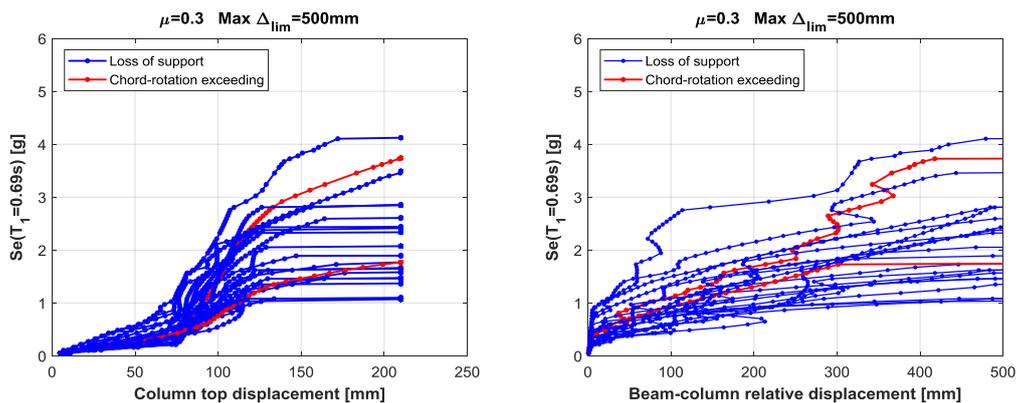


Figura 5.124. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

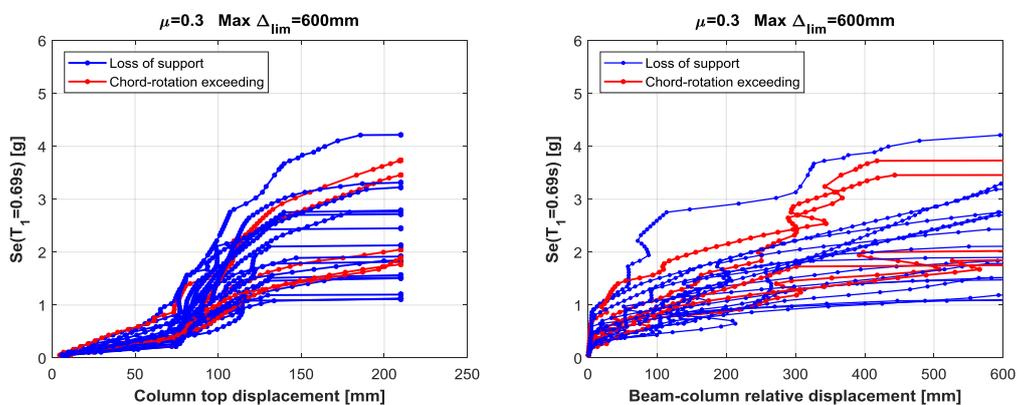


Figura 5.125. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

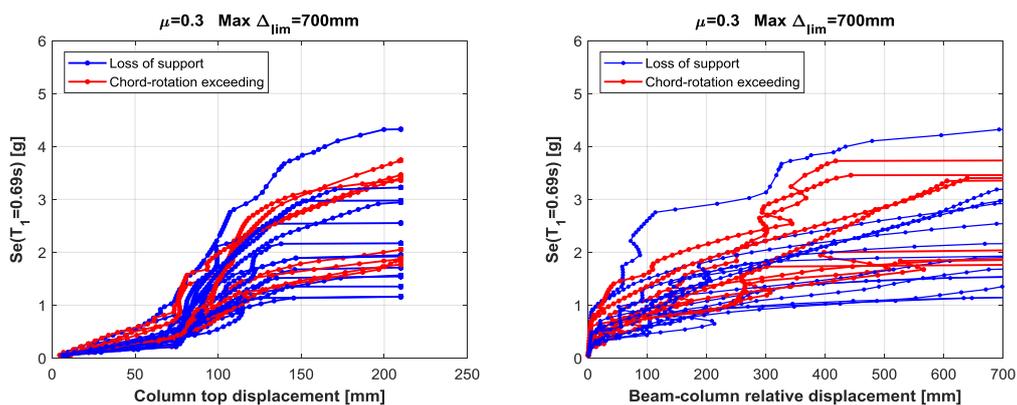


Figura 5.126. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

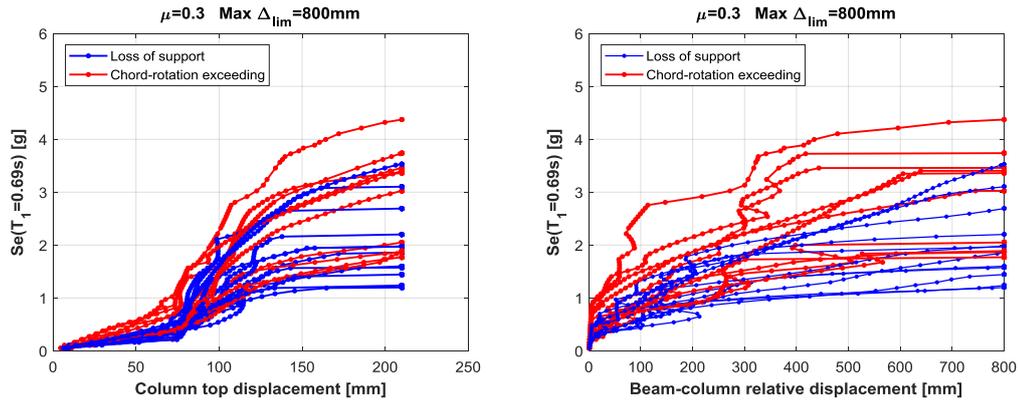


Figura 5.127. figura(a) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.30$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Con coefficiente d’attrito  $\mu=0.30$  si verificano all’aumentare dello spostamento relativo limite i primi collassi per raggiungimento della rotazione ultima alla base. Tale ha risultato ha come effetto una contrazione delle curve di fragilità all’aumentare dello spostamento relativo limite.

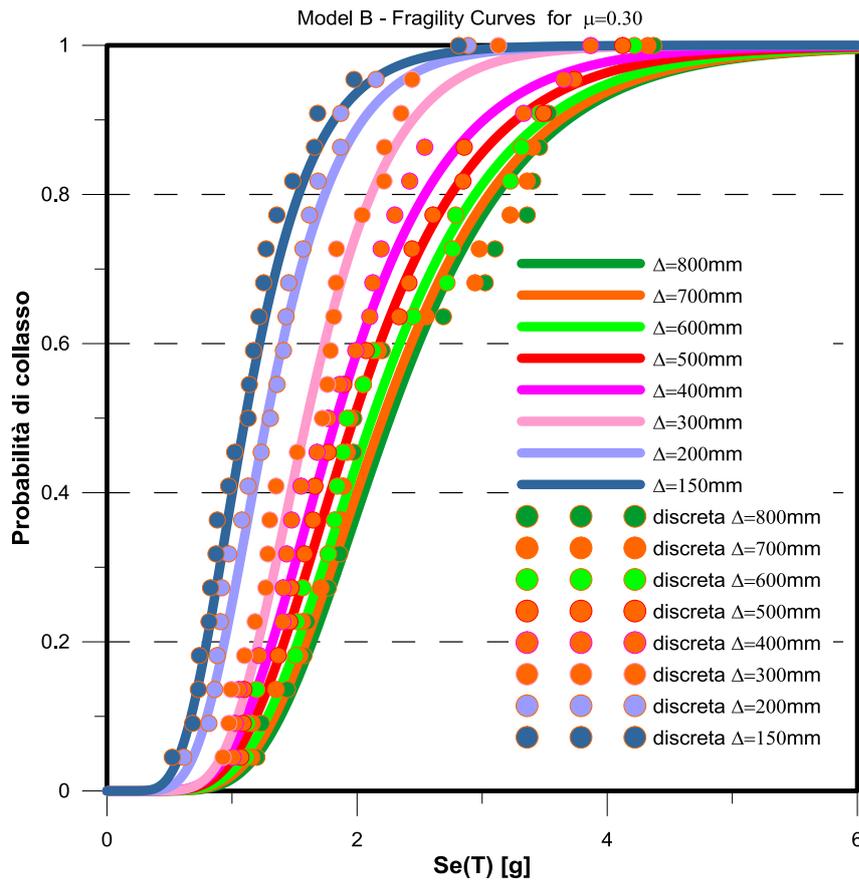


Figura 5.128. Curve di fragilità per  $\mu=0.30$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.4.5 Modello B, coefficiente d'attrito $\mu=0.60$

Con  $\mu=0.60$  il collasso prevalente è relativo al raggiungimento della rotazione ultima alla base.

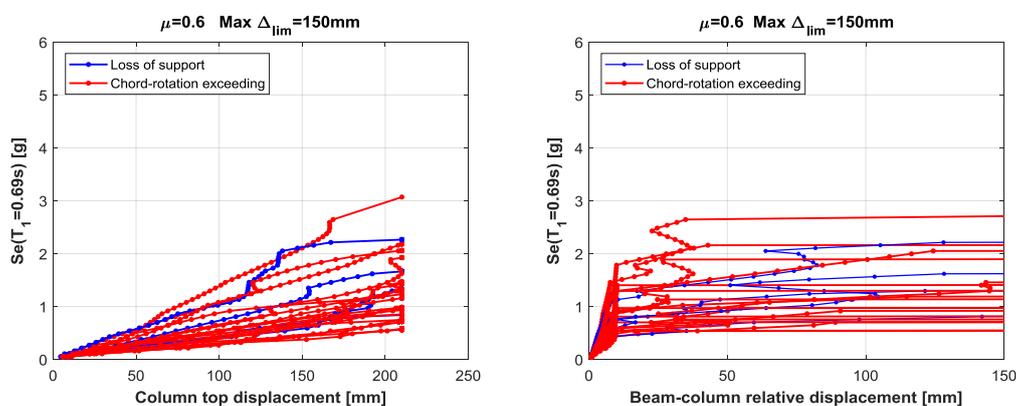


Figura 5.129. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 150 mm)

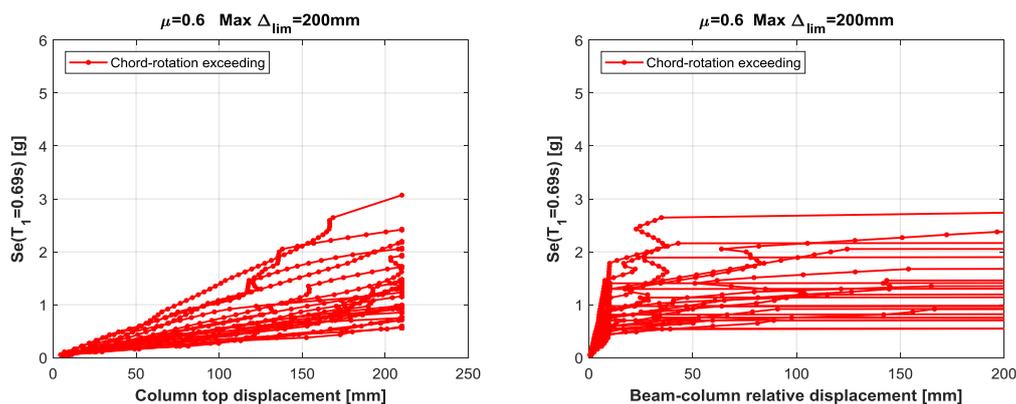


Figura 5.130. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 200 mm)

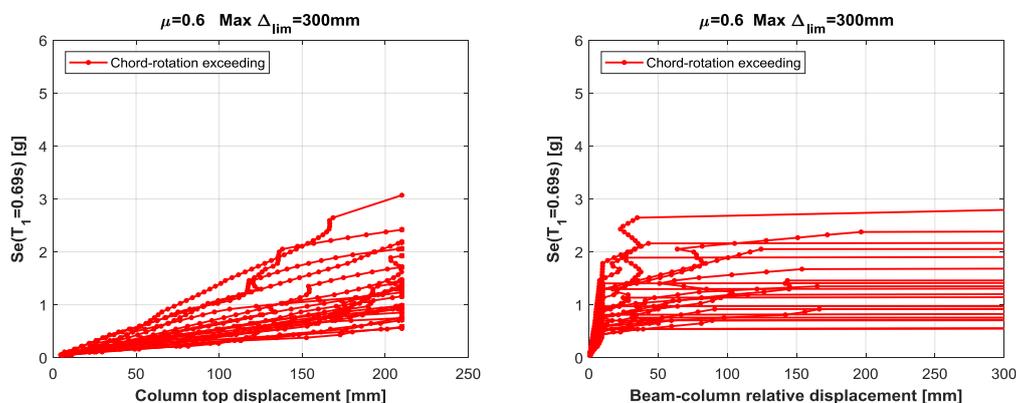


Figura 5.131. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 300 mm)

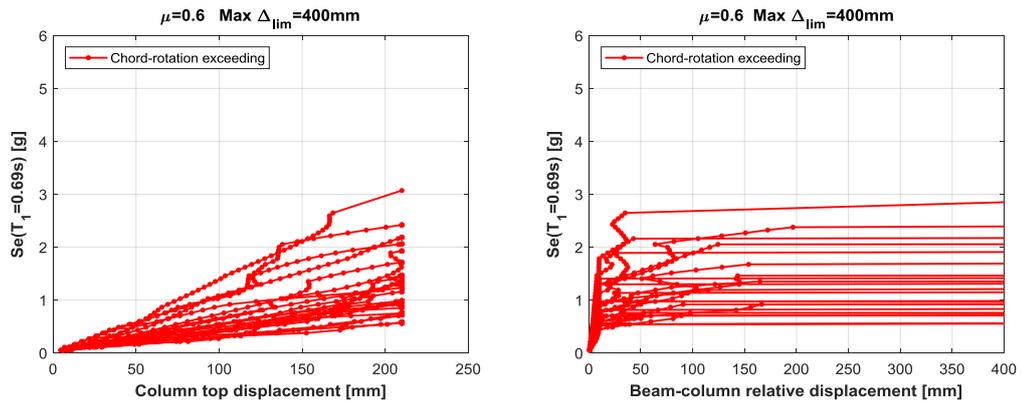


Figura 5.132. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 400 mm)

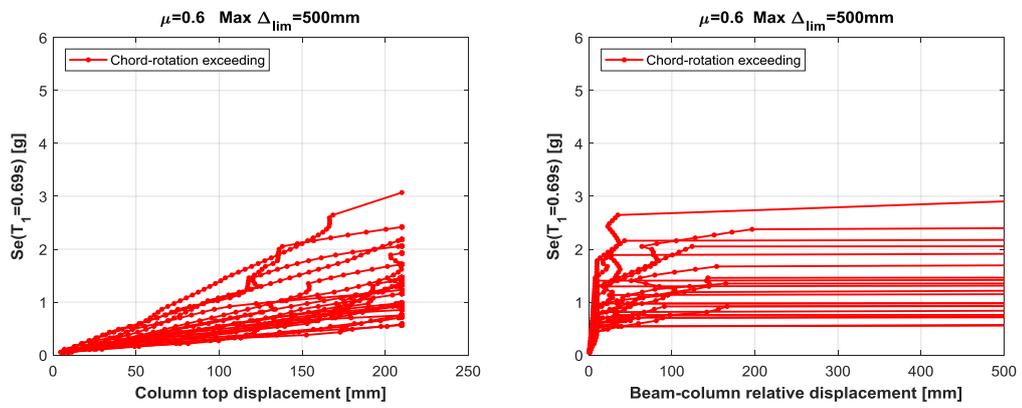


Figura 5.133. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 500 mm)

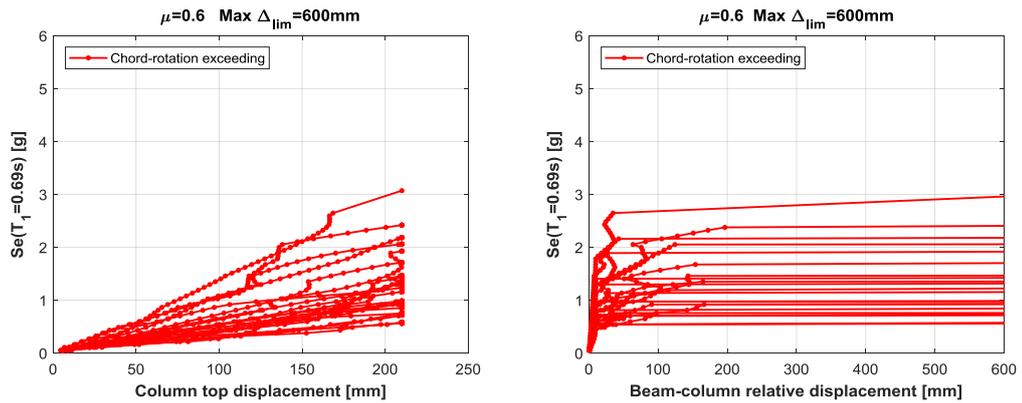


Figura 5.134. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 600 mm)

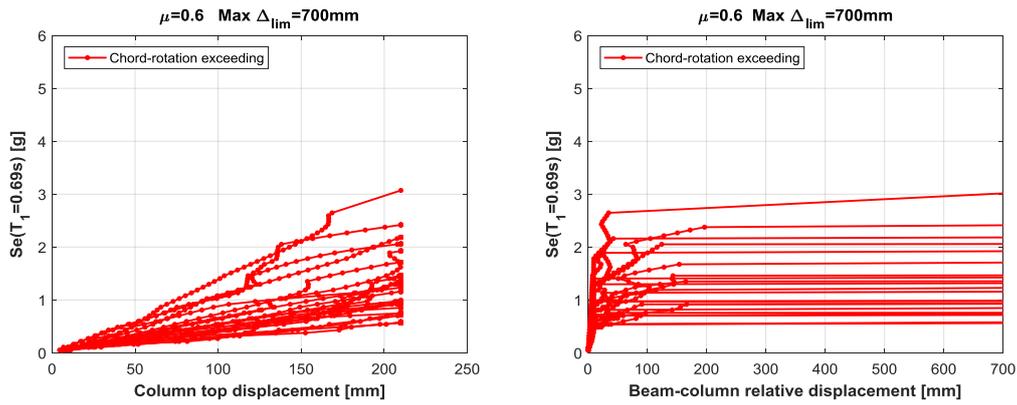


Figura 5.135. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 700 mm)

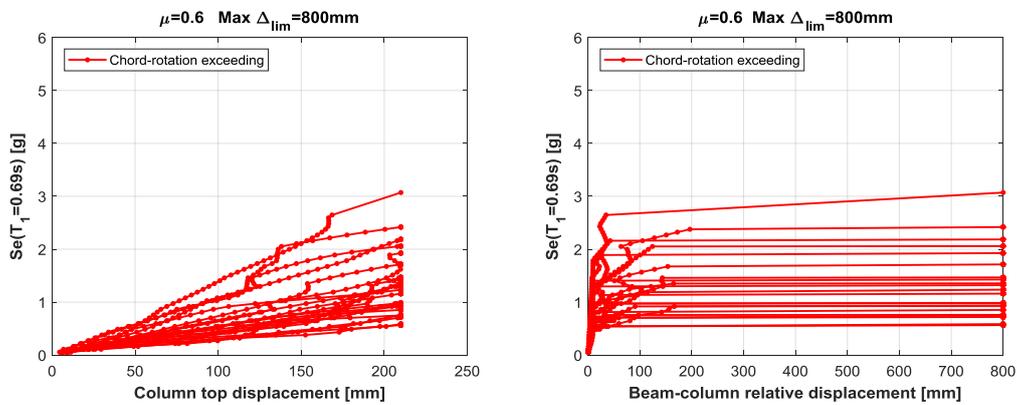


Figura 5.136. figura(a) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento massimo in testa; figura(b) IDA con  $\mu=0.60$  in funzione dello spostamento relativo trave pilastro (max 800 mm)

Con il coefficiente d'attrito  $\mu=0.60$  il collasso prevalente è per raggiungimento della rotazione ultima. Per tale motivo un aumento dello spostamento relativo limite per evitare la perdita d'appoggio della trave non ha alcun effetto e le curve di fragilità risultano essere come ci si aspettava tutte coincidenti. Tale caso sarà quindi, come si potrà notare nel paragrafo successivo, pressoché coincidente con il caso incernierato.

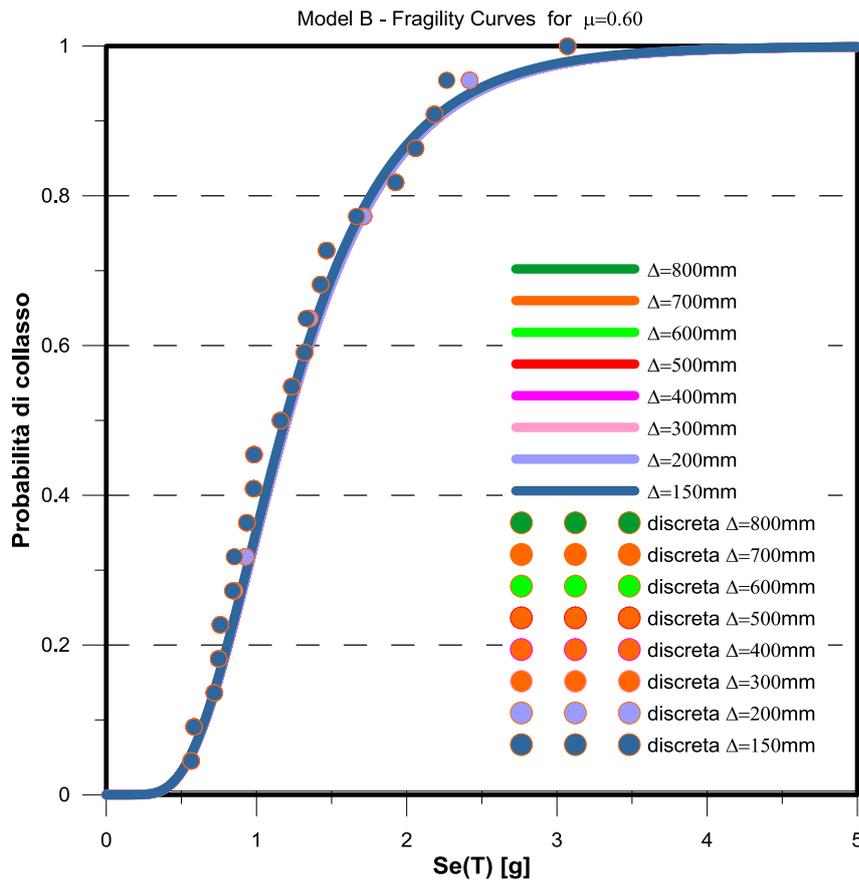


Figura 5.137. Curve di fragilità per  $\mu=0.60$  al variare dello spostamento relativo limite tra trave e pilastro

### 5.4.6 Modello B, portale incernierato

Anche per il modello B sono state calcolate le curve IDA, funzione ovviamente del solo spostamento in testa e la curva di fragilità.

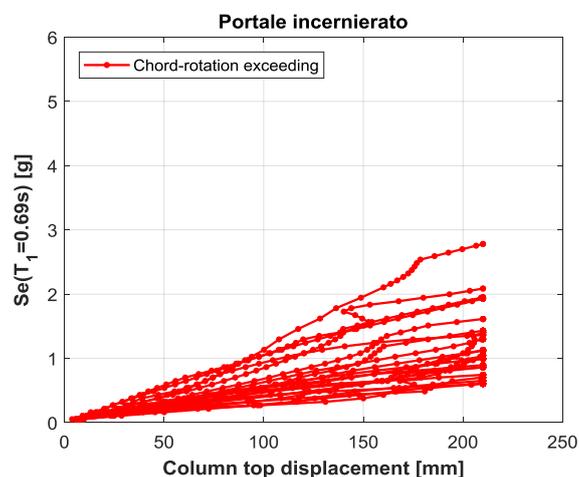


Figura 5.138. IDA in funzione dello spostamento massimo in testa per portale con collegamento a cerniera tra trave e pilastro (Modello B)

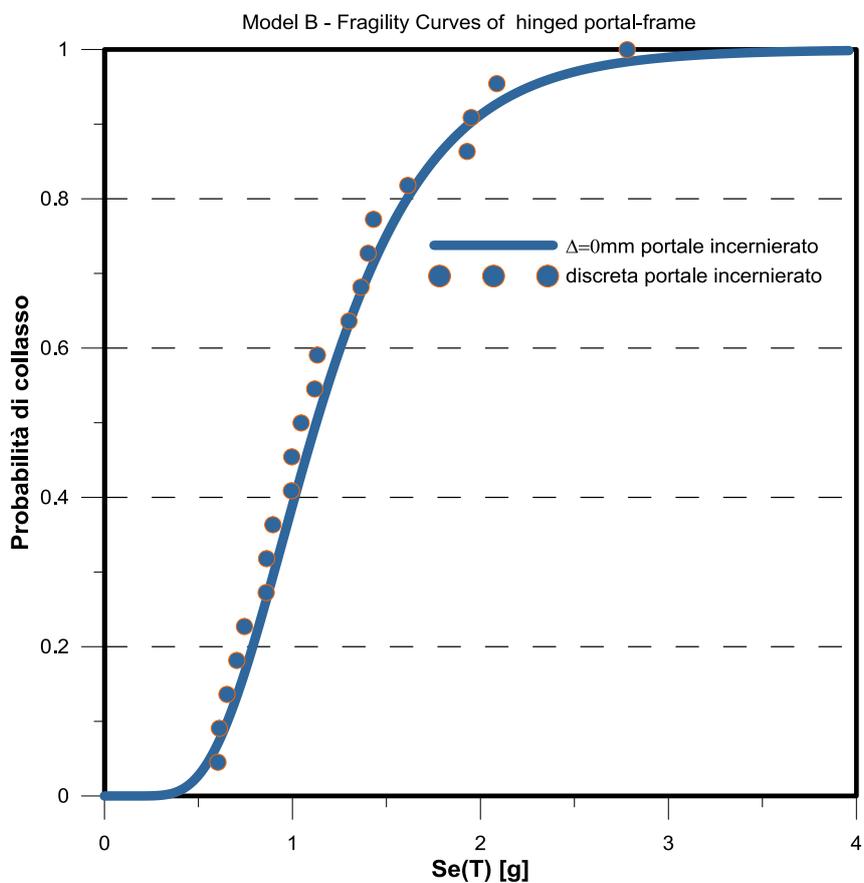


Figura 5.139. Curva di fragilità modello B per portale con collegamento a cerniera tra trave e pilastro

### 5.4.7 Modello B, Confronto tra le fragilità per diversi coefficienti d'attrito

È interessante notare come per il modello B, con carico minore, uno spostamento relativo limite consentito di 200 mm porti ad una struttura più fragile rispetto alla soluzione incernierata. Tale risultato riflette quanto il ruolo della massa e quindi dei periodi verticale ed orizzontale siano importanti rispetto alla fragilità di questi modelli.

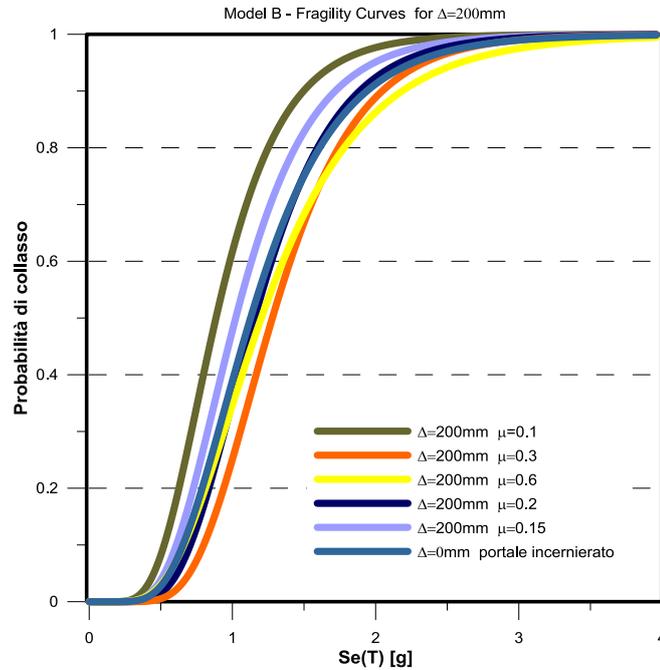


Figura 5.140. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=200\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

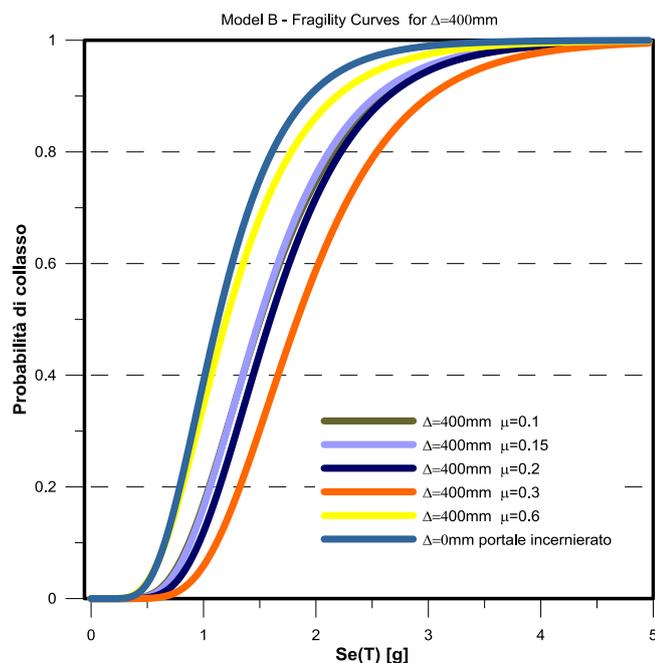


Figura 5.141. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=400\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

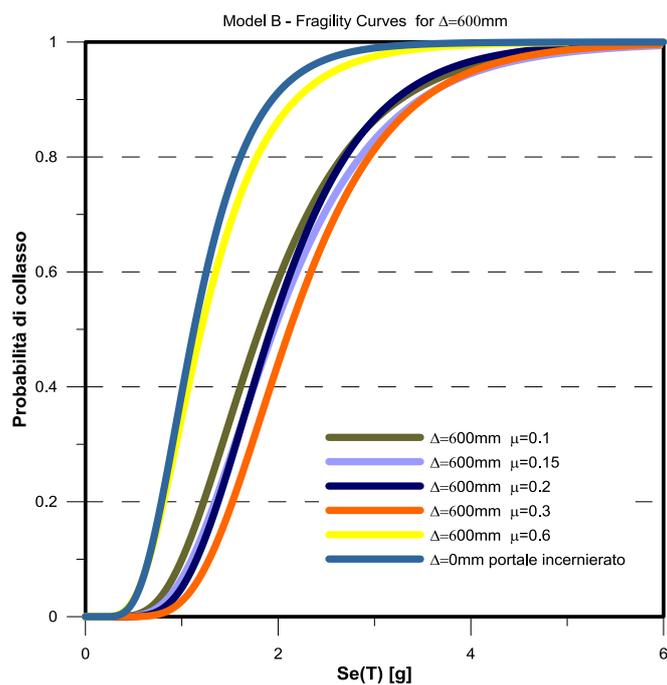


Figura 5.142. Curve di fragilità per uno spostamento relativo limite  $\Delta=600\text{mm}$  per i differenti coefficienti d'attrito indagati

All'aumentare dello spostamento relativo limite la soluzione più fragile diventa il modello incernierato.

## 5.5 Confronto tra curve di fragilità del modello A e del modello B a parità di coefficiente d'attrito e di spostamento relativo limite

Si confrontano le curve di fragilità di modello A e B a parità di coefficiente d'attrito e spostamento relativo limite. Per motivi di sintesi non vengono riportati tutti i possibili confronti.

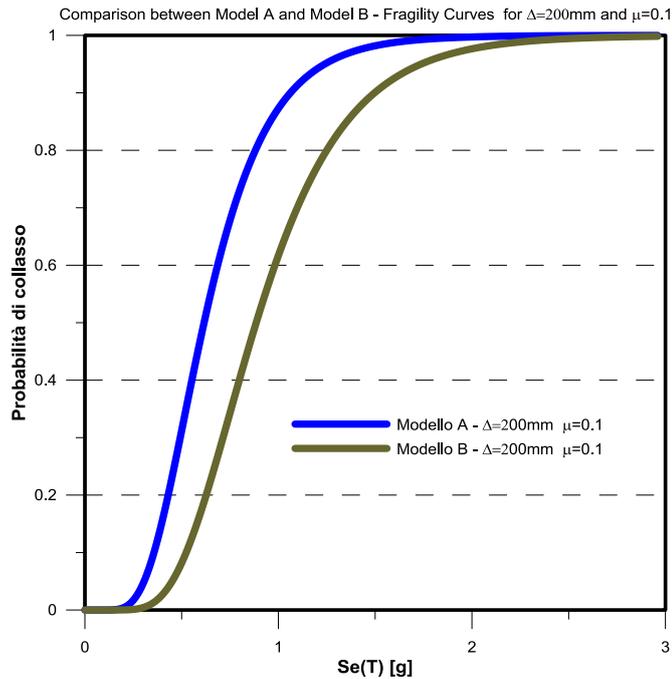


Figura 5.143. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=200\text{mm}$  e  $\mu=0.10$

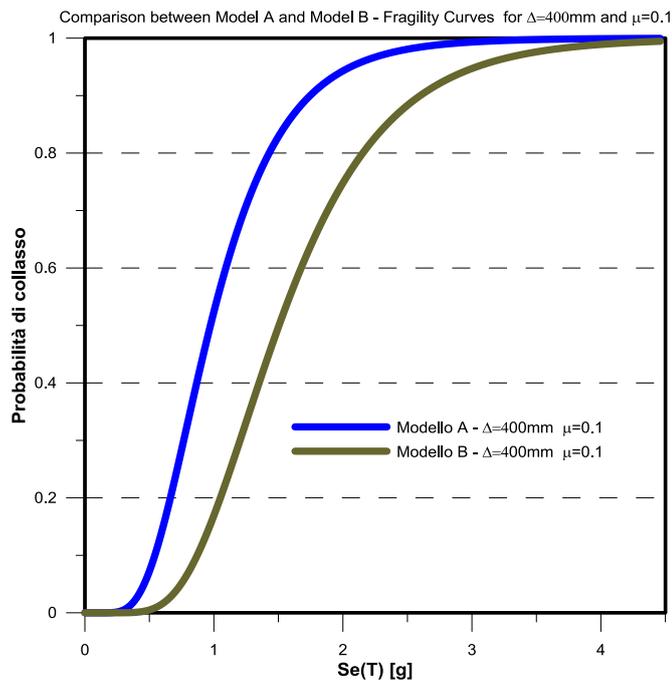


Figura 5.144. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=400\text{mm}$  e  $\mu=0.10$

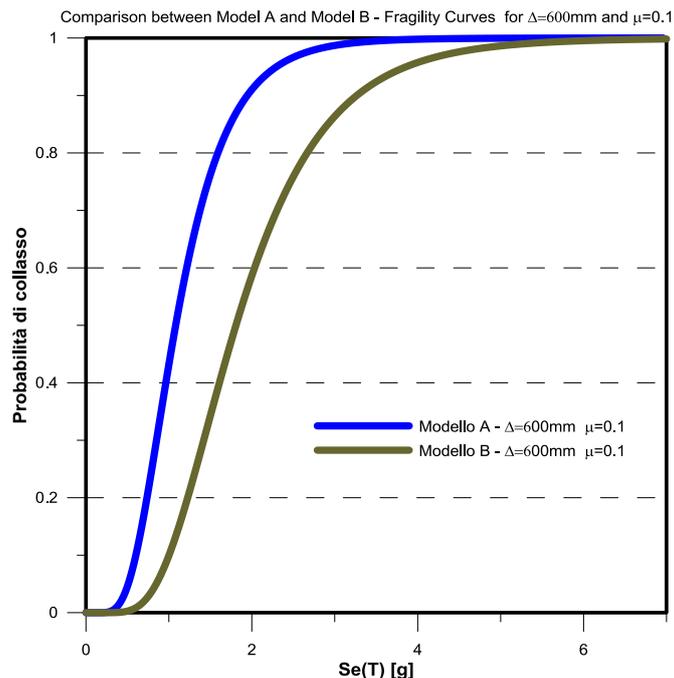


Figura 5.145. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=600\text{mm}$  e  $\mu=0.10$

Per il coefficiente d'attrito  $\mu=0.10$  il modello A è sempre più fragile del modello B. Tale risultato risulta dipendente dalle masse in gioco in quanto il modello A avrà una domanda dipendente da massa doppia rispetto al B in cui però le accelerazioni in gioco saranno maggiori.

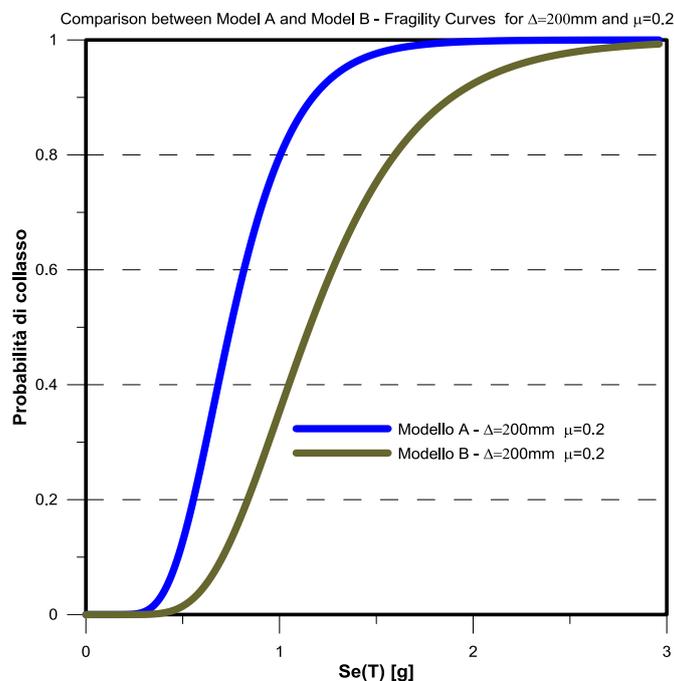


Figura 5.146. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=200\text{mm}$  e  $\mu=0.20$

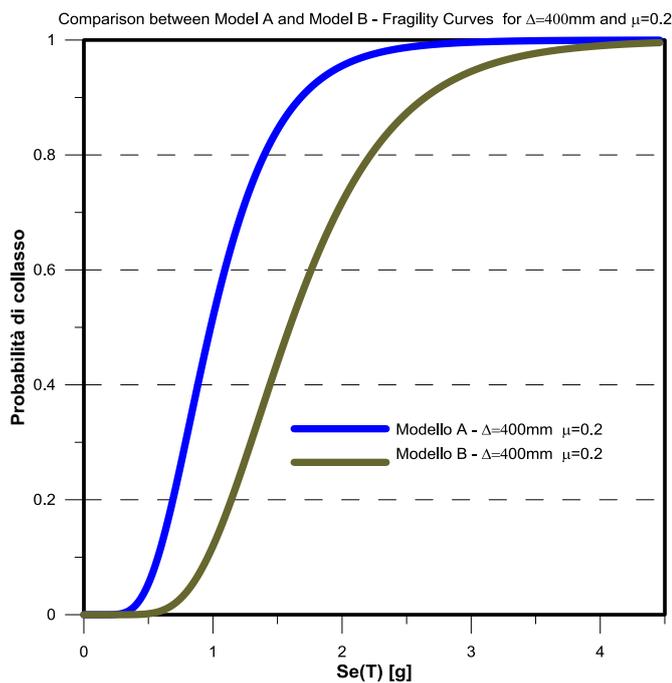


Figura 5.147. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=400\text{mm}$  e  $\mu=0.20$

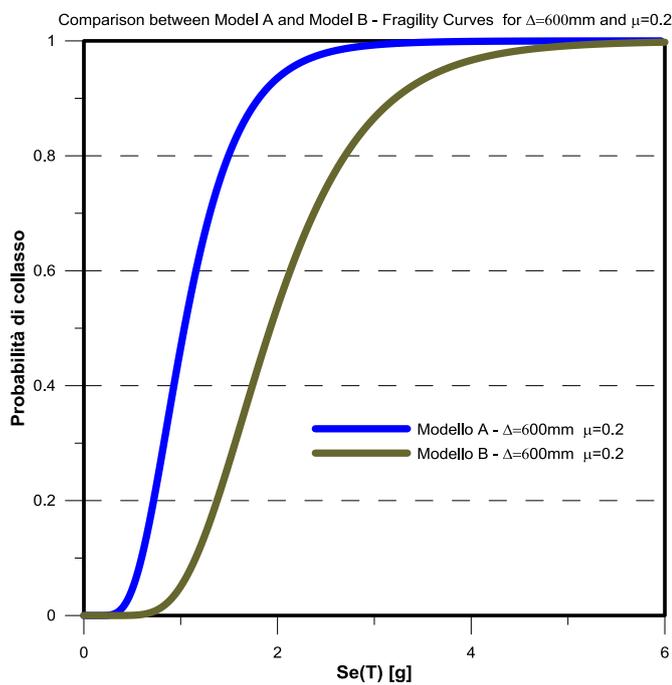


Figura 5.148. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=600\text{mm}$  e  $\mu=0.20$

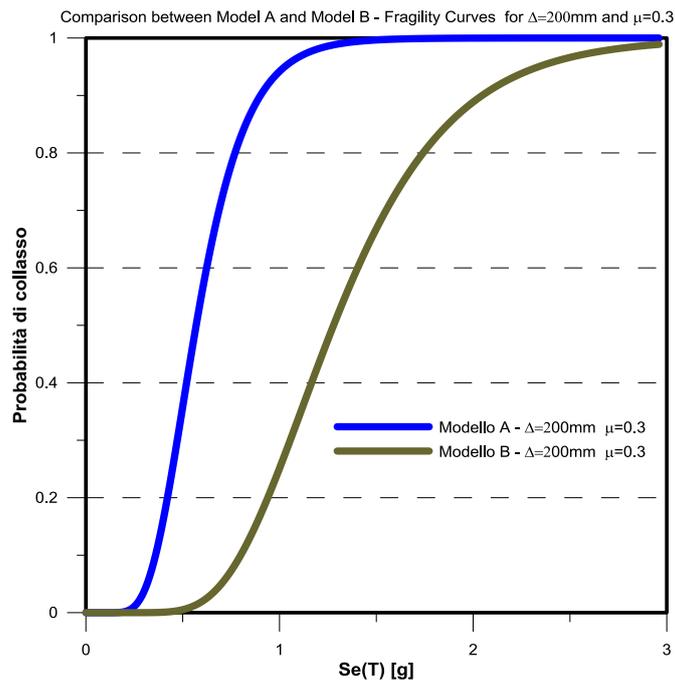


Figura 5.149. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=200\text{mm}$  e  $\mu=0.30$

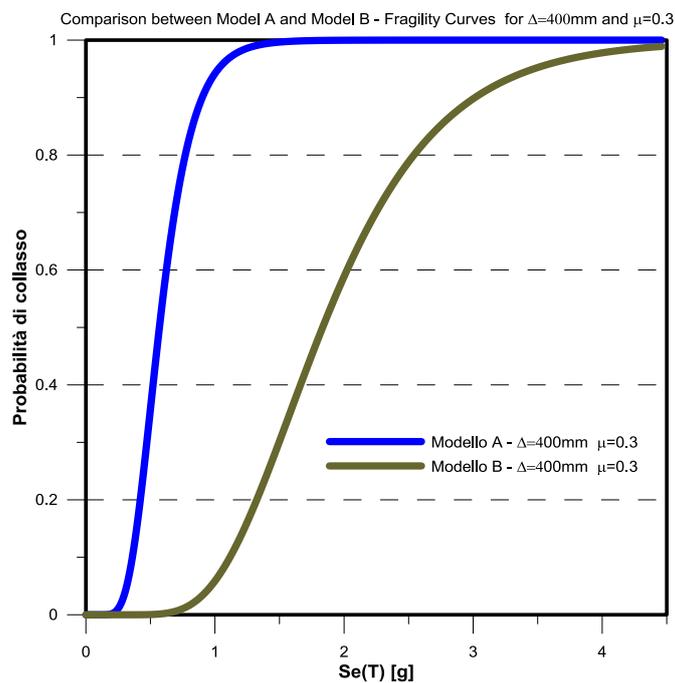


Figura 5.150. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=400\text{mm}$  e  $\mu=0.30$

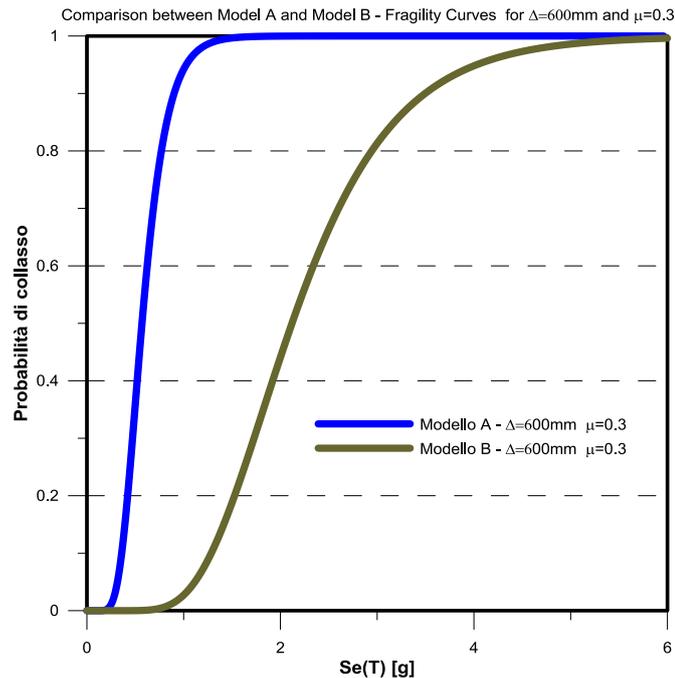


Figura 5.151. Confronto curve di fragilità tra modello A e B con  $\Delta=600\text{mm}$  e  $\mu=0.30$

All'aumentare dell'attrito nel modello A i collassi per raggiungimento della rotazione ultima sono sempre più frequenti e tale situazione coincide con una contrazione delle curve di fragilità all'aumentare dello spostamento relativo limite. Ciò non succede nel modello B dove il collasso prevalente per  $\mu=0.10, 0.2, 0.3$  è sempre per perdita d'appoggio e quindi l'aumento di appoggio ha effetti benefici maggiori.

## 5.6 Scelta del coefficiente d'attrito e verifica del momento resistente

Dalle analisi svolte risulta che l'isolamento della trave rispetto al pilastro ha effetti benefici. Tale meccanismo consente la dissipazione di energia tramite attrito e l'aumento di spostamento limite porta ad una struttura meno fragile rispetto al portale incernierato. Nei modelli A e B si è notato che in particolare due coefficienti d'attrito portavano una diminuzione di fragilità pur conservando la prevalenza del collasso per perdita d'appoggio della trave rispetto al pilastro:  $\mu=0.10, 0.15$ .

In letteratura sono molteplici i riferimenti legati a coefficienti d'attrito tra due superfici di calcestruzzo. Tali coefficienti sono stimati in un range che va da 0.4 a 0.8. Dai risultati ottenuti sui modelli analizzati, tali coefficienti porterebbero ad una prevalenza del collasso per raggiungimento della rotazione ultima e quindi alcun effetto benefico legato ad un aumento dello spostamento relativo.

In *Magliulo 2011* viene indagato il coefficiente d'attrito tra due superfici a contatto composte una dal neoprene e l'altra dal calcestruzzo. Tramite prove sperimentali su fogli di neoprene di spessore pari ad un centimetro, è stata ricavata una relazione che lega il coefficiente d'attrito del neoprene alla tensione normale agente sulla superficie attritiva.

$$\begin{cases} \mu = 0.10 + \frac{0.055}{\sigma_v} & \text{per } \left( 0.14 < \sigma_v < 5 \frac{N}{mm^2} \right) \\ \mu = 0.49 & \text{per } \left( \sigma_v \leq 0.14 \frac{N}{mm^2} \right) \end{cases} \quad (5.6.1)$$

Dato che la tensione normale dipende dalla superficie d'appoggio si studiano due casi. Il primo caso analizzato coincide con la trave appoggiata sulla mezzeria del pilastro.

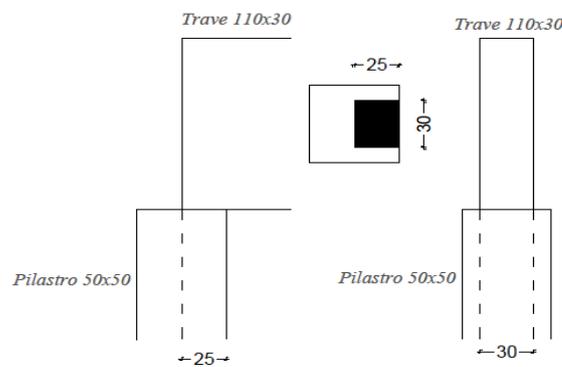


Figura 5.152. Caso d'appoggio trave su pilastro numero uno

In tale caso la superficie d'appoggio della trave, che coincide con la superficie del foglio di neoprene è pari a  $750 \text{ cm}^2$ . Dato che lo sforzo normale agente sul pilastro in condizioni statiche è  $382.4 \text{ kN}$  si ha una tensione normale pari a:

$$\sigma_v = 5.1 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (5.6.2)$$

Con tale tensione normale, utilizzando l'equazione (5.6.1) si ricava un coefficiente d'attrito pari a:

$$\mu = 0.11 \quad (5.6.3)$$

Il comportamento con tale coefficiente è ben approssimato dal caso con  $\mu = 0.10$ .

Nel secondo caso analizzato la trave è appoggiata fino a filo pilastro.

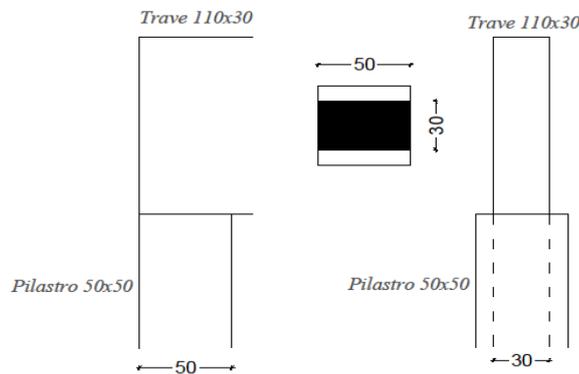


Figura 5.153. Caso d'appoggio trave su pilastro numero due

In tale caso la superficie d'appoggio è pari a  $1500 \text{ cm}^2$ . Si ha quindi una tensione normale pari a:

$$\sigma_v = 2.55 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (5.6.4)$$

Con tale tensione il coefficiente d'attrito è stimato pari a:

$$\mu = 0.12 \quad (5.6.5)$$

Si ha quindi un caso intermedio tra  $\mu = 0.10$  e  $\mu = 0.15$ .

Si verifica ora l'andamento del momento eccentrico per i due casi utilizzando i dati ricavati dalle analisi sul modello A, in cui dato il maggiore carico ci si aspetta un maggiore sforzo normale e di conseguenza un maggiore momento eccentrico del secondo ordine.

Per ricavare il momento eccentrico aggiuntivo si è ricavato l'andamento nel tempo della somma del taglio agente sul pilastro moltiplicato per l'altezza del pilastro e dello sforzo normale, moltiplicato per lo spostamento relativo trave pilastro. In questo modo si è tenuto conto anche dell'effetto del sisma verticale e dell'eventuale amplificazione dello sforzo

normale. Questa operazione è stata fatta per ogni IM di ogni sisma analizzata e dell'andamento è stato preso il valore massimo.

$$M_{ed}(t) = T_{ed}(t) \cdot h \quad (5.6.6)$$

$$\Delta M(t) = N_{ed}(t) \Delta u_r(t) \quad (5.6.7)$$

Per ogni IM è stato calcolato  $t^*$  tale che:

$$M_f(t^*) = M_{ed}(t^*) + \Delta M(t^*) = \max(T_{ed}(t) \cdot h + N_{ed}(t) \Delta u_r(t)) \quad (5.6.8)$$

Si riporta  $M_{ed}(t^*)$  (punti blu) e  $M_f(t^*)$  (punti rossi) per ogni IM fino al raggiungimento di uno spostamento relativo tra trave e pilastro di 800 mm per il modello A in quanto più sfavorevole. Per il primo caso d'appoggio si ha quindi:

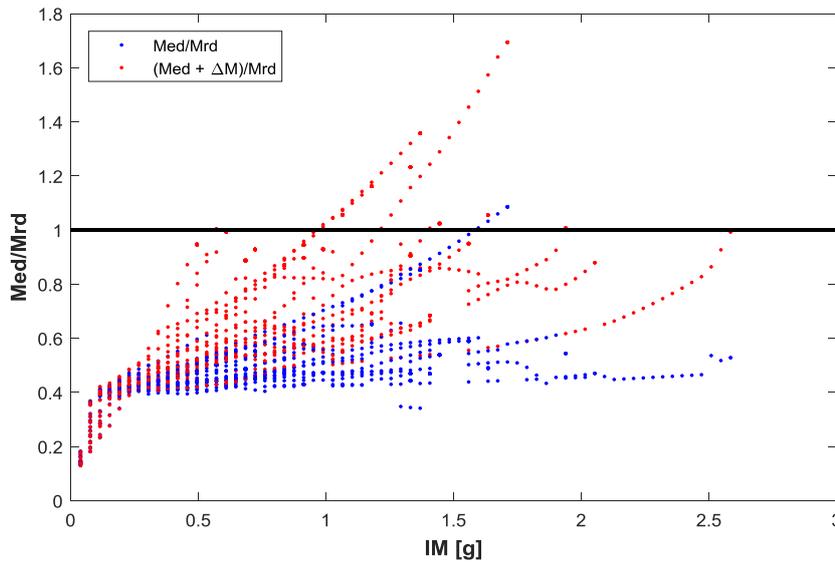


Figura 5.154. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso  $\mu=0.1$  per il primo caso d'appoggio

Come si può notare fino ad un'intensità pari a circa 1g il momento finale non supera mai il momento resistente. Dato che l'ordinata spettrale del modello A è  $S_e(T_1=0.99s)=0.38g$  la verifica si può ritenere abbondantemente soddisfatta. Con un coefficiente d'attrito  $\mu=0.15$  rispetto a  $\mu=0.10$  si ha a parità di IM e trascurando momentaneamente l'effetto del sisma verticale, un maggiore taglio trasferito al pilastro ed un minore spostamento relativo. Tuttavia agendo il taglio con un braccio di leva pari all'altezza del pilastro (7 m), mentre lo sforzo normale con un braccio di leva massimo pari a (0.8 m) ci si aspetta che la massima IM per cui in nessun caso  $M_f$  è maggiore di  $M_{rd}$  sia inferiore a quella ottenuta con  $\mu = 0.10$  (1g).

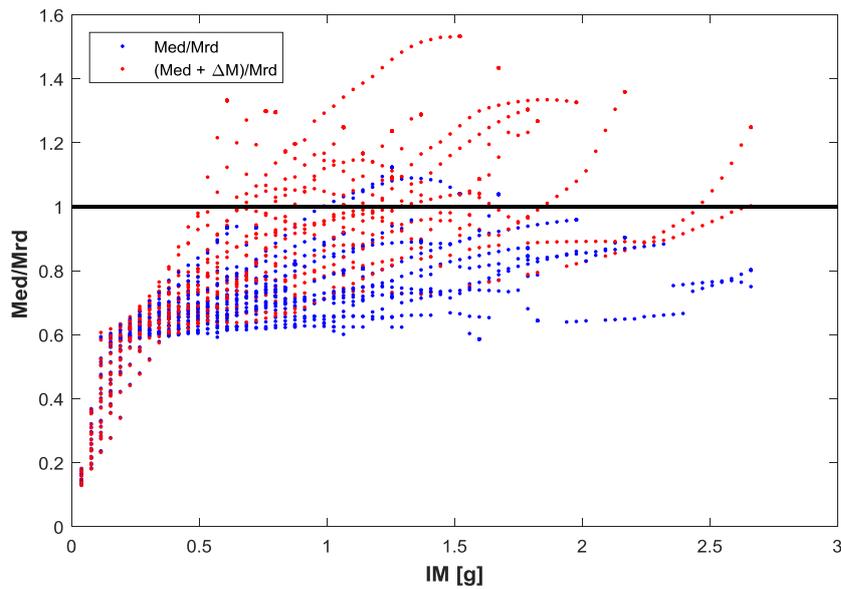


Figura 5.155. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso  $\mu=0.15$  per il primo caso d'appoggio

In tale caso l'IM per cui si ha il primo sisma che porta un superamento di  $M_{rd}$  è 0.532g che essendo superiore ad  $S_e(T_1=0.99s)=0.38g$  porta ad un superamento della verifica. Per il secondo caso d'appoggio, lo sforzo normale diventa eccentrico quando supera la mezzeria del pilastro, quindi per spostamenti relativi tra trave e pilastro maggiori della metà dell'altezza della sezione del pilastro. Tale situazione è di conseguenza più favorevole del primo caso.

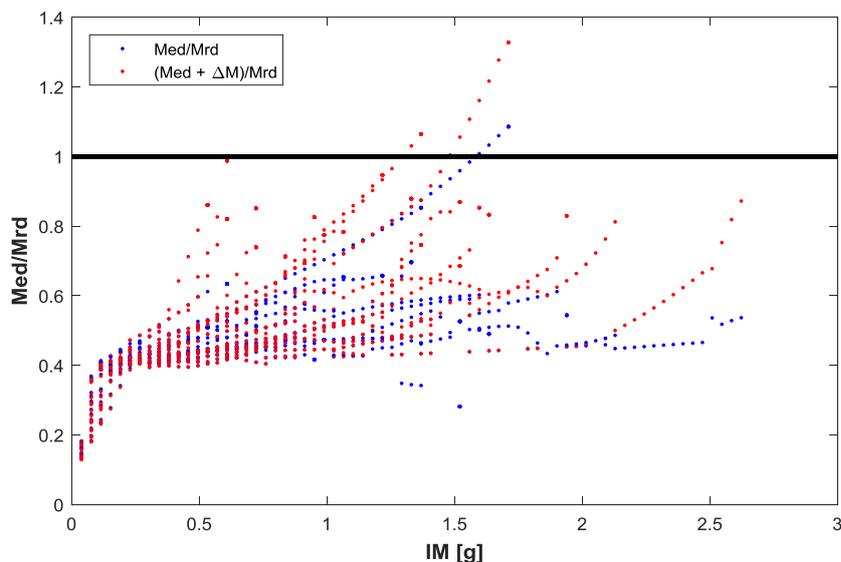


Figura 5.156. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso  $\mu=0.1$  per il secondo caso d'appoggio

Con il caso d'appoggio numero due, la trave esplica uno sforzo normale eccentrico solo dopo un spostamento relativo maggiore della metà dell'altezza della sezione del pilastro. Come aspettato anche in questo caso, più favorevole del primo, per l'intensità di progetto del sisma, la verifica del momento resistente ha esito positivo.

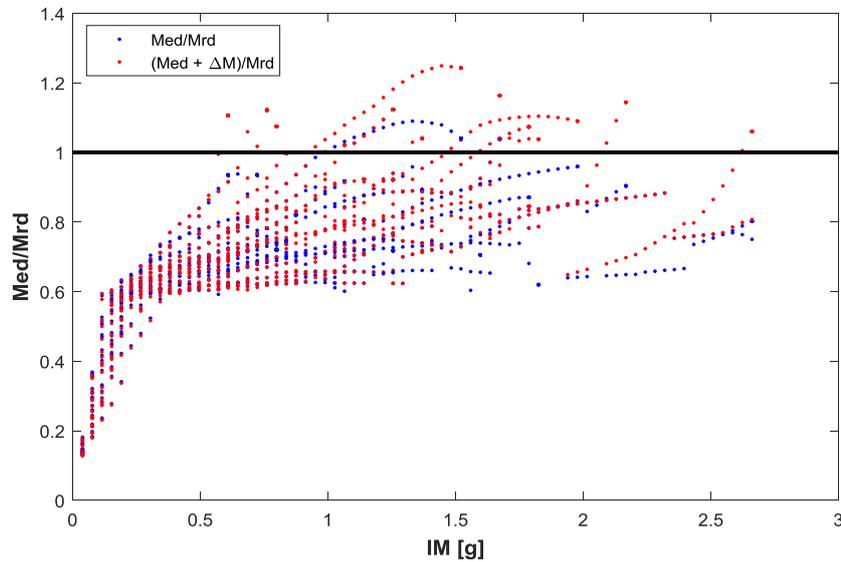


Figura 5.157. Momento massimo per ogni IM considerando il momento del secondo ordine dovuto allo spostamento relativo tra trave e pilastro con IM fino al raggiungimento di uno spostamento pari a 800 mm per il caso per il secondo caso d'appoggio

## 5.7 Modello A, portale incernierato rinforzato con FRP

In questo capitolo viene trattato il solo modello A dato che come si evince dalle analisi precedenti tale caso risulta più sfavorevole rispetto al modello B. Si esegue sui pilastri un rinforzo tramite fogli in fibra di carbonio applicati alla base del pilastro, in modalità continua con sovrapposizione di 20 cm in orizzontale e 5 cm in verticale. Tale rinforzo porterà in particolare un aumento del confinamento del calcestruzzo e di conseguenza una nuova deformazione di picco e una nuova deformazione ultima. Aumentando tali deformazioni aumenterà la curvatura a snervamento e soprattutto la curvatura ultima, ottenendo in seguito una rotazione ultima maggiore e quindi uno spostamento in testa maggiore per raggiungere lo stato limite di collasso per raggiungimento della rotazione ultima.

Il rinforzo scelto è un foglio a fibra di carbonio unidirezionale. I valori caratteristici di tale rinforzo sono stati scelti dal catalogo della Mapei, con il prodotto consigliato per tale rinforzo: MAPEWRAP C-UNI-AX. Ogni strato ha spessore pari a 0.337 mm e si è scelto come usuale fare l'applicazione di tre strati. Le caratteristiche di tale prodotto sono:

- $f_{Fk} = 4.9 \frac{N}{mm^2}$
- $E_f = 252000 Mpa$
- $\varepsilon_{Fk} = 2\%$

Si sottolinea che per l'applicazione di tale rinforzo è necessario l'arrotondamento degli spigoli del pilastro con raggio di curvatura di almeno 20 mm per evitare una concentrazione di tensioni che porterebbe la fibra a rottura. Per garantire la continuità delle prestazioni, come già anticipato, è necessario operare una sovrapposizione dei fogli di almeno 20 cm in orizzontale e almeno 5 cm in verticale. Si è scelto di applicare il tessuto in fibra di carbonio per una lunghezza dalla base del pilastro di 1.5 m, tale da essere maggiore della lunghezza della cerniera plastica.

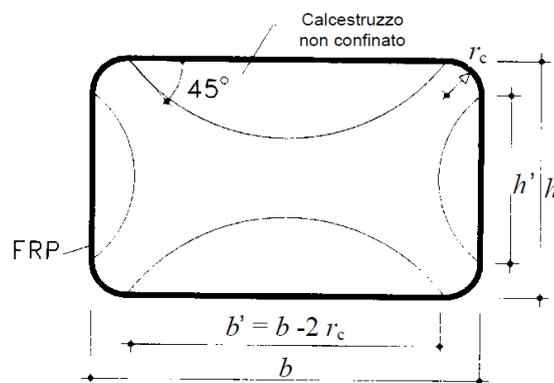


Figura 5.158. Confinamento tramite FRP di una sezione rettangolare



Figura 5.159. Applicazione tessuto FRP monodirezionale in direzione trasversale all'asse del pilastro per un aumento del confinamento

Seguendo le indicazioni riportate nel *CNR-DT 200 R1/2013* sono stati calcolati i parametri caratteristici per costruire la legge del calcestruzzo confinato post intervento con FRP. Tale legge viene costruita come parabola-rettangolo e necessita quindi il calcolo della nuova resistenza di picco e della relativa deformazione associata e della deformazione ultima del calcestruzzo. L'utilizzo di tale legge, riportata in normativa, è una semplificazione del problema a favore di sicurezza. Prove sperimentali hanno evidenziato infatti che dopo l'intervento con FRP il calcestruzzo ha una legge parabola-lineare, cioè non prosegue con andamento perfettamente plastico, ma con un ramo incrudente lineare ed un aumento continuo della resistenza con la deformazione.

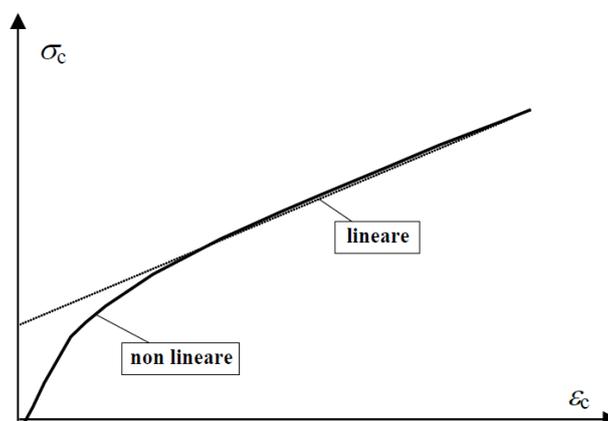


Figura 5.160. Legge tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato con FRP

Si procede quindi al calcolo di deformazione ultima del calcestruzzo confinato e resistenza e deformazione di picco.

$$f_{ck,FRP} = \begin{cases} f_{ck} \left( 1 + 5 \frac{f_{1,eff}}{f_{ck}} \right) & \text{per } f_{1,eff} \leq 0.05 f_{ck} \\ f_{ck} \left( 1.125 + 2.5 \frac{f_{1,eff}}{f_{ck}} \right) & \text{per } f_{1,eff} > 0.05 f_{ck} \end{cases} \quad (5.6.9)$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica del calcestruzzo pre-rinforzo con FRP,  $f_{1,eff}$  è la pressione di confinamento efficace laterale operata dal tessuto a fibre di carbonio.

La pressione laterale efficace è definita come:

$$f_{1,eff} = K_{eff} f_1 = K_{eff} \cdot (0.5 \rho_{FRP} E_{FRP} \varepsilon_{FRP,rid}) \quad (5.6.10)$$

Dove:

$$- K_{eff} = K_h \cdot K_v \cdot K_a$$

Con  $K_v = K_a = 1$  poiché il rinforzo scelto è unidirezionale e l'orientamento del tessuto è sempre trasversale all'asse del pilastro e  $K_h = 1 - \frac{b^2 + d^2}{3bd}$ .

$$- \rho_{FRP} = 2t_f \frac{b+d}{bd}$$

Con  $t_f = 1.008mm$  spessore totale degli strati di tessuto in fibra di carbonio applicati.

$$- E_{FRP} = 252000Mpa \text{ modulo di Young del tessuto a fibra di carbonio}$$

$$- \varepsilon_{FRP,rid} = \eta \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma} \text{ dove } \varepsilon_{fk} \text{ è la deformazione caratteristica della tessuto a fibra di carbonio (2\%).}$$

Si ottiene in questo modo:

$$f_{ck,FRP} = 61 \frac{N}{mm^2} \quad (5.6.11)$$

Si calcola ora la corrispondente deformazione di picco:

$$\varepsilon_{c,f} = \varepsilon_c \left( \frac{f_{ck,FRP}}{f_{ck}} \right)^2 = 0.0068 \quad (5.6.12)$$

E la deformazione ultima:

$$\varepsilon_{cu,f} = \varepsilon_{cu} + 0.015 \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{ck}}} = 0.0116 \quad (5.6.13)$$

Si riporta il legame tensioni deformazioni per il calcestruzzo confinato tramite FRP, comparato allo stesso legame prima dell'intervento, tenente conto del confinamento offerto dalle staffe.

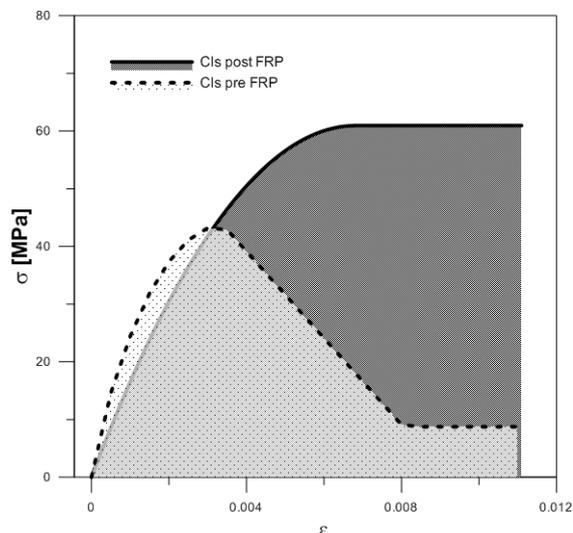


Figura 5.161. Legame tensioni-deformazioni post confinamento con FRP

Tabella 5.5. Caratteristiche calcestruzzo pre e post intervento di rinforzo con fibra di carbonio FRP unidirezionale

<b>Calcestruzzo pre rinforzo FRP</b>	
$f_{ck}$ [Mpa]	43.6
$\epsilon_c$	0.0034
$\epsilon_{cu}$	0.0064
<b>Calcestruzzo post rinforzo FRP</b>	
$f_{ck,FRP}$ [Mpa]	61
$\epsilon_{c,f}$	0.0068
$\epsilon_{cu,f}$	0.0116

Per calcolare il diagramma momento-curvatura si è calcolato lo sforzo normale agente su ciascun pilastro:

$$N_{ed} = q \frac{l}{2} = 382.4kN \quad (5.6.14)$$

Si ottiene in questo modo un momento resistente pari a:

$$M_{rd} = 676kNm \quad (5.6.15)$$

Si ricavano quindi i seguenti valori per curvatura ultima:

Si riporta il diagramma momento curvatura:

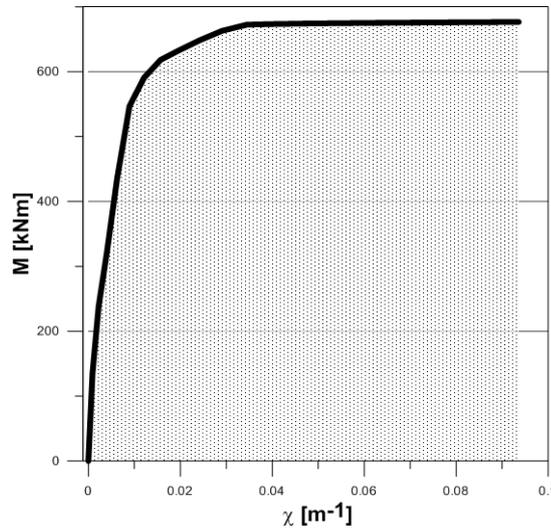


Figura 5.162. Diagramma momento curvatura post intervento con FRP

$$\chi_u = 0.09m^{-1} \quad (5.6.16)$$

ed una curvatura a snervamento pari a:

$$\chi_y = 0.007m^{-1} \quad (5.6.17)$$

Per calcolare la rotazione ultima bisogna prima calcolare il drift a snervamento, per il quale si necessita del calcolo della lunghezza della cerniera plastica.

Si avrà quindi:

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 1.06m \quad (5.6.18)$$

Dove:

- $L_v = 7m$
- $h = 0.5m$
- $d_{bl} = 26mm$

Si procede quindi al calcolo della rotazione a snervamento:

$$\Theta_y = \chi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \frac{\chi_y \cdot d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} = 0.015 \quad (5.6.19)$$

Dove:

- $\chi_y = 0.007m^{-1}$

Ottenuta la rotazione a snervamento si è in grado di calcolare la rotazione ultima:

$$\Theta_u = \Theta_y + (\chi_u - \chi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right) = 0.08 \quad (5.6.20)$$

Dove:

$$- \chi_u = 0.09m^{-1}$$

Tale rotazione equivale ad un drift ultimo pari a circa il 8%. Tramite questa rotazione possiamo stimare lo spostamento limite in testa per ottenere il collasso per formazione di una cerniera plastica alla base. Avremo quindi che lo spostamento ultimo in testa sarà pari a:

$$\delta_u = L_v \cdot \Theta_u = 560mm \quad (5.6.21)$$

Si ricavano quindi le curve dell'analisi dinamica incrementale post intervento di rinforzo con FRP. L'effetto di tale rinforzo è, oltre ad un aumento globale della resistenza del sistema, un aumento dello spostamento ultimo. Aumentano di conseguenza le intensità al collasso.

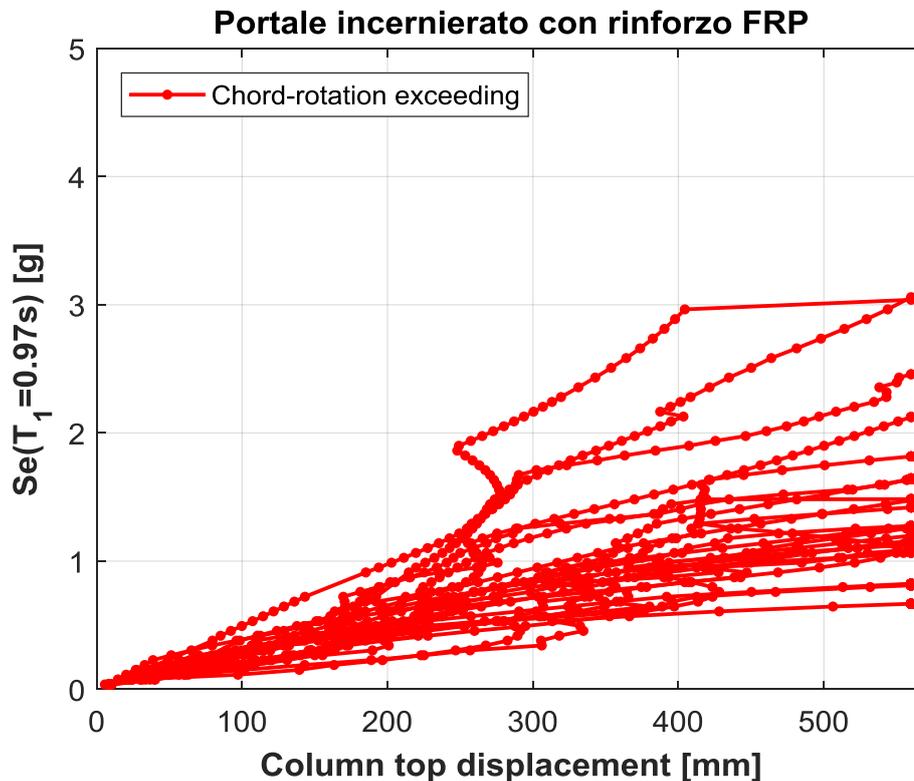


Figura 5.163. Analisi dinamiche incrementali del portale incernierato con rinforzo FRP.

Calcolate le curve IDA come riportato nel paragrafo 3.4 si è in grado di calcolare la curva di fragilità analitica del portale rinforzato. Si può inoltre sottolineare come la procedura utilizzata per ricavare le curve di fragilità fitti molto bene i punti della fragilità discreta (Baker 2005).

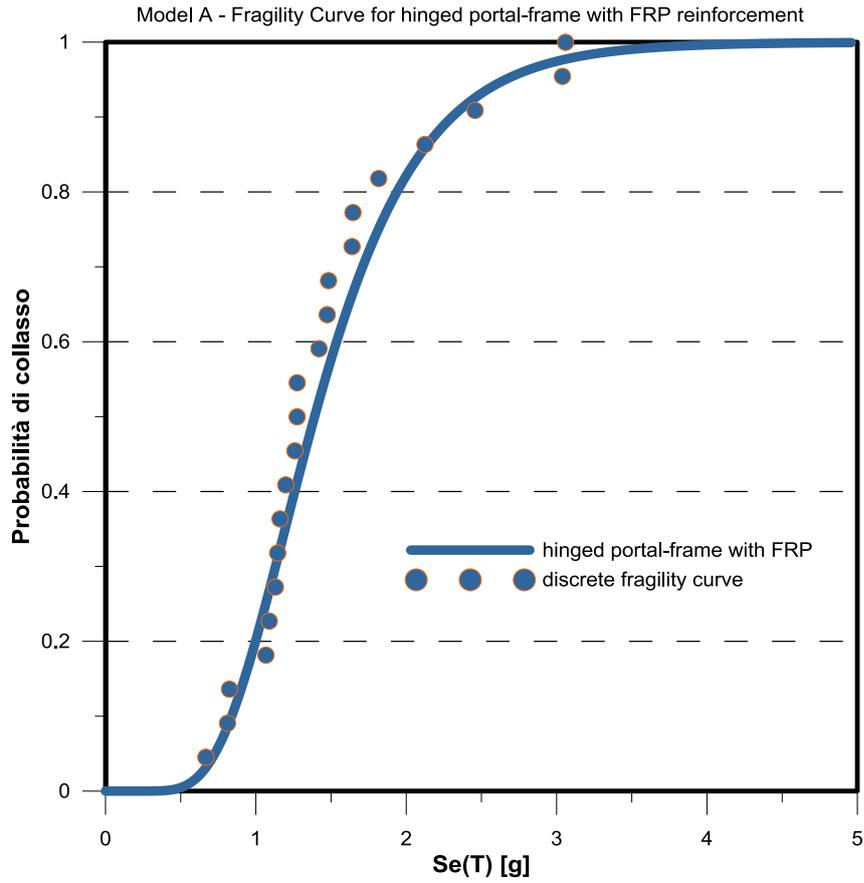


Figura 5.164. Curva di fragilità del portale incernierato con rinforzo tramite FRP (modello A)

Ottenuta tale curva si può confrontare con la curva di fragilità del portale prima dell'intervento con FRP.

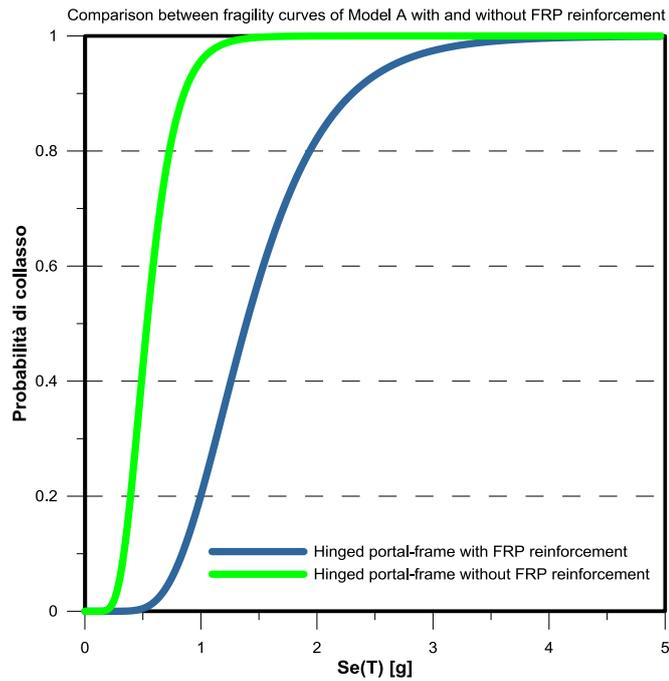


Figura 5.165. Confronto curve di fragilità per portale pre e post rinforzo con FRP

Oltre a tale confronto risulta interessante confrontare la curva di fragilità post intervento con FRP con le curve relative ad uno spostamento relativo massimo di 800 mm per i coefficienti d'attrito pari a 0.1 e 0.15.

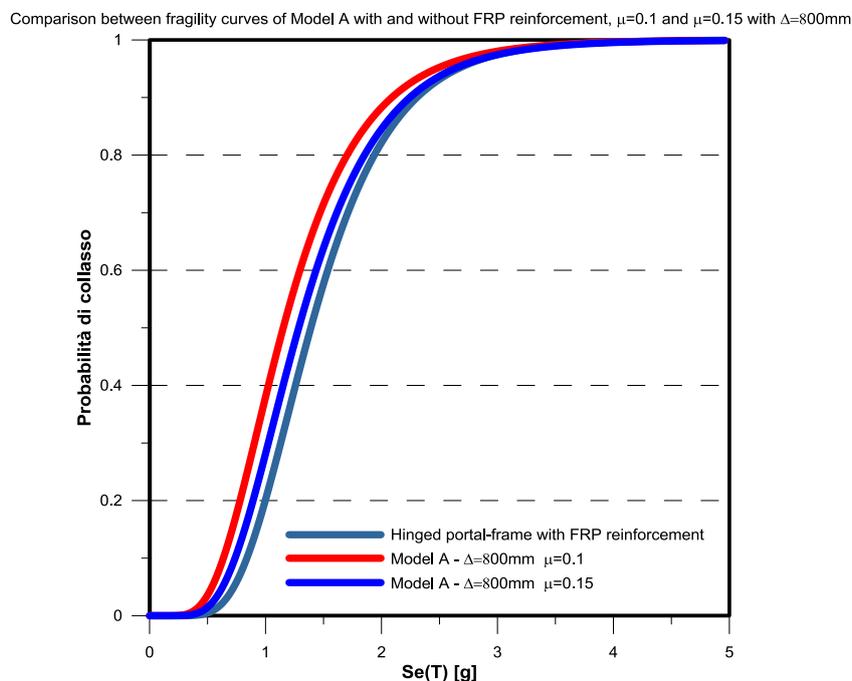


Figura 5.166. Confronto tra curve di fragilità del modello A:  $\mu=0.1$  e  $\Delta=800\text{mm}$ ,  $\mu=0.15$  e  $\Delta=800\text{mm}$ , portale incernierato rinforzato con FRP

Come si può notare se pur la soluzione con rinforzo FRP è quella con minore fragilità, anche le altre due proposte portano a fragilità comparabili. Il risultato di tale confronto è che in presenza di coefficienti d'attrito medio-alti una buona soluzione è la creazione di un collegamento a cerniera tra trave e pilastro e rinforzo alla base con FRP. Mentre in presenza di attriti bassi, un aumento d'appoggio può portare benefici pressoché coincidenti.

# Capitolo 6

---

## 6 Conclusioni

In seguito al sisma dell'Emilia (2012) gran parte dei capannoni prefabbricati in calcestruzzo armato ha riportato danni o collassi parziali e globali. Le cause di questi collassi sono relative ad una mancata progettazione sismica di tali strutture. I principali meccanismi di collasso risiedono nella perdita d'appoggio della trave ove vi è una mancanza di collegamento col pilastro e il superamento della capacità deformativa dei pilastri ove era presente un'unione meccanica tra i due elementi. In quest'ottica risulta chiaro come un intervento di adeguamento debba tenere conto di entrambi gli stati limite sopra elencati. L'approccio classico alla risoluzione di tali problemi prevede la creazione di un collegamento meccanico tra trave e pilastro e il rinforzo alla base della colonna. In questo lavoro di tesi si è studiata una soluzione meno onerosa e meno invasiva che consiste nella progettazione di una mensola atta a consentire maggiori spostamenti relativi tra trave e pilastro. Tale mensola consente un superamento della domanda di spostamento relativo tra trave e pilastro ed una limitazione del taglio trasferito da trave a pilastro, limitando la domanda di spostamento inelastico di quest'ultimo.

Per valutare tali benefici sono state fatte analisi dinamiche incrementalì imponendo come EDP di collasso contemporaneamente lo spostamento relativo limite trave-pilastro e la rotazione ultima del pilastro. Mentre la capacità deformativa del pilastro rimaneva sempre costante, lo spostamento relativo limite veniva costantemente aumentato fino ad un valore massimo di 800 mm (spostamenti relativi indagati 150 mm, 200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm, 600 mm, 700 mm, 800 mm). Tali analisi sono state fatte per i coefficienti d'attrito 0.1, 0.15 0.2 0.3 0.6. Sono stati analizzati due modelli, tale che il primo avesse massa doppia rispetto al secondo.

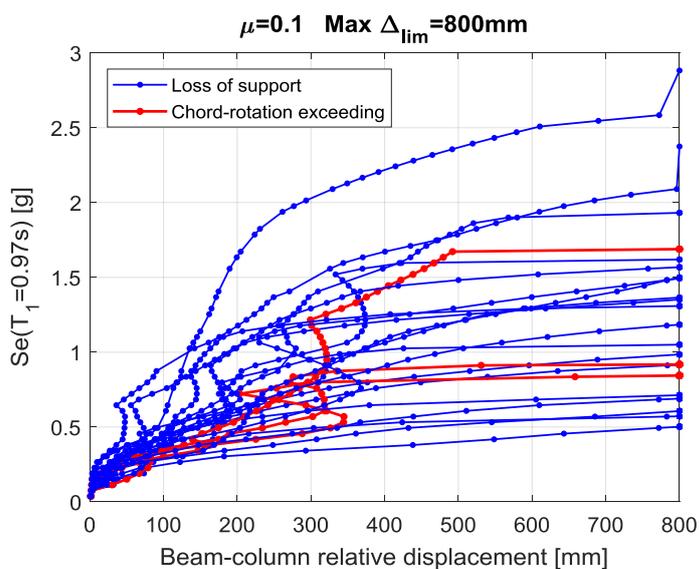


Figura 6.1. Analisi dinamica incrementale per 22 sismi per uno spostamento relativo massimo di 800 mm con  $\mu=0.1$

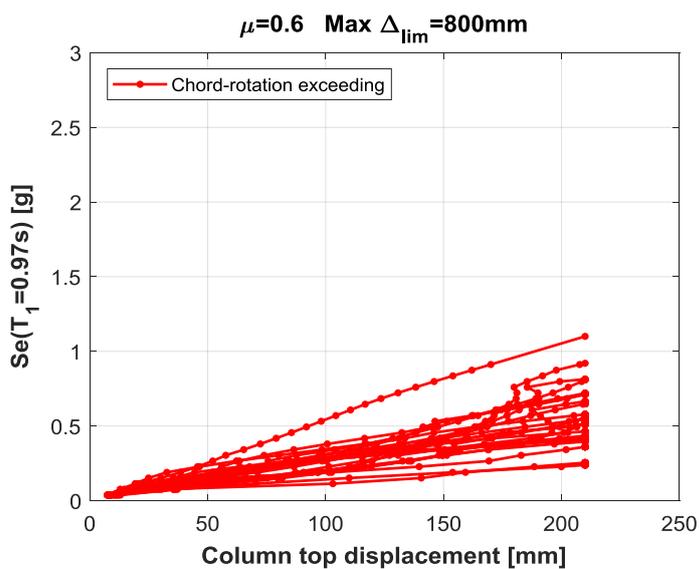


Figura 6.2. Analisi dinamica incrementale per 22 sismi per uno spostamento relativo massimo di 800 mm con  $\mu=0.6$

Dalle analisi dinamiche incrementali sono state calcolate le curve di fragilità, consentendo una valutazione sulla variazione di fragilità della struttura ad ogni analisi. I risultati mostrano come per coefficienti d'attrito minori di 0.2 l'aumento di spostamento relativo limite porta una diminuzione di fragilità della struttura.

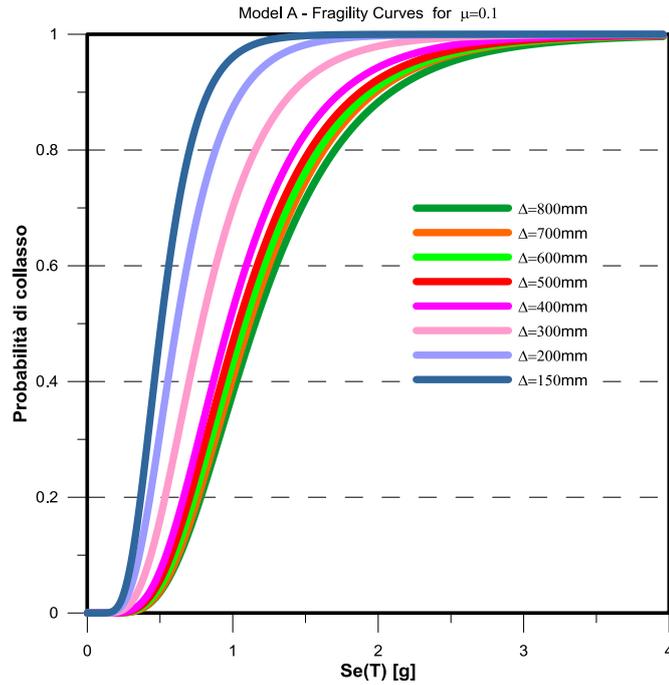


Figura 6.3. Benefici offerti dalla mensola all'aumentare dello spostamento relativo limite per  $\mu=0.1$

Per coefficienti d'attrito maggiori di 0.3 il comportamento si avvicina al caso di portale incernierato ed un aumento dello spostamento relativo limite non porta alcun beneficio.

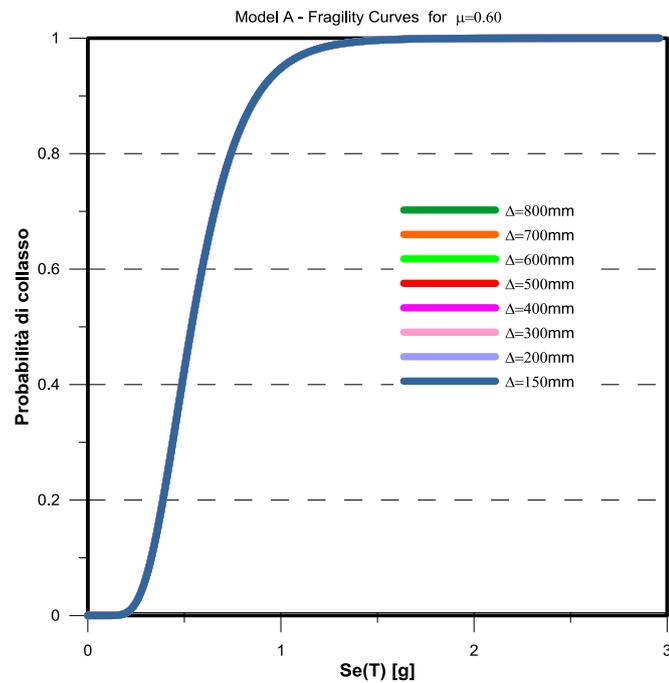


Figura 6.4. Alcn beneficio offerto dalla mensola all'aumentare dello spostamento relativo limite per  $\mu=0.6$

Confrontando parallelamente i due modelli risulta che il modello con minore massa è meno fragile di quello con massa doppia. Se si confronta il rapporto tra il taglio attritivo trascurando il sisma verticale ed il taglio che porta alla plasticizzazione del pilastro alla base si osserva che tale rapporto per ciascun coefficiente d'attrito è doppio per il primo modello analizzato (modello A) rispetto al secondo (modello B).

$$R_{j,f} = \mu \cdot W \quad (6.1.1)$$

$$R_{j,h} = \frac{2M_p}{h} \quad (6.1.2)$$

Si avrà quindi:

$$r_j = \frac{R_{j,f}}{R_{j,h}} = \frac{\mu W}{\frac{2M_p}{h}} = \frac{\mu Wh}{2M_p} \quad (6.1.3)$$

E:

$$r_{j,A} = 2 \cdot r_{j,B} \quad (6.1.4)$$

La risposta della struttura è quindi legata a tale rapporto.

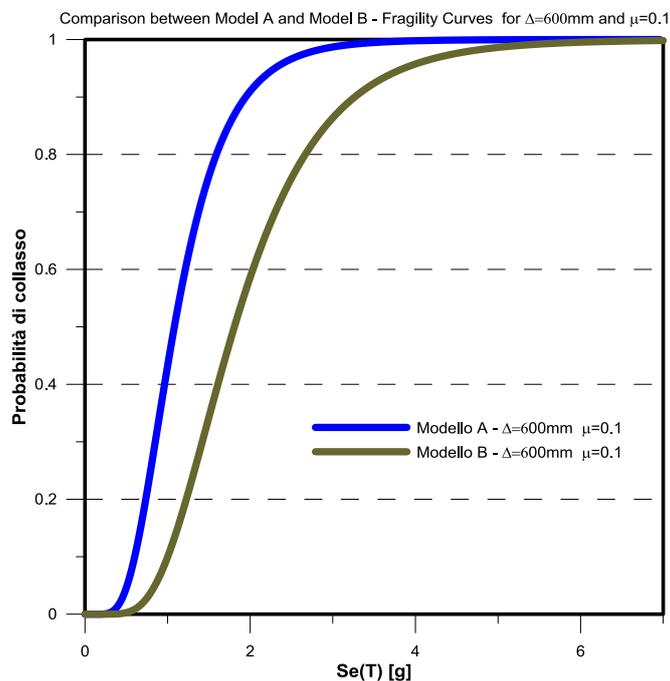


Figura 6.5. Confronto a parità di condizioni, spostamento massimo di 600 mm e  $\mu=0.1$ , tra modello A e modello B

Si è poi indagata la variazione di momento flettente nel pilastro dovuta all'eccentricità della trave tenendo conto del sisma verticale. Per i casi d'attrito minori di 0.2 e spostamento relativo massimo, il momento flettente totale rimane minore del momento

resistente per le intensità sismiche relative al sito di Mirandola, verificando le analisi svolte.

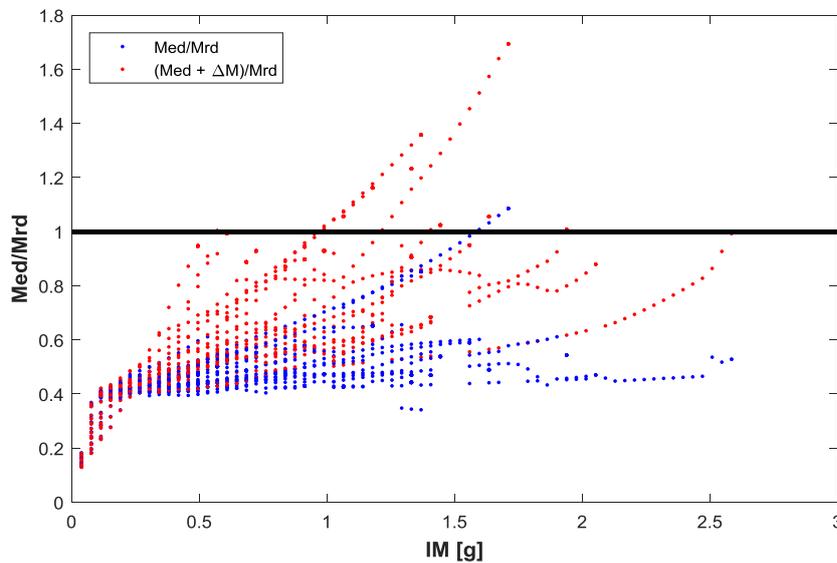


Figura 6.6. Verifica del momento eccentrico aggiuntivo causato dallo spostamento tra trave e pilastro per  $\mu=0.1$  e spostamento relativo limite di 800 mm

Si è infine modellato un portale incernierato (con i carichi del modello A, il più sfavorevole). Per tale portale è stata calcolata la curva di fragilità pre e post intervento con FRP. I risultati mostrano come la soluzione con portale incernierato senza rinforzo sia la più fragile. Mentre le soluzioni con attrito pari a 0.1 e 0.15 e spostamento relativo massimo di 800 mm portano a fragilità coincidenti con il caso di portale incernierato e rinforzato con FRP.

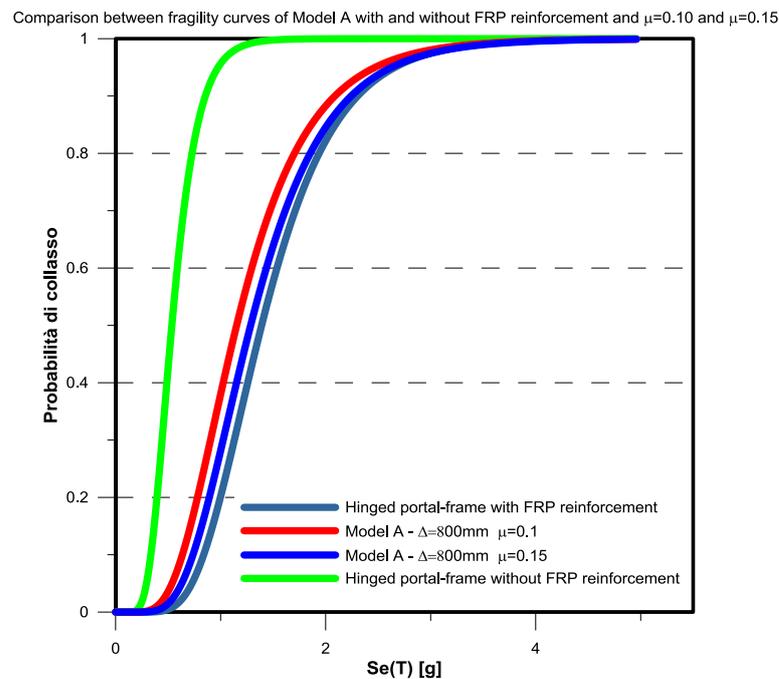


Figura 6.7. Confronto tra le curve di fragilità del portale pre e post rinforzo con FRP e con le soluzioni a mensola con  $\mu=0.1$  e  $\mu=0.15$  per uno spostamento relativo massimo di 800 mm

Tali conclusioni si possono riassumere in:

- Il comportamento dinamico dei capannoni industriali prefabbricati in calcestruzzo armato con connessioni trave-colonna con e senza unioni meccaniche è condizionato dal rapporto tra la resistenza associata all'unione e quella associata al meccanismo di collasso globale del sistema.
- L'inserimento di connessioni meccaniche atte ad inibire lo scorrimento delle unioni, può produrre un aggravio della domanda di spostamento inelastico per le colonne di cui è necessario verificare la compatibilità con la loro effettiva capacità deformativa.
- In funzione del periodo fondamentale della trave il sistema è condizionato dal sisma verticale. Data la rigidità assiale dei pilastri, la risposta del sistema al sisma verticale dipende principalmente dalla flessibilità della trave. Per travi flessibili un aumento dello spostamento relativo limite porta ad una diminuzione della fragilità della struttura.
- Per coefficienti d'attrito alto (superiori a 0.3) il sistema ha un comportamento simile al caso di portale con connessione a cerniera tra trave e pilastro, per tali casi l'aumento dello spostamento relativo limite non porta alcun beneficio.
- Per coefficienti d'attrito bassi (inferiori a 0.2) un aumento dello spostamento relativo limite porta una diminuzione di fragilità. La progettazione di un sistema a mensola atto ad aumentare lo spostamento relativo deve tenere conto del momento aggiuntivo conseguenza dell'eccentricità della trave rispetto al pilastro. Per tali coefficienti d'attrito la somma del momento flettente provocato dal taglio trasferito per attrito e del momento eccentrico aggiuntivo risulta comunque minore del momento flettente generato nel caso di portale incernierato.
- Il rinforzo dei pilastri tramite tessuti in fibra di carbonio in aggiunta alla creazione di un collegamento a cerniera tra trave e pilastro, riduce la fragilità della struttura. Le curva di fragilità ottenuta post intervento con tessuto in fibra di carbonio è pressoché coincidente con quelle ottenute tramite i coefficienti d'attrito 0.1 e 0.15 per uno spostamento relativo massimo di 800 mm.
- In strutture in cui all'interfaccia tra le superfici a contatto tra trave e pilastro è posta una membrana in neoprene il coefficiente d'attrito varia da 0.09-0.14 in funzione della tensione normale agente sulla superficie. Per tali situazioni ci si può ricondurre ai casi con attrito 0.1 e 0.15
- In strutture in cui l'interfaccia tra le superfici a contatto tra trave e pilastro è costituita da calcestruzzo-calcestruzzo, viene esplicito un coefficiente d'attrito compreso tra 0.4-0.8. In tali casi l'unica soluzione applicabile risulta la creazione di una cerniera tra trave e pilastro e un eventuale rinforzo ala base dei pilastri. Un'alternativa è costituita dal sollevamento della trave e dall'inserimento di una membrana in neoprene progettata ad hoc.

Per la ricerca futura l'intenzione è generalizzare il comportamento di tali strutture in funzione del periodo fondamentale, verticale e orizzontale, della struttura e della massa agente e della capacità deformativa dei pilastri. Si deve altresì ricercare l'influenza di una membrana in neoprene come sistema di filtro per ridurre le azioni dinamiche trasferite dalla trave al pilastro. Possono inoltre essere oggetto di studio eventuali configurazioni statiche atte ad inibire il trasferimento di momento eccentrico aggiuntivo ai pilastri per lo spostamento relativo della trave. Tali sistemi consentirebbero un consistente aumento della capacità traslazionale della trave e di conseguenza un'influente diminuzione di fragilità.



# Ringraziamenti

---

Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato nella stesura di questo lavoro con suggerimenti, critiche ed osservazioni.

Tengo a ringraziare il Professore Giuseppe Andrea Ferro per l'opportunità concessami.

Un grande ringraziamento va inoltre all'Ing. Fabio Di Trapani per la pazienza e l'infinita disponibilità mostratemi in una pluralità d'occasioni.

Ringrazio i miei genitori, mio fratello Stefano e tutta la famiglia per avermi sempre sostenuto e per avere sempre creduto nelle mie capacità.

Ringrazio i ragazzi de "Le Panche" con i quali ho condiviso gioie e dolori qui a Torino, in particolar modo Selvi che è sempre stato presente nei momenti peggiori di questo lavoro. Ci vediamo più tardi per il solito aperitivo.

Il ringraziamento più grande va infine alla mia ragazza Lilli, che è sempre stata pronta a sacrificarsi per me e mi ha sempre aiutato in tutto e per tutto (anche in questi ringraziamenti).



# Bibliografia

---

- Baker, J. W., (2005). Efficient Analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.
- Belleri, A., Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M., Riva, P., (2014). Seismic performance of precast facilities following major earthquake in the Italian territory. ASCE.
- CNR-DT 200 R1/2013. Istruzioni per la Progettazione, l'esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. (2013)
- Demartino, C., Vanzi, I., Monti, G., Sulpizio, C., (2017). Precast industrial buildings in southern Europe loss of support of frictional beam-to-column connections under seismic actions.
- Di Trapani, F., Ferro, G.A., Restuccia, L.. Inelastic displacement spectra for seismic verification of industrial facilities.
- Ercolino, M., Magliulo, G., Manfredi, G., (2015). Performance of precast buildings during Emilia-Romagna earthquakes: a case study.
- Fischinger, M., Kranar & M. Isokovi, T. 2008. Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings. *Bull Earthquake Eng*, 6:519-534.
- Magliulo, G., Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Manfredi G. 2014. The Emilia Earthquake: Seismic performance of Precast Reinforced Concrete Buildings.
- Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., Manfredi, G., (2011). Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings.
- ReLuis 2007. Strutture prefabbricate: Schedario dei collegamenti. Progetto triennale 2005/08 – DPC/ReLuis. Linea 2. Obiettivo 2.9.
- ReLuis 2008. Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti. Progetto triennale 2005/08 – DPC/ReLuis. Linea 2. Obiettivo 2.9.
- ReLuis 2012. Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici.
- ReLuis (2010). Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni.
- Straub, D., and Deer Kiureghian, A., (2008). Improved seismic fragility modeling from empirical data.
- Vamvatsikos, D., Cornell, A. C., (2001). Incremental dynamic analysis.
- Vamvatsikos, D., Cornell, A. C., (2004). Applied incremental dynamic analysis.
- Legge 5 novembre 1971, n.1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”, Gazzetta Ufficiale n.321, 21 Dicembre 1971.
- Legge 2 febbraio 1974, n.64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, Gazzetta Ufficiale n.93, 8 Aprile 1975.

- Decreto Ministeriale 3 marzo 1975 – “Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, Gazzetta Ufficiale n.93, 8 Aprile 1975.
- Decreto Ministeriale 24 gennaio 1986 – “Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche”, Gazzetta Ufficiale n.108, 12 Maggio 1986.
- Decreto Ministeriale 3 dicembre 1987 – “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”, Gazzetta Ufficiale n.106, 7 Maggio 1988.
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 – “Norme tecniche per le Costruzioni in Zone sismiche”, Gazzetta Ufficiale n.29, 5 Febbraio 1996.
- Decreto del Presidente della Repubblica del 6 giugno 2001, n.380 – “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”, Gazzetta Ufficiale n. 245, 20 Ottobre 2001.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, OPCM 3274 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Gazzetta Ufficiale n. 105, 8 Maggio 2003.