

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

LM-23 - Classe delle lauree magistrali in Ingegneria Civile

Curriculum Geotecnica

Tesi di Laurea

LA RISPOSTA DELLE FONDAZIONI PROFONDE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE IN PRESENZA DI ISOLATORI

*RESPONSE OF DEEP FOUNDATIONS COMBINED WITH SEISMIC
ISOLATORS UNDER SEISMIC GROUND EXCITATION*

Relatore: Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

Laureando: Alessandro Sartori

Anno Accademico 2013/2014

*A nonna Adelina e ai miei genitori,
per avermi sempre sostenuto*

INDICE

INTRODUZIONE	XIII
1 LE FONDAZIONI PROFONDE SOGGETTE A CARICO DINAMICO	17
1.1 Richiami di Dinamica dei Terreni	17
1.2 Interazione dinamica terreno – fondazione – struttura.....	25
1.3 Interazione cinematica: modello non lineare scelto per l’analisi.....	30
1.3.1 Curva dorsale (<i>backbone curve</i>)	32
1.3.1.1 Sabbia satura	34
1.3.1.2 Argilla tenera e argilla dura	36
1.3.2 Curve di scarico e ricarico (SRC e GUC).....	39
1.3.3 Curva diretta di ricarico (DRC).....	41
1.3.4 Modellazione del degrado ciclico	43
1.3.5 Risultati sperimentali: esempi numerici di curve <i>p-y</i>	44
2 ISOLAMENTO SISMICO: GENERALITÀ.....	47
2.1 Il concetto di “ <i>base isolation system</i> ”	47
2.2 Introduzione all’isolamento sismico	48
2.2.1 Vantaggi dell’isolamento sismico	53
2.3 Basi teoriche dell’isolamento sismico	54
2.4 Spettri di risposta e riferimenti normativi.....	61
3 DISPOSITIVI PER L’ISOLAMENTO SISMICO	67
3.1 Il sistema di isolamento.....	67
3.2 Tipologie di dispositivi di isolamento	68
3.2.1 Isolatori elastomerici.....	70
3.2.1.1 Isolatori in gomma armata a basso smorzamento	72
3.2.1.2 Isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento.....	73

3.2.1.3 Isolatori in gomma armata con nucleo in piombo (<i>Lead Rubber Bearing – LRB</i>).....	76
3.2.2 Isolatori a scorrimento.....	77
3.2.2.1 Friction Pendulum System (<i>FPS</i>).....	80
3.2.2.2 Isolatori a tripla superficie di scorrimento (<i>Triple Pendulum Bearing - TPB</i>).....	88
4 LA PLASTICITÀ DIFFUSA E CONCENTRATA NEGLI ELEMENTI <i>FRAME</i>	93
4.1 Introduzione	93
4.2 L'approccio a plasticità distribuita	94
4.2.1 Il modello a fibre	95
4.2.1.1 Equazioni differenziali di equilibrio e compatibilità nell'elemento <i>beam</i>	97
4.2.1.1.1 <i>DB Formulation</i>	97
4.2.1.1.2 <i>FB Formulation</i>	99
4.3 L'approccio a plasticità concentrata.....	102
4.4 Il significato fisico di localizzazione: la concentrazione del danno.....	103
4.5 Il concetto di localizzazione negli elementi finiti.....	107
4.6 La perdita di oggettività ai livelli di sezione ed elemento (<i>FB elements</i>).	110
4.7 Tecniche di regolarizzazione per elementi basati sulle forze	113
4.7.1 Criterio con energia di frattura costante.....	113
4.7.2 Altre tecniche di regolarizzazione	119
5 MODELLO DI ANALISI	121
5.1 Strumenti ed ipotesi di analisi.....	121
5.2 Modellazione della struttura in elevazione.....	122
5.2.1 Materiali e sezioni.....	123
5.2.2 Classi di elementi.....	127
5.2.3 Generazione del modello	131
5.2.4 Carichi statici.....	134
5.3 Modellazione della struttura di fondazione	137

5.3.1 Definizione della stratigrafia di riferimento e della categoria di sottosuolo.....	138
5.3.1.1 Stratigrafia di confronto	140
5.3.2 Scelta e modello della fondazione	141
5.3.2.1 Formulazioni alternative per il modello dei pali.....	147
5.3.2.1.1 Modello a plasticità concentrata.....	148
5.3.2.1.2 Modello elastico.....	152
5.3.3 Modello dell'interazione suolo – fondazione	153
5.4 Modellazione della struttura isolata	159
5.4.1 Modello numerico dell'isolatore e relative verifiche	165
5.4.2 Modello e verifica della sottostruttura.....	180
6 TIPOLOGIE DI ANALISI	185
6.1 Analisi modale	185
6.1.1 Principali modi di vibrare della struttura in esame.....	187
6.2 <i>Time History Analysis</i>	191
6.2.1 Carichi applicati	193
6.2.2.1 Applicazione dei carichi transienti.....	196
7 RISULTATI DELL'ANALISI <i>TIME HISTORY</i>	201
7.1 Organizzazione dei risultati	201
7.2 Formulazioni a confronto.....	204
7.2.1 Confronto tra plasticità diffusa e concentrata.....	204
7.2.2 Formulazione elastica del palo.....	207
7.3 Risposta della struttura di fondazione	214
7.3.1 Risposta dei pali sulla struttura a base fissa	214
7.3.2 Risposta dei pali sulla struttura a base isolata	224
7.3.3 Confronto tra struttura a base fissa e struttura a base isolata	232
7.4 Risposta della sovrastruttura.....	243
7.4.1 Risposta della struttura a base fissa	243

7.4.2 Risposta della struttura a base isolata.....	251
7.4.3 Confronto fra la configurazione fissa e a base isolata.....	258
7.5 Risposta della fondazione con $V_s = 200/400$ m/s	268
7.5.1 Confronto tra i due diversi terreni	268
7.5.2 Confronto tra struttura a base fissa ed isolata per $V_s = 200/400$ m/s	275
7.6 Cicli isteretici.....	279
7.6.1 Cicli isteretici degli isolatori.....	279
7.6.2 Cicli di isteresi dei materiali	282
7.6.3 Cicli isteretici di risposta del terreno	285
8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	291
APPENDICI	295
A.1 ACCELERAZIONI SULLA SOVRASTRUTTURA	295
A.2 ACCELERAZIONI SUL PALO	300
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	303
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	307
SITI DI RIFERIMENTO	307

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.1: <i>Sforzi statici e dinamici</i>	19
Figura 1.2: <i>Carico ciclico in un terreno</i>	21
Figura 1.3: <i>Definizione di rapporto di smorzamento</i>	22
Figura 1.4: <i>Relazione iperbolica sforzi-deformazioni</i>	23
Figura 1.5: <i>Metodo delle sottostrutture per l'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura</i>	27
Figura 1.6: <i>Inviluppo momenti in un palo con interfaccia tra i vari strati di terreno posta a 15 m di profondità</i>	28
Figura 1.7: <i>Dettaglio della curva di interazione terreno-struttura secondo Allotey ed El Naggar</i>	32
Figura 1.8: <i>Curva dorsale nel modello di Allotey ed El Naggar</i>	33
Figura 1.9: <i>Esempio di curve p-y per le sabbie</i>	36
Figura 1.10: <i>Curve p-y per argille soffici</i>	38
Figura 1.11: <i>Curve p-y per argille dure</i>	38
Figura 1.12: <i>Dettaglio della curva di scarico (SRC) e ricarica (GUC)</i>	39
Figura 1.13: <i>Curva iperbolica empirica per stimare l'origine della curva base SRC</i>	41
Figura 1.14: <i>Dettaglio della curva diretta di ricarica</i>	42
Figura 1.15: <i>Andamento delle curve p-y per una sabbia satura a diverse profondità</i>	44
Figura 1.16: <i>Andamento delle curve p-y per sabbie di diversa consistenza</i>	45
Figura 1.17: <i>Andamento delle curve p-y per argille molli a diversa profondità</i> ...	46
Figura 2.1: <i>Differenza tra edificio isolato alla base ed edificio convenzionale</i>	48
Figura 2.2: <i>Modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base</i>	55
Figura 2.3: <i>Forme modali dei due gradi di libertà del modello di isolamento sismico</i>	57
Figura 2.4: <i>Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico (spettro d'accelerazione sopra e dello spostamento sotto)</i>	60
Figura 2.5: <i>Spettri di risposta elastici in (pseudo)accelerazione e in spostamento delle componenti orizzontali</i>	62
Figura 3.1: <i>Cicli sforzo-deformazione di isolatori in materiale elastomerico e acciaio e a scorrimento (hysteretic isolators)</i>	69
Figura 4.1: <i>Fibre e sezioni d'integrazione</i>	96
Figura 4.2: <i>(a) Forze e spostamenti nodali nel sistema di riferimento locale (b) forze e spostamenti indipendenti</i>	98
Figura 4.3: <i>Formulazione basata sugli spostamenti</i>	99

Figura 4.4: Formulazione basata sulle forze	101
Figura 4.5: Equilibrio a livello di sezione.....	101
Figura 4.6: Concentrazione del danno	104
Figura 4.7: Zona carica e scarica, differenze di comportamento.....	105
Figura 4.8: Energia totale di frattura per compressione	106
Figura 4.9: Provino con "Elastic-Strain-hardening response"	111
Figura 4.10: Provino con risposta elastica-perfettamente plastica.....	112
Figura 4.11: Profili di momento e curvatura per provino elastico-perfettamente plastico con forza applicata alla base.....	113
Figura 4.12: Modello di curva sforzo-deformazione di Kent e Park con energia di frattura in compressione data dall'area evidenziata.....	114
Figura 4.13: Formazione di cerniere plastiche alle estremità dell'elemento	117
Figura 4.14: Metodi delle estremità e dei punti di mezzo di integrazione delle cerniere plastiche.....	118
Figura 4.15: Metodi di integrazione delle cerniere plastiche di Gauss-Radau ..	119
Figura 5.1: Modello costitutivo dell'acciaio	124
Figura 5.2: Caratteristiche della sezione della travi	125
Figura 5.3: Caratteristiche della sezione delle colonne	126
Figura 5.4: Caratteristiche della sezione dei controventi	126
Figura 5.5: Input e output di un elemento frame inelastico	127
Figura 5.6: Sezioni di integrazione	128
Figura 5.7: Discretizzazione di una sezione, punti di monitoraggio	128
Figura 5.8: Sezioni in una trave - Seismostruct®.....	129
Figura 5.9: Input e output di un elementi truss.....	130
Figura 5.10: Discretizzazione di una sezione dell'elementi truss	130
Figura 5.11: Definizione del diaframma rigido.....	131
Figura 5.12: Pianta della struttura	132
Figura 5.13: Vista frontale.....	132
Figura 5.14: Vista laterale	133
Figura 5.15: Generazione del modello	133
Figura 5.16: Definizione del sottosuolo.....	138
Figura 5.17: Andamento della velocità delle onde di taglio nei due casi a confronto.....	141
Figura 5.18: Modello costitutivo del calcestruzzo	142
Figura 5.19: Sezione del palo di fondazione	145
Figura 5.20: Generazione della struttura di fondazione	146
Figura 5.21: Elementi trave - colonna in SeismoStruct®.....	147
Figura 5.22: Input e output degli elementi con cerniera plastica	148
Figura 5.23: Modello del palo con elementi a plasticità concentrata	150

Figura 5.24: Definizione dell'elemento a plasticità concentrata	151
Figura 5.25: Modellazione elastica del palo	152
Figura 5.26: Input e output dell'elemento link	154
Figura 5.27: Elemento link ss_py	155
Figura 5.28: Modellazione teorica della risposta del terreno	155
Figura 5.29: Elementi link nel modello	158
Figura 5.30: Definizione dell'elemento link di risposta del terreno	158
Figura 5.31: Modello della struttura inserita nel terreno	159
Figura 5.32: Componenti di una struttura isolata	160
Figura 5.33: Isolatore FIP-D	161
Figura 5.34: Relazione per il calcolo del coefficiente d'attrito	163
Figura 5.35: Parametri dello spettro di risposta	163
Figura 5.36: Spettri di risposta per analisi pseudostatica	164
Figura 5.37: Geometria isolatore	175
Figura 5.38: Curva di modellazione dell'isolatore	176
Figura 5.39: Sistema di isolamento all'interno del software	177
Figura 5.40: Definizione dell'isolatore	178
Figura 5.41: Disposizione in pianta dei dissipatori	179
Figura 5.42: Modello della sottostruttura	182
Figura 5.43: Modello della struttura isolata	183
Figura 6.1: Modo di vibrare di traslazione lungo X	190
Figura 6.2: Modo di vibrare di traslazione lungo Y	190
Figura 6.3: Modo di vibrare di rotazione attorno a Z	191
Figura 6.4: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=100_400$)	195
Figura 6.5: Accelerogramma Umbro - Marchigiano – prof. 15 m ($V_s=100_400$)	195
Figura 6.6: Accelerogramma Friuli - prof. 15 m ($V_s=100/400$)	195
Figura 6.7: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=200/400$)	196
Figura 6.8: Inserimento dell'accelerogramma nel modello	197
Figura 6.9: Applicazione dei carichi transienti	198
Figura 6.10: Modello con carichi applicati	199
Figura 7.1: Andamento dei momenti in funzione del tempo per plasticità concentrata e distribuita	205
Figura 7.2: Andamento dei tagli in funzione del tempo per plasticità concentrata e diffusa	205
Figura 7.3: Forze agenti sugli elementi link ad 1 metro di profondità	207
Figura 7.4: Andamento dei momenti nel tempo (confronto tra formulazioni)	208
Figura 7.5: Andamenti dei tagli nel tempo (confronto tra formulazioni)	209
Figura 7.6: Confronto fra spostamenti a 15 metri e ad 1 metro di profondità (caso elastico)	210

Figura 7.7: Andamento dei momenti con la profondità.....	211
Figura 7.8: Andamento dei tagli con la profondità	212
Figura 7.9: Andamento degli spostamenti con la profondità	213
Figura 7.10: Andamento dei momenti con la profondità per ciascun sisma, struttura a base fissa	215
Figura 7.11: Confronto andamento momenti con profondità, struttura a base fissa	216
Figura 7.12: Andamento del taglio con la profondità per ciascuno dei tre sismi	218
Figura 7.13: Confronto andamenti tagli con profondità, struttura a base fissa	219
Figura 7.14: Confronto andamento spostamenti con profondità, struttura a base fissa	220
Figura 7.15: Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, testa palo	221
Figura 7.16: Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m.....	222
Figura 7.17: Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, testa palo	223
Figura 7.18: Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m	223
Figura 7.19: Andamento dei momenti con la profondità per ciascun evento sismico, base isolata.....	225
Figura 7.20: Confronto momenti, struttura a base isolata.....	226
Figura 7.21: Andamento dei tagli con la profondità per ciascuno dei tre sismi, base isolata.....	227
Figura 7.22: Confronto tagli, struttura a base isolata.....	228
Figura 7.23: Andamento dei momenti in testa al palo, struttura isolata.....	230
Figura 7.24: Andamento dei momenti a 15 metri, struttura isolata	230
Figura 7.25: Andamento dei tagli in testa al palo, struttura isolata	231
Figura 7.26: Andamento dei tagli a 15 metri, struttura isolata.....	231
Figura 7.27: Andamento del momento con la profondità, confronto tra configurazioni	233
Figura 7.28: Confronto momenti in testa al palo, Irpinia	234
Figura 7.29: Confronto momenti in testa al palo, Umbro – Marchigiano	235
Figura 7.30: Confronto momenti in testa al palo, Friuli	235
Figura 7.31: Confronto andamento tagli con profondità.....	237
Figura 7.32: Confronto tagli in testa al palo, Irpinia.....	238
Figura 7.33: Confronto tagli in testa al palo, Umbro - Marchigiano	238
Figura 7.34: Confronto tagli in testa al palo, Friuli.....	239
Figura 7.35: Confronto spostamenti	240
Figura 7.36: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Irpinia	241

Figura 7.37: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Umbro – Marchigiano	242
Figura 7.38: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Friuli	242
Figura 7.39: Momenti per piano, base fissa, Irpinia.....	244
Figura 7.40: Momenti per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano	244
Figura 7.41: Momenti per piano, base fissa, Friuli.....	245
Figura 7.42: Tagli per piano, base fissa, Irpinia	246
Figura 7.43: Tagli per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano.....	246
Figura 7.44: Tagli per piano, base fissa, Friuli	247
Figura 7.45: Taglio alla base, struttura fissa	247
Figura 7.46: Spostamenti per piano, base fissa, Irpinia.....	248
Figura 7.47: Spostamenti per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano	249
Figura 7.48: Spostamenti per piano, base fissa, Friuli.....	249
Figura 7.49: Spostamenti struttura fissa	250
Figura 7.50: Momenti per piano, struttura isolata, Irpinia.....	251
Figura 7.51: Momenti per piano, struttura isolata, Umbro - Marchigiano.....	252
Figura 7.52: Momenti per piano, struttura isolata, Friuli.....	252
Figura 7.53: Tagli per piano, struttura isolata, Irpinia	253
Figura 7.54: Tagli per piano, struttura isolata, Umbro – Marchigiano	253
Figura 7.55: Tagli per piano, struttura isolata, Friuli	254
Figura 7.56: Taglio alla base, struttura isolata.....	255
Figura 7.57: Spostamenti per piano, struttura isolata, Irpinia.....	256
Figura 7.58: Spostamenti per piano, struttura isolata, Umbro - Marchigiano ..	256
Figura 7.59: Spostamenti per piano, struttura isolata, Friuli.....	257
Figura 7.60: Spostamento struttura isolata.....	258
Figura 7.61: Confronto tagli alla base, Irpinia.....	259
Figura 7.62: Confronto tagli alla base, Umbro – Marchigiano	259
Figura 7.63: Confronto tagli alla base, Friuli.....	260
Figura 7.64: Confronto sollecitazioni	261
Figura 7.65: Confronto spostamenti alla base, Irpinia.....	261
Figura 7.66: Confronto spostamenti alla base, Umbro - Marchigiano	262
Figura 7.67: Confronto spostamenti alla base, Friuli.....	262
Figura 7.68: Confronto spostamenti copertura, Irpinia.....	263
Figura 7.69: Confronto spostamenti copertura, Umbro – Marchigiano.....	263
Figura 7.70: Confronto spostamenti copertura, Friuli.....	264
Figura 7.71: Confronto spostamenti massimi in funzione dell'altezza.....	265
Figura 7.72: Confronto fra deformate, Irpinia.....	266
Figura 7.73: Confronto fra deformate, Umbro - Marchigiano	267
Figura 7.74: Confronto fra deformate, Friuli.....	267

Figura 7.75: <i>Confronto accelerazioni a 2 metri</i>	269
Figura 7.76: <i>Confronto accelerazioni a 15 metri</i>	270
Figura 7.77: <i>Confronto momenti a 2 metri</i>	271
Figura 7.78: <i>Confronto momenti a 15 metri</i>	271
Figura 7.79: <i>Confronto tagli a 2 metri</i>	272
Figura 7.80: <i>Confronto tagli a 15 metri</i>	272
Figura 7.81: <i>Confronto spostamenti a 2 metri</i>	273
Figura 7.82: <i>Confronto spostamenti e sollecitazioni al variare della profondità</i>	274
Figura 7.83: <i>Inviluppo sollecitazioni e spostamenti per struttura fissa ed isolata</i> <i>(200/400)</i>	276
Figura 7.84: <i>Andamento dei momenti nel tempo, prof. 3 m (200/400)</i>	277
Figura 7.85: <i>Andamento dei tagli nel tempo, prof. 3 m (200/400)</i>	278
Figura 7.86: <i>Taglio alla base (200/400)</i>	278
Figura 7.87: <i>Ciclo isteresi FPB, Irpinia (100/400)</i>	280
Figura 7.88: <i>Ciclo isteresi FPB, Umbro – Marchigiano (100/400)</i>	281
Figura 7.89: <i>Ciclo isteresi FPB, Friuli (100/400)</i>	281
Figura 7.90: <i>Ciclo isteresi FPB, Irpinia (200/400)</i>	282
Figura 7.91: <i>Ciclo isteresi c.a., plasticità diffusa</i>	283
Figura 7.92: <i>Ciclo isteresi c.a., plasticità concentrata</i>	284
Figura 7.93: <i>Confronto fra cicli isteretici</i>	284
Figura 7.94: <i>Risposta del terreno a 15 metri di profondità</i>	285
Figura 7.95: <i>Reazione del terreno in testa al palo</i>	286
Figura 7.96: <i>Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (100/400)</i>	287
Figura 7.97: <i>Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (200/400)</i>	287
Figura 7.98: <i>Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (100/400)</i>	288
Figura 7.99: <i>Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (200/400)</i>	288

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1.1: Coefficienti A_s e B_s	35
Tabella 1.2: Valori di k_{py} per diversi tipi di sabbie	35
Tabella 1.3: Valori di ϵ_{50} per diversi tipi di argilla	36
Tabella 1.4: Parametri di sabbia satura per la definizione delle curve $p-y$	44
Tabella 1.5: Parametri per la definizione delle curve $p-y$ in argille molli	45
Tabella 5.1: Proprietà dell'acciaio	124
Tabella 5.2: Peso degli elementi strutturali	134
Tabella 5.3: Carichi di esercizio per la categoria di edificio in esame	135
Tabella 5.4: Peso del solaio interpiano	135
Tabella 5.5: Peso della copertura	136
Tabella 5.6: carichi generati da solaio e copertura	136
Tabella 5.7: Massa distribuita	136
Tabella 5.8: Definizione della stratigrafia	139
Tabella 5.9: Definizione della stratigrafia di confronto	140
Tabella 5.10: Proprietà del calcestruzzo	143
Tabella 5.11: Proprietà dell'acciaio per c.a.	143
Tabella 5.12: Proprietà geometriche del palo	145
Tabella 5.13: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Paulay e Priestley	149
Tabella 5.14: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Berry ed Eberhard	150
Tabella 5.15: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Panagiotakos e Fardis	151
Tabella 5.16: Parametri della curva di risposta del terreno	156
Tabella 5.17: Parametri aggiuntivi della curva di risposta del terreno	157
Tabella 5.18: Massa della sovrastruttura	166
Tabella 5.19: Rigidezza minima del sistema di isolamento	167
Tabella 5.20: Analisi pseudostatica, forze sulla sovrastruttura	168
Tabella 5.21: Spostamenti massimi derivanti dall'analisi statica	169
Tabella 5.22: Spettri di risposta struttura fissa ed isolata	169
Tabella 5.23: Curva isteretica isolatore FIP-D	171
Tabella 5.24: Parametri dimensionamento isolatore	174
Tabella 5.25: Parametri isolatore FIP-D M 510/200 ($R=2500\text{mm}$)	174
Tabella 5.26: Parametri della curva di modellazione dell'isolatore	176
Tabella 5.27: Coordinate e rigidezze degli isolatori	180
Tabella 5.28: Dimensionamento della sottostruttura	182
Tabella 6.1: Periodi e frequenze modali	188
Tabella 6.2: Masse modali partecipanti	189
Tabella 6.3: Eventi sismici analizzati	194

Tabella 6.4: <i>Momenti torcenti</i>	199
Tabella 7.1: <i>Confronto tra le sollecitazioni nel caso di plasticità diffusa e concentrata</i>	206
Tabella 7.2: <i>Confronto fra formulazioni</i>	210
Tabella 7.3: <i>Tabella di confronto per struttura a base fissa</i>	221
Tabella 7.4: <i>Tabella riassuntiva per struttura a base isolata</i>	229
Tabella 7.5: <i>Confronto riassuntivo per la struttura di fondazione</i>	243
Tabella 7.6: <i>Confronto riassuntivo fra le configurazioni</i>	268
Tabella 7.7: <i>Confronto riassuntivo stratigrafie</i>	275
Tabella 7.8: <i>Tabella di confronto fra configurazione fissa ed isolata (200/400)</i>	279

Introduzione

L'Italia, nel suo complesso, si presenta come uno dei paesi a più elevato rischio sismico del Mediterraneo, in modo particolare per la collocazione geografica che essa occupa: la Penisola si trova infatti nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica, ed è sottoposta a forti spinte di compressione che provocano la sovrapposizione dei vari blocchi di roccia. L'elevata entità di questo rischio sismico è confermata storicamente dalla frequenza con cui i terremoti interessano il territorio italiano e dall'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto; tali fenomeni hanno provocato non solo notevoli danni economici, ma anche danni tangibili al patrimonio artistico e culturale della Penisola, nonché ulteriori problemi dal punto di vista idrogeologico.

Osservando il problema da un punto di vista geotecnico, in un contesto in cui gli eventi sismici si presentano con frequenza piuttosto elevata, risulta di fondamentale importanza l'analisi del comportamento delle fondazioni di una struttura in presenza di azione dinamica.

Le azioni di progetto di un terremoto applicate alla fondazione derivano dalle forze d'inerzia che la sovrastruttura sviluppa (interazione inerziale), e dalle deformazioni del terreno causate dal passaggio delle onde sismiche (interazione cinematica). Poiché i terremoti sono essenzialmente fenomeni energetici, nei quali enormi quantità di energia meccanica, accumulata nelle rocce per decenni e talvolta secoli, vengono rilasciate in tempi molto brevi, l'approccio fondamentale per la progettazione di edifici e fondazioni in zona sismica è quello di inserire opportuni dispositivi, detti dissipatori o isolatori sismici, tra la struttura di fondazione e la struttura fuori terra, in modo tale da ridurre almeno parzialmente i fenomeni inerziali.

Il focus di questo studio è quello di osservare i benefici che l'isolamento sismico può portare ad una fondazione profonda, oltre a quelli evidenti che si hanno sull'edificio che si sviluppa in elevazione, in termini di riduzione dell'azione inerziale e quindi di trasmissione delle sollecitazioni dalla struttura fuori terra alla struttura in elevazione.

Per fare questo è stato sviluppato un modello agli elementi finiti di un caso ideale caratterizzato da una struttura in acciaio fondata su pali, inserita in un sottosuolo costituito da due diversi strati, con densità diversa e diversa velocità di propagazione delle onde sismiche (sabbia sciolta e sabbia densa). Tale situazione è stata poi confrontata, in termini di sollecitazioni sul palo, con quella di una fondazione inserita in un terreno più omogeneo, avente una differenza tra le caratteristiche di resistenza dei vari strati che è la metà rispetto al caso principale analizzato.

L'azione dinamica sul palo del terreno sottoposto a sisma è stata modellata discretizzando il palo ad ogni metro di profondità ed inserendo, per ogni nodo, elementi *link* che simulassero la reazione del terreno. Per la caratterizzazione di tali elementi è stato utilizzato un modello dinamico non lineare di interazione terreno-struttura che tiene conto del degrado della rigidezza e della resistenza per un terreno sottoposto a carico dinamico ciclico. Per modellare il dissipatore,

sottostruttura e sovrastruttura sono state collegate mediante un particolare elemento link, la cui curva di risposta presenta un andamento analogo a quella dell'isolatore scelto, inserito in direzione orizzontale; in modo particolare lo studio è stato concentrato sul comportamento e la risposta dei pali in presenza di isolatori a doppio pendolo (isolatori a scorrimento FPB – *Friction Pendulum Bearing*), sotto l'azione di tre diversi eventi sismici avvenuti in Italia negli ultimi quarant'anni. Le Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008) consigliano, infatti, di confrontare i risultati di modelli a cui si applica un numero minimo di tre sismi per avere dei risultati significativi, prendendo in considerazione il caso più gravoso.

Preliminarmente alla descrizione del confronto tra configurazione fissa ed isolata è da sottolineare come particolare attenzione sia stata rivolta alla tipologia di elemento con cui si è scelto di modellare il palo. Prima di eseguire l'analisi di confronto, infatti, è stato analizzato il comportamento del palo modellato con tre diverse formulazioni possibili fornite dal software: elementi a plasticità concentrata, elementi a plasticità distribuita ed elementi elastici (i primi due tengono conto delle non linearità del materiale, mentre il terzo elemento non le considera). Per ciascuna tipologia di palo è stato applicato uno stesso evento sismico alla struttura a base fissa, ed è stato possibile osservare come le sollecitazioni sul palo e sulla sovrastruttura risultassero maggiori nel caso elastico, mentre i due casi inelastici fornissero valori coincidenti; questo perché il palo elastico continua a deformarsi indefinitamente, sempre con la medesima rigidezza, non essendo possibile la formazione di una cerniera plastica.

Per le successive analisi, di confronto fra gli eventi sismici e di determinazione dei benefici apportati dall'isolamento sismico, sono stati dunque utilizzati elementi a plasticità diffusa per il modello dei pali.

Eseguendo un'analisi *Time History* è stato possibile definire non solo l'andamento di momento, taglio e spostamento in funzione della profondità del palo, ma anche come questi si sviluppano e variano lungo la durata del singolo

evento sismico. E' stato interessante osservare come si sia confermata l'ipotesi iniziale di formazione di una cerniera plastica, o comunque del massimo momento flettente sul palo, in corrispondenza della profondità in cui si verifica un cambio di impedenza del sottosuolo e come le sollecitazioni si riducano notevolmente nel caso di terreno più omogeneo.

Dai risultati è emerso come il sistema di isolamento abbia influenza, per quanto riguarda la struttura di fondazione, soprattutto sulla riduzione delle sollecitazioni in testa al palo, fino ad una profondità limitata. Per la sovrastruttura invece, oltre ad una diminuzione dei valori di picco delle sollecitazioni e, in modo particolare, del taglio alla base, si è assistito soprattutto ad una netta riduzione degli spostamenti interpiano, che producono una minore percezione del sisma da chi fruisce dell'edificio durante l'evento. E' stato possibile, dunque, notare una minor trasmissione dell'azione inerziale dall'edificio alla fondazione, grazie alla presenza di un opportuno sistema di isolamento alla base dell'edificio.

1 LE FONDAZIONI PROFONDE SOGGETTE A CARICO DINAMICO

1.1 Richiami di Dinamica dei Terreni

Oggetto del presente lavoro di tesi è la risposta delle fondazioni profonde sottoposte a carichi dinamici, con l'inserimento di dispositivi di isolamento sismico, in grado di ridurre l'azione inerziale della sovrastruttura sulla fondazione stessa.

Secondo la terminologia corrente, vengono denominati carichi dinamici quei carichi, concentrati o distribuiti, la cui ampiezza e/o direzione e/o punto di applicazione è variabile nel tempo e che, di conseguenza, inducono stati tensionali e deformativi anch'essi variabili nel tempo. Come ben noto, però, in ambito geotecnico esistono molte situazioni in cui i carichi applicati sul terreno variano nel tempo (per esempio nella fase di costruzione di un rilevato, nei terreni sottostanti un serbatoio, nelle fondazioni di strutture con carichi accidentali molto variabili, ecc.), senza che siano necessari approcci differenti da quelli usati in presenza di carichi tipicamente statici.

Nella Dinamica dei Terreni l'aggettivo dinamico viene essenzialmente associato al tempo di applicazione del carico (*time of loading*) o, alternativamente, alla

velocità di applicazione (*rate velocity*) ed è riservato a quei carichi in cui il tempo di applicazione è così ridotto (o, alternativamente, la cui velocità è così elevata) che non è più lecito trascurare le forze di inerzia e gli effetti che, in un terreno, si associano alla velocità di deformazione (*strain-rate effects*), cioè le modifiche delle condizioni di drenaggio, gli effetti viscosi e gli effetti di interazione (*risonanza*) tra vibrazioni indotte e terreno attraversato.

In presenza di carichi dinamici il comportamento del terreno è molto più complesso che in condizioni statiche.

Sono definiti ciclici i carichi che producono un'alternanza di fasi di carico, scarico e ricarico e che si ripetono con una qualche periodicità. Nella definizione di carico ciclico possono essere inclusi sia carichi dinamici sia carichi statici. Ma è soprattutto in condizioni dinamiche che la ripetitività delle condizioni di carico, scarico e ricarico produce nel terreno effetti permanenti significativi (*effects of repetition*). Quando il numero dei cicli di carico è molto alto, anche se l'ampiezza delle oscillazioni è ridotta (come nel caso per esempio delle vibrazioni trasmesse dai veicoli), si possono di fatto accumulare nel tempo effetti deformativi ingegneristicamente non trascurabili.

Quando un terreno è sottoposto a carichi insieme dinamici e ciclici, la compresenza delle due categorie di effetti legati alla velocità di applicazione (*rate effects*) e alla ciclicità del carico (*repetition effects*) rende il legame sforzi-deformazioni doppiamente complesso.

Tuttavia, è importante sottolineare che tale complessità è tanto maggiore quanto più i carichi dinamici e ciclici preponderano su quelli statici. È da osservare infatti che non esistono nei terreni condizioni di carico esclusivamente dinamico. Le azioni dinamiche si aggiungono sempre ad altre azioni: peso proprio, carichi permanenti e variabili delle opere geotecniche e delle sovrastanti strutture, spinte dell'acqua e delle terre, ecc. Perciò, come facilmente intuibile, il legame sforzi-deformazioni dipende, nel caso di carichi dinamici monotonic, dalla velocità di applicazione del carico e, nel caso di carichi dinamici e ciclici, oltre che dalla velocità, dal rapporto che, nel caso specifico, si stabilisce fra

ampiezza dei carichi dinamici e ciclici ed entità dei carichi statici. In base al valore di tale rapporto, il comportamento del terreno può avvicinarsi o discostarsi da quello che avrebbe in condizioni di carico puramente statico.

Se, ad esempio, in un pendio o in un deposito in cui sono presenti degli edifici, gli sforzi di taglio statici iniziali sono elevati e quelli dovuti ai carichi dinamici e ciclici hanno ampiezza ridotta, la loro combinazione dà un effetto risultante che è poco influenzato dalla presenza di questi ultimi (figura 1.1a); in caso contrario (figura 1.1b), se i carichi ciclici hanno elevata ampiezza il comportamento del terreno è invece marcatamente governato dal susseguirsi di fasi di compressione e di estensione e dalle continue rotazioni degli assi principali (l'ampiezza dei carichi dinamici e ciclici può cioè essere tale da determinarne un annullamento temporaneo dello sforzo di taglio e un'inversione del verso di applicazione, come mostrato in figura 1.1b).

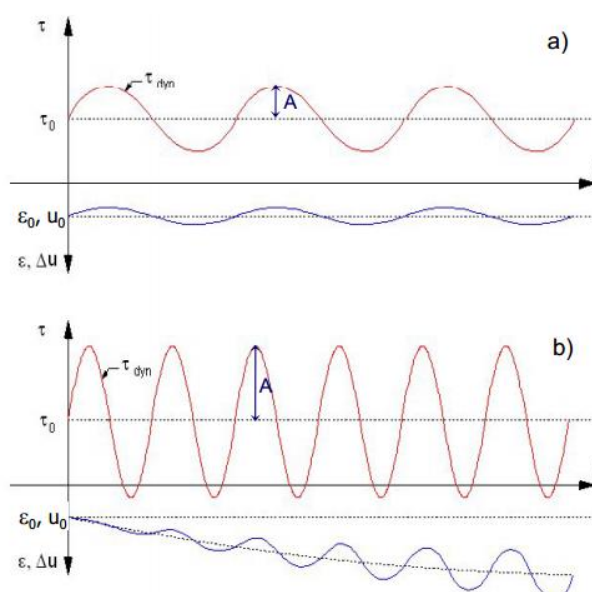


Figura 1.1: Sforzi statici e dinamici

È da rilevare che, negli ultimi anni, il problema del rapporto tra carichi statici e dinamici è andato assumendo crescente importanza nell'ambito dell'Ingegneria Geotecnica Sismica.

Si è infatti potuto osservare che, in relazione all'entità del rapporto fra sforzi di taglio statici presisma e ampiezza e durata degli sforzi indotti dal terremoto, possono aversi scenari sismici, legati ad esempio alla liquefazione dei terreni granulari saturi, di segno opposto, alcuni contrassegnati da recuperi di resistenza del terreno, altri, al contrario, associati a collassi repentini e generalizzati.

Rispetto alla progettazione geotecnica in presenza di carichi statici, la progettazione delle opere geotecniche in presenza di carichi dinamici pone una più ampia gamma di questioni ingegneristiche.

Il comportamento meccanico dei terreni è caratterizzato da una serie di complessità, legate alla natura granulare e polifase del terreno, che vengono particolarmente esaltate in campo ciclico e dinamico. In campo statico è generalmente sufficiente tener conto della non linearità della relazione sforzi deformazioni per prevedere il comportamento di un sottosuolo; in campo dinamico, a causa del carattere ciclico della maggior parte dei processi, è indispensabile tener conto sia della non linearità, che della non reversibilità del comportamento dei terreni. L'insieme di questi aspetti genera un progressivo accumulo di deformazioni plastiche ed effetti dissipativi derivanti da assorbimento di energia in ciascun tipo di carico. E' necessario analizzare successioni di cicli di carico, l'effetto della velocità di applicazione delle sollecitazioni e della conseguente velocità di deformazione. Nella figura sottostante è riportata la risposta qualitativa del terreno (ciclo d'isteresi di un campione sottoposto a carico ciclico simmetrico), con particolare evidenza di alcuni aspetti che caratterizzano il legame tenso-deformativo.

Il generico ciclo di carico-scarico può essere caratterizzato dall'inclinazione dell'asse che ne congiunge i punti e dall'area racchiusa dal ciclo stesso. L'inclinazione dell'asse rappresenta il modulo trasversale $G = \tau_{pp} / \gamma_{pp}$ equivalente per quel dato livello di deformazione ciclica; l'area racchiusa dal ciclo è proporzionale al rapporto di smorzamento isteretico ξ definito in figura 1.3.

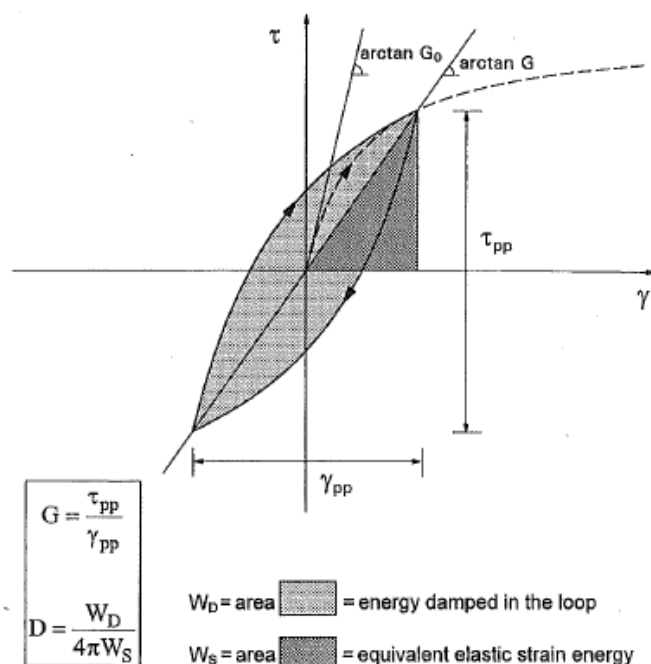


Figura 1.2: Carico ciclico in un terreno

Il luogo dei punti corrispondenti all'estensione della deformazione ciclica fino alla sommità dei cicli d'isteresi è chiamato *blackbone curve*, la cui pendenza all'origine rappresenta il valore più grande del modulo di taglio G_{max} . La caratterizzazione della rigidità di un elemento di terreno richiede la necessità di considerare G_{max} e il modo con il quale varia il rapporto tra moduli G/G_{max} varia con l'ampiezza della deformazione di taglio.

L'involuppo degli estremi dei cicli di isteresi, relativi ad ampiezze di deformazione trasversale ciclica via via crescenti, definisce una curva sforzi-deformazioni che consente di descrivere la variazione del modulo secante G e dello smorzamento ξ con il progredire della deformazione ciclica (figura 1.9).

Così operando si perviene alla sostituzione di un modello di comportamento non lineare del terreno, con uno lineare equivalente [SEED E IDRIS, 1969], che risulta di comodo impiego nei metodi di analisi dinamica e consente nello stesso tempo

di tener conto del fenomeno di dipendenza della risposta dinamica dei terreni dal livello di deformazione [P. CARRUBBA, M. MAUGERI, 1988].

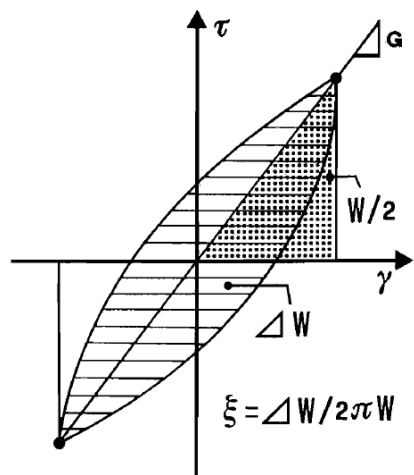


Figura 1.3: Definizione di rapporto di smorzamento

Alla base di questa procedura vi è la evidenza del fatto che, per deformazioni trasversali al di sotto dell'ordine di $10^{-3}\%$, il comportamento esibito dalla maggior parte dei terreni è puramente elastico con deformazioni reversibili.

Nel campo intermedio di deformazioni, ossia per $10^{-2}\% < \gamma < 1\%$, il comportamento del terreno è elasto-plastico e si evidenziano deformazioni permanenti irreversibili; in tale campo il comportamento del terreno è caratterizzato dal progressivo decremento del modulo trasversale col progredire della deformazione trasversale, e nello stesso tempo avviene una dissipazione di energia durante i cicli di applicazione dei carichi. La dissipazione di energia appare indipendente dalla velocità e di natura isteretica, e può essere utilizzato il rapporto di smorzamento per rappresentare le proprietà di assorbimento di energia da parte del terreno.

Dal momento che il livello di deformazione associato è ancora sufficientemente basso e tale da non causare un progressivo cambiamento delle proprietà del terreno, ne segue che il modello trasversale ed il rapporto di smorzamento non

cambiano con il numero di cicli di applicazione del carico [ISHIHARA, 1982]. Tale caratteristica stazionaria può essere rappresentata, con ragionevole grado di accuratezza, dall'uso di una teoria lineare viscoelastica.

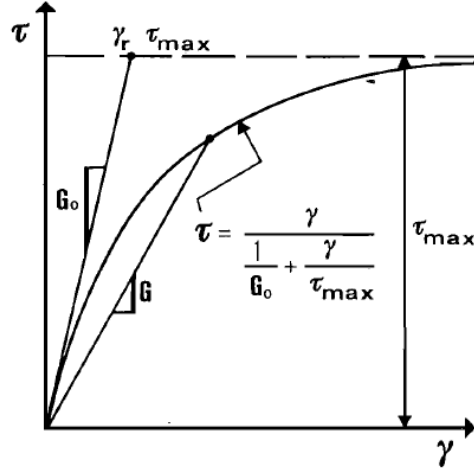


Figura 1.4: Relazione iperbolica sforzi-deformazioni

Il modulo trasversale ed il rapporto di smorzamento, determinati come funzione della deformazione trasversale, sono i parametri che rappresentano le proprietà del terreno in questo campo di deformazioni in cui il comportamento risulta indipendente dal numero di cicli ma dipendente dal livello di deformazione.

Per problemi che coinvolgono campi di deformazioni superiori all'1%, il metodo dell'elasticità lineare equivalente cessa di fornire un riscontro realistico e risulta indispensabile l'adozione di una legge di isteresi in cui le relazioni sforzi-deformazioni devono essere specificate per ogni processo di carico, scarico e ricarico.

La curva di inviluppo dei vertici dei cicli d'isteresi (*backbone o skeleton curve*) è di tipo iperbolico secondo l'espressione 1.1:

$$\tau = \frac{1}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad [1.1]$$

Per essere definita richiede la conoscenza di due soli parametri ossia G_0 che rappresenta il modulo massimo tangente iniziale ottenibile per valori sufficientemente bassi della deformazione ciclica, e τ_{max} che rappresenta lo sforzo tangenziale in condizione di rottura del terreno.

Con riferimento al valore della deformazione ciclica per la quale va misurato il valore G_0 , HARDIN e DRNEVICH [1972] hanno osservato che pur non essendo possibile definire un limite superiore al valore di G al diminuire di γ , tuttavia, misurazioni effettuate con la colonna risonante hanno mostrato che il valore $G_0 = G_{max}$ si ottiene per deformazioni angolari di circa $10^{-4}\%$ o di poco superiori.

Per passare alla legge in termini di sforzi-deformazioni è necessario introdurre la deformazione di riferimento, definita dalla seguente espressione:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad [1.2]$$

dove γ_r rappresenta una deformazione normalizzata per tenere conto del fatto che un'assegnata deformazione non può avere lo stesso effetto su tutti i terreni, oppure sullo stesso terreno sottoposto a differenti stati tensionali.

Tramite l'ausilio della deformazione di riferimento γ_r appena descritta, si può esprimere la legge di decadimento del modulo trasversale nella seguente forma normalizzata:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad [1.3]$$

Il passo successivo è quello di trovare una via di collegamento tra la legge di variazione del modulo trasversale-equivalente e quella dello smorzamento-equivalente; tale correlazione è stata individuata sulla base di alcune considerazioni sulla configurazione geometrica dei singoli cicli di isteresi, indipendentemente dal livello della deformazione ciclica impressa; tali considerazioni consentono di pervenire alla seguente espressione:

$$\frac{\xi}{\xi_{max}} = 1 - \frac{G}{G_0} \quad [1.4]$$

dove ξ_{max} rappresenta il massimo valore del rapporto di smorzamento ottenuto per valori infinitamente grandi della deformazione trasversale ciclica [HARDIN E DRNEVICH, 1972].

1.2 Interazione dinamica terreno – fondazione – struttura

Durante un terremoto, il terreno si deforma per effetto del passaggio delle onde sismiche e trascina nel suo moto la fondazione e la struttura in elevazione. Di contro il moto indotto nella sovrastruttura genera delle forze di inerzia che determinano a loro volta delle sollecitazioni e deformazioni nella fondazione e nel sottosuolo con la generazione di ulteriori onde al contatto palo – terreno. In risposta a ciò, fondazione e struttura in elevazione subiscono ulteriori spostamenti dinamici, che a loro volta generano ulteriori forze d'inerzia, e così via.

Tali fenomeni sono simultanei e costituiscono nel loro insieme l'interazione dinamica terreno – fondazione – struttura. In molti casi risulta conveniente, sia dal punto di vista concettuale che da quello computazionale, separare tale interazione in due fenomeni separati e consecutivi, noti con i nomi di “interazione cinematica” ed “interazione inerziale” e ricavare la risposta del sistema terreno – fondazione – struttura dalla loro sovrapposizione [FLORES-BERRONES E WHITMAN, 1982; DOBRY E O'ROURKE, 1983; KAUSEL E ROESSET, 1974].

In una fondazione profonda sottoposta ad un'eccitazione sismica, la differenza tra il movimento del palo e quello del terreno dipende da numerosi fattori, tra cui i più importanti da tenere in considerazione sono: il contrasto tra la rigidità del palo e del terreno, la frequenza di eccitazione, i vincoli cinematici alla punta e alla testa del palo.

L'interazione cinematica considera gli effetti delle onde incidenti su uno schema semplificato in cui sono presenti la struttura di fondazione (con i pali) e il terreno, mentre la massa della struttura in elevazione è posta uguale a zero, al

duplice scopo di determinare: l'azione sismica trasmessa alla sovrastruttura e l'aliquota delle caratteristiche delle sollecitazioni nei pali, prodotta esclusivamente da tale interazione. Il momento dovuto all'interazione cinematica risulta significativo soprattutto alla testa del palo (con plinti rigidi) e all'interfaccia fra diversi strati se la fondazione è inserita in un terreno non omogeneo.

L'interazione inerziale, invece, si riferisce alla risposta del sistema completo terreno – fondazione – struttura all'eccitazione delle forze di d'Alembert¹ associate alle accelerazioni della struttura in elevazione dovute all'interazione cinematica. L'analisi dell'interazione inerziale è a sua volta suddivisa in due fasi: calcolo dell'impedenza dinamica, schematizzata con molle e smorzatori, della fondazione associata a ciascun modo di vibrare e determinazione della risposta sismica della struttura in elevazione poggiante su tali molle e smorzatori e soggetta all'accelerazione cinematica alla base. Scopo dello studio dell'interazione inerziale è quello di determinare le caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione e l'altra aliquota delle sollecitazioni nei pali di fondazione. La risposta del sistema completo terreno – fondazione – struttura è ottenuta, quindi, dalla sovrapposizione degli effetti, anche se, a rigore, la validità del principio di sovrapposizione degli effetti è legata all'ipotesi di comportamento lineare di tutti i componenti.

Gli effetti dell'interazione cinematica sui profili di spostamento nel palo sono stati studiati da NIKOLAOU ET AL. (1995) con la teoria della propagazione monodimensionale delle onde in combinazione con il modello “*Beam on Dynamic Winkler Foundation*” [MAKRIS E GAZETAS, 1992; KAVVADAS E GAZETAS, 1993]. I risultati di tali studi indicano che, per terreni omogenei, il momento flettente stazionario dovuto ad un input armonico attinge il suo valore massimo in una

¹ La risposta dinamica di un sistema a più gradi di libertà, condizionata dalla distribuzione delle rigidezze e delle masse in elevazione, può essere descritta mediante l'equazione matriciale dell'equilibrio dinamico o di D'Alembert: $m\ddot{x} + v\dot{x} + kx = \ddot{E}q$ con m che indica la massa del fabbricato, v lo smorzamento e k la rigidezza del sistema di isolamento.

sezione posta a circa metà della lunghezza del palo, nel caso di pali liberi di ruotare in testa ed in corrispondenza dell'incastro, invece, nel caso di pali impediti di ruotare in testa. In terreni stratificati *il momento flettente si incrementa in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di rigidità diversa. Tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità fra gli strati*; in alcuni casi, il valore del momento può anche superare quello che insorge in testa al palo, quando questo è impedito di ruotare.

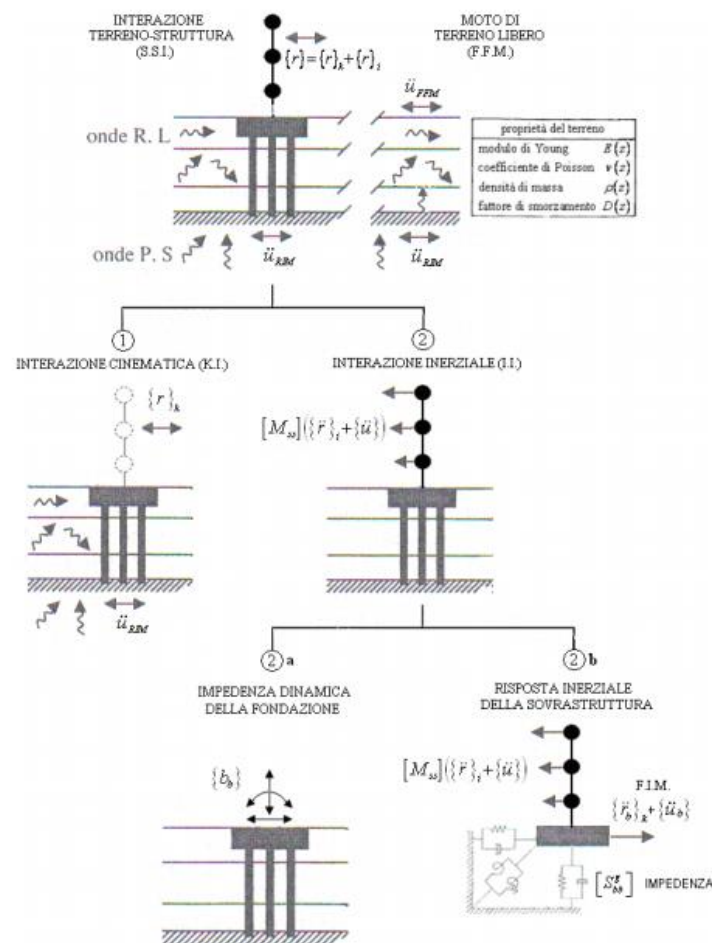


Figura 1.5: Metodo delle sottostrutture per l'analisi dell'interazione dinamica terreno-struttura

Il raggiungimento di un momento massimo all'interfaccia è dovuto al fatto che una parte del palo, immersa in un terreno più resistente, rimane maggiormente

bloccata rispetto all'altra parte, inserita in un terreno più molle, più libera di muoversi. Tale momento, come evidenziato da diversi risultati sperimentali, aumenta all'aumentare della differenza di rigidezza fra i due diversi strati [DEZI F. ET AL., 2010; SICA S. ET AL, 2011].

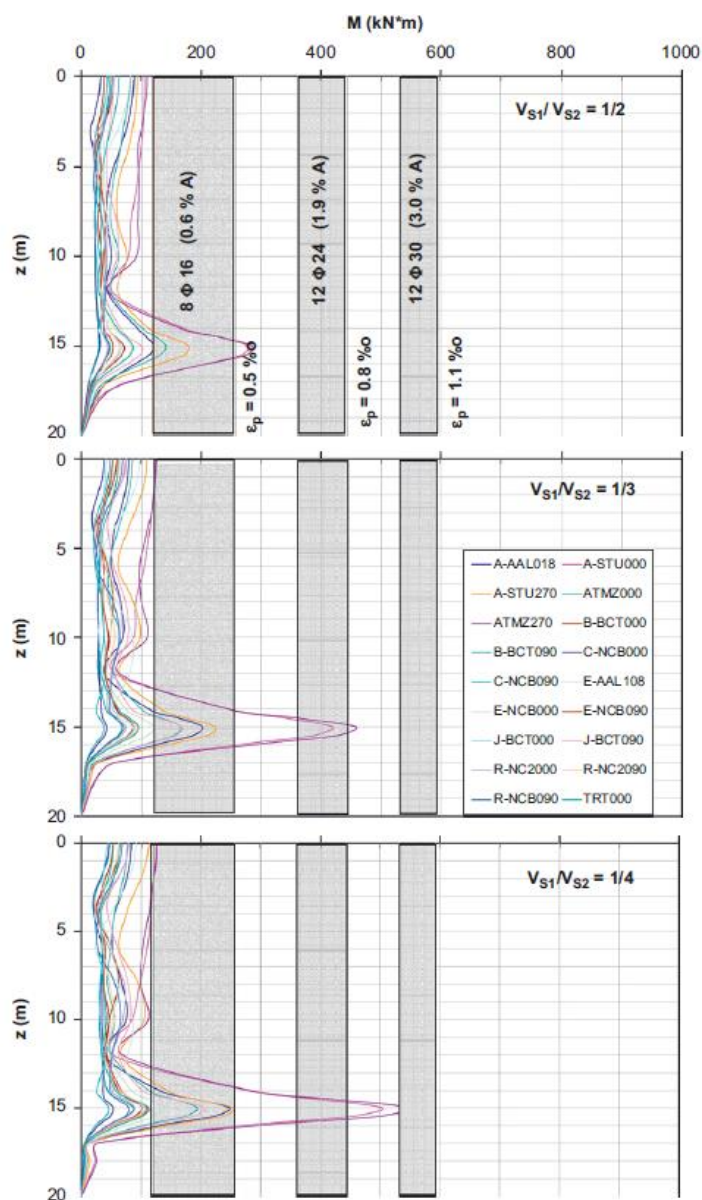


Figura 1.6: Inviluppo momenti in un palo con interfaccia tra i vari strati di terreno posta a 15 m di profondità

Molti autori hanno proposto diverse formule analitiche per la valutazione delle sollecitazioni su pali dovute all'interazione cinematica. Tali formule permettono di calcolare il momento flettente sulla sezione del palo in corrispondenza dell'interfaccia fra due diversi strati di terreno con un netto cambio di rigidità. Tra questi, oltre a quelli precedentemente citati, si ricordano: MARGASON [1975] e DENTE [2005].

Come già detto, lo studio dell'interazione inerziale può essere suddiviso a sua volta in due fasi distinte e sequenziali: la prima finalizzata alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione sotto le azioni sismiche trasmesse dalla fondazione, la seconda relativa all'analisi sotto le azioni inerziali trasmesse dalla sovrastruttura.

La parte geotecnica dello studio dell'interazione inerziale è finalizzata sia alla determinazione dell'impedenza del complesso terreno fondazione, da utilizzare nell'analisi della struttura in elevazione sotto le forze inerziali, sia alla valutazione delle caratteristiche della sollecitazione prodotte nei pali di fondazione per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura [R.M.S. MAIORANO, S. AVERSA].

La determinazione dell'impedenza di una struttura di fondazione riveste particolare interesse nelle verifiche di interazione dinamica terreno – struttura. Nel caso di fondazioni profonde, non potendo prescindere né dalla rigidità relativa palo – terreno, né dalla differente massa unitaria del palo e del terreno, l'impedenza viene convenientemente espressa in termini di rigidità e spostamenti equivalenti valutati in corrispondenza della testa del palo; questi ultimi risultano dipendenti dai parametri meccanici e geometrici sia del palo che del terreno, e dalle condizioni di vincolo del palo, sia alla testa che in punta. In particolare diverse condizioni di vincolo della testa del palo comportano la formulazione delle impedenze in relazione ai possibili gradi di libertà consentiti [P. CARRUBBA, M. MAUGERI, 1995].

Il fatto che, in caso di azione dinamica, le sollecitazioni che caratterizzano la fondazione siano influenzate in parte anche dalla struttura fuori terra induce un

particolare interesse per l'osservazione del comportamento dei pali in presenza di isolatori sismici alla base di un determinato edificio. Ed è proprio su questo punto che si concentra l'obiettivo di questo elaborato.

1.3 Interazione cinematica: modello non lineare scelto per l'analisi

Un palo soggetto a carico ciclico laterale, come è possibile intuire dalla descrizione del fenomeno riportata nel paragrafo precedente, presenta una risposta governata da un comportamento tenso-deformativo fortemente non lineare, il quale si presenta già a bassi livelli di carico applicati.

Per analizzare la risposta sismica del complesso palo-terreno è necessario ricorrere a modelli dinamici sofisticati, che permettano di considerare i fenomeni non lineari che intervengono in vicinanza dei pali e gli effetti cinematici conseguenti al moto del terreno indotto dall'azione sismica.

Nel caso di un palo singolo o di un gruppo di pali, il meccanismo di trasferimento del carico dipende da vari fattori come: le proprietà meccaniche del terreno, la geometria del singolo palo o del gruppo di pali, l'interazione tra i pali ed il terreno circostante. Il comportamento dei pali sotto azioni sismiche è reso oltremodo complicato da ulteriori fattori che entrano in gioco quali, ad esempio, come detto, il comportamento non lineare del terreno, la dipendenza delle proprietà di rigidità e smorzamento del terreno dall'entità delle deformazioni indotte dal sisma, la possibilità di separazione tra palo e terreno, la presenza di stratificazioni nel sottosuolo, etc.

I pali che costituiscono una fondazione, inoltre, sono connessi da una struttura di collegamento che li rende solidali tra loro. Le caratteristiche di rigidità di tale struttura di collegamento condizionano la risposta del gruppo di pali, così come anche il grado di vincolo che si induce al contatto tra struttura di collegamento e la testa dei pali stessi.

Tradizionalmente per lo studio del complesso terreno-fondazione si fa riferimento al metodo delle *curve p-y*, secondo il quale il palo è immerso in un

mezzo alla Winkler con molle di legge non lineare nota. Le curve $p-y$ sono ricavate sperimentalmente e sono reperibili in letteratura per i diversi tipi di terreno. Questa procedura però, non tiene né conto del numero di cicli, né delle caratteristiche e dell'intensità del carico ciclico.

L'approccio progettuale da seguire si fonda dunque su forme statiche e dinamiche non lineari di analisi.

I modelli dinamici non lineari alla Winkler possono essere in genere classificati in modelli a curve non lineari, modelli a tratti lineari, e si possono poi riconoscere modelli di Bouc – Wen, sicuramente tra i più utilizzati negli ultimi vent'anni per il calcolo dell'accumulo del danneggiamento in un materiale sottoposto a carico ciclico. Una descrizione dettagliata di quest'ultimo modello è stata discussa da Allotey (2006) che ha proposto, recentemente, un'estensione del modello originale [ALLOTEY ED EL NAGGAR, 2008]. Questo modello è stato scelto per rappresentare l'interazione palo – terreno nelle analisi descritte nei capitoli successivi.

Le procedure utilizzate nello sviluppo ciclico delle curve $p-y$ sono simili a quelle utilizzate nello sviluppo del modello della risposta unidimensionale del terreno sotto forma di cicli sforzo – deformazione. Lo sviluppo del modello proposto da ALLOTEY ed EL NAGGAR presenta la capacità di definire anche gli aspetti più complessi e meno esplorati dell'interazione palo – terreno, ovvero:

- il degrado di resistenza e rigidezza sotto carico ciclico dovuta a fattori come plasticizzazione, gap e “soil cave-in”;
- la plasticizzazione del suolo e del terreno;
- la formazione di un “*gap*” tra palo e terreno;
- il possibile crollo del suolo nella cavità.

Il modello dinamico proposto dai due autori è implementato nel software utilizzato per l'analisi agli elementi finiti esposta nei capitoli successivi e presenta la caratterizzazione della curva $p-y$ riportata in figura 1.6. Essa

multilineare adatto allo specifico caso di curva monotona non lineare forza-spostamento (curva $p-y$), per un'argilla soffice e una sabbia. I modelli di curve non lineari sono basati su differenti funzioni non lineari, laddove i modelli multilineari possono essere definiti nel modo seguente:

$$p(y) = \sum_{i=1}^j (p_i - p_{i-1}) + \alpha_j K_0 (y - y_i) \quad j = \max(i) \forall y_i \leq y, j \geq 0 \quad [1.5]$$

dove p e y sono rispettivamente la risposta del terreno in termini di sforzo e la relativa deformazione (tali coordinate definiscono l'andamento della curva); α_j è il rapporto di rigidezza dell'ultimo segmento; K_0 è la rigidezza iniziale. Il primo e il secondo segmento della curva rappresentano il raggiungimento fino alla forza di picco, mentre i segmenti terzo e quarto descrivono la resistenza residua che si sviluppa dopo il picco. Una forma possibile della curva dorsale è rappresentata nella seguente figura 3.13.

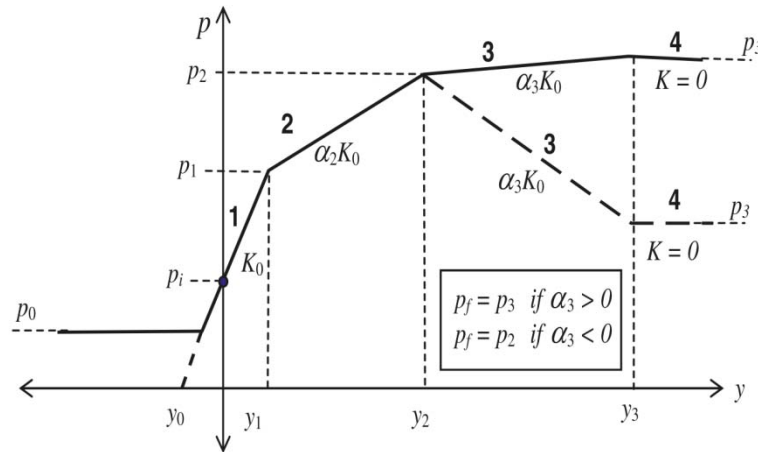


Figura 1.8: Curva dorsale nel modello di Allotey ed El Naggar

I parametri necessari per definire la curva dorsale ($p_0 - p_3$, $y_0 - y_3$, $\alpha_1 - \alpha_3$) possono essere valutati mediante specifici metodi.

Lo spostamento della curva in verticale può essere utilizzato per rappresentare la condizione di spinta attiva nel caso di muri di sostegno [BRIAUD E KIM, 1998], mentre lo spostamento orizzontale verso sinistra indica un effetto di precarico

(con spostamento y_0), come si dovrebbe presentare per il caso dei pali battuti [ALLOTEY, 2006].

1.3.1.1 Sabbia satura

Se siamo, ad esempio, nel caso di una sabbia satura, definito φ l'angolo di attrito, γ il peso specifico del terreno, b il diametro del palo, è possibile calcolare i seguenti valori (dipendenti dall'angolo di attrito):

$$\alpha = \varphi/2 \quad \beta = 45 + \varphi/2 \quad K_0 = 0,4 \quad K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

E' allora possibile calcolare la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza, che risulta essere il minimo tra i due seguenti valori:

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_0 \tan \varphi \tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad [1.6]$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \varphi \tan^4 \beta \quad [1.7]$$

dove p_{us} è definito come “*theoretical ultimate soil resistance due to wedge failure*” e p_{sd} come “*theoretical ultimate soil resistance due to horizontal flow failure*”.

Le curve definite dalle equazioni appena descritte si intersecano alla profondità z_t . Per le profondità maggiori rispetto a z_t è valida la prima delle due, per le profondità inferiori è invece valida la seconda.

La deformazione corrispondente alla resistenza ultima si definisce y_u ed è convenzionalmente pari a $3b/80$. E' possibile, in seguito definire:

$$p_{ult} = A_s p_s \quad [1.8]$$

dove A_s è un coefficiente per i carichi statici o ciclici, e per le sabbie sature presenta i valori definiti nella tabella 3.1.

Definito poi y_m pari a $b/60$, è possibile calcolare p_m :

$$p_m = B_s p_s \quad [1.9]$$

con B_c definito nella tabella 3.1.

z/D	0	0,55	1	1,5	2	2,5	3	4	5
A_s	2,9	2,55	2,18	1,8	1,54	1,3	1,1	0,94	0,88
B_s	2,22	1,85	1,55	1,27	1,05	0,88	0,72	0,53	0,5

Tabella 1.1: Coefficienti A_s e B_s

Noto il valore k_{py} , desumibile dalla tabella 3.2, si definisce l'andamento del tratto iniziale rettilineo di curva $p = (k_{py}z)y$ e il tratto parabolico secondo i seguenti parametri:

$$p = Cy^{\frac{1}{n}} \quad m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad n = \frac{p_m}{my_m} \quad C = \frac{p_m}{y^{1/n}} \quad y_k = \left(\frac{C}{K_{py}\chi} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

Relative density	Loose	Medium	Dense
k_{py} [MN/m ³]	5,4	16,3	34

Tabella 1.2: Valori di k_{py} per diversi tipi di sabbie

Un esempio dell'andamento delle curva p - y per sabbie sature è riportato nella figura 1.9.

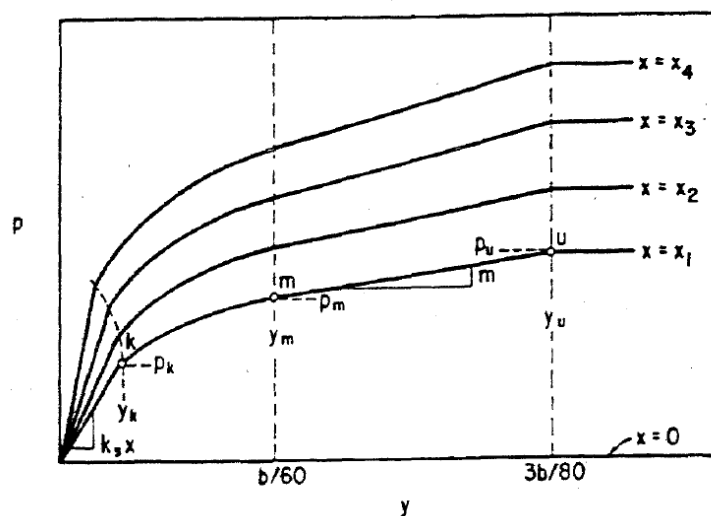


Figura 1.9: Esempio di curve p - y per le sabbie

1.3.1.2 Argilla tenera e argilla dura

Se siamo invece in presenza di argilla soffice l'andamento della curva p - y si caratterizza nel modo seguente:

1. Innanzitutto è necessario stimare la variazione con la profondità della resistenza a taglio non drenata c e del peso di volume effettivo γ' . Si ottiene così il valore di ε_{50} , che corrisponde alla deformazione in corrispondenza della metà della resistenza ultima del terreno. Tipici valori di ε_{50} sono riportati nella tabella seguente:

Consistency of Clay	ε_{50}
Soft	0,020
Medium	0,010
Stiff	0,005

Tabella 1.3: Valori di ε_{50} per diversi tipi di argilla

2. Si passa poi a determinare la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza del palo, utilizzando il minimo valore ottenuto dalle seguenti equazioni:

$$C_u = \left[3 + \frac{\gamma'}{c} \chi + \frac{J}{b} \chi \right] \quad C_u = 9cb \quad [1.10]$$

dove γ' e c sono già stati definiti, x rappresenta la profondità determinata a partire dal piano campagna, b è il diametro del palo, e J è un parametro empirico che viene solitamente determinato ed è pari a 0,5 per le argille soffici e 0,25 per le argille di media consistenza. Con questo metodo è dunque possibile calcolare il valore di P_u ad ogni profondità che viene richiesta.

3. Successivamente possibile calcolare la deformazione in corrispondenza della metà della resistenza ultima del terreno:

$$y_{50} = 2,5 \varepsilon_{50} b \quad [1.11]$$

4. Si determinano poi i vari punti della curva $p-y$ attraverso l'equazione seguente. Il valore di p rimane costante fino al raggiungimento del valore $y = 8y_{50}$.

$$\frac{P}{P_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad [1.12]$$

L'andamento delle curve $p-y$ per le argille tenere è esemplificato nella figura seguente:

1.3.2 Curve di scarico e ricarico (SRC e GUC)

L'approccio utilizzato per derivare le curve di scarico e di ricarico è un adattamento dell'approccio di PYKE (1979).

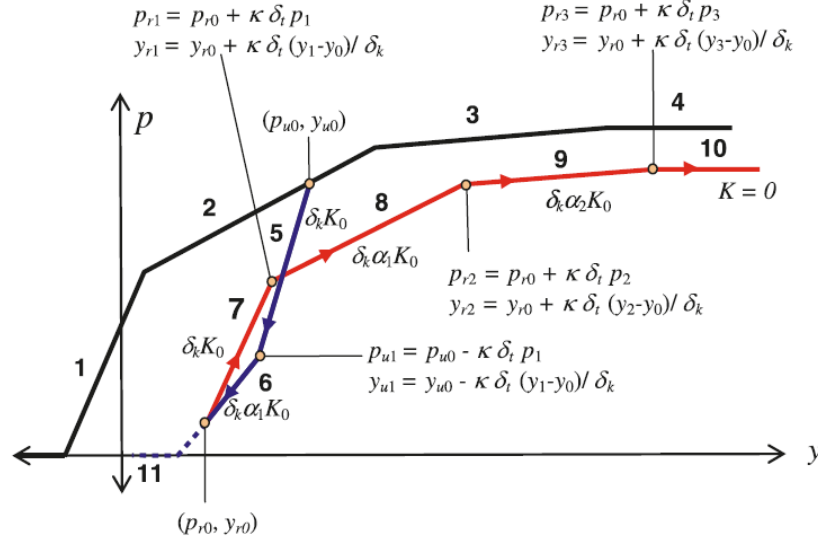


Figura 1.12: Dettaglio della curva di scarico (SRC) e ricarico (GUC)

La figura 1.12 mostra un esempio di curva di ricarico, chiamata *standard reload curve* (SRC), e di curva di scarico, chiamata *general reload curve* (GUC). Queste curve derivano da un modello di curva dorsale simile a quello proposta da MASING e descritto nel paragrafo 1.2. Il fattore di scala, in questo caso, è stimato utilizzando il metodo di PYKE, modificato per tener conto degli effetti del degradamento della resistenza:

$$\kappa = 1 \pm \frac{p_{ur}}{\delta_t p_f} \quad [1.13]$$

dove i segni più e meno denotano rispettivamente lo scarico e il ricarico. La curva SRC è composta da 4 segmenti (da 7 a 10, come è possibile osservare in figura) per quanto concerne la curva dorsale monotona; il comportamento post picco è invece descritto da tre segmenti, da 7 a 9. Le equazioni per la

determinazione dell'andamento della curva multilineare sono derivabili dalle seguenti espressioni:

$$p'_i = \sum_{i=1}^j \delta_y(p_i - p_{i-1}) \quad y'_i = \sum_{i=1}^j \frac{\delta_i(y_i - y_{i-1})}{\delta_k} \quad j = \max(i) \forall y_i \leq y, j \geq 0 \quad [1.14]$$

In figura 1.11 sono riportate le equazioni per le varie coordinate della curva SRC ($p_{r1}, y_{r1}; p_{r2}, y_{r2}; p_{r3}, y_{r3}$) e della curva GUC (p_{u1}, y_{u1}).

Un'espressione per tracciare la curva base SRC è stata diffusa utilizzando un *dataset* compilato da LONG e VANNESTE (1994), i quali hanno evidenziato che il fenomeno del “*soil cave-in*” può essere ricollegato al tipo di carico. Facendo riferimento ai loro studi, l'origine della curva base SRC, y_{r1} , può essere derivato dalle seguenti espressioni [ALLOTEY, 2006]:

$$y_{r1} = y_0 + h_L(y_{un} - y_0)$$

$$h_L = \frac{1}{1 - \Lambda \phi_h} \quad [1.15]$$

$$\phi_h = \frac{y_{mx} - y_{un}}{y_m + y_{un} - 2y_0}$$

dove h_L è una funzione iperbolica che dipende dal parametro di *cave-in*, Λ ($\Lambda \geq 0$), e il rapporto di carico ciclico, ϕ_h (massima distanza mossa al minimo livello di forza per il caso di carico in due direzioni; dove $\phi_h = -1$ rappresenta due direzioni di carico, mentre $\phi_h = 0$ rappresenta un'unica direzione di carico). Inoltre, y_{mx} è lo spostamento massimo per il livello minimo di forza applicata, y_{un} è il più basso valore di spostamento per il livello di forza minimo e y_0 è il punto di origine della curva dorsale.

Il valore del parametro di *cave-in* $\Lambda = 0$ rappresenta l'assenza del fenomeno di *cave-in*; $\Lambda = 5$ rappresenta invece la stima migliore di questo parametro in caso di confinamento. Nella figura sottostante sono riportati i risultati ottenuto da Long e Vanneste (1994) per diversi valori di Λ .

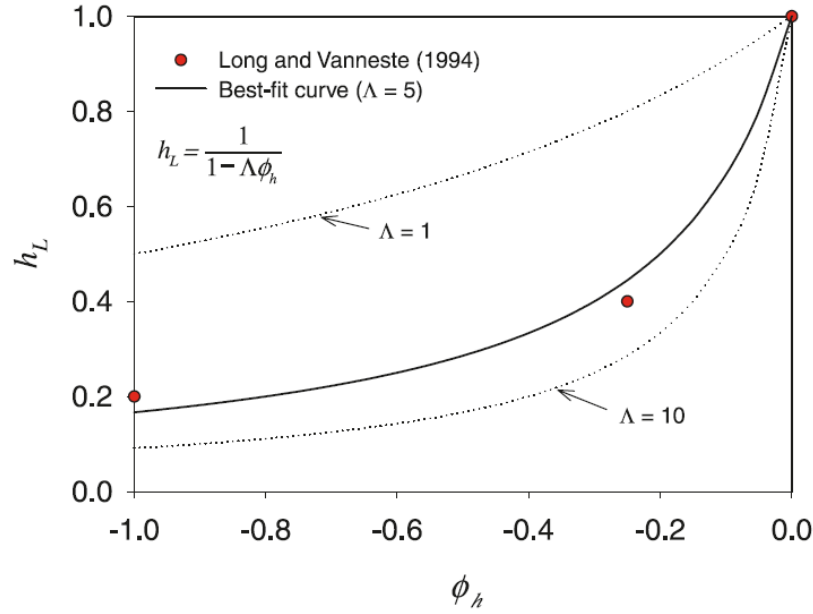


Figura 1.13: Curva iperbolica empirica per stimare l'origine della curva base SRC

1.3.3 Curva diretta di ricarico (DRC)

La curva diretta di ricarico (DRC) simula la reazione del terreno alla deformazione e al movimento della fondazione nella zona di allentamento (*slack zone*).

La DRC prende avvio immediatamente dopo un movimento corrispondente ad un livello minimo di forza alle estremità negative. Essa è una curva ad incrudimento con andamento convesso, il quale è controllato da un parametro di limitazione della forza λ_f ($0 \leq \lambda_f \leq 1$), che si riferisce a metà del valore della forza massima, e da un parametro di forma della curva, λ_s ($0 \leq \lambda_s \leq 1$), che può essere appunto utilizzato per controllare e definire la forma della curva diretta di ricarico stessa. Entrambi i parametri appena presentati definiscono l'andamento del ciclo di isteresi che si viene a formare. Nel caso di risposta non confinata, o in presenza di un gap (per esempio nel caso di un palo in argilla densa), $\lambda_f = \lambda_s = 0$,

mentre nel caso di risposta confinata (per esempio nel caso di palo immerso in sabbia asciutta), $\lambda_f = \lambda_s = 1$.

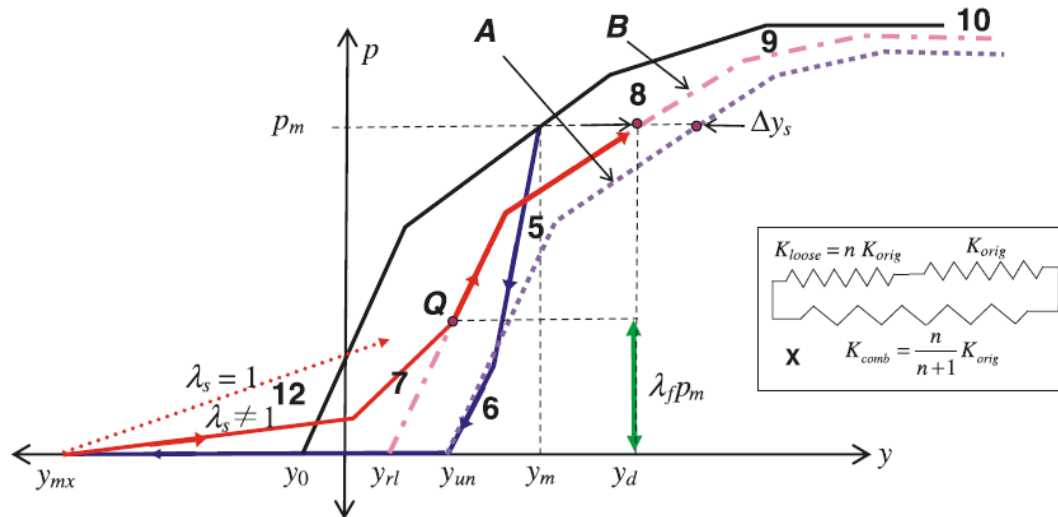


Figura 1.14: Dettaglio della curva diretta di ricarico

Facendo riferimento alla figura 1.14, è possibile descrivere il fenomeno dell'ingresso del terreno all'interno della cavità (*gap*) che si forma tra palo e terreno stesso (fenomeno del *cave-in*). La curva A rappresenta la curva standard di ricarico per una fondazione che si muove indietro fino a toccare il terreno nel punto in cui le due entità si sono separate. La curva B è un offset verso sinistra della curva A di una quantità Δy_s e rappresenta il percorso in caso ci sia del terreno che crolla all'interno della cavità formatasi tra palo e terreno; tale offset aumenta all'aumentare in grandezza della cavità e può essere espresso come di seguito espresso. La grandezza della cavità, il comportamento di incrudimento, può essere rappresentata attraverso due molle disposte in serie:

- Una molla all'estremità sinistra che rappresenta il terreno sciolto che va ad inserirsi all'interno della cavità stessa (K_{loose});
- Una molla all'estremità destra che rappresenta il terreno originario (K_{orig}).

Inizialmente la rigidezza combinata K_{comb} delle due molle è controllata dal terreno molle e le deformazioni sono governate dalla sua densificazione. La rigidezza del terreno sciolto così aumenta e si avvicina al terreno originario. Poichè il suolo compresso raggiunge una pressione di confinamento simile a quella del terreno originario, occupa un volume finito all'interno del gap, la risposta seguirà la curva B. La curva DRC termina nel punto in cui interseca la curva base SRC.

1.3.4 Modellazione del degrado ciclico

Il degrado ciclico D rappresenta il danno che si accumula durante i cicli di carico e scarico. L'incremento di danno ΔD per il ciclo corrente si calcola nel seguente modo [ALLOTEY, 2006]:

$$\Delta D_{j,j-1} = \frac{1}{2N_f(S_i)}, \quad S_i = S_{rj} - S_{rj-1} \quad [1.16]$$

dove N_f è il numero di cicli per giungere a rottura, mentre S_{rj} e S_{rj-1} rappresentano rispettivamente il rapporto di forza iniziale e finale per il corrente ciclo di carico. Il valore di N_f è ottenuto dalla curva $S-N$, la curva che esprime la condizione di rottura. Questa è definita dal rapporto di sforzo ciclico (stress) a $N = 1$, e dalla pendenza negativa della linea che esprime la condizione di rottura, η_{SN} . Due possibili configurazioni della curva che esprime la condizione di rottura sono definite tramite un modello logaritmo – logaritmo [SHARMA E FAHEY, 2003] e da un modello semilogaritmico [HYODO ET AL., 1994]. Un esempio di funzione di degrado ellittica per arrivare a calcolare i fattori di degrado di resistenza e rigidezza è la seguente [ALLOTEY, 2006]:

$$\delta_\zeta = 1 + (\delta_{m\zeta} - 1)[1 - (1 - D)^{\theta_\zeta}]^{\frac{1}{\theta_\zeta}} \quad [1.17]$$

dove ζ sta per k o t (pedici che indicano i fattori di degrado, rispettivamente, di resistenza o rigidezza, δ_k e δ_t), $\delta_{m\zeta}$ è il minimo o massimo accumulo di degrado, e θ_ζ è il parametro che definisce la forma della curva.

1.3.5 Risultati sperimentali: esempi numerici di curve p - y

Attraverso i procedimenti descritti nei paragrafi precedenti, è possibile definire dunque diversi andamenti delle curve dorsali p - y per differenti tipi di terreno.

Consideriamo dapprima un palo, del diametro di 1 metro e lunghezza di infissione di $z = 20$ metri, inserito in una sabbia satura, che presenta i seguenti parametri:

$\phi [^\circ]$	$\phi [\text{rad}]$	$\gamma [\text{KN/m}^3]$	$\alpha [^\circ]$	$\beta [^\circ]$	K_θ	K_a	K_p	K_{pys}
33	0,576	10	16,50	61,50	0,8	0,29	3,39	16300

Tabella 1.4: Parametri di sabbia satura per la definizione delle curve p - y

A diverse profondità si ottengono dunque i seguenti andamenti e valori numerici:

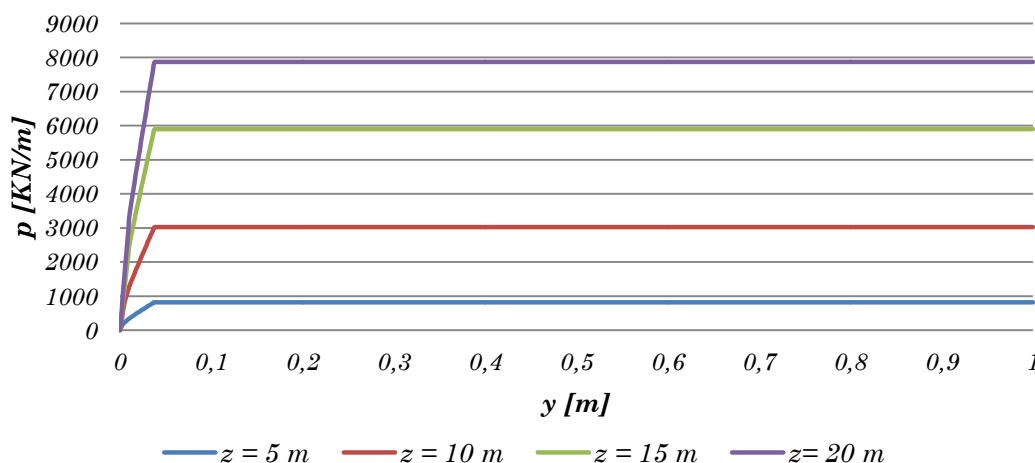


Figura 1.15: Andamento delle curve p - y per una sabbia satura a diverse profondità

Se invece si considerano diverse tipologie di sabbia, facendo variare l'angolo di attrito e considerando la medesima profondità ($z = 10$ metri), si ottiene:

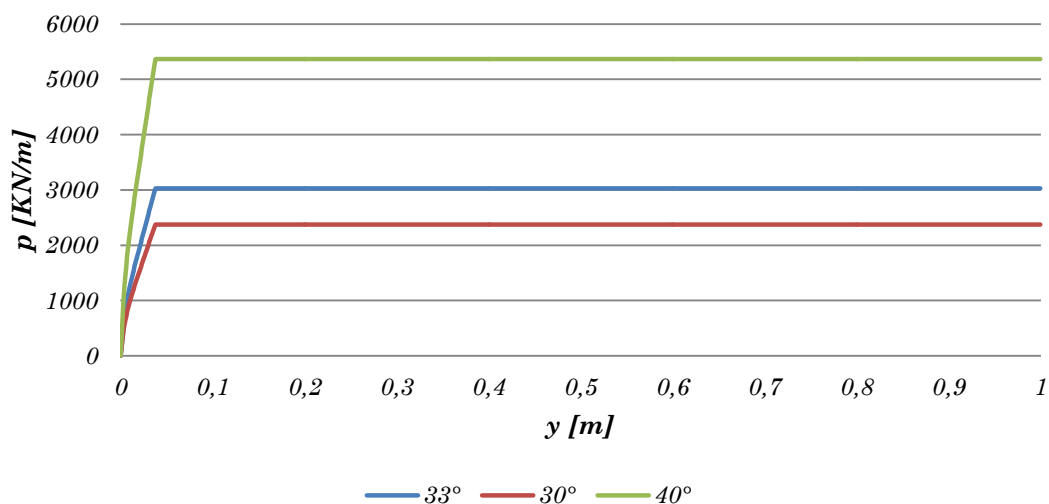


Figura 1.16: Andamento delle curve p - y per sabbie di diversa consistenza

Passiamo ora ad analizzare il comportamento di un'argilla tenera, caratterizzata dai seguenti parametri:

C_u [kN/m ²]	J	γ [kN/m ³]	ε_{50}	y_{50}	p_{ult} [kN/m]
30	0,50	5,64	0,02	0,05	270,00

Tabella 1.5: Parametri per la definizione delle curve p - y in argille molli

Facendo variare la profondità si ottengono gli andamenti riportati nella figura sottostante. E' possibile notare che la variazione della curva oltre una certa profondità è minima, per questo si riportano i risultati relativi solamente a due diverse profondità di infissione, molto lontane tra loro. Vi è infatti da riconoscere, per le argille, una profondità limite z_r , ovvero una profondità di transizione, in corrispondenza della quale viene raggiunto il valore limite da meccanismo di rottura di flusso.

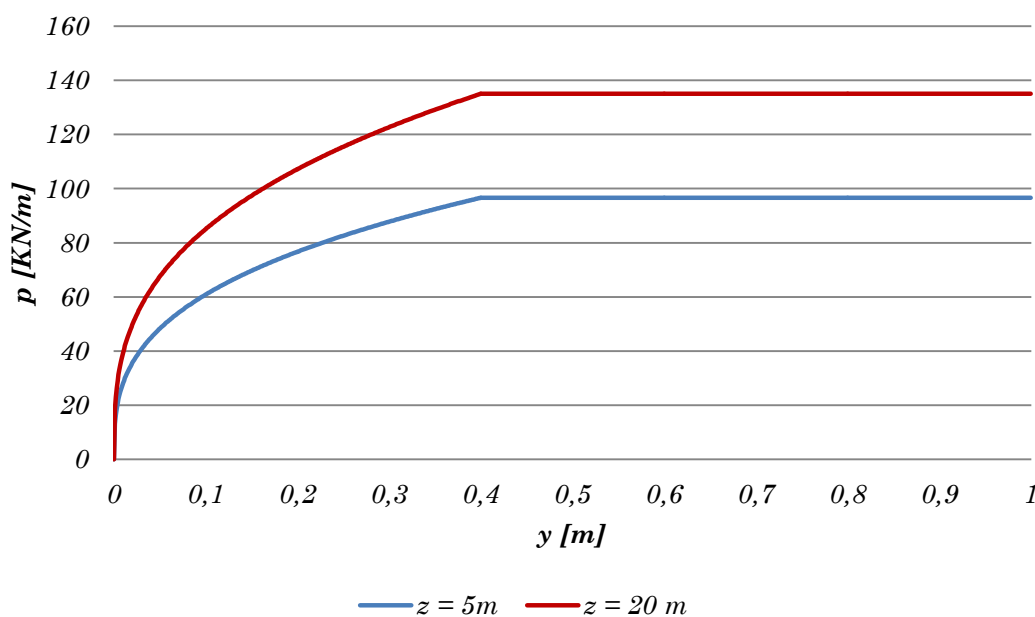


Figura 1.17: Andamento delle curve p - y per argille molli a diversa profondità

Viste dunque le considerazioni presenti in questo capitolo ed, in modo particolare, considerando quanto riportato al paragrafo 3.3, secondo cui in presenza di carico dinamico, esiste un' aliquota di carico rilevante (interazione inerziale) che la sovrastruttura trasmette alla sottostruttura di fondazione, risulterebbe sicuramente conveniente, per avere una sollecitazione minore nella struttura di fondazione, isolare sismicamente la sovrastruttura attraverso opportuni sistemi di isolamento da valutarsi e dimensionarsi caso per caso. Oggetto del presente studio è dunque l'isolamento sismico di un edificio ideale, fondato su pali, caratterizzati da un'interazione terreno – fondazione rappresentata dal modello di ALLOTEY ed EL NAGGAR, prendendo in considerazione, in modo particolare, l'isolatore a pendolo a doppia superficie di scorrimento (*Double Friction Pendulum Bearing*).

2 ISOLAMENTO SISMICO: GENERALITÀ

2.1 Il concetto di “*base isolation system*”

Il concetto di isolamento alla base di un edificio o di una qualsiasi struttura utilizza la parola “isolamento” nell’accezione che esprime “lo stato di essere separati”. Si vuole intendere, nel senso letterale del termine, che la struttura viene separata dalle sue fondazioni. Oggi, l’originale termine “*base isolation*” è più comunemente espresso nella forma di “*seismic isolation*” (isolamento sismico), riflettendo che in qualche caso l’isolamento della struttura è disposto ad un livello superiore rispetto a quello di base – come ad esempio può avvenire in un ponte, dove la sovrastruttura è separata dalle pile che rappresentano la sottostruttura. In un certo senso il termine “isolamento sismico” risulta essere più accurato in quanto l’opera è separata dagli effetti del sisma, o dal terremoto stesso.

Intuitivamente, il concetto di separare la struttura dal terreno di fondazione per diminuire il pericolo sismico è abbastanza semplice da cogliere. Dopotutto, in un terremoto è il terreno a muoversi ed è dunque il movimento del terreno di fondazione stesso a provocare i maggiori danni all’edificio o all’opera

infrastrutturale. Un aeroplano che vola al di sopra di un sisma non risente di questo: il principio su cui si basa l'isolamento sismico è dunque il medesimo. Se il suolo si muoverà l'edificio dovrà rimanere fermo.

Ma il concetto di isolamento sismico si scontra con i requisiti ingegneristici: per sopportare la forza di gravità la struttura deve essere ancorata al suolo. Dunque, idealmente, per ridurre il danno dovuto a forze sismiche, l'edificio dovrebbe essere totalmente separato dal terreno, ma ciò non è possibile.

Nella pratica allora si utilizzano sistemi che prevedono un compromesso tra la stabilità al suolo per resistere alla gravità e la separazione dal suolo per resistere al sisma.

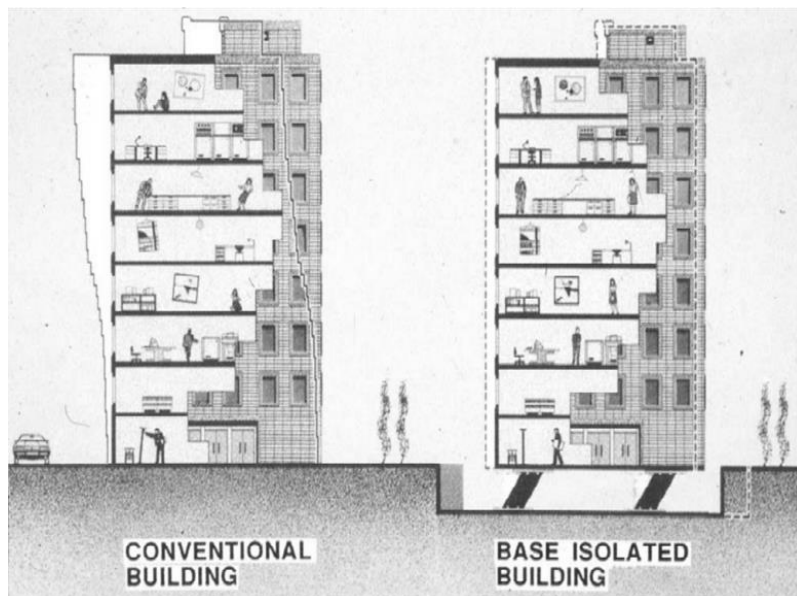


Figura 2.1: *Differenza tra edificio isolato alla base ed edificio convenzionale*

2.2 Introduzione all'isolamento sismico

La progettazione antisismica delle strutture deve, come altre condizioni di carico (gravità, vento, etc.), soddisfare i requisiti proposti dalla seguente espressione:

$$DOMANDA \leq CAPACITA'$$

dove la domanda è caratterizzata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura.

Noi sappiamo che i terremoti accadono e sono incontrollabili. Quindi, in questo senso, è necessario prendere atto della domanda richiesta e fare in modo di essere certi che la capacità sia maggiore di essa. Il sisma causa forze d'inerzia proporzionali al prodotto tra la massa dell'edificio e l'accelerazione sismica del suolo. La capacità dovrebbe dunque aumentare per ridurre il danno strutturale.

Non è consigliabile continuare ad aumentare la resistenza dell'edificio indefinitamente. In zone ad elevato rischio sismico l'accelerazione infatti causa forze sulla struttura che potrebbero superare di una o anche due volte l'accelerazione di gravità, g . Inoltre non è vantaggioso dal punto di vista economico accrescere in modo indefinito la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti. Conseguentemente, i codici sismici di calcolo moderni permettono di ricorrere alla duttilità strutturale per soddisfare la disequazione sopra descritta, che diviene quindi condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate, e non più sulla resistenza. L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

Due possibili strade si aprono seguendo una filosofia di progettazione basata sull'aumento della capacità: (i) aumentare la resistenza, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni sulla struttura, (ii) accrescere la duttilità globale, attraverso una progettazione finalizzata a sviluppare meccanismi di plasticizzazione favorevoli e ad ottenere elevate capacità duttili locali mediante accurati dettagli costruttivi. Questa seconda alternativa è quella seguita dalle moderne normative, applicando i criteri del

“*capacity design*” (o gerarchia delle resistenze) per diminuire la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d’insieme. Il progetto è poi completato con il controllo degli spostamenti interpiano (*drift* interpiano) per terremoti di media intensità, in modo tale da limitare i danni alle parti non strutturali.

La progettazione antisismica attuale, dunque, presenta come obiettivi fondamentali quelli di evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, attraverso l’applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali, come rigidezza, resistenza e duttilità, e di regole progettuali che permettano di ottenere un buon controllo del comportamento dinamico delle costruzioni in campo non lineare [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

L’isolamento sismico realizza essenzialmente una separazione tra il moto del terreno e quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l’altezza della struttura stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici, fra la pila e l’impalcato, nei ponti), che risulta dunque suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura. La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita dall’introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi d’appoggio, detti isolatori, caratterizzati da un’elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidezza in direzione verticale. L’insieme degli isolatori rappresenta il sistema di isolamento.

In genere la sottostruttura è molto rigida e quindi subisce all’incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall’aumento di deformabilità conseguente all’introduzione del sistema di isolamento. Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell’intervallo 0,2 –

0,8 sec, dove cade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi di isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo fondamentale del sistema strutturale (sottostruttura – isolamento – sovrastruttura) in una zona dello spettro corrispondente ad una accelerazione minore. Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano decisamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere facilmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali. L'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, i quali però si concentrano nel sistema d'isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto. La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano (*drift*) molto contenuti. Di conseguenza si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali. Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, il sistema di isolamento nel suo insieme può essere dotato di un'elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del 10 – 30%.

L'isolamento sismico di una struttura può essere realizzato seguendo due differenti strategie:

- Incrementando del periodo, senza o con dissipazione di energia;
- Limitando la forza, senza o con dissipazione di energia.

Nella prima strategia, quella con incremento del periodo si utilizzano dispositivi a comportamento quasi elastico, per abbattere le accelerazioni sulla struttura, secondo i principi sopra descritti. Considerando il comportamento del sistema strutturale dal punto di vista energetico, la riduzione degli effetti sulla struttura

è ottenuta principalmente mediante l'assorbimento nei dispositivi di gran parte dell'energia sismica in input, sotto forma di energia di deformazione, in buona parte dissipata per isteresi dai dispositivi stessi al completamento di ogni ciclo di oscillazione (o ciclo isteretico). La dissipazione d'energia del sistema d'isolamento riduce sia gli spostamenti alla base, che, entro certi limiti, le forze trasmesse alla sovrastruttura.

Nella seconda strategia, quella che prevede la limitazione della forza si utilizzano dispositivi a comportamento rigido o elastico – perfettamente plastico, o comunque fortemente non lineare, caratterizzato da un ramo pressoché orizzontale per grandi spostamenti (ciò significa che l'incrudimento è quasi nullo). La diminuzione degli effetti dell'evento sismico sulla sovrastruttura avviene attraverso la limitazione, da parte degli isolatori, della forza trasmessa alla sovrastruttura. L'imposizione di un limite massimo alla forza trasmessa può essere anche interpretata come un'applicazione del “*capacity design*” a livello di sistema strutturale, nella quale viene stabilita una gerarchia tra la resistenza globale della struttura e la “resistenza” del sistema d'isolamento. La dissipazione di energia del sistema d'isolamento è sfruttata essenzialmente per contenere gli spostamenti alla base. Ciò si traduce anche in una riduzione della forza trasmessa nel caso d'incrudimento non trascurabile.

Nell'isolamento degli edifici, la tecnica sicuramente più utilizzata, è quella basata sull'incremento del periodo. Ciò accade per varie ragioni, tra le quali, per esempio, quelle legate ad aspetti tecnologici e realizzativi. La tecnica basata sulla limitazione della forza viene applicata soprattutto nei casi in cui il controllo delle forze indotte dal sisma sulla struttura rappresenta l'aspetto fondamentale della progettazione, ed in linea di principio anche nei casi in cui la strategia ad incremento del periodo raggiunge i suoi limiti di applicabilità e convenienza (ad esempio in presenza di strutture deformabili o di terremoti attesi con elevato contenuto energetico alle basse frequenze) [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010]. Uno degli aspetti positivi della strategia della limitazione della forza è la sostanziale indipendenza dell'efficacia

dell'isolamento sismico dalle caratteristiche del sisma (intensità e contenuto in frequenze), a condizione di poter accettare spostamenti anche molto ampi del sistema di isolamento [CONSTANTINOU ET AL.1988].

2.2.1 Vantaggi dell'isolamento sismico

L'adozione di un sistema di isolamento sismico comporta diversi benefici per la struttura. Esso permette infatti di ottenere una sensibile riduzione delle accelerazioni sulla struttura, rispetto alla configurazione a base fissa (struttura non isolata), che determina:

- l'abbattimento delle forze d'inerzia, e quindi delle sollecitazioni, prodotte dal sisma sulla struttura, tale da evitare il danneggiamento degli elementi strutturali (travi, pilastri, etc.) anche sotto terremoti violenti;
- una drastica riduzione degli spostamenti interpiano, tale da ridurre notevolmente o eliminare del tutto il danno agli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, etc.) e garantire la piena funzionalità dell'edificio, anche a seguito di un terremoto violento;
- un'elevata protezione del contenuto strutturale;
- una percezione molto minore delle scosse sismiche da parte degli occupanti.

Tutto ciò sta a significare una notevole riduzione o addirittura un totale azzeramento dei costi di riparazione dell'edificio a seguito di un evento sismico, anche di elevata intensità. Rispetto ad una normale struttura antisismica, i costi iniziali possono essere leggermente superiori - dell'ordine del 10% del costo strutturale [KELLY TE, 2001] - ma talvolta possono anche risultare inferiori, essendo funzione di numerosi parametri, come per esempio:

- le dimensioni e il numero di piani;
- la conformazione dell'edificio, in relazione alla facilità di sistemazione del piano di isolamento;

- la maglia strutturale, in relazione al numero di dispositivi necessari per realizzare il sistema di isolamento;
- il contenuto in frequenze dell'azione di progetto, in relazione all'entità dell'abbattimento delle accelerazioni;
- la presenza di edifici in adiacenza, in relazione alla realizzazione di giunti di separazione e alle relative problematiche architettoniche e impiantistiche;
- il tipo di dispositivi del sistema di isolamento.

In modo particolare il numero di piani che caratterizza la struttura può risultare sfavorevole se troppo piccolo o troppo grande. Nel primo caso, perché l'incidenza del costo dei dispositivi e delle maggiori lavorazioni sulla struttura nel piano d'isolamento si ripartisce su un numero limitato di piani; nel secondo caso perché il periodo della struttura, considerata a base fissa, può risultare elevato e tale da limitare i vantaggi dell'isolamento in termini di riduzione delle forze sismiche.

Gli indubbi vantaggi di tipo socio – economico dell'isolamento sismico si apprezzano ancora di più negli edifici che, per la funzione ivi svolta, devono rimanere operativi dopo un terremoto violento, ad esempio gli ospedali o i centri operativi per la gestione dell'emergenza, oppure nelle strutture il cui contenuto ha un valore di gran lunga superiore a quello della struttura stessa (scuole, musei, banche, centri di calcolo, etc.) o in quelle ad alto rischio (centrali nucleari o chimiche, etc.) [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

2.3 Basi teoriche dell'isolamento sismico

Per semplificare l'interpretazione del comportamento di un edificio isolato alla base, si individuano due componenti fondamentali nella deformabilità complessiva del sistema strutturale: l'isolamento sismico e la sovrastruttura, e due componenti inerziali, la massa del basamento della struttura, direttamente

vincolata a terra attraverso il sistema di isolamento, e la massa della sovrastruttura, esclusa la massa di base, che si muove rispetto a quest'ultima, essendo ad essa collegata dalla sovrastruttura stessa.

L'analisi del comportamento di una struttura isolata può essere effettuata utilizzando il modello illustrato in figura 2.2. Essa riporta un sistema elastico lineare a masse concentrate, che rappresenta la semplificazione estrema del sistema strutturale a cui si è fatto riferimento nel paragrafo precedente, dove masse, rigidezze e dissipazione di energia della sovrastruttura sono distribuiti lungo l'altezza dell'edificio [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010]:

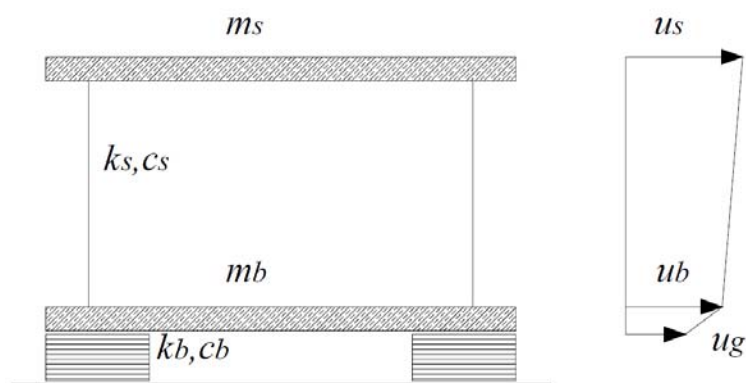


Figura 2.2: Modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base

con m_s che rappresenta la massa della sovrastruttura, ad esclusione del piano di base, la quale si muove rispetto a quest'ultima, essendo ad essa collegata dalla sovrastruttura stessa; m_b la massa del piano di base al di sopra degli isolatori. Tutti gli elementi strutturali si presume siano linearmente elastici con smorzamento viscoso lineare. Poichè la maggior parte dei sistemi di isolamento sismico sono intrinsecamente non lineari, tale fattore è tenuto in conto in analisi di questo tipo stimando la rigidezza e lo smorzamento attraverso equivalenti processi di linearizzazione. La rigidezza e lo smorzamento della sovrastruttura e del sistema di isolamento sono indicati con k_s e c_s , e con k_b e c_b , rispettivamente.

Il modello è caratterizzato da due gradi di libertà dinamici, corrispondenti agli spostamenti orizzontali delle due masse, denotati in figura con u_s e u_b , mentre u_g rappresenta lo spostamento del terreno.

Un'analisi piuttosto dettagliata della risposta di questo modello al moto del suolo è fornita da KELLY [1990].

I principali risultati sono espressi in termini di spostamenti relativi v_s , v_b derivati dagli spostamenti assoluti u_s , u_b , u_g :

$$\begin{aligned} v_b &= u_b - u_g \\ v_s &= u_s - u_b \end{aligned} \quad [2.1]$$

La frequenza della struttura a base fissa, $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$, e la frequenza di isolamento $\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{(m_s+m_b)}}$ sono assunti come ampiamente separati.

Il parametro $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2$ (rapporto delle pulsazioni) caratterizza il divario tra le due frequenze e solitamente può variare tra 10^{-1} e 10^{-2} .

Definito il rapporto di massa $\gamma = \frac{m_s}{m_s+m_b}$ esso deve sempre essere minore di 1.

I rapporti di smorzamento viscoso della struttura e del sistema di isolamento, β_σ e β_b , rispettivamente $\beta_\sigma = \frac{c_s}{2m_s\omega_s}$ e $\beta_b = \frac{c_b}{(2\omega_b(m_s+m_b))}$ sono dello stesso ordine di grandezza di ε e permettono di ricavare le equazioni del moto del sistema:

$$\begin{aligned} \ddot{v}_b + \gamma\ddot{v}_s + 2\omega_b\xi_b\dot{v}_b + \omega_b^2v_b &= -\ddot{u}_g \\ \ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2\omega_s\xi_s\dot{v}_s + \omega_s^2v_s &= -\ddot{u}_g \end{aligned} \quad [2.2]$$

Si noti come le grandezze in gioco sono la pulsazione, il periodo e il rapporto di smorzamento rispettivamente di due oscillatori elementari, l'uno costituito dall'intera massa vincolata dal sistema di isolamento, l'altro dalla sola sovrastruttura assunta fissa alla base.

Accanto al rapporto delle pulsazioni, può essere introdotto il rapporto d'isolamento, ossia il rapporto tra i periodi $\frac{T_b}{T_s}$, pari alla radice quadrata dell'inverso di ε . La risoluzione del problema agli autovalori ed auto vettori porta alla definizione dei due modi di vibrare della struttura. Assumendo $\varepsilon \ll 1$, cioè la sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, è possibile semplificare notevolmente la trattazione.

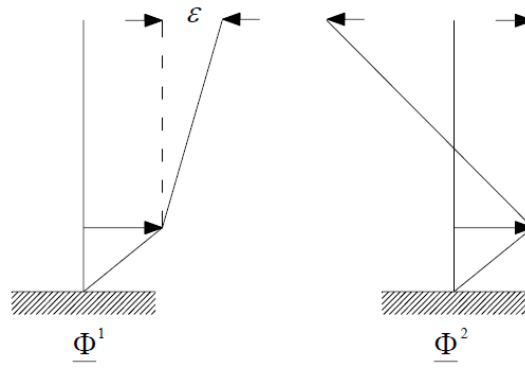


Figura 2.3: Forme modali dei due gradi di libertà del modello di isolamento sismico

Le espressioni approssimate delle due pulsazioni modali si riducono a:

$$\begin{aligned}\omega_1^2 &= \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \\ \omega_2^2 &= \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)}(1 + \gamma\varepsilon)\end{aligned}\quad [2.3]$$

Analogamente, le forme modali (rappresentate in figura 1.2) assumono le seguenti semplici espressioni approssimate:

$$\begin{aligned}\underline{\phi}_1^T &= \{1, \varepsilon\} \\ \underline{\phi}_2^T &= \left\{1, -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\varepsilon]\right\}\end{aligned}\quad [2.4]$$

Nella prima forma modale la struttura è quasi rigida, mentre nella seconda la deformazione è presente sia nella struttura che nel sistema di isolamento, con

uno spostamento in sommità dello stesso ordine rispetto a quello di base, ma nella direzione opposta.

La frequenza che caratterizza la prima modalità può essere pensata come una variazione della frequenza del modello isolato quando la struttura è rigida, e poiché la struttura è rigida rispetto al sistema di isolamento, la modifica è piuttosto contenuta. La seconda modalità è molto vicino ad un movimento secondo cui le due masse, m_s ed m_b , stanno vibrando completamente libere nello spazio attorno al centro di massa del sistema combinato.

Il significato pratico di questo risultato è che elevate accelerazioni nel secondo modo di vibrare di una struttura isolata non sono necessariamente accompagnate da un grande taglio alla base.

E' possibile, in base alle considerazioni fatte, esprimere in forma compatta i rapporti di smorzamento associati ai due modi di vibrare della struttura:

$$\begin{aligned}\xi_1 &= \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon \right) \\ \xi_2 &= \frac{\xi_s + \gamma \xi_b \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} \left(1 - \frac{\gamma \varepsilon}{2} \right)\end{aligned}\quad [2.5]$$

Assumendo un generico spettro di risposta di riferimento, in termini di spostamento $S_{De}(\omega, \xi)$ o (pseudo)accelerazione $S_e(\omega, \xi)$, è possibile calcolare i massimi modali della risposta della struttura:

$$\begin{aligned}q_{1\max} &= \pi_1 S_{De}(\omega_1, \xi_1) \\ q_{2\max} &= \pi_2 S_{De}(\omega_2, \xi_2)\end{aligned}\quad [2.6]$$

dove π_1 e π_2 rappresentano i coefficienti di partecipazione modale, pari a:

$$\begin{aligned}\pi_1 &= 1 - \gamma \varepsilon \\ \pi_2 &= \gamma \varepsilon\end{aligned}\quad [2.7]$$

Ricorrendo ad un'opportuna legge di combinazione, il valore massimo dello spostamento degli isolatori vale:

$$v_{b\max} = \sqrt{(q_{1\max} \varphi_{11})^2 + (q_{2\max} \varphi_{12})^2} \quad [2.8]$$

ed il valore massimo del drift (spostamento relativo) interpianto è:

$$v_{s\max} = \sqrt{(q_{1\max} \varphi_{11})^2 + (q_{2\max} \varphi_{22})^2} \quad [2.9]$$

Per spettri di risposta usuali risulta $S_{De}(\omega_2, \xi) \ll S_{De}(\omega_1, \xi)$, pertanto le due espressioni si riducono a:

$$\begin{aligned} v_{b\max} &= (1 - \gamma\varepsilon) [S_{De}(\omega_1, \xi_1)] \\ v_{s\max} &= \varepsilon \sqrt{[S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2} \end{aligned} \quad [2.10]$$

Analogamente, il coefficiente di taglio, ovvero il valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa dà il valore del taglio, alla base della sovrastruttura si può esprimere come:

$$C_s = \sqrt{[S_e(\omega_1, \xi_1)]^2 + \varepsilon^2 [S_e(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad [2.11]$$

Avendo assunto che $\varepsilon \ll 1$ e quindi che:

$$\omega_1 \cong \omega_b, \quad \pi_1 \cong 1, \quad \xi_1 \cong \xi_b$$

essendo normalmente $S_{De}(\omega_2, \xi_2) \ll S_{De}(\omega_1, \xi_1)$ si ottengono espressioni approssimate e compatte della risposta massima della struttura:

$$\begin{aligned} v_{b\max} &= S_{De}(\omega_b, \xi_b) \\ v_{s\max} &= \varepsilon S_{De}(\omega_b, \xi_b) \\ C_s &= S_e(\omega_b, \xi_b) \end{aligned} \quad [2.12]$$

Le espressioni contenute nella 2.12 possono essere lette nel modo seguente: per piccoli valori di ε e per spettri di risposta usuali, il sistema di isolamento può

essere progettato per uno spostamento pari a $S_{De}(\omega_b, \varepsilon_b)$ e la sovrastruttura per un coefficiente di taglio pari a $S_e(\omega_b, \xi_b)$. Questi due valori si possono ottenere riferendosi direttamente all'oscillatore elementare, di cui si è detto in precedenza, avente massa pari alla massa totale della sovrastruttura, ossia quella al disopra del sistema di isolamento $m_s + m_b$ e con rigidezza e smorzamento pari alle corrispondenti grandezze del sistema di isolamento k_b e ξ_b .

L'approssimazione del telaio a struttura rigida costituisce un modo per stimare l'efficacia dell'isolamento di base e la deformazione del sistema di isolamento.

L'effetto benefico del sistema di isolamento (in termini di riduzione delle forze sismiche agenti sulla struttura) può essere definito come rapporto tra taglio alla base assorbito dalla struttura isolata e il taglio alla base ricevuto dallo stesso edificio a base fissa.

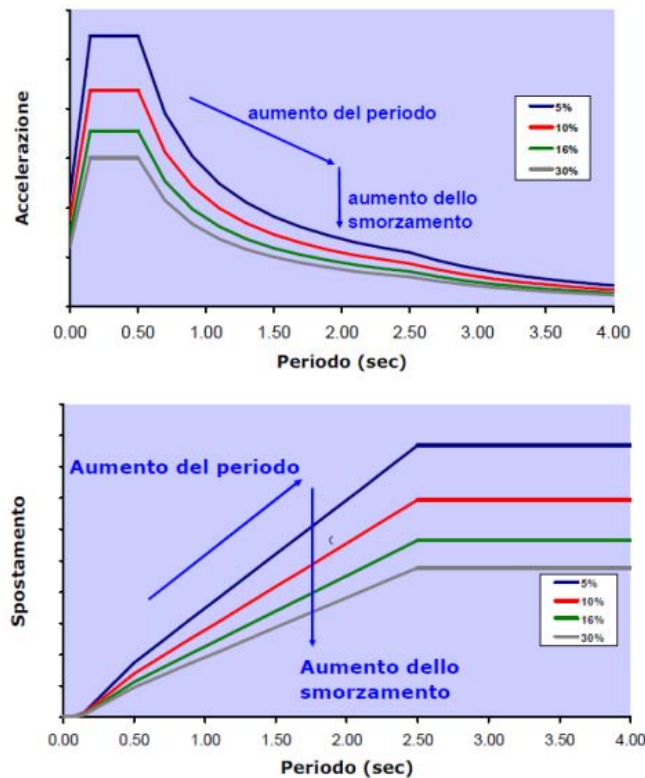


Figura 2.4: Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico (spettro d'accelerazione sopra e dello spostamento sotto)

L'efficacia dell'isolamento di base nel ridurre le forze sismiche sulla struttura è infatti strettamente legata al rapporto T_b/T_s , che dovrebbe essere il più grande possibile.

2.4 Spettri di risposta e riferimenti normativi

Nella progettazione antisismica, per il territorio italiano si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Le NTC08 non richiedono più, per la determinazione delle azioni sismiche di progetto, la suddivisione del suolo nazionale in diverse zone sismiche, essendo gli spettri di risposta definiti in funzione delle diverse coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del punto esatto in cui è prevista la realizzazione di una nuova struttura o in cui è localizzato un fabbricato esistente. Le stesse NTC08 forniscono, negli Allegati A e B, i valori tabulati dei parametri di caratterizzazione sismica per 10751 punti del reticolo di riferimento.

Considerando allora le NTC08, le azioni sismiche su ciascuna costruzione od opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R (Periodo di riferimento per l'azione sismica) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N (Tab. 2.4.I) per il coefficiente d'uso C_U (Tab. 2.4.II).

Gli effetti di isolamento sismico si possono facilmente quantificare facendo riferimento a spettri di risposta elastici di caratteristiche medie. Gli spettri elastici di normativa forniscono la risposta massima - ovvero un determinato frattile superiore della distribuzione dei massimi - di oscillatori elementari di diverso periodo (in ascissa) e smorzamento viscoso (curve di diverso ξ), per effetto di una serie di eventi sismici aventi lo stesso periodo di ritorno [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

Lo spettro di risposta è definito nelle NTC08 per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

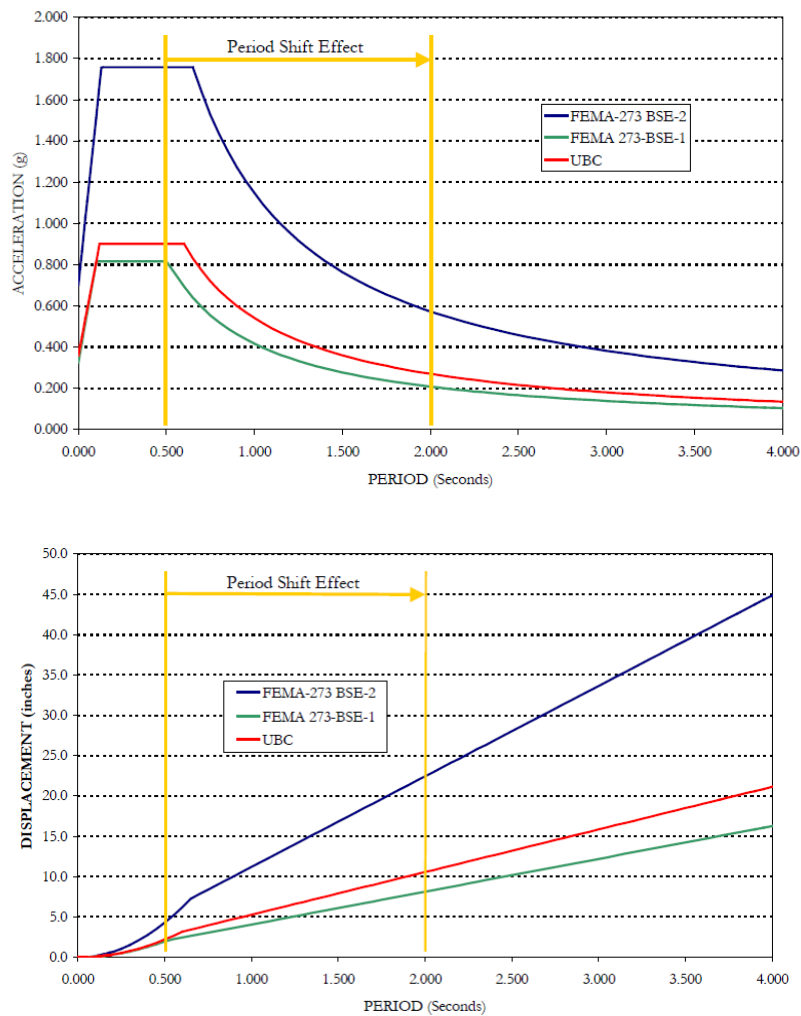


Figura 2.5: Spettri di risposta elastici in (pseudo)accelerazione e in spostamento delle componenti orizzontali

Per tutti i siti considerati nelle NTC08 sono riportati i valori dei suddetti parametri, necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Com'è possibile osservare dalla figura 2.5, spettri di questo tipo (in pseudoaccelerazione o in spostamento) presentano tre tratti caratteristici. Il tratto orizzontale del primo spettro, corrispondente al tratto curvo dello spettro in spostamento, in cui ricadono la gran parte delle strutture fisse alla base, presenta accelerazione costante e spostamento crescente con il quadrato del periodo. Nell'intervallo successivo (*“period shift effect”*), in cui ricadono molte delle strutture isolate, l'accelerazione decresce con l'inverso del periodo e lo spostamento è proporzionale al periodo stesso, mentre la (pseudo)velocità si mantiene costante. Nel terzo ed ultimo intervallo, successivo a quello appena descritto, in cui ricadono le strutture con isolamento più spinto, lo spostamento è costante e l'accelerazione decresce con l'inverso del quadrato del periodo.

Se si indica con C_{sa} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro ad accelerazione costante e con C_{sv} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro velocità costante (*“period shift effect”*), si ha:

$$C_{sv} = \frac{C_{sa}}{T} \quad [2.13]$$

$$v_{b\max} = \frac{C_{sa}T}{4\pi^2}$$

da cui si ricava:

$$C_{sv}v_{b\max} = \left(\frac{C_{sa}}{2}\right)^2 \quad [2.14]$$

Le equazioni 2.13 e 2.14 sottolineano come, raddoppiando il periodo proprio di vibrazione della struttura isolata, si raddoppi lo spostamento alla base e si dimezzi il taglio. Nell'intervallo considerato, il prodotto tra il coefficiente di taglio massimo C_{sv} e lo spostamento massimo alla base $v_{b\max}$ risulta costante, una volta fissato il tipo di terreno e il livello di sismicità del sito. Questo significa che, nella progettazione di un sistema di isolamento, è necessario

raggiungere un compromesso fra taglio massimo e spostamento massimo alla base.

Finora è stata trascurata la capacità dissipativa del sistema d'isolamento, espressa dal rapporto di smorzamento ξ_b . Mentre l'incremento del periodo determina effetti opposti sull'accelerazione e sullo spostamento, l'aumento dello smorzamento (dal 2-7% della struttura fissa al 10-30% della struttura isolata) produce una riduzione sia del taglio che dello spostamento massimo alla base. La normativa consente di tener conto dell'abbattimento della risposta massima conseguente ad uno smorzamento ξ superiore al 5%, assunto come valore di riferimento, mediante il coefficiente riduttivo $\eta = [10 / (5 + \xi)]^{1/2} \geq 0,55$ (equazione 3.2.6 NTC08).

Apparentemente, il sistema di isolamento produce un incremento della spostamento che ha sempre effetti benefici sulla struttura, sia in termini di accelerazioni che di spostamenti. Occorre però tenere in considerazione che elevati valori di smorzamento nel sistema d'isolamento possono, invece, produrre un incremento delle accelerazioni legate ai modi superiori di vibrare, con conseguenze negative soprattutto per quanto concerne gli elementi non strutturali [NAEIM AND KELLY, 1999; KELLY TE, 2001] e la distribuzione delle forze d'inerzia in elevazione. In modo particolare questo si realizza quando lo smorzamento è di natura isteretica, cioè legato al comportamento non lineare del sistema di isolamento, funzione dello spostamento. In tal caso, infatti, ogni passaggio del sistema d'isolamento per la sua fase elastica, all'atto dell'inversione della direzione del moto, determina una ridistribuzione dell'energia fra i modi di vibrare della struttura, con un aumento del contributo dei modi superiori. Accelerazioni nelle alte frequenze possono modificare la distribuzione delle forze lungo l'altezza della struttura e produrre effetti più gravosi sugli oggetti portanti [DOLCE, PONZO, DI CESARE, ARLEO, 2010].

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e relativa Circolare esplicativa vengono forniti criteri e regole per il progetto di costruzioni con isolamento

sismico (punto 7.10 e punto C7.10 – Costruzioni e ponti con isolamento e/o dissipazione). Esse trattano in maniera unificata edifici e ponti, considerati i numerosi aspetti comuni nella progettazione, sia di nuova costruzione che per l'adeguamento di quelli esistenti. I contenuti delle NTC08 ricalcano quelli dell'OPCM 3274/2003, sebbene organizzati in maniera diversa e allineati con i diversi criteri di valutazione delle azioni di progetto per i diversi stati limite [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

Indicazioni utili alla progettazione e realizzazione di costruzioni, in particolare di edifici dotati di sistemi di protezione sismica basati sulla dissipazione di energia, sono forniti in appendice alla circolare (punto C7A.10 – Costruzioni e ponti con isolamento e/o dissipazione).

Le particolarità del comportamento delle strutture isolate ed il ruolo fondamentale svolto dai sistemi di isolamento richiedono una trattazione specifica ed approfondita, per quanto riguarda sia la peculiarità degli obiettivi del progetto rispetto ad una struttura a base fissa, sia la particolarità del comportamento delle strutture isolate (metodi di analisi), che, infine, il progetto e il controllo sperimentale dei dispositivi di isolamento e gli aspetti costruttivi, di manutenzione e collaudo dell'opera.

I requisiti fondamentali per una corretta applicazione dell'isolamento sono il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della sottostruttura e della sovrastruttura, e la richiesta di un'affidabilità superiore ai dispositivi, in relazione al ruolo critico da essi svolto nella protezione sismica della struttura.

3 DISPOSITIVI PER L'ISOLAMENTO SISMICO

3.1 Il sistema di isolamento

Le caratteristiche fondamentali che un sistema di isolamento deve possedere sono le seguenti:

- capacità di sostenere i carichi gravitazionali in condizioni di riposo e in condizioni sismiche (funzione di appoggio);
- elevata deformabilità (o bassa resistenza) in direzione orizzontale sotto azioni sismiche;
- buona capacità dissipativa;
- adeguata resistenza ai carichi orizzontali non sismici (vento, traffico, etc.).

Un requisito aggiuntivo è la capacità di ricentraggio, la quale permette di avere spostamenti residui nulli o trascurabili al termine del sisma. Altre caratteristiche come la durabilità, la facilità di installazione, i costi contenuti, l'ingombro limitato, etc., possono influenzare la scelta del dispositivo o del sistema di isolamento, ma non le sue prestazioni meccaniche in condizioni di installazione e manutenzione corrette.

Un sistema di isolamento è realizzato mediante una serie di dispositivi che tra loro combinati permettono di ottenere il comportamento richiesto. I dispositivi possono essere tutti dello stesso tipo o di tipo diverso (generalmente non più di due tipi), e sono opportunamente disposti per collegare la sottostruttura con la sovrastruttura in corrispondenza del piano di isolamento.

I componenti di un sistema di isolamento si possono distinguere in isolatori e dispositivi ausiliari. Gli isolatori sono dispositivi che svolgono la funzione di sostegno dei carichi gravitazionali, sono dunque dei particolari apparecchi di appoggio generalmente bidirezionali, con elevata rigidità in direzione verticale ed elevata deformabilità (ovvero bassa resistenza) in direzione orizzontale. A tale funzione possono essere associate o meno quelle di dissipazione di energia, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici (vento, etc.), di ricentraggio della struttura al termine del sisma [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

3.2 Tipologie di dispositivi di isolamento

Gli isolatori attualmente in uso possono essere distinti in due principali categorie:

- a. isolatori in materiale elastomerico ed acciaio, basati sull'elevata deformabilità elastica della gomma;
- b. isolatori a scorrimento, basati sulla bassa resistenza d'attrito che si sviluppa tra superfici piane o curve di alcuni materiali opportunamente trattati.

I dispositivi ausiliari svolgono la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici (vento, etc.).

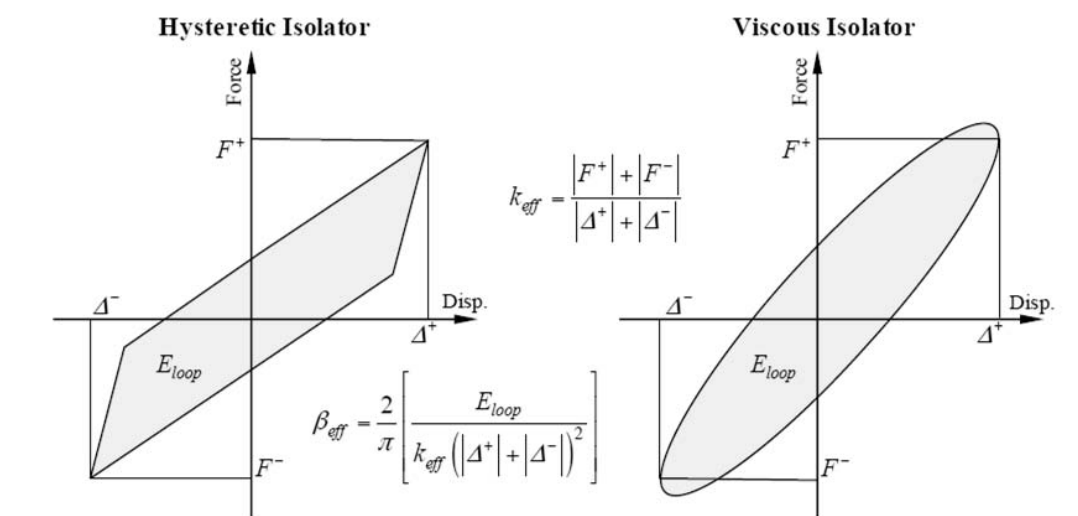


Figura 3.1: Cicli sforzo-deformazione di isolatori in materiale elastomerico e acciaio e a scorrimento (hysteretic isolators)

Tra di essi si distinguono:

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'isteresi di alcuni metalli, quali l'acciaio e il piombo, sull'attrito fra superfici opportunamente trattate o sulle proprietà superelastiche di particolari leghe metalliche, quali e leghe a memoria di forma [DUEIRIG ET AL., 1990], sfruttate per ottenere ottime capacità di ricentraggio;
- dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'estrusione di fluidi altamente viscosi all'interno di un cilindro con pistone dotato di orifizi di opportune dimensioni;
- dispositivi a comportamento lineare, o quasi lineare, assimilabile a viscoelastico, basati sulla deformazione a taglio di speciali polimeri.

Il D.M. del 14 gennaio 2008 introduce un'ulteriore tipologia costituita dai dispositivi detti di vincolo temporaneo (punto 11.9 – Dispositivi antisismici) utilizzati allo scopo di obbligare i movimenti relativi di parti strutturali diverse

in una o più direzioni attraverso modalità differenti a seconda della tipologia e dell'entità dell'azione sismica. Essi si distinguono in due categorie:

- dispositivi di vincolo di tipo “a fusibile”: caratterizzati dall'impedire gli spostamenti relativi fra le parti collegate fino al raggiungimento di una certa soglia di forza oltre la quale cessano la loro funzione consentendo tutti i movimenti;
- dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio: caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di rapidi spostamenti relativi, quali quelli dovuti al sisma, e di lasciarli liberi in presenza di movimenti relativi lenti, ad esempio imposti o causati da fenomeni termici.

Un sistema di isolamento può quindi essere costituito:

- solo da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione, o comprendenti inserti di materiali dissipativi (piombo o fluidi viscosi),
- solo da isolatori a scorrimento che inglobano funzioni dissipative e/o ricentranti,
- da un' opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

3.2.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori in gomma armata sono realizzati alternando strati di elastomero dello spessore di 5 – 20 mm con lamierini in acciaio dello spessore di 2 – 3mm.

Questi ultimi esplicano un'azione di confinamento sull'elastomero, che ne limita la deformabilità verticale (così da contenere in 1 – 3 mm l'abbassamento del dispositivo sotto i carichi di esercizio), incrementandone sensibilmente la portanza ai carichi verticali, senza influenzare significativamente la deformabilità a taglio dell'isolatore in direzione orizzontale.



Figura 3.2: *Esempio di isolatore elastomerico*

Per le proprietà di resistenza a fatica e di elasticità della gomma, gli isolatori elastomerici sono in grado di soddisfare molti dei requisiti di un sistema di isolamento. Alcune varianti, ottenute attraverso l'uso di speciali mescole additive o di inserti atti ad aumentarne le capacità dissipative e a variarne in maniera favorevole la rigidezza, permettono di conseguire in pieno tali requisiti e di realizzare sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, senza altri dispositivi ausiliari.

Alcune problematiche sono comuni a tutti i dispositivi di isolamento in gomma. Fra di esse si ricordano:

- la stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio;
- l'aumento di deformazione sotto carico costante (*creep*) della gomma;
- l'efficacia dell'aderenza gomma – acciaio ad elevati spostamenti;
- le variazioni di comportamento meccanico dell'elastomero con la temperatura, la frequenza di oscillazione e l'invecchiamento.

Caratteristica comune a tutti gli isolatori in gomma è la riduzione della loro capacità portante verticale al crescere dello spostamento orizzontale applicato,

sia per la deformazione a taglio indotta che per la riduzione dell'area di impronta effettiva [KELLY TE, 2001], come può essere osservato da risultati sperimentali. Questo fattore può rendere problematico il dimensionamento di tali dispositivi in zone ad elevata sismicità, ove sono previsti spostamenti considerevoli, soprattutto se la struttura è affetta da significative variazioni del carico assiale negli isolatori.

Esistono sostanzialmente tre tipi di isolatori elastomerici attualmente in commercio, classificabili in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di inserti:

1. in gomma armata a basso smorzamento;
2. in gomma armata ad elevato smorzamento;
3. in gomma armata con nucleo in piombo o altro materiale dissipativo.

3.2.1.1 Isolatori in gomma armata a basso smorzamento

Gli isolatori in gomma armata a basso smorzamento presentano un comportamento meccanico sostanzialmente elastico (rigidezza quasi costante) al crescere della deformazione ed un rapporto di smorzamento molto basso, dell'ordine del 2 – 4%.

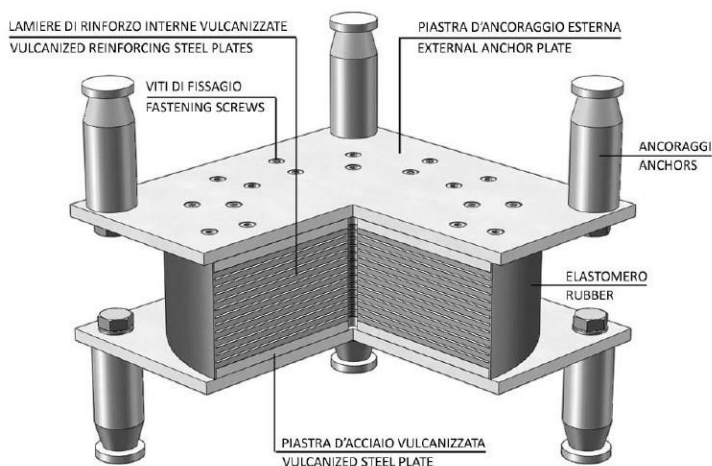


Figura 3.3: Schema di isolatore in gomma armata

Sono semplici da realizzare, facili da modellare ed il loro comportamento meccanico risulta sostanzialmente indipendente dalla frequenza di oscillazione e poco sensibile alla temperatura.

Per contro, un sistema di isolamento realizzato con tali isolatori richiede, generalmente, opportuni dispositivi ausiliari, per incrementarne la capacità dissipativa sotto sisma ed evitare movimenti eccessivi della struttura per effetto delle azioni orizzontali di esercizio (vento, etc.).

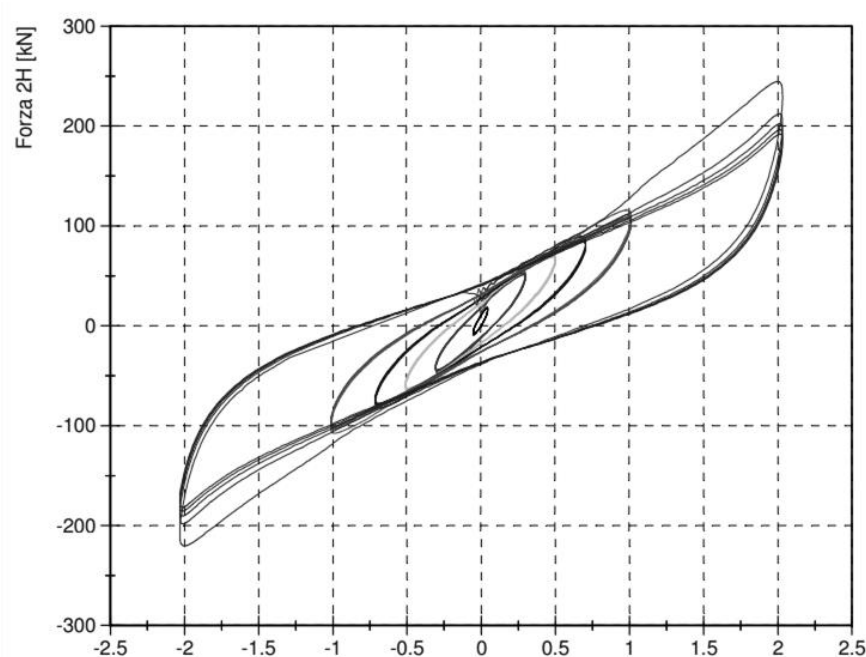


Figura 3.4: *Ciclo isteretico isolatore elastomerico*

3.2.1.2 Isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento

Gli isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento sono ottenuti aggiungendo alla mescola della gomma opportuni additivi (resine, oli, etc.) che consentono di raggiungere valori di smorzamento compresi fra il 10% e il 20%, per deformazioni a taglio dell'ordine del 100%. La natura della dissipazione di energia è in parte viscosa, ossia quadratica con lo spostamento, ed in parte isteretica, ossia lineare con lo spostamento. Ciò implica una certa dipendenza

del comportamento meccanico dalla frequenza di oscillazione, cui si aggiunge anche un'influenza non trascurabile della temperatura.

Sia il modulo a taglio che lo smorzamento dipendono in modo significativo dalla deformazione a taglio applicata. A bassi livelli di deformazione ($< 10\%$) il modulo di taglio risulta piuttosto elevato, anche di 5 – 10 volte maggiore di quello relativo ai livelli di deformazione raggiunti nelle condizioni sismiche di progetto. All'aumentare della deformazione oltre tali livelli, il modulo di taglio cresce di nuovo, determinando un significativo incrudimento nel ciclo forza – spostamento dell'isolatore.

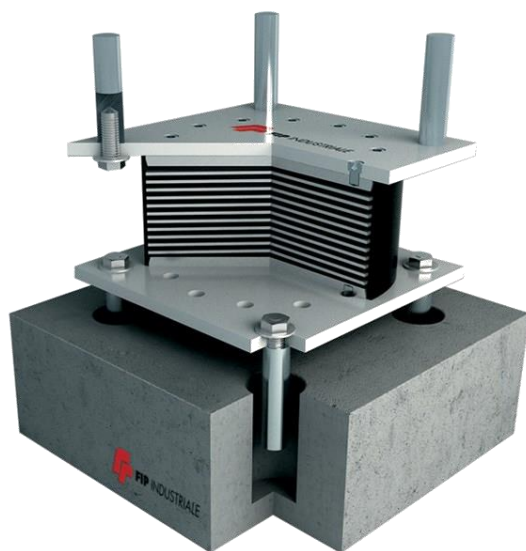


Figura 3.5: *Isolatore FIP in gomma armata ad elevato smorzamento*

Gli isolatori ad elevato smorzamento possono da soli realizzare un sistema di isolamento completo, che soddisfa i requisiti fondamentali precedentemente espressi. L'elevata capacità dissipativa assicura un buon controllo degli spostamenti indotti dal sisma. L'elevata rigidezza iniziale limita gli spostamenti sotto i carichi orizzontali non sismici. Il comportamento quasi elastico garantisce ottime capacità di ricentraggio.

Inoltre l'incrudimento della gomma, a deformazioni maggiori di quelle associate al terremoto di progetto, può risultare utile nel limitare gli spostamenti nel caso di eventi sismici anomali per intensità o per contenuto in frequenza.

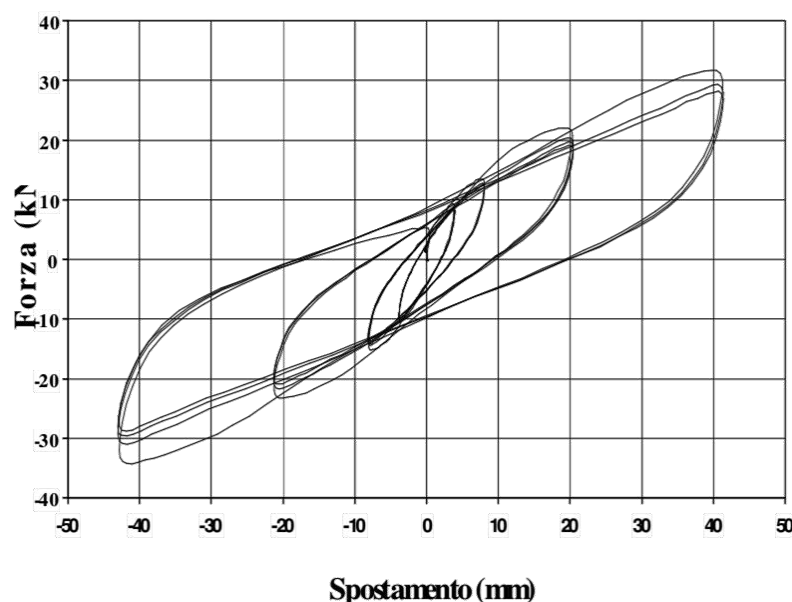


Figura 3.6: *Ciclo isteretico forza-deformazione di un isolatore elastomerico ad elevato smorzamento*

Le proprietà meccaniche degli isolatori ad elevato smorzamento variano in modo significativo durante i primi cicli di deformazione, a causa del fenomeno noto come “*scragging*” [MORGAN E WHITTAKER, 2001], che corrisponde ad un cambiamento di struttura molecolare della gomma. Dopo i primi 2 – 3 cicli di carico il comportamento meccanico dei dispositivi risulta stabile e ripetitivo per deformazioni minori o uguali a quelle di “*scragging*”. All’atto dello scarico si ha un parziale recupero delle proprietà iniziali. È importante osservare, al riguardo, che le specifiche sulle caratteristiche del dispositivo indicate in fase di progetto andrebbero comunque riferite al 2° - 3° ciclo di carico con ampiezza pari allo spostamento di progetto.

3.2.1.3 Isolatori in gomma armata con nucleo in piombo (*Lead Rubber Bearing – LRB*)

Gli isolatori in gomma armata con nucleo in piombo utilizzano uno o più inserti cilindrici in piombo, disposti in appositi fori verticali nell'isolatore in gomma armata, per ottenere la necessaria rigidezza ai carichi orizzontali di servizio (vento, forze di frenatura nei ponti, etc.), unitamente ad un'elevata capacità dissipativa sotto il sisma.



Figura 3.7: *Isolatore FIP in gomma armata con nucleo in piombo*

Il comportamento meccanico di tali dispositivi risulta sostanzialmente combinazione di quello elastico lineare degli appoggi elastomerici a basso smorzamento con quello elasto-plastico del nucleo in piombo sottoposto ad un regime deformativo di tipo tagliante. La deformazione a taglio del nucleo è assicurata dall'azione di confinamento delle piastre d'acciaio del dispositivo in gomma.

Lo smorzamento viscoso equivalente risulta tipicamente compreso fra il 15% ed il 35%, a seconda della dimensione dell'inserito di piombo e dello spostamento imposto [NAEIM E KELLY, 1999].

La rigidezza secante e lo smorzamento viscoso equivalente risultano funzione del numero di cicli applicato. Sia la rigidezza che l'energia dissipata diminuiscono progressivamente al crescere del numero di cicli, tendendo a stabilizzarsi dopo 10 – 15 cicli di carico, con un fenomeno analogo allo “*scragging*” nella gomma, ma con effetti più marcati. All'origine del fenomeno del recupero delle caratteristiche iniziali c'è il surriscaldamento del nucleo in piombo, prodotto dai ripetuti cicli di oscillazione ad alta frequenza [KELLY TE, 2001]. L'entità della diminuzione di rigidezza e smorzamento, al crescere del numero di cicli applicati, è funzione delle dimensioni del dispositivo in gomma e del nucleo in piombo.

3.2.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori scorrimento (figura 3.8) possono essere monodirezionali e multidirezionali, consentendo spostamenti in una sola direzione e in tutte le direzioni del piano orizzontale, rispettivamente. I primi hanno trovato applicazione nell'isolamento sismico dei ponti, essendo questi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni e necessitando, talvolta, di un sistema di isolamento efficace in una sola direzione (spesso quella longitudinale). Negli edifici, invece, si cerca di ottenere un comportamento isotropo (nel piano orizzontale) del sistema di isolamento nel suo complesso e si preferiscono gli isolatori multidirezionali. Questi ultimi sono costituiti da due o più dischi di diverso diametro che scorrono l'uno sull'altro, le cui superfici sono realizzate con materiali particolari che sviluppano una bassa resistenza d'attrito al contatto. Le superfici di scorrimento più utilizzate, e ampiamente sperimentate nella tecnologia degli appoggi per ponti, sono di acciaio

inossidabile lucidato e PTFE (Teflon) oppure altri materiali polimerici di recente sviluppo e applicazione.



Figura 3.8: *Isolatore a scorrimento*

Nel caso di PTFE il coefficiente di attrito dinamico risulta compreso tra il 6% ed il 18%, riducendosi all' 1 – 3% in caso di lubrificazione delle superfici [COSTANTINOU ET AL., 1988; TYLER, 1977; DOLCE ET AL., 2003], ed è funzione della pressione di contatto, della velocità di scorrimento e della temperatura [BONDONET E FILIATRAULT, 1997; COSTANTINOU ET AL., 1987]. Anche il numero di cicli, o più precisamente la distanza totale percorsa dalle superfici a contatto nello scorrimento relativo, influenza in modo non trascurabile il coefficiente d'attrito dinamico, a causa del deterioramento delle superfici di scorrimento [HWANG ET AL.1990].

Le caratteristiche principali del comportamento del coefficiente d'attrito sono:

- aumenta rapidamente al crescere della velocità, da 0 fino a 150 – 200 mm/sec, mantenendosi, però, pressoché costante nell'intervallo di velocità tipicamente raggiunte in condizioni sismiche (200 – 800mm/sec);
- si riduce all'incirca linearmente al crescere della pressione di contatto;

- diminuisce al crescere della temperatura;
- è fortemente influenzato dallo stato di lubrificazione delle superfici a contatto; con differenze di un ordine di grandezza in condizioni limite (superfici perfettamente lubrificate al confronto con superfici non lubrificate, ad elevate velocità di scorrimento).

Gli appoggi scorrevoli in acciaio – PTFE non sono utilizzabili quasi mai come unico componente del sistema di isolamento, a meno che non incorporino elementi atti ad aumentarne la rigidità iniziale e la capacità dissipativa e/o a fornire capacità di ricentraggio. Nella pratica, si rinuncia quasi sempre a sfruttare la dissipazione di energia per attrito degli appoggi scorrevoli in acciaio – PTFE, per l'eccessiva variabilità del coefficiente di attrito, nel tempo e a causa delle diverse condizioni ambientali (temperatura, umidità) e di pulizia nelle quali l'isolatore può svolgere la sua funzione antisismica. Si utilizzano, perciò, isolatori lubrificati, con l'unica funzione di sostegno dei carichi verticali, lasciando praticamente liberi gli spostamenti orizzontali. In tale condizione d'uso gli isolatori in acciaio – PTFE lubrificati a superficie piana devono essere utilizzati congiuntamente a dispositivi ausiliari aventi funzione ricentrante e/o dissipativa. Frequente è l'utilizzo di dispositivi in gomma [NAEIM E KELLY, 1999], sia come dispositivi ausiliari, quindi senza funzione di appoggio, che come isolatori veri e propri, realizzando sistemi di isolamento ibridi, in cui coesistono isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento.

Fra i dispositivi ausiliari per il completamento di un sistema basato su isolatori a scorrimento, si ricordano i dispositivi a comportamento non lineare fortemente dissipativi basati sullo snervamento dell'acciaio, e i dispositivi basati su elementi in piombo sollecitati a taglio oppure quelli in cui il piombo è estruso all'interno di un cilindro da un pistone ("*Lead Extrusion Damper*") [SOONG E DAGUSH, 1997; HANSON, 1993; CONSTANTINOU ET AL., 1998]. Per ottenere una perfetta capacità ricentrante, tenuto anche conto della resistenza d'attrito che si sviluppa negli isolatori, una soluzione proposta prevede l'utilizzo di dispositivi

ausiliari basati su leghe a memoria di forma (LMF), ancora a comportamento fortemente lineare.

3.2.2.1 Friction Pendulum System (FPS)

Gli unici isolatori a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa, senza l'aggiunta di altri elementi, sono quelli con superfici di scorrimento curve. Tra questi il più realizzato e più noto è il “*Friction Pendulum System*” (FPS), la cui capacità di ricentraggio deriva dall'impiego di superfici di scorrimento di tipo sferico non lubrificate, e perciò in grado anche di dissipare energia.

Al raggio di curvatura di tale superficie sferica è legata la rigidezza equivalente del dispositivo nell'ambito del sistema di isolamento, e quindi il periodo di vibrazione della struttura isolata. Gli isolatori con superfici di scorrimento curve consentono di realizzare sistemi di isolamento il cui periodo di oscillazione è sostanzialmente indipendente dalla massa del manufatto che proteggono. Inoltre, essendo la rigidezza proporzionale al peso portato, il centro di rigidezza del sistema di isolamento coincide con la proiezione del centro di massa, riducendo sostanzialmente la possibilità di rotazioni del sistema rispetto ad un asse verticale.

Si possono distinguere fondamentalmente due tipi di pendolo a scorrimento: a singola o a doppia superficie di scorrimento.

In quest'ultimo caso le superfici di scorrimento sono disposte in posizione contrapposta, contenendo all'interno il corpo di scorrimento.

In figura 3.9 è riportato lo schema geometrico di un isolatore a doppia superficie di scorrimento.

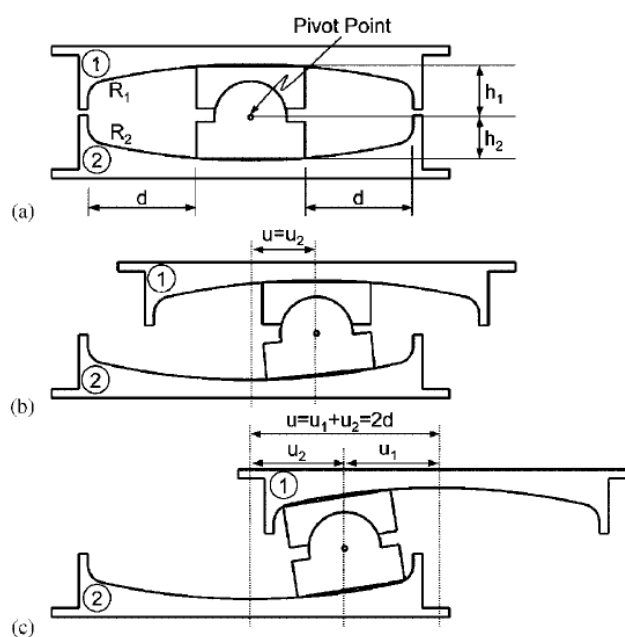


Figura 3.9: Funzionamento meccanico di un isolatore a pendolo a doppia superficie di scorrimento

Ciò consente di contenere le dimensioni del dispositivo a parità di corsa massima, ripartendosi tale corsa tra le due calotte.

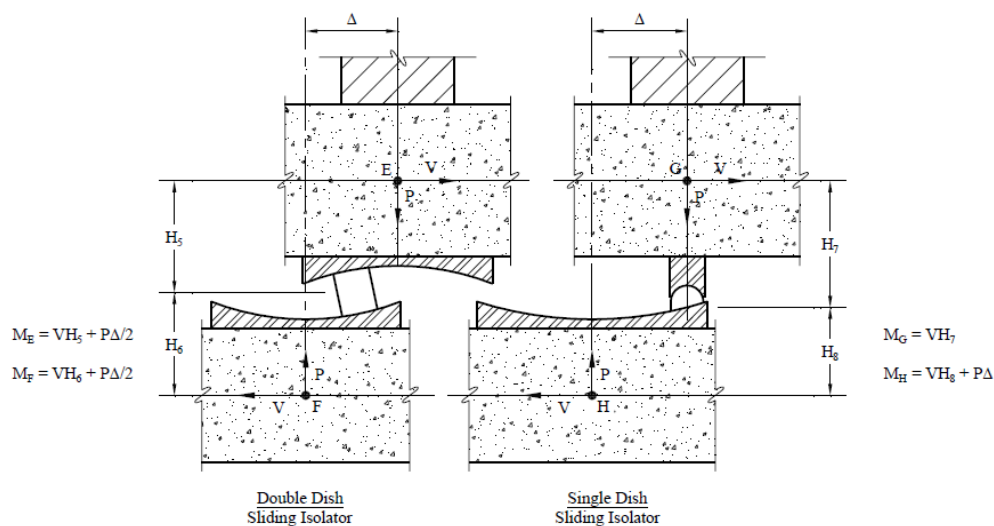


Figura 3.10: Confronto fra pendolo a singola e doppia superficie di scorrimento

Di seguito sono descritte nel dettaglio la geometria e il funzionamento del doppio pendolo a scorrimento, isolatore scelto per la presente analisi.

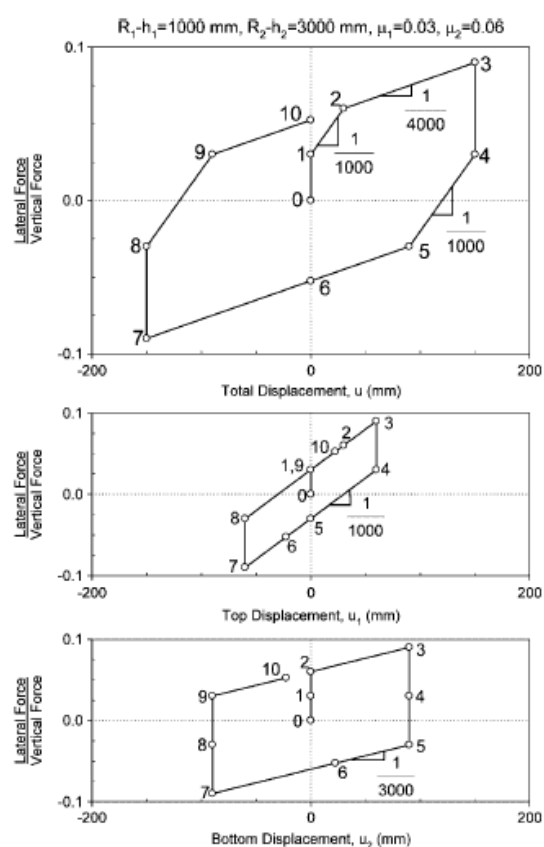
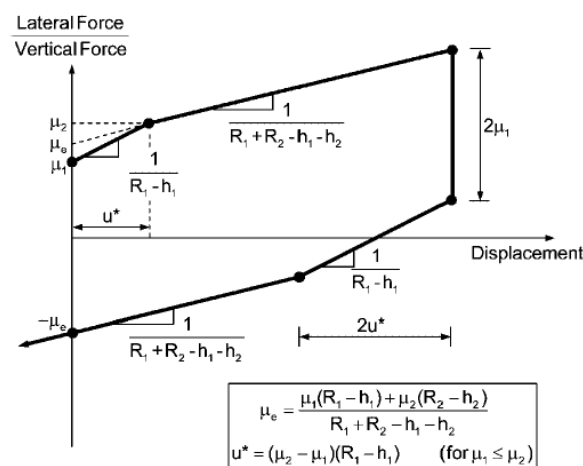


Figura 3.11: Curva di risposta di un isolatore a scorrimento

Si fa riferimento al lavoro eseguito da FENZ e CONSTANTINOU [2006], che hanno studiato il comportamento di un doppio pendolo a frizione a superficie concava.

Il pendolo a frizione a doppia superficie concava è costituito dai seguenti parametri fondamentali: i raggi di curvatura R_1 ed R_2 della superficie superiore e quella inferiore, che dovrebbero essere tra loro diversi, e i coefficienti di attrito delle superfici concave μ_1 e μ_2 , che non sono necessariamente uguali. Le forze agenti sulla superficie di scorrimento sono:

- il carico verticale W , agente sul punto *pivot*;
- la forza laterale F_l , trasferita da una parte all'altra dello smorzatore e che agisce sulla parte superiore di esso;
- La forza d'attrito F_{f1} agente lungo la superficie di scorrimento;
- La forza risultante dalla pressione normale agente sulla superficie di scorrimento, S_1 ;
- Trazioni d'attrito lungo la superficie sferica del cursore. Queste trazioni appaiono solamente quando vi è una rotazione del cursore. Ciò si verifica quando l'attrito è diverso nelle due interfacce scorrevoli, indipendentemente dal fatto che le due superfici abbiano raggi di curvatura uguali o differenti.

Considerando l'equilibrio nella direzione orizzontale e verticale, si ottengono le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} F_1 - S_1 \sin \theta_1 - F_{f1} \cos \theta_1 &= 0 \\ W - S_1 \cos \theta_1 + F_{f1} \sin \theta_1 &= 0 \end{aligned} \quad [3.1]$$

E' possibile notare che in 3.1 la trazione d'attrito non compare. Il suo effetto è assunto come parte della forza d'attrito F_{f1} . Dalla geometria, lo spostamento dello slider in sommità della superficie curva, u_1 è:

$$u_1 = (R_1 - h_1) \sin \theta_1 \quad [3.2]$$

dove $R_1 - h_1$ è la distanza dal centro della superficie sferica al punto *pivot*. Combinando queste tre equazioni, la relazione forza-spostamento che governa il processo di movimento su una delle superfici concave è la relazione forza-spostamento per il tradizionale pendolo a frizione:

La forza nell'altra superficie di scorrimento è:

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W}{(R_1 - h_1) \cos \theta_1} u_1 + \frac{F_{f1}}{\cos \theta_1} \\ F_2 &= \frac{W}{(R_2 - h_2) \cos \theta_2} u_2 + \frac{F_{f2}}{\cos \theta_2} \end{aligned} \quad [3.3]$$

Dove F_2 è la forza trasferita attraverso la parte sommitale dello smorzatore e agente su entrambe le superfici, u_2 è lo spostamento lungo entrambe le superfici curve, F_{f2} è la forza di attrito agente lungo entrambe le superfici di scorrimento e θ_2 è l'angolo di rotazione di entrambe le articolazioni dello smorzatore.

Tipicamente, i raggi di curvatura sono ampi in relazione agli spostamenti u_1 e u_2 così come sono piccoli rispetto agli angoli θ_1 e θ_2 . E' possibile allora eseguire le seguenti semplificazioni:

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{W}{(R_1 - h_1)} u_1 + F_{f1} \\ F_2 &= \frac{W}{(R_2 - h_2)} u_2 + F_{f2} \end{aligned} \quad [3.4]$$

Le equazioni 3.4 governano la relazione forza-spostamento per la sommità e la base delle superfici di scorrimento.

Per l'intero dissipatore, lo spostamento totale (quello della sommità rispetto alla base) è la somma degli spostamenti delle superfici di scorrimento superiore ed inferiore:

$$u = u_1 + u_2 \quad [3.5]$$

Considerando l'equilibrio in direzione orizzontale si deve avere:

$$F = F_1 = F_2 \quad [3.6]$$

dalla quale utilizzando le equazioni precedenti si ha:

$$F = \left(\frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \right) u + \left(\frac{F_{f1}(R_1 - h_1) + F_{f2}(R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \right) \quad [3.7]$$

e gli spostamenti individuali su ciascuna superficie sono:

$$u_1 = \left(\frac{F - F_{f1}}{W} \right) (R_1 - h_1) \quad [3.8]$$

$$u_2 = \left(\frac{F - F_{f2}}{W} \right) (R_2 - h_2)$$

In figura 3.11 è riportato il caso nel quale l'attrito sulle superfici di scorrimento è diverso, con $F_{f1} < F_{f2}$, applicando una forza laterale F , tale che $F_{f1} < F < F_{f2}$.

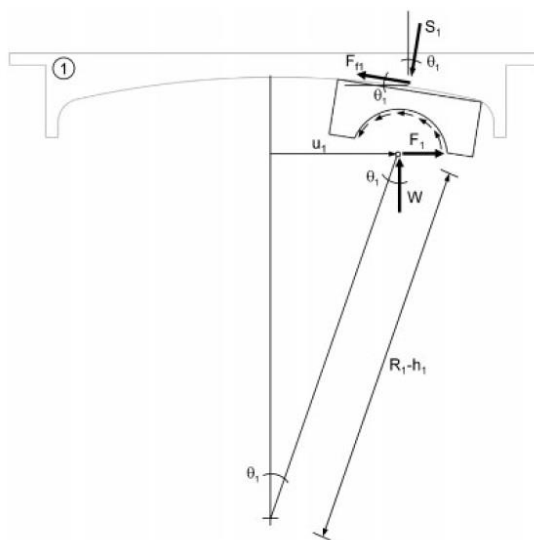


Figura 3.12: Meccanismo di scorrimento della parte superiore del pendolo

Il movimento si avrà solo su una delle due superfici ($u_1 = u$, $u_2 = 0$) fino a che $F = F_{f2}$, quando il moto di scorrimento inizierà in entrambe le superfici. Ciò si verifica in corrispondenza dello spostamento u^* , dato dalla seguente espressione:

$$u^* = (\mu_2 - \mu_1)(R_1 - h_1) \quad [3.9]$$

dove $\mu_1 = F_{f1} / W$ e $\mu_2 = F_{f2} / W$ sono i coefficienti di attrito ($\mu_1 < \mu_2$) sulle due interfacce di scorrimento.

Se si prescinde dall'attrito, il comportamento di questi dispositivi, è analogo a quello di un pendolo il cui periodo è funzione esclusivamente della lunghezza del cavo portante la massa, pari al raggio di curvatura con cui è realizzata la calotta sferica di scorrimento, e indipendente dalla massa.

L'equazione che esprime F è valida solo quando $u \geq u^*$. Quando $u < u^*$, la relazione forza – spostamento è governata dall'equazione che esprime F_1 con $\mu_1 < \mu_2$ e dall'equazione che esprime F_2 con $\mu_2 < \mu_1$. Su entrambe le superfici curve, la forza di smorzamento è pari a $\mu_e W$, dove μ_e è l'effettivo coefficiente di attrito, che si calcola come espresso nell'equazione 3.10:

$$u_e = \frac{\mu_1(R_1 - h_1) + \mu_2(R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad [3.10]$$

I problemi principali del pendolo a scorrimento sono legati alle sue notevoli dimensioni in pianta (mentre lo spessore complessivo è contenuto e inferiore a quello degli isolatori in gomma), che si riducono con l'adozione della doppia superficie di scorrimento, ai movimenti verticali che si accompagnano associati agli spostamenti orizzontali e possono produrre effetti parassiti sulla struttura, all'affidabilità nel tempo dell'attrito tra le superfici di contatto, che perciò andranno opportunamente protette [D.M FENZ, M.C. CONSTANTINOU, 2006].

Una questione molto discussa è la necessità di dotare il sistema di isolamento di capacità ricentranti. Mancando queste ultime, la risposta del sistema mostrerebbe una deriva in una certa direzione ed un elevato spostamento residuo al termine dell'evento sismico. Questo fenomeno può risultare particolarmente accentuato in presenza di terremoti di elevata intensità in vicinanza della sorgente sismica.

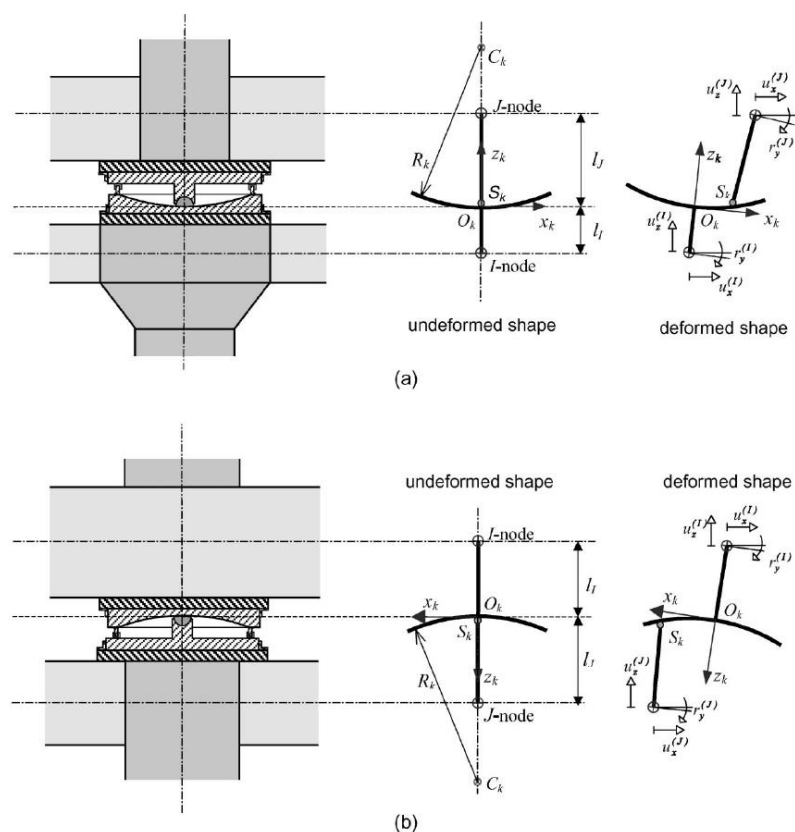


Figura 3.13: *Funzionamento del pendolo a scorrimento*

In generale il problema del riposizionamento della struttura nella sua configurazione originaria non presenta particolari difficoltà di soluzione se già nel progetto è possibile prevedere elementi di contrasto da cui spingere la struttura mediante martinetti disposti orizzontalmente, avendo disconnesso

eventuali dispositivi ausiliari dissipativi, così da limitare la forza necessaria allo spostamento alla sola reazione di attrito negli isolatori a scorrimento.

3.2.2.2 Isolatori a tripla superficie di scorrimento (*Triple Pendulum Bearing - TPB*)

Sono disponibili sul mercato alcune varianti di pendoli a scorrimento, che aggiungono ulteriori proprietà a quelle fondamentali descritte, a scapito però di una maggiore complessità del dispositivo. Tra queste può essere citato il pendolo Triplo [D.M. FENZ, M.C. CONSTANTINOU, 2008; F. FADI, M.C. CONSTANTINOU, 2009], che, variando opportunamente curvatura e attrito delle due doppie superfici di scorrimento, permette di modulare la risposta del dispositivo nella maniera ritenuta ottimale rispetto all'azione attesa.

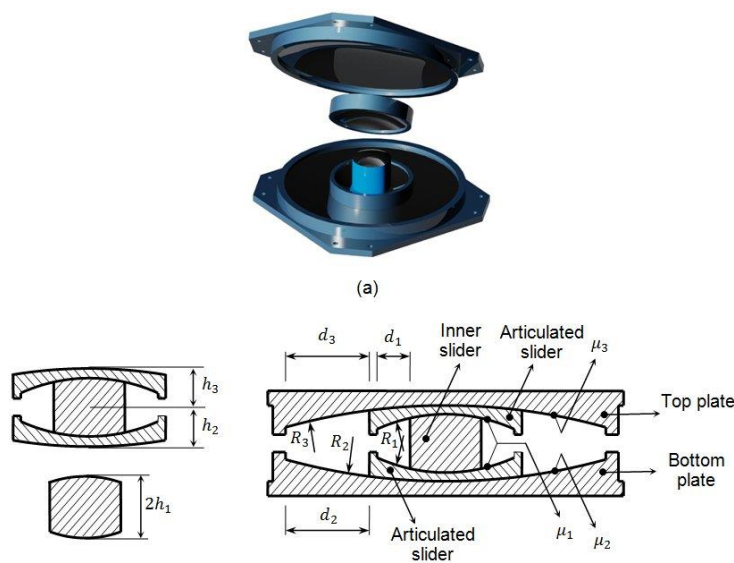


Figura 3.14: Geometria di un isolatore a triplo pendolo

Come reso evidente dallo schema riportato in figura 3.14, il “*Triple Friction Pendulum*” è caratterizzato da due superfici concave esterne in acciaio, al cui interno è frapposto un elemento articolato composto da due ulteriori superfici

concave di minori dimensioni (superfici 2 e 3), separate da un corpo cilindrico con sezioni terminali a curvatura opposta [D.M. FENZ, M.C. CONSTANTINOU 2008]. Lo scorrimento viene generalmente favorito dal rivestimento dei piani di contatto, scelto in base alle esigenze progettuali relative alle forze di attivazione del moto.

Data la complessità di concezione del dispositivo, si possono generare fino a cinque regimi di scorrimento, la cui variazione è pertanto determinata dal coefficiente di attrito caratterizzante ciascuna superficie e dal relativo rapporto tra la capacità di spostamento ed il raggio di curvatura.

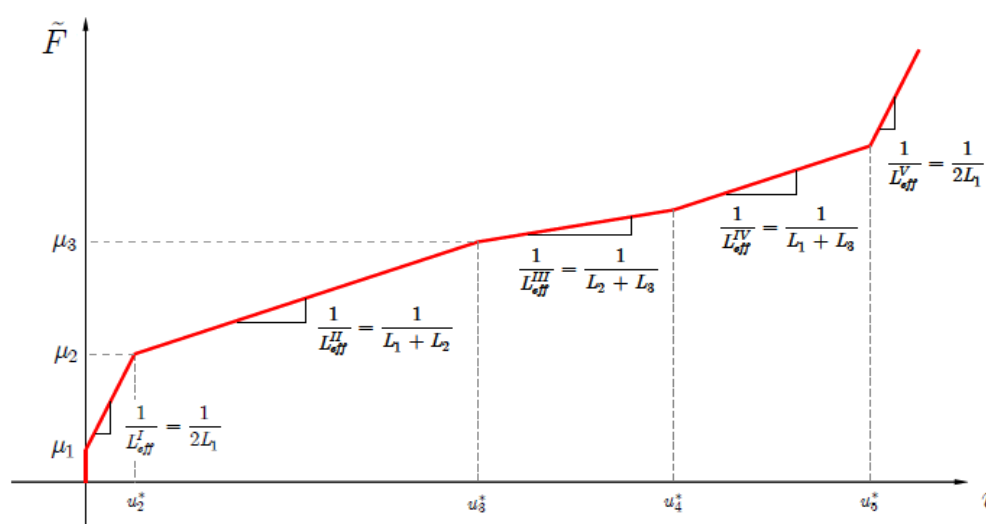


Figura 3.15: Geometria di una curva isteretica di un triplo pendolo

La figura soprastante riporta la caratterizzazione generale della curva isteretica appartenente al triplo pendolo, indicando con $L_i = R_i - h_i$.

Nella Tabella 2.1 viene fornita una schematizzazione dei movimenti consentiti secondo cinque regimi di scorrimento susseguenti (le superfici lungo le quali si verifica lo scorrimento sono evidenziate in rosso). Nella stessa figura vengono inoltre proposti i relativi cicli d'isteresi, nonché le espressioni degli spostamenti di transizione. Il riferimento alle grandezze μ_1, μ_2, μ_3 , presenti nelle

formulazioni è da ricercare in figura, mentre R_{eff1} , R_{eff2} , R_{eff3} , sono ottenibili come segue:

$$R_{effi} = R_i - h_i$$

ove si indichi con R_i il raggio di curvatura dell' i -esima superficie e con h_i la distanza fra la i -esima superficie ed il punto medio del corpo cilindrico.

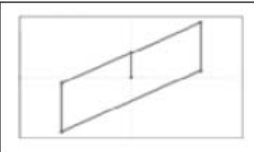
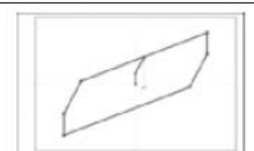
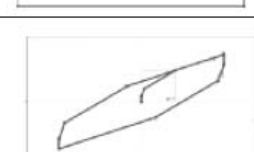
Regime di scorrimento	Ciclo di isteresi	Spostamenti significativi
I		 $u_{max} < u^*$ $u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3}$
II		 $u^* < u_{max} < u^{**}$ $u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff2} + R_{eff3})$
III		 $u^{**} < u_{max} < u_{dr1}$ $u_{dr1} = u^{**} + d_1 \left(1 + \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}}\right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4})$
IV		 $u_{dr1} < u_{max} < u_{dr4}$ $u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) + \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4})$
V		 $u_{max} < u_{dr4}$

Figura 3.16: Regimi di scorrimento consentiti dal triplo pendolo

Il vantaggio essenziale offerto dal triplo pendolo è quello di sviluppare le proprie caratteristiche isteretiche in modo tale da controllare la risposta a diversi

“*range*” di eccitazione a cui può essere sottoposto [D.M. FENZ, 2008]. Esso permette agli ingegneri di scegliere differenti combinazioni di rigidità e smorzamento a differenti livelli di eccitazione e raggiungere obiettivi multipli di risposta che non sarebbero stati possibili in passato.

L'isolatore a tripla superficie di scorrimento è progettato in funzione da poter limitare gli spostamenti alla base e simultaneamente le accelerazioni al suolo. Esiste, per questo, un processo complicato per definire la corretta combinazione di parametri che caratterizzano l'isolatore e i loro valori ottimali, i quali dipendono dalle caratteristiche della sollecitazione e dalla “performance di isolamento sismico” che si vuole raggiungere con la struttura in elevazione

Aspetti relativi al dimensionamento e alla modellazione numerica degli isolatori a scorrimento saranno trattati nel capitolo relativo al modello della struttura isolata presa in esame in questo elaborato.

4 LA PLASTICITÀ DIFFUSA E CONCENTRATA NEGLI ELEMENTI *FRAME*

4.1 Introduzione

L'analisi della risposta dei pali all'azione sismica in presenza di dissipatori è stata effettuata attraverso una modellazione numerica agli Elementi Finiti, che viene descritta in maggiore dettaglio nel capitolo successivo. Ci si vuole ora concentrare nella descrizione degli approcci che i metodi numerici forniscono per la modellazione di strutture, come possono essere i pali di fondazione, all'interno di analisi di questo tipo. Gli elementi utilizzati sono i cosiddetti elementi a fibre o elementi *frame*. All'interno di questi è possibile essenzialmente riconoscere due diversi approcci alla modellazione, che sono descritti nel seguito.

Generalmente per le analisi numeriche di una determinata struttura definita con elementi *frame*, vengono utilizzati due approcci per tener conto della *non linearità* del materiale: quello a plasticità concentrata e quello a plasticità distribuita. Cronologicamente, l'approccio a plasticità concentrata è stato sviluppato prima rispetto a quello a plasticità distribuita, all'incirca attorno agli anni sessanta, quando sono state sviluppate le prime applicazioni in ambito di ingegneria sismica. Oggi, specialmente a causa dell'introduzione dei metodi

numerici e dei software commerciali, l'approccio a plasticità distribuita viene preferito per le attività di ricerca, e sta prendendo sempre più piede nella pratica professionale.

L'avvento dei software agli elementi finiti, in modo particolare, ha creato un certo interesse riguardo la simulazione della risposta non lineare di un sistema strutturale eccitato da un input sismico [FILIPPOU E FENVES, 2004]. Il progetto di un sistema-struttura soggetto ad azione sismica permette di individuare la formazione di *cerniere plastiche* all'interno degli elementi frame di cui esso è composto. Sono allora richiesti modelli ad elevata efficienza numerica per rappresentare il ciclo di carico delle cerniere plastiche all'interno degli elementi trave-colonna, tenendo conto anche degli effetti del degrado del materiale.

4.2 L'approccio a plasticità distribuita

Un modo per modellare un intero elemento trave-colonna come un elemento inelastico è quello di considerare l'origine di tale inelasticità come definita a livello della sezione. L'elemento viene così modellato in modo tale da avere una serie di sezioni di controllo o sezioni d'integrazione, il cui comportamento inelastico viene integrato per ottenere l'inelasticità globale dell'elemento frame. Uno dei maggiori vantaggi di questo tipo di approccio è sicuramente il fatto che non è richiesta a priori la determinazione di alcuna lunghezza proporzionale all'elemento, all'interno della quale si potrebbe sviluppare/concentrare l'inelasticità dell'elemento stesso, poiché tutte le sezioni possono essere integrate in questo determinato campo di risposta. Questo approccio risulta sicuramente essere un'approssimazione più precisa e corretta della situazione reale, ma richiede però un maggiore onere computazionale. Una metodologia molto comune ed utilizzata per osservare in maniera precisa la risposta delle singole sezioni è quella di discretizzare (suddividere) l'elemento in domini molto più piccoli, che seguono il comportamento inelastico di un materiale uniassiale.

Questo approccio, comunemente conosciuto come “*Modello a fibre*” (di cui si già è accennato al § 4.2.2), presenta un indiscutibile vantaggio: non è richiesta nessuna calibrazione a priori della legge isteretica momento-curvatura. D'altra parte però, l'utilizzo di una legge sforzo-deformazione richiede la conoscenza di alcuni parametri di input del modello non facilmente determinabili.

4.2.1 Il modello a fibre

Sono due le formulazioni maggiormente utilizzate per la modellazione degli elementi a fibre: una basata sulle rigidezze (detta *displacement-based formulation* – DB formulation) e l'altra sulla flessibilità (chiamata *force-based formulation* – FB formulation). Mentre nel primo caso il campo degli spostamenti è imposto e le forze sugli elementi sono dedotte da considerazioni di natura energetica, nel secondo caso il campo di forze viene imposto, essendo gli spostamenti degli elementi ottenuti da un bilancio delle forze.

Nella formulazione basata sugli spostamenti sono utilizzate funzioni di forma, mentre nella formulazione basata sulle forze è imposta una variazione lineare del momento. Se si considera il comportamento dato da un materiale elastico, allora i risultati forniti dai due approcci saranno gli stessi, al contrario invece, nel caso di materiale inelastico, imponendo un campo di spostamenti non in grado di definire la reale deformazione partendo dal campo di curvatura, si può ottenere una non linearità più elevata. E' allora immediato comprendere come, in questa situazione, per un approccio basato sugli spostamenti sia richiesta un'elevata discretizzazione dell'elemento, in modo tale da accettare l'assunzione di un campo di curvatura non lineare in ogni sub-elemento. Invece, la formulazione basata sulle forze risulta sempre esatta, dato che essa non dipende dall'assunzione del comportamento costitutivo del materiale e non restringe in nessun modo il campo di deformazione del materiale stesso. L'unica avvertenza richiesta da questo tipo di approccio è quella di introdurre un discreto numero di

sezioni d'integrazione lungo l'elemento, che saranno utilizzate per l'integrazione numerica.

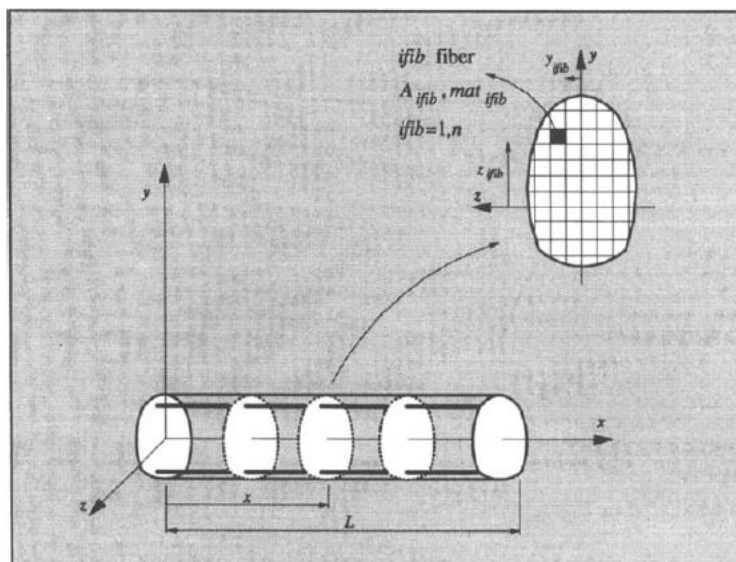


Figura 4.1: *Fibre e sezioni d'integrazione*

Anche se le sezioni d'integrazione non sono costanti lungo l'elemento, è possibile comunque non definire alcuna *mesh* per il singolo componente trave-colonna (ovvero non discretizzarlo e suddividerlo in sub-elementi). Inoltre, nella formulazione basata sulle forze è immediato tener conto dei carichi agenti lungo l'elemento, mentre questo risulta maggiormente difficile nella formulazione basata sugli spostamenti: gli elementi caratterizzati da un approccio agli spostamenti hanno bisogno di essere discretizzati per approssimare la distribuzione di curvatura indotta dalla distribuzione di carico lungo l'elemento frame.

4.2.1.1 Equazioni differenziali di equilibrio e compatibilità nell'elemento *beam*

L'equilibrio di una parte infinitesima di elemento può essere espresso con la seguente equazione differenziale:

$$Ds(x) + f(x) = 0 \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & -\frac{\partial^2}{\partial x^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} q_x(x) \\ q_y(x) \end{Bmatrix} = 0 \quad [4.1]$$

Dove D è l'operatore di equilibrio differenziale, e $f(x)$ è il vettore che contiene le componenti dei carichi agenti lungo l'elemento in direzione x e y (rispettivamente $q_x(x)$ e $q_y(x)$). L'equazione di compatibilità è espressa come:

$$e(x) = D^* d(x) \Leftrightarrow \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial^2}{\partial x^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_x(x) \\ w_y(x) \end{Bmatrix} \quad [4.2]$$

La matrice D^* è l'operatore differenziale di compatibilità (D coniugato) e d è il vettore che definisce le componenti di spostamento della componente infinitesima dell'elemento *beam*.

4.2.1.1.1 DB Formulation

Com'è definito in precedenza, questa formulazione si basa sulle funzioni di forma dello spostamento. In quest'ottica, le deformazioni generalizzate $e(x)$ di una generica sezione dell'elemento sono approssimate come una funzione degli spostamenti indipendenti, rispettando le richieste di compatibilità espresse nell'equazione:

$$e(x) = \phi(x)u \quad [4.3]$$

Le più semplici funzioni di forma che soddisfano la presente equazione e le condizioni al contorno sono i così detti polinomi Hermitani per gli spostamenti trasversali, $w_y(x)$, e le funzioni lineari per gli spostamenti assiali, $w_x(x)$.

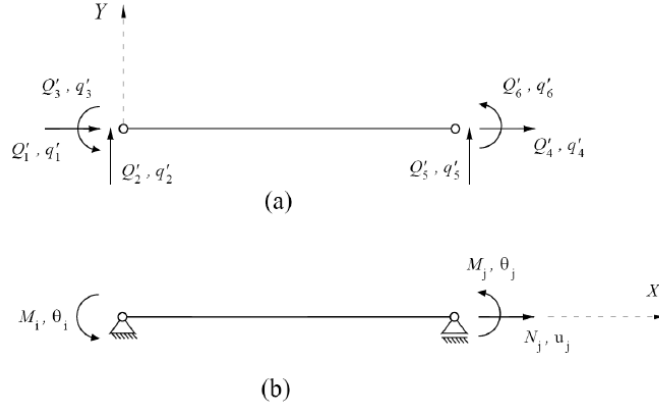


Figura 4.2: (a) Forze e spostamenti nodali nel sistema di riferimento locale (b) forze e spostamenti indipendenti

Conseguentemente, la matrice $\phi(x)$ contiene funzioni lineari per la curvatura e una funzione costante per la deformazione assiale. Queste funzioni di forma corrispondono all'esatta soluzione dell'equazione differenziale per una trave prismatica lineare soggetta a carichi concentrati alle estremità. Applicando il principio degli spostamenti virtuali all'equazione precedente, si ottiene la relazione tra le forze nella sezione e le forze di base:

$$X = \int_L \phi^T(x) s(x) dx \quad [4.4]$$

A livello di sezione, la relazione costitutiva incrementale è espressa da:

$$\Delta s(x) = k(x) \Delta e(x) \quad [4.5]$$

dove la matrice $k(x)$ è definita nel modo seguente:

$$k(x) = \int_{\Omega} a^T(y) k_{mat} a(y) d\Omega \quad [4.6]$$

La relazione tra l'incremento delle forze indipendenti e l'incremento degli spostamenti indipendenti è ottenuta nel modo seguente:

$$\Delta X = K \Delta u \Leftrightarrow \Delta X = \int_L \phi^T(x) k(x) \phi(x) dx \Delta u \quad [4.7]$$

dove K è la matrice della rigidezza tangente dell'elemento *beam*.

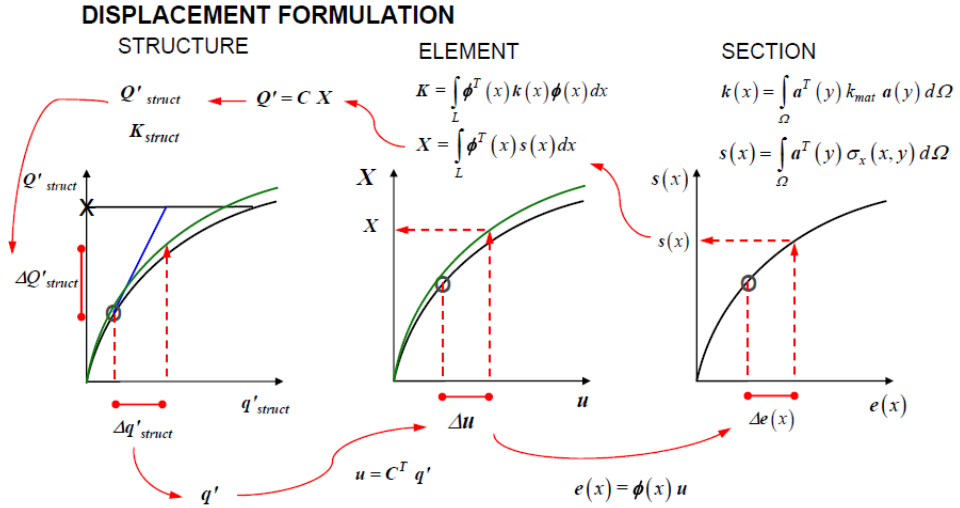


Figura 4.3: Formulazione basata sugli spostamenti

4.2.1.1.2 FB Formulation

Tale formulazione si basa sull'approssimazione del campo delle forze anziché di quello degli spostamenti. Questo consente di risolvere il principale problema di imporre un profilo di curvatura che non rappresenti la reale risposta inelastica. Nell'approccio basato sulle forze, le curvature sono il risultato della formulazione e non un'ipotesi iniziale. La soluzione dell'equazione differenziale presentata all'inizio di questo paragrafo si esprime come segue:

$$s(x) = S(x)X + s_0 \Leftrightarrow \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & x/L & -1x/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_j \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix}_0 \quad [4.8]$$

Dove $\mathbf{s}_0$ è la soluzione particolare dell'equazione differenziale e rappresenta il campo di forze che equilibra i carichi lungo l'elemento. La matrice $\mathbf{S}(\mathbf{x})$ contiene le funzioni di forma, esprimendo il diagramma lineare del momento flettente lungo l'elemento e una distribuzione costante di forze assiali; queste funzioni di forma sono esatte indipendentemente dal comportamento del materiale (lineare o non lineare).

Applicando il principio delle forze virtuali, anche chiamato principio dei lavori virtuali complementari (PCVW), all'equazione precedente, si ottiene la seguente espressione per gli spostamenti indipendenti:

$$u = \int_L \mathbf{S}^T(\mathbf{x}) \mathbf{e}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad [4.9]$$

A livello di sezione, la relazione costitutiva incrementale è espressa da:

$$\Delta \mathbf{e} = \mathbf{f}(\mathbf{x}) \Delta \mathbf{s}(\mathbf{x}) \quad [4.10]$$

La matrice di flessibilità tangente per la sezione, $\mathbf{f}(\mathbf{x})$, può essere ottenuta invertendo la matrice $\mathbf{k}(\mathbf{x})$. La relazione incrementale tra gli spostamenti indipendenti e le forze indipendenti può essere ottenuta utilizzando le equazioni appena descritte:

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{F} \Delta \mathbf{X} \Leftrightarrow \Delta \mathbf{u} = \int_L \mathbf{S}^T(\mathbf{s}) \mathbf{f}(\mathbf{x}) \mathbf{S}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \Delta \mathbf{x} \quad [4.11]$$

dove $\mathbf{F}$ rappresenta la matrice di flessibilità tangente dell'elemento.

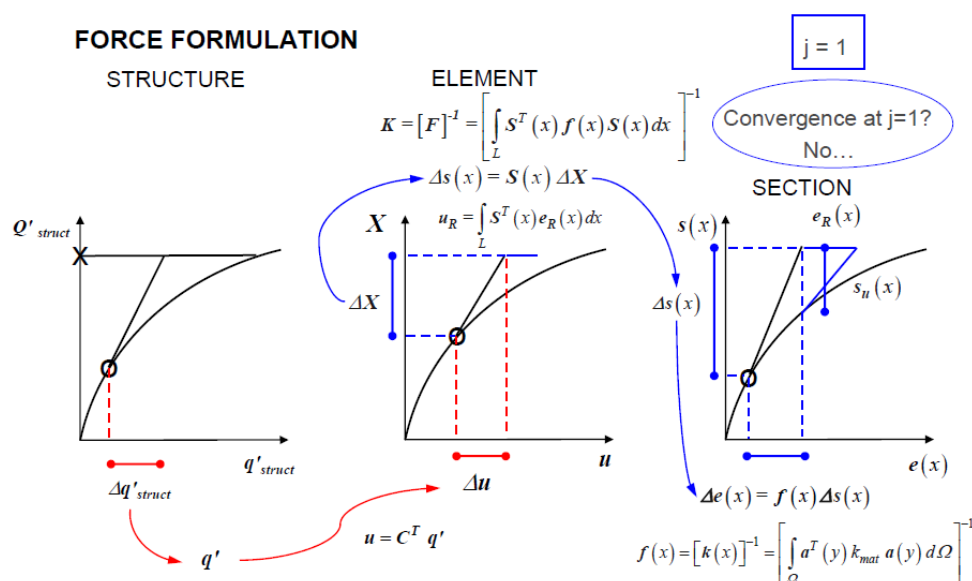


Figura 4.4: Formulazione basata sulle forze

La soluzione di un problema di analisi strutturale con la formulazione basata sugli spostamenti richiede solo un processo iterativo a livello della struttura; le forze corrispondenti sono immediatamente ottenute.

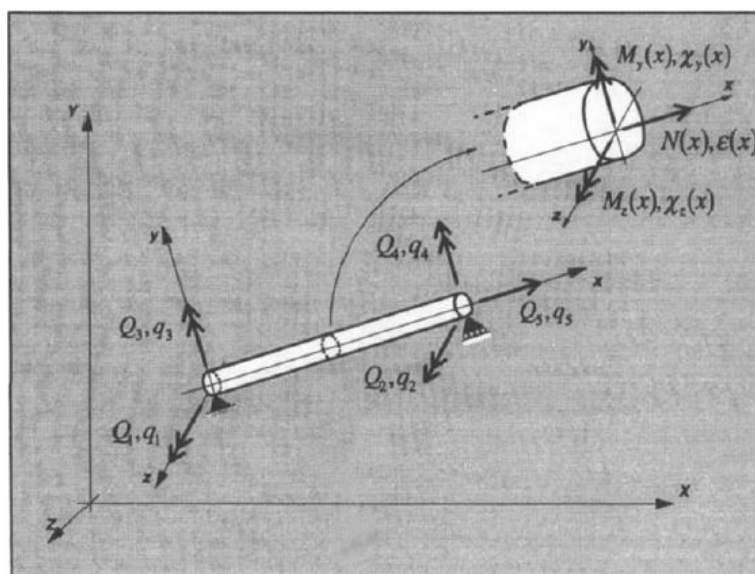


Figura 4.5: Equilibrio a livello di sezione

Con l'approccio basato sulle forze il vettore degli spostamenti di base u è ottenuto da q' , il vettore di spostamento nodale nel sistema locale. Tuttavia, con una formulazione basata sulla flessibilità, sono richieste procedure iterative ad ogni livello (strutturale, di sezione, dell'elemento), mentre con l'approccio agli spostamenti si richiedono iterazioni solo a livello di struttura. Ciò implica maggiori oneri computazionali.

4.3 L'approccio a plasticità concentrata

In modelli che utilizzano un approccio a plasticità concentrata anziché distribuita, la non linearità del materiale è limitata alle estremità degli elementi *frame*, in zone chiamate “cerniere plastiche” (*plastic hinge regions*). Questa tipologia di formulazione assume la presenza di un elemento trave elastico, connesso a due molle inelastiche disposte una ad ogni estremità dell'elemento *frame*, che seguono precalibrate regole isteretiche. La motivazione che ha spinto alla creazione e allo sviluppo di questo tipo di modelli risiede nella constatazione che solitamente i momenti flettenti sotto l'azione di combinazioni sismiche e sotto carichi di esercizio sono più gravosi alle estremità del singolo elemento. Mentre questa assunzione è accettabile e corretta per gli elementi verticali, questo non è sempre verificato per le travi, in particolare ai piani superiori, dove la cerniera plastica può anche formarsi lontano dalle estremità dell'elemento. In aggiunta, dato che il comportamento inelastico è confinato tra molle non lineari, la propagazione del danno a causa dell'incrudimento non può essere riprodotta. Un'altra limitazione del presente approccio è sicuramente rappresentata dal fatto che il progettista deve, a priori, assumere e definire il particolare modello di isteresi che seguirà la cerniera plastica: questa importante scelta richiede un'esperienza piuttosto consolidata e solitamente viene fatta su basi semi-empiriche. Il principale vantaggio di questo tipo di modelli è invece una minore richiesta di capacità computazionale e la possibilità di considerare diversi aspetti. Tra questi è possibile citare ad esempio: il degrado della rigidezza a

flessione e taglio, le estremità fissate per simulare l'estrazione della barre. Infine, è da aggiungere come questi modelli siano in grado di rispettare una relazione precalibrata momento-curvatura, mentre invece l'interazione momento-sforzo assiale è solo approssimativamente rappresentata.

4.4 Il significato fisico di localizzazione: la concentrazione del danno

Con il termine plasticità concentrata si vuole intendere dunque la “localizzazione” del danno in determinati punti finiti dell'elemento. Nella letteratura esistente riguardo questo tema, il termine “localizzazione” è utilizzato per indicare l'evidenza sperimentale che la curva discendente sforzo-deformazione diventa dipendente dalla dimensione del provino (o dell'elemento) e, conseguentemente, non può essere considerata dipendente solamente dalle proprietà del materiale. E' stato inoltre definito come il comportamento di *softening* (*rammollimento*) si sviluppi all'interno di una regione finita del materiale. Tutto ciò significa che un campione di calcestruzzo sottoposto ad uno sforzo di compressione può essere danneggiato, ed eventualmente collassare, a causa di un meccanismo locale, causato da una concentrazione di sforzi in una limitata (localizzata) regione del suo intero corpo. La risposta globale, definita attraverso la curva sforzo-deformazione, non dipende unicamente dalle proprietà del materiale, ma anche dalle dimensioni del provino, non riguardando invece la procedura adottata per il test. Quando il campione inizia ad allungarsi (quindi è sottoposto ad uno sforzo di trazione), il responso globale post-picco dell'intero campione cambia, diventando più fragile e giungendo a rottura più rapidamente. E' da notare, che la localizzazione si può osservare dapprima nelle prove di trazione, dove è più immediato riconoscere una deformazione localizzata, e solo poi estendere il concetto anche alle prove in compressione.

Il fenomeno della localizzazione e l'effetto della dimensione del provino sono due fenomeni comunque presenti sia nelle prove di trazione che in quelle di compressione.

Quando si esegue una prova di compressione su due provini aventi ciascuno una dimensione diversa solamente in termini di lunghezza, è possibile osservare che, mentre nella fase che precede lo sforzo di picco la curva sforzo-deformazione segue approssimativamente lo stesso andamento, dopo il raggiungimento dello sforzo di picco si hanno due comportamenti significativamente diversi. Infatti, quando il campione diventa più snello e si allunga, appare una risposta più fragile. Questo è dovuto al fatto che, per entrambi i provini, il danno tende a concentrarsi in una zona di una certa lunghezza, dipendente dalle proprietà del calcestruzzo, e si osserva che questa lunghezza rimane approssimativamente invariabile. Considerazioni simili possono essere fatte in campioni di calcestruzzo armato testati con l'applicazione di un momento flettente alle estremità.

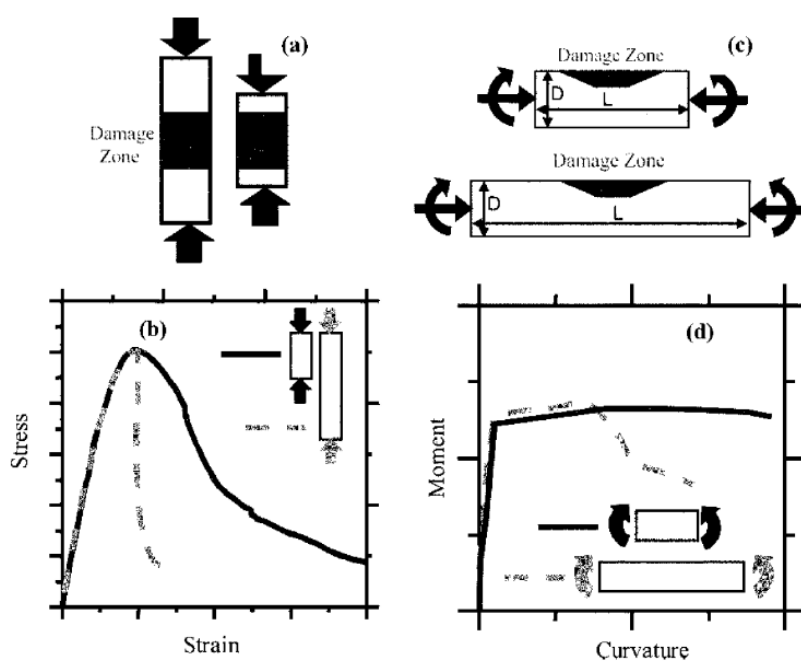


Figura 4.6: *Concentrazione del danno*

Cambiando le caratteristiche del calcestruzzo, ed utilizzando ad esempio un calcestruzzo ad alta resistenza, la curva post-picco diventa considerevolmente più ripida.

Molti modelli esistenti interpretano questa concentrazione di sforzi all'interno di una zona limitata di danno nel provino, la cui lunghezza è usualmente considerata essere proporzionale all'area compressa. Solamente in questa zona la curva sforzo-deformazione degrada con un incremento delle deformazioni dopo il picco, mentre fuori da questa zona il calcestruzzo integro scarica (per mantenere l'equilibrio), seguendo una linea parallela alla rigidezza iniziale in compressione, come si può notare nella figura sottostante:

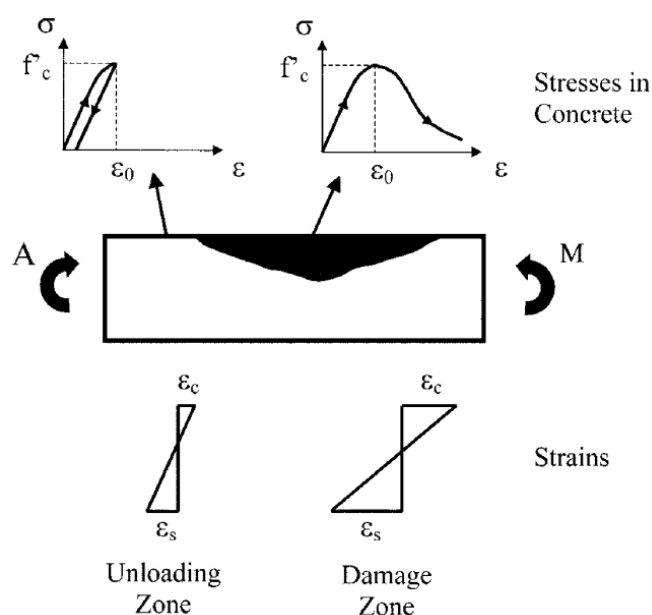


Figura 4.7: Zona carica e scarica, differenze di comportamento

E' così possibile descrivere il comportamento del provino grazie ad una curva sforzo-deformazione ascendente, comune alle regioni danneggiate e a quelle intatte, e una curva discendente solo per la zona danneggiata.

ROKUGO e KOYANAGI [1992] hanno osservato come la forma della curva sforzo di compressione-deformazione, dopo il carico di picco, dipenda fortemente dall'altezza del provino, mentre l'energia totale di frattura per compressione rimanga pressoché costante. L'energia di frattura per compressione (*post peak energy*) è definita come l'area sotto il ramo “*strain-softening*” della legge costitutiva del calcestruzzo in un piano sforzo-deformazione. Il concetto di energia post picco costante è un punto chiave in molti studi e modelli di diversi autori.

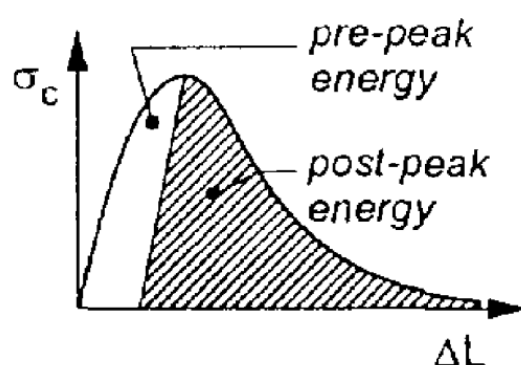


Figura 4.8: Energia totale di frattura per compressione

Risulta dunque necessario sottolineare che:

- Gli esperimenti su campioni di calcestruzzo hanno mostrato una localizzazione delle deformazioni, sia nelle prove a trazione (rottura) che in quella a compressione (zona di danno);
- La localizzazione nei test uni assiali è influenzata da un “effetto della misura”: la risposta globale (sforzo - deformazione) dipende dalla lunghezza del provino. Più lungo è il campione, più fragile è il comportamento globale;
- Per quanto detto sopra, descrivere il comportamento di post-picco con un modello sforzo-deformazione senza riferimenti alla lunghezza del provino non è del tutto corretto;

- Entrambi i test, sia di trazione che di compressione, mostrano una localizzazione e una conseguente influenza della misura del campione.

4.5 Il concetto di localizzazione negli elementi finiti

Gli elementi finiti basati sull'approccio agli spostamenti mostrano un comportamento di *softening*, per esempio le colonne in cemento armato modellate sotto elevati rapporti di carico assiale e sotto elevati carichi laterali, sono sottoposte ad una localizzazione, dato che le deformazioni tendono a concentrarsi negli elementi della *mesh* caratterizzati dai momenti flettenti più elevati. Indipendentemente dalla discretizzazione della *mesh* che si adotta, ovvero dal numero di suddivisioni, le deformazioni si localizzano nel primo elemento, se si considera ad esempio un campione sottoposto ad uno sforzo assiale costante ed elevato e ad un carico laterale ciclico o monotono. Questo perché si è imposto che le curvature e gli spostamenti siano concentrati alle estremità degli elementi. Tale caratteristica rende la risposta non oggettiva, poiché le deformazioni calcolate dovranno aumentare in tale elemento quando la *mesh* viene infittita, in modo tale da mantenere costante il valore degli spostamenti. Considerando che la *mesh* può essere infittita sempre più, allora le deformazioni possono crescere sempre più senza convergere ad un particolare valore. In altre parole, quando ogni elemento basato sugli spostamenti è integrato con un certo numero di punti di integrazione, la risposta localizzata avverrà effettivamente alla prima sezione di controllo entro l'elemento situato laddove è presente la forza massima. Anche a livello globale la conseguenza sarà quella di avere un comportamento di post-picco non oggettivo, nel quale i differenti valori di forza laterale possono essere letti per lo stesso spostamento laterale imposto. Più elevata è la discretizzazione della *mesh* (cioè più essa è infittita), più ripida sarà la curva che esprime il comportamento di post-picco.

Gli elementi finiti basati sulle forze presentano lo stesso problema, essendo le deformazioni concentrate nel punto di integrazione locale soggetto al maggior

momento flettente. In analogia con la formulazione basata sugli spostamenti descritta sopra, se la medesima struttura è modellata con elementi basati sulle forze, la deformazione sarà localizzata nel primo punto di integrazione che si trova più vicino al contorno. Ricordando che per questo tipo di formulazione non è richiesta alcuna discretizzazione dell'elemento strutturale, quando questo non è elastico, un solo elemento finito può essere considerato per descrivere un singolo elemento strutturale. Anche gli elementi basati sulle forze, così come quelli basati sugli spostamenti, mostrano una risposta non oggettiva del comportamento post-picco.

Negli elementi con comportamento di tipo *softening*, quando viene aumentato il numero di punti di integrazione, anche la curvatura e la deformazione locale alla base dei punti di integrazione aumenteranno. Questo comportamento locale si riflette poi nella risposta globale dell'elemento. Ancora una volta, nella fase di comportamento post-picco, si avranno diversi valori di forza laterale per la medesima deformazione. La forza calcolata si riduce con l'aumento dei punti di integrazione, con un conseguente degrado della rigidezza post-picco.

Elementi con comportamento incrudente (*hardening behaviour*) mostrano, al contrario, una risposta oggettiva. In altre parole, quando la *mesh* viene raffinata, nel caso dell'approccio agli spostamenti, o quando viene aumentato il numero di sezioni d'integrazione, nel caso dell'approccio basato sulle forze, la risposta, a livello locale (momento-curvatura, per esempio) e globale (sforzo-deformazione) sarà sempre convergente verso un unico valore. Questo accade perché, se l'elemento strutturale ha un comportamento che tende all'indurimento (di tipo *hardening*), qualsiasi aumento imposto di momento alle estremità dell'elemento può migrare nelle sezioni più interne. Tale migrazione sta a significare che non si potrà formare alcuna localizzazione. Invece, con un comportamento di tipo *softening*, dal momento in cui la sezione più piccola del suddetto campione va oltre la capacità di picco, la curvatura alle estremità aumenta mentre il relativo momento decresce. Per l'equilibrio, le altre sezioni

dovranno ridurre il loro momento (ovviamente i momenti nelle sezioni interne non possono essere più elevati rispetto a quelli alle estremità). Poiché le sezioni interne non hanno ancora raggiunto il momento massimo, la loro fase di scarico inizia sul ramo ascendente della curva momento – curvatura. Per questo motivo, la curvatura in qualsiasi sezione interna diminuisce, mentre solo quella alle estremità continua a crescere.

E' da notare anche che la localizzazione non avviene all'interno della formulazione a plasticità concentrata, perché in tali elementi si presume che il comportamento inelastico si verifichi in una lunghezza finita dell'elemento, detta cerniera plastica, il cui comportamento è descritto da una legge isteretica definita a priori. Pertanto, è implicitamente considerato che una curvatura equivalente inelastica costante si sviluppi lungo tutta la lunghezza della cerniera plastica. In questo modo viene impedita la localizzazione dello sforzo, il che implica una risposta globale sempre oggettiva. È importante osservare quanto segue: il fatto che la localizzazione non avvenga nella formulazione a plasticità concentrata non è un vantaggio di questo tipo di elementi su quelli a plasticità distribuita, ma piuttosto un segno dei suoi limiti di modellazione e incapacità di riprodurre fenomeni fisicamente esistenti.

Come conclusione generale, in altre parole, si può affermare che una formulazione a plasticità distribuita è interessata dal problema della localizzazione perché è un modello più avanzato rispetto a quello a plasticità concentrata. In realtà, i problemi numerici rappresentati sono più strettamente legati a ciò che succede realmente, avvenendo sotto analoghe condizioni sperimentali.

Si può ricordare che la localizzazione fisica avviene nelle stesse condizioni in cui accade la localizzazione numerica, cioè per elementi aventi rigidità secondaria negativa. Un progettista dovrebbe dunque essere consapevole che questo effetto può verificarsi o essere più pronunciato nei modelli di strutture in cemento armato quando:

- Gli elementi sono soggetti ad un elevato sforzo assiale, come spesso accade per le colonne di un telaio sottoposto ad azioni sismiche;
- E' utilizzato un calcestruzzo ad elevata resistenza, adatto ad essere associato al ramo di post-picco;
- Gli elementi sono sovra-rinforzati, poiché lo schiacciamento del calcestruzzo è il meccanismo di rottura più probabile per la sezione.

In tutte le situazioni sopra descritte, l'utilizzo di un'espressione empirica per definire la lunghezza della cerniera plastica come elemento di regolarizzazione deve essere adeguatamente valutato, poiché potrebbe essere che tale formulazione sia stata definita per condizioni diverse da quelle sopra descritte.

4.6 La perdita di oggettività ai livelli di sezione ed elemento (*FB elements*)

Si consideri un provino caratterizzato da una colonna di acciaio su cui è applicato un carico trasversale in punta. Un singolo elemento determinato con l'approccio basato sulle forze è utilizzato per rappresentare l'intero provino. Quando viene aumentato lo spostamento in punta, è possibile osservare la formazione di una cerniera plastica alla base, dove si ha il momento massimo.

Tre soli punti di integrazione non sono adeguati per risolvere tutti gli integrali dell'elemento.

Se invece si utilizza un elemento sempre basato sulle forze, con uno spostamento alla punta imposto avente comportamento elastico – perfettamente plastico, la previsione e la risposta dell'elemento in termini di forza –spostamento rimane oggettiva, mentre la curvatura in corrispondenza dello sforzo di picco varia a seconda del numero di punti di integrazione alla base.

Quando questa sezione d'estremità raggiunge il momento plastico, la colonna raggiunge la propria capacità portante. All'aumentare dello spostamento in

punta, aumenta anche la curvatura nelle sezioni di integrazione alla base con il momento che rimane costante (perché plastico), mentre tutte le altre sezioni d'integrazione rimangono linearmente elastiche e non vedono alcun cambiamento in termini di momento-curvatura. La lunghezza dei punti di integrazione alla base e quindi la lunghezza della cerniera plastica diventa una funzione del numero di punti di integrazione scelto. All'aumentare del numero di punti di integrazione, la lunghezza della cerniera plastica diminuisce e la richiesta di curvatura nei punti di integrazione alla base dovrebbe aumentare per mantenere lo stesso spostamento alla punta predetto.

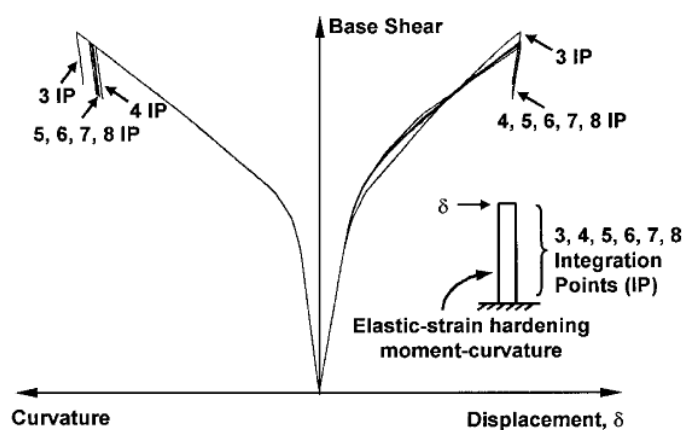


Figura 4.9: Provino con "Elastic-Strain-hardening response"

Nel caso di risposta momento – curvatura di tipo *softening*, la perdita di oggettività è più pronunciata. Si consideri, ad esempio, un provino di calcestruzzo armato, modellato con un singolo elemento basato sulle forze. Entrambe le sezioni di base presentano una risposta momento – curvatura che perde di oggettività. All'aumentare del numero di punti di integrazione da tre a cinque, la lunghezza della prima sezione d'integrazione diminuisce ed aumenta la curvatura richiesta per raggiungere lo stesso spostamento alla punta. Lo sforzo di compressione nella fibra di calcestruzzo nella cerniera plastica aumenta rapidamente, risultando in rapido degrado la rigidità del materiale.

Per un elevato numero di punti di integrazione, la risposta post-picco diventa molto ripida ed è necessario uno “*snap-back*”.

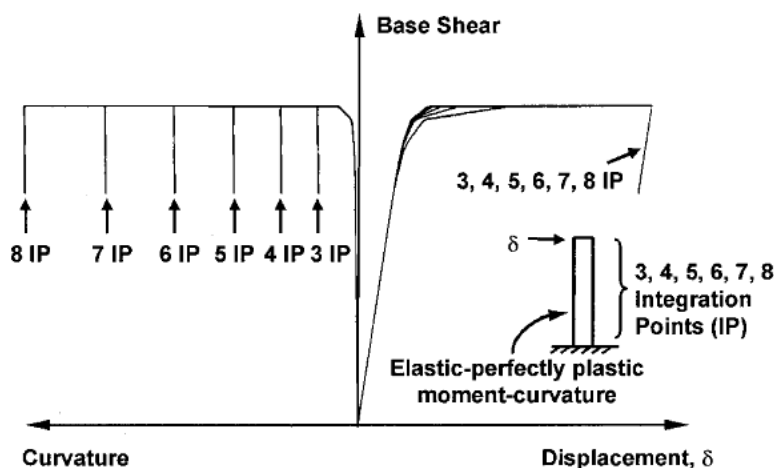


Figura 4.10: Provino con risposta elastica-perfettamente plastica

La figura 4.11 rappresenta una distribuzione schematica della curvatura e del momento flettente per tre, quattro e cinque punti di integrazione lungo l'altezza della colonna. Tale figura si riferisce ad un comportamento elastico-perfettamente plastico.

Quando il momento plastico M_p è raggiunto al primo punto di integrazione alla base, la forza applicata non può crescere e lo spostamento in sommità aumenta sotto l'applicazione di carichi costanti. Poiché il momento flettente non può aumentare oltre M_p , le sezioni d'integrazione adiacenti rimangono elastiche e la curvatura inelastica si localizza in corrispondenza della prima sezione d'integrazione. Lo spostamento in sommità è calcolato come la somma pesata delle curvature ai punti di integrazione. La prima sezione d'integrazione ha lunghezza finita $L_{IP} = w_{1L}$ proporzionale al peso w_1 .

Per concludere, il numero e la localizzazione dei punti o sezioni di integrazione non solo influenza l'accuratezza dell'integrazione, ma anche la risposta post-picco.

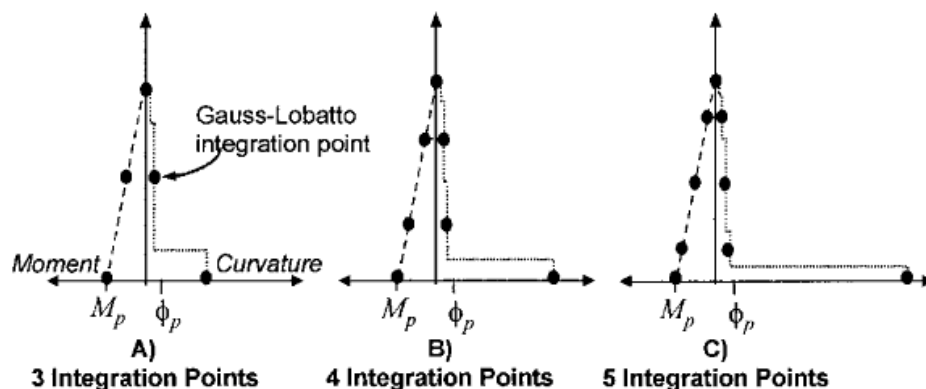


Figura 4.11: *Profili di momento e curvatura per provino elastico-perfettamente plastico con forza applicata alla base*

4.7 Tecniche di regolarizzazione per elementi basati sulle forze

4.7.1 Criterio con energia di frattura costante

Una delle tecniche di regolarizzazione più celebre e tra le più utilizzate è quella basata sul criterio di energia di frattura costante.

Mentre il concetto di energia di frattura costante non è totalmente accettato per la compressione così come lo è per la trazione, recenti ricerche sperimentali e analitiche hanno dimostrato che la teoria è valida anche per la localizzazione nel caso di compressione. L'idea principale del processo di regolarizzazione è quella di assumere che la relazione sforzo assiale – deformazione, per il calcestruzzo, è integrata con un parametro addizionale, ovvero l'energia di frattura in compressione G_f^c , definita come:

$$G_f^c = \int \sigma du_i \quad [4.12]$$

dove σ rappresenta la tensione del calcestruzzo e u_i lo spostamento inelastico. L'integrale rappresenta l'area sotto la porzione post-picco della curva sforzo di compressione-spostamento. Questa relazione simula l'energia di frattura per compressione, con l'apice c che indica appunto la compressione. Per adattare il

concetto di energia di frattura ad un uso generale, bisogna scrivere la relazione in termini di sforzo e deformazione:

$$G_f^c = h \int \sigma d\varepsilon_i = L_{IP} \int \sigma d\varepsilon_i \quad [4.13]$$

dove ε_i indica la deformazione inelastica e h la scala della lunghezza. Per elementi con fratture distribuite, h rappresenta la dimensione di un singolo elemento nella zona fratturata. Per gli elementi basati sulle forze, h diventa la lunghezza del punto di integrazione L_{IP} .

La regolarizzazione è, in questo caso, applicata dalla legge di KENT e PARK [1971]. Il comportamento che precede lo sforzo di picco è descritto da una parabola, seguita da un andamento lineare dopo lo sforzo di picco che rappresenta il ramo di *softening*, prima di raggiungere la deformazione prevista ε_{20} , corrispondente ad uno sforzo di compressione pari a $0,2f'_c$. La forza residua si presume rimanga costante per deformazioni maggiori di ε_{20} . L'energia di frattura è qui definita dallo sforzo di picco f'_c prima della fine del ramo di *softening*.

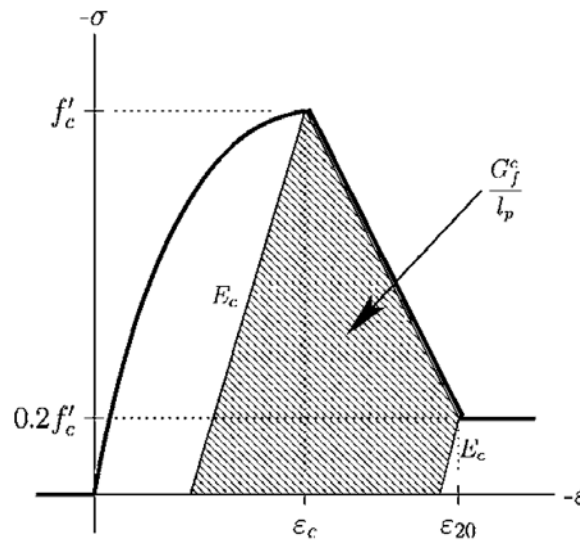


Figura 4.12: Modello di curva sforzo-deformazione di Kent e Park con energia di frattura in compressione data dall'area evidenziata

A questo consegue che ε_{20} deve essere calibrato per mantenere un'energia di rilascio costante. Assumendo G_f^c come conosciuto da prove sperimentali [JANSEN E SHAH, 1997], ε_{20} è definito dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c L_{1P}} - \frac{0,8 f'_c}{E} + \varepsilon_0 \quad [4.14]$$

Dove E è il modulo di Young e ε_0 è la deformazione corrispondente allo sforzo di picco.

L_{1P} è dunque la lunghezza della cerniera plastica che, secondo la formulazione proposta da COLEMAN e SPACONE [2001], può essere determinata a partire dalle proprietà del calcestruzzo:

$$l_p = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c (\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + 0,8 f'_c / E_c)} \quad [4.15]$$

Alternativamente, la lunghezza della cerniera plastica può essere ricavata utilizzando una formulazione empirica, proposta da PAULAY e PRIESTLEY [1992], per elementi di calcestruzzo armato:

$$l_p = 0,08L + 0,022 f_y d_b (KN, mm) \quad [4.16]$$

dove L è la lunghezza dell'elemento, mentre f_y e d_b sono rispettivamente la tensione di snervamento delle barre d'acciaio e il diametro delle barre longitudinali.

La curvatura totale nella regione in cui si sviluppa la cerniera plastica può essere distinta in una componente elastica e una inelastica, ovvero:

$$\phi = \phi_e + \phi_i \quad [4.17]$$

Considerando la geometria riportata in figura 4.13, la rotazione della cerniera inelastica è $\theta_i = \phi_i L_{1P}$. Tralasciando la curvatura elastica in altri punti di

integrazione e utilizzando un basso angolo di approssimazione per θ , la curvatura inelastica può essere approssimata come:

$$\phi_i^{MODEL} \cong \frac{\delta_i}{L_{1P} \left(\frac{L}{2} - \frac{L_{1P}}{2} \right)} \quad [4.18]$$

dove ϕ_i^{MODEL} indica la curvatura inelastica ricavata dalle analisi. Sostituendo l'attuale lunghezza della cerniera plastica L_P per L_{1P} si arriva ad una accettabile approssimazione della curvatura reale richiesta:

$$\phi_i^{PREDICT} \cong \frac{\delta_i}{L_p \left(\frac{L}{2} - \frac{L_p}{2} \right)} \quad [4.19]$$

dove $\phi_i^{PREDICT}$ indica la richiesta di curvatura inelastica basata sull'assumere la lunghezza della cerniera plastica pari ad L_p . Il modello di output può essere corretto come segue:

$$\phi = \phi_e + (scalefactor) \phi_i^{MODEL} \quad [4.20]$$

dove il fattore di scala è calcolato nel modo seguente:

$$scalefactor = \frac{w_{1P} L^2 (1 - w_{1P})}{L_p (L - L_p)} \quad [4.21]$$

Il caso della doppia curvatura prevale in analisi di strutture sottoposte a carico ciclico laterale.

Dall'altra parte però, qualche componente della struttura, come indicato nel caso di singolo provino, presenta cerniere plastiche solo alle estremità.

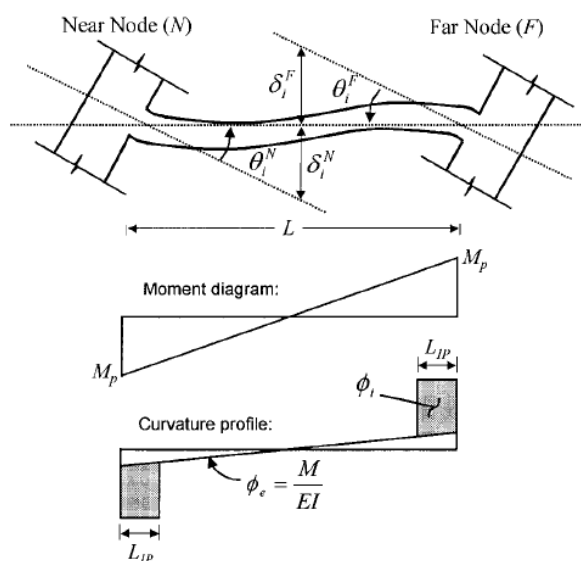


Figura 4.13: Formazione di cerniere plastiche alle estremità dell'elemento

E' necessario dunque cambiare l'approccio a doppia curvatura con un approccio a singola curvatura, nel modo seguente:

$$scalefactor = \frac{w_{1P} L^2 (2 - w_{1P})}{L_p (2L - L_p)} \quad [4.22]$$

Se la lunghezza del primo punto di integrazione corrisponde alla lunghezza della cerniera plastica, cioè se $L_{IP} = L_p$, non è necessaria alcuna rielaborazione della curvatura, perché essa può essere oggettivamente calcolata dall'elemento.

SCOTT E FENVES [2006], riferendosi ad elementi esclusivamente basati sulle forze, propongono una procedura di regolarizzazione che si esprime in uno schema di integrazione numerica all'interno della lunghezza della cerniera plastica che si forma alle estremità di un elemento trave-colonna. Essi utilizzano una modifica dell'integrazione di Gauss-Radau (G-R), dopo aver discusso altre due regole di integrazione: del punto medio e del punto all'estremità.

La metodologia adottata risulta adeguata perché:

- Vi sono semplici forze a livello di sezione alle estremità dell'elemento;
- Arriva ad una soluzione esatta per la distribuzione lineare della curvatura;
- Le deformazioni sono integrate lungo le specifiche lunghezze L_{pi} e L_{pj} , utilizzando una singola sezione in ciascuna cerniera plastica.

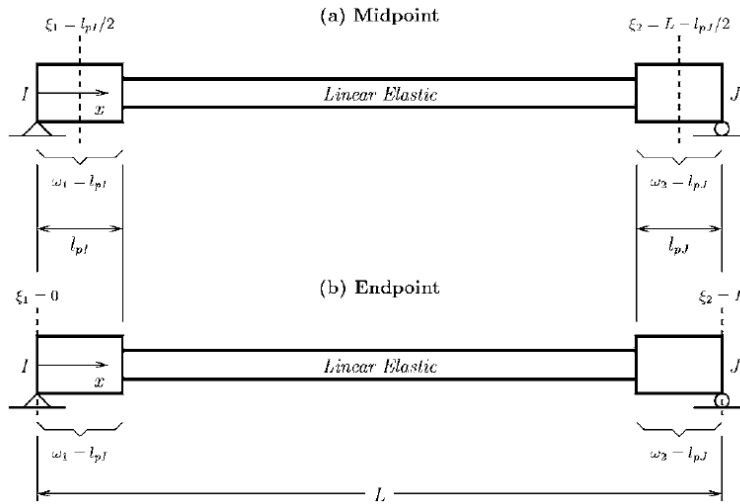


Figura 4.14: Metodi delle estremità e dei punti di mezzo di integrazione delle cerniere plastiche

Le modifiche adottate consistono nell'applicare i due punti $G-R$, avendo $\xi = \{0, 2L_{pi}/3, L - 2L_{pj}/3, L\}$ e $w = \{L_{pi}/4, 3L_{pi}/4, 3L_{pj}/4, L_{pj}/4\}$ fino a $4L_{pi}$ e $4L_{pj}$ alle due estremità.

La risposta non lineare è a priori confinata alle estremità dell'elemento, è nelle parti più interne l'elemento ha un comportamento elastico. In altre parole, la risposta inelastica viene calcolata tramite un'integrazione del modello a fibre lungo la regione di cerniera plastica ad ogni estremità dell'elemento, mentre la rimanente parte è considerata elastica.

Con la formulazione basata sulle forze non possibile rappresentare con il metodo basato sull'integrazione di un singolo elemento lo sviluppo della plasticità sotto incrudimento ed avere una risposta oggettiva a livello di sezione ed elemento per il comportamento di tipo *softening*. Questo tipo di elementi con la formulazione

delle cerniere plastiche descritte, sono raccomandati in modellazioni in cui si vuole un'analisi non lineare di strutture a fibre con rammollimento e degrado dei componenti strutturali.

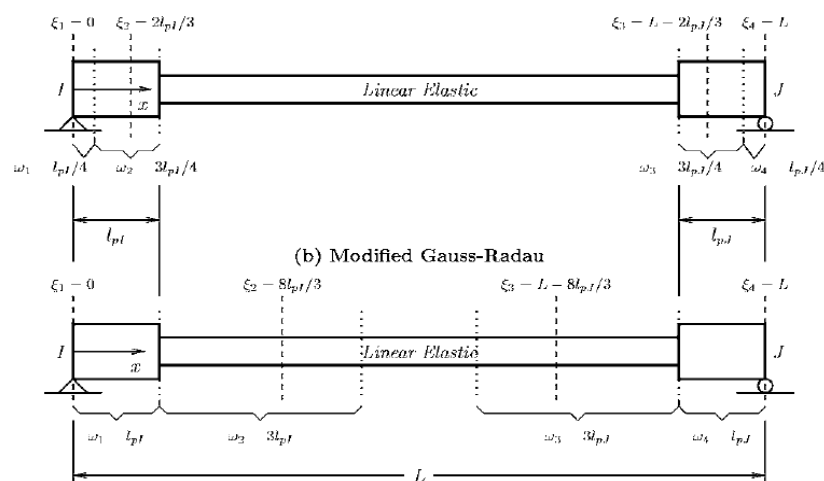


Figura 4.15: Metodi di integrazione delle cerniere plastiche di Gauss-Radau

4.7.2 Altre tecniche di regolarizzazione

Due differenti espressioni, per condizioni di carico cicliche e monotone, sono state sviluppate da PANAGIOTAKOS e FARDIS [2001]:

$$\begin{aligned} L_{p,cyclic} &= 0,12L + 0,014a_{sl}d_b f_y \\ L_{p,monoton} &= 1,5L_{p,cyclic} = 0,18L + 0,021a_{sl}d_b f_y \end{aligned} \quad [4.23]$$

Dove a_{sl} è un coefficiente che varia tra 0 e 1 per l'assenza o la presenza di *pullout* delle barre di acciaio nelle zone sopra la sezione di momento massimo.

Altra proposta è stata fatta da FARDIS e BISKINIS [2003], che distinguono tra colonne “conformi” e non “conformi” (si veda FEMA-356, 2000). Per elementi conformi si ha:

$$\begin{aligned}
 L_{p,cyclic} &= 0,026L + 0,13h + a_{sl} \frac{d_b f_y}{50} \\
 L_{p,monotonic} &= 0,07L + 0,5h + a_{sl} \frac{d_b f_y}{40}
 \end{aligned}
 \quad [4.24]$$

Per i non conformi invece cambia solo l'espressione per il carico ciclico:

$$L_{p,cyclic} = 0,025L + 0,125h + a_{sl} \frac{d_b f_y}{100} \quad [4.25]$$

con f_y espresso in MPa.

BERRY e EBERHARD [2008] hanno formulato ancora un'altra espressione per esprimere la lunghezza della cerniera plastica:

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 h + \xi_3 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \leq \frac{L}{4} \quad [4.26]$$

con:

$$\xi_1 = 0,05 \quad \xi_2 = 0 \quad \xi_3 = 0,1$$

5 Modello di analisi

5.1 Strumenti ed ipotesi di analisi

Sulla base dei riferimenti teorici descritti nei capitoli precedenti, attraverso moderni strumenti di analisi, è possibile studiare il comportamento di un gruppo di pali di fondazione in cemento armato in presenza di isolatori sismici tra palo e struttura in elevazione. Si fa riferimento ad un edificio ideale in acciaio, la cui progettazione e modellazione viene eseguita sulla base delle indicazioni riportate nelle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Lo studio della risposta sismica del sistema sovrastruttura – isolatore – sottostruttura viene eseguito attraverso un’analisi agli Elementi Finiti (FEM – Finite Element Method), utilizzando un software progettato e realizzato appositamente per l’analisi sismica: *SeismoStruct*[®]. Si tratta di un programma agli Elementi Finiti per il calcolo strutturale, in grado di predire il comportamento in grandi spostamenti di strutture intelaiate tridimensionali soggette a carichi statici e dinamici tenendo in considerazione sia la *non linearità geometrica* che *l’inelasticità dei materiali*. Il programma è composto di

tre moduli principali: un *Pre – processore*, in cui è possibile definire i dati di input del modello strutturale; un *Processore*, in cui viene analizzata la struttura, e infine un *Post – processore*, per la rielaborazione dei risultati dell'analisi.

Per definire correttamente il modello è necessario seguire le seguenti fasi di lavoro:

- Progettare l'ipotetica struttura in elevazione;
- Scegliere un'ipotetica stratigrafia di riferimento e la fondazione ad essa più adatta;
- Definire il modello più corretto di isolatore da utilizzare e dimensionarlo sulla base dello sforzo normale che agisce su di esso e viene trasmesso dalla sovrastruttura;
- Modellare correttamente l'isolatore all'interno del programma;
- Implementare gli accelerogrammi per l'analisi *Time History*;
- Applicare un accelerogramma diverso per ogni profondità;
- Analizzare i risultati presenti nel post – processore e trarre le opportune conclusioni.

5.2 Modellazione della struttura in elevazione

La struttura a cui si fa riferimento per l'analisi del comportamento palo – terreno – edificio non è un caso ideale, ma si tratta invece di un complesso ipotetico, progettato in accordo con le indicazioni per le costruzioni in zona sismica fornite nelle NTC08, al §7.2.2.

Si tratta di un edificio caratterizzato da una struttura portante in acciaio, con controventi a V diagonali presenti nelle pareti esterne. La costruzione risulta essere regolare sia in piano che in altezza.

Per il calcolo della struttura vengono assunte le seguenti ipotesi:

- Gli elementi non strutturali (ad esempio le tramezze interne) non vengono rappresentati;
- Ogni solaio interpiano, nonché la copertura e il pavimento al piano terra vengono supposti come infinitamente rigidi, con una rigidezza flessionale infinitamente maggiore rispetto a quella verticale;
- I carichi relativi a solai e copertura vengono conteggiati attraverso una massa aggiuntiva definita per le travi in direzione ortogonale a quella in cui si sviluppa il solaio;
- Le combinazioni di carico sono state assunte in accordo alle indicazioni fornite dalle NTC08;
- Poiché l'edificio è simmetrico nelle due direzioni in pianta non vi è eccentricità, la normativa comunque suggerisce di tener conto di un'eccentricità accidentale minima pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. L'eccentricità deve essere costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

5.2.1 Materiali e sezioni

Per definire il modello all'interno di *SeismoStruct*[®] è necessario dapprima definire i materiali che caratterizzano la struttura in esame. Come detto in precedenza, la sovrastruttura è caratterizzata da elementi in acciaio. Il materiale definito nel programma presenta dunque il modello costitutivo descritto in figura 5.1.

Si tratta di un modello uni assiale sforzo – deformazione bi-lineare con incrudimento cinematico, in cui il ramo elastico rimane costante durante le varie fasi di carico e la legge di incrudimento cinematico per la superficie di snervamento è assunta come funzione lineare dell'incremento di deformazione plastica. Questo semplice modello è inoltre caratterizzato da parametri di calibrazione facilmente identificabili e dalla sua efficienza computazionale. Può

essere usato sia nella modellazione di strutture in acciaio, dove è solitamente impiegato acciaio dolce, sia nella modellazione di strutture in calcestruzzo armato, dove è di solito utilizzato acciaio incrudito.

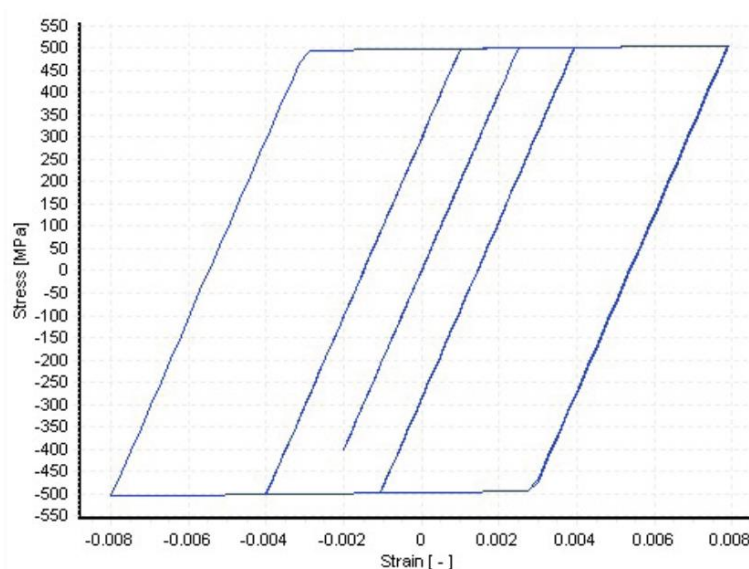


Figura 5.1: *Modello costitutivo dell'acciaio*

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del §11.3.4.9 e alle qualità di cui al §7.5 delle NTC08.

L'acciaio strutturale presente all'interno del modello è stato definito tramite i seguenti parametri:

<i>Proprietà materiale</i>	<i>Valori</i>
Modulo di elasticità E_s [KPa]	$2,0 \cdot 10^8$
Resistenza a snervamento f_y [KPa]	500000
Parametro di incrudimento μ	0,005
Deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (<i>buckling</i>)	0,12
Peso specifico γ [KN/m ³]	78

Tabella 5.1: *Proprietà dell'acciaio*

Dopo aver definito il materiale e le sue proprietà è possibile definire i profili di acciaio per travi, colonne e controventi:

- Travi: HEA 500

La sezione presenta le seguenti caratteristiche:

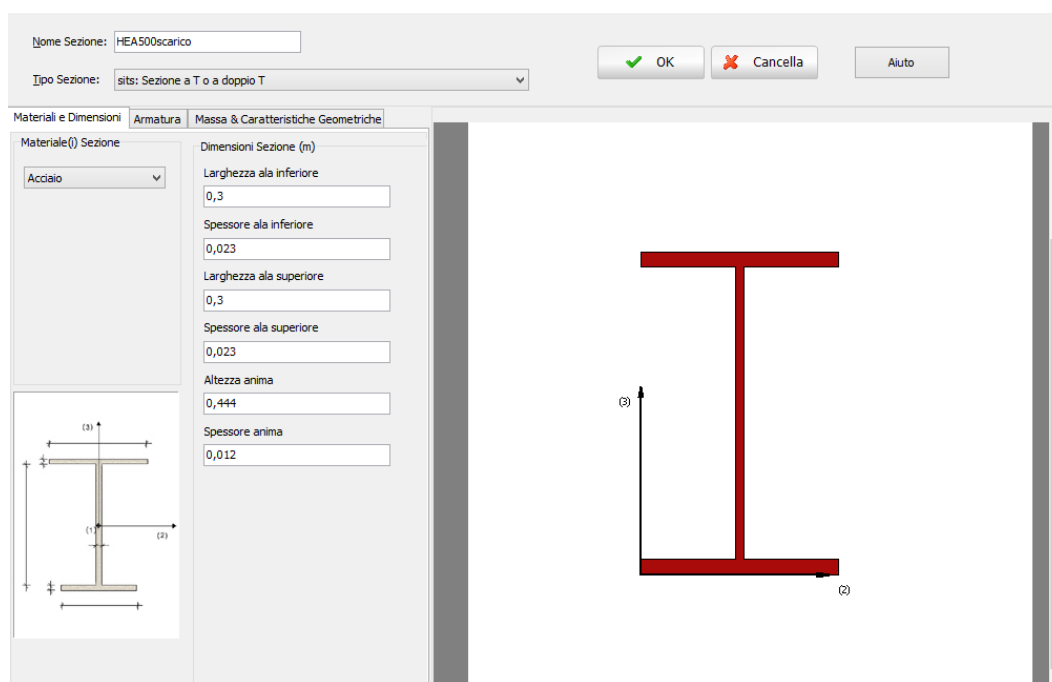


Figura 5.2: Caratteristiche della sezione della travi

Per le travi che sopportano il carico del solaio o della copertura, nella direzione ortogonale a quella in cui lavora il diaframma interpiano, nella sezione “massa & caratteristiche geometriche” è stata inserita una massa aggiuntiva in tonne/m o KN/m, il cui calcolo verrà poi descritto nei paragrafi successivi.

- Colonne/pilastri: HEB 360

La sezione presenta le seguenti caratteristiche:

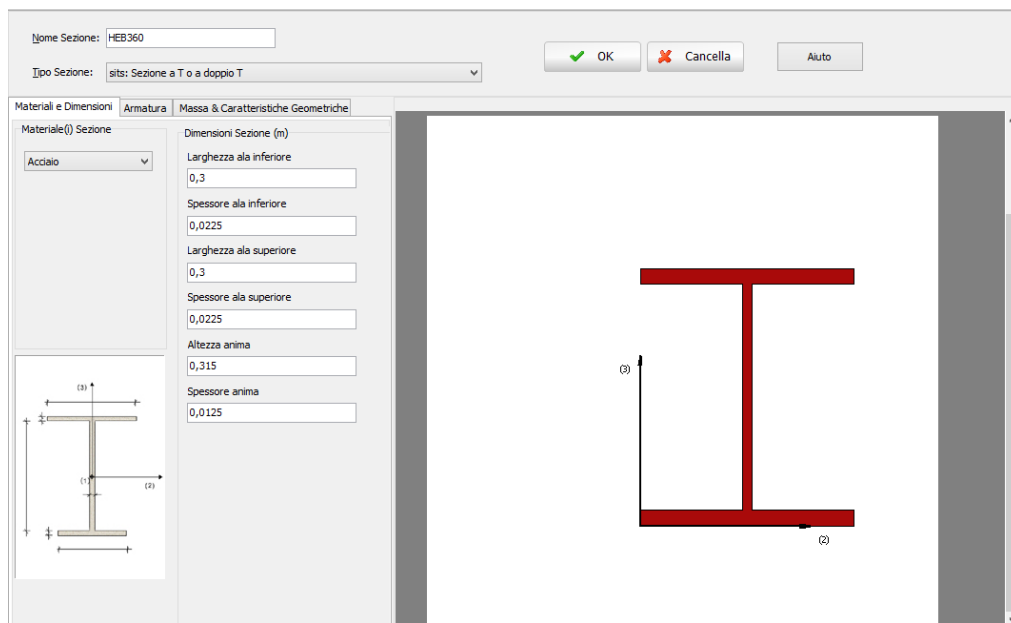


Figura 5.3: *Caratteristiche della sezione delle colonne*

- Controventi: IPE 160

La sezione presenta le seguenti caratteristiche:

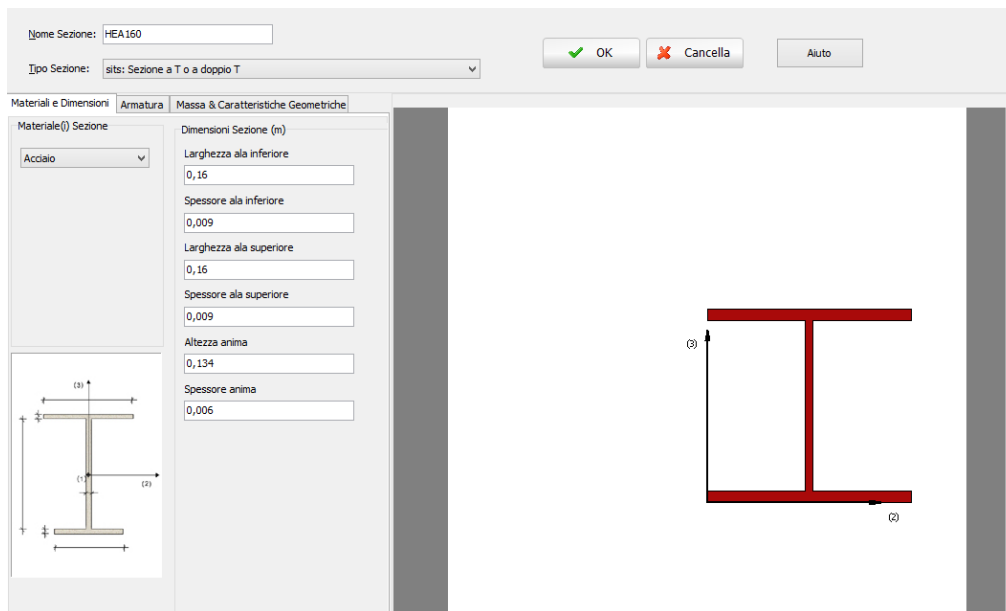


Figura 5.4: *Caratteristiche della sezione dei controventi*

Per l'elemento *truss* è stata scelta una sezione piuttosto leggera dato che questo tipo di elemento lavora solo in direzione assiale.

5.2.2 Classi di elementi

Dopo aver definito materiali e sezioni dei vari elementi strutturali, è necessario passare alla sezione “classi di elementi” e definire l'elemento finito che rappresenta il singolo elemento strutturale. La scelta opportuna di questi elementi è fondamentale per una corretta modellazione dell'edificio.

Per caratterizzare travi e colonne costituenti la struttura portante è stato scelto l'elemento *frame inelastico (infrmFB)*.

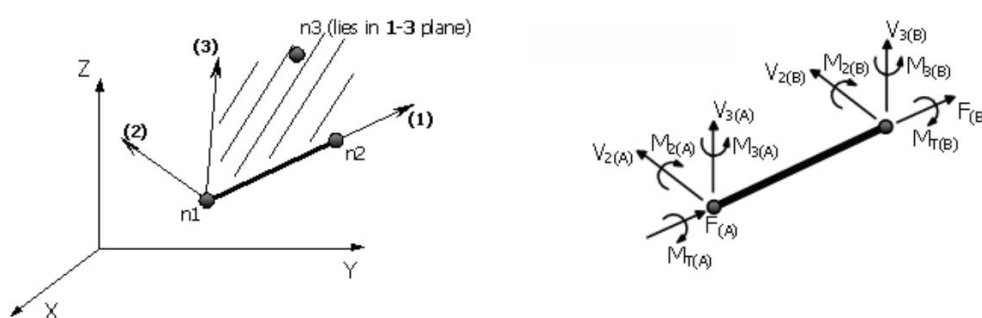


Figura 5.5: Input e output di un elemento frame inelastico

Si tratta di un elemento trave-colonna in grado di modellare gli elementi di un telaio spaziale tenendo in considerazione sia la non linearità geometriche che l'inelasticità del materiale. Lo stato di sforzo-deformazione degli elementi trave-colonna al livello della sezione si ottiene con l'integrazione della risposta non lineare uniassiale del materiale delle singole fibre in cui la sezione è stata suddivisa, in modo da cogliere completamente il diffondersi dell'inelasticità nella lunghezza dell'elemento e nella sezione. L'elemento *infrmFB* non richiede la discretizzazione dell'elemento strutturale, determinando analisi più veloci.

Inoltre, l'uso di un singolo elemento finito per elemento strutturale offre la possibilità di utilizzare facilmente i risultati delle rotazioni alla corda per le verifiche sismiche secondo le NTC08.

Per tutti gli elementi di questo tipo, sia travi sia colonne, sono state scelte 5 sezioni di integrazione, relativamente ad ogni sezione. Le sezioni risultano discretizzate in 150 fibre o punti di monitoraggio.

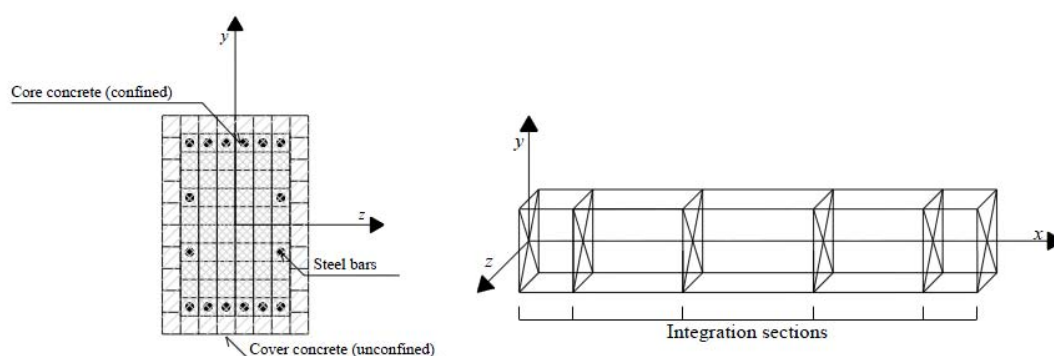


Figura 5.6: *Sezioni di integrazione*

Per l'elemento trave, ad esempio, la discretizzazione si presenta come segue:

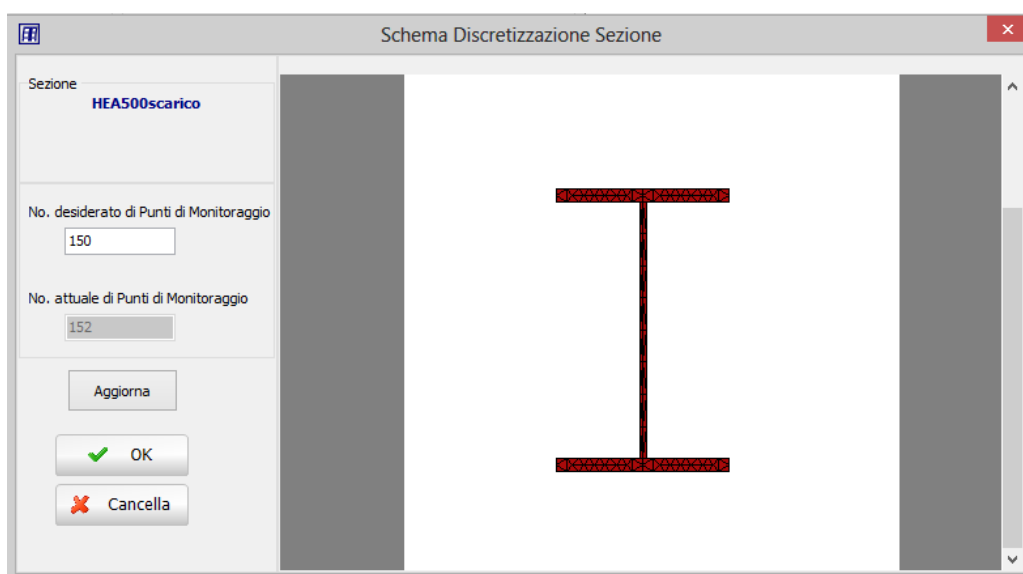


Figura 5.7: *Discretizzazione di una sezione, punti di monitoraggio*

E' da sottolineare inoltre come in *SeismoStruct*[®] le sezioni di estremità non rappresentano punti di integrazione e che a quelli prossimi ai margini dell'elemento sono assegnati pesi minori.

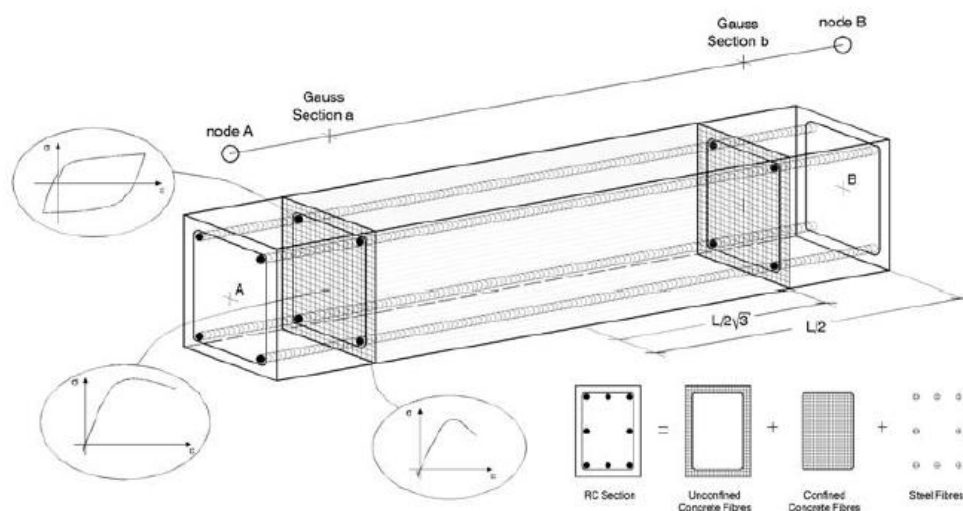


Figura 5.8: Sezioni in una trave - *SeismoStruct*[®]

L'approccio utilizzato da questo tipo di elementi è quello della plasticità distribuita. Si tratta di elementi a fibre basati sulle forze (*Force Based Element*): le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo corretto l'andamento delle sollecitazioni sugli elementi in base alle forze nodali e le funzioni, che riproducono il campo di spostamenti, si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche sulla sua lunghezza. In questo modo, mentre l'equilibrio delle forze è sempre soddisfatto, la compatibilità delle deformazioni viene soddisfatta per via integrale. La formulazione basata sulle forze richiede dunque, come visto precedentemente, iterazioni ad ogni livello.

Nonostante questa apparente complicazione tale formulazione porta alla soluzione esatta, in quanto non si fa alcuna assunzione nel campo della curvatura.

Per il modello dei controventi è invece stato utilizzato l'elemento *truss inelastico* (*truss*). Si tratta di un elemento particolarmente utile per definire elementi che lavorano solamente nella loro direzione assiale (ad esempio appunto controventi orizzontali o verticali, capriate in acciaio, etc.).

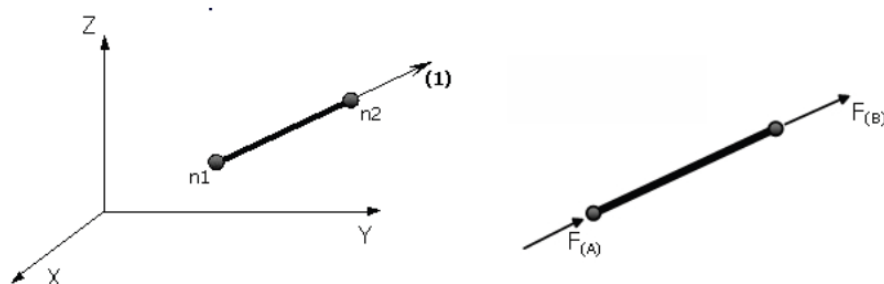


Figura 5.9: *Input e output di un elementi truss*

Per l'elemento *truss* non è necessario definire le sezioni di integrazione, mentre i punti di monitoraggio in cui è stato discretizzato l'elemento sono solamente 100, meno rispetto agli elementi trave-colonna, vista la minor importanza strutturale del componente analizzato. La discretizzazione si presenta nel modo seguente:

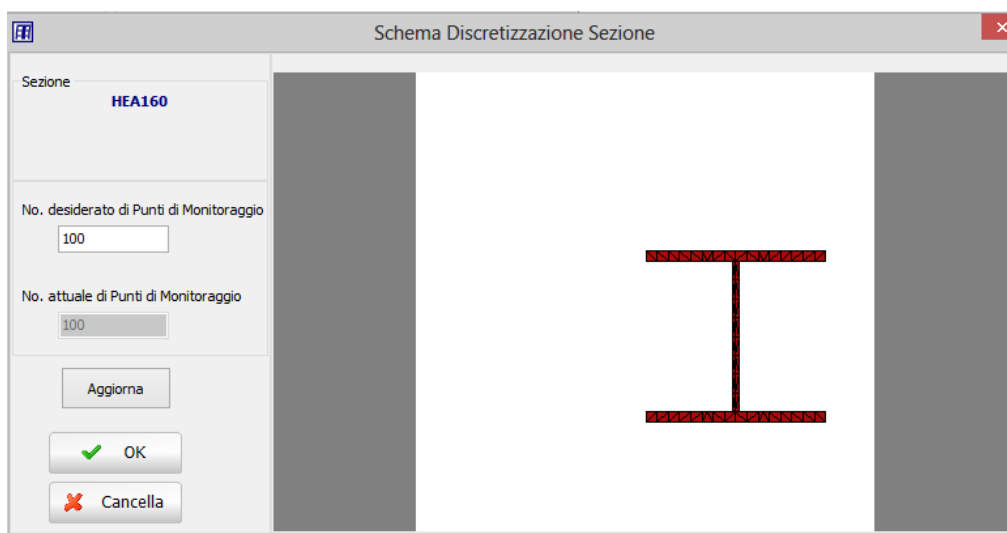


Figura 5.10: *Discretizzazione di una sezione dell'elementi truss*

Per la caratterizzazione dei solai, intesi come vincolo infinitamente rigido nel piano X-Y, è stato utilizzato il vincolo interno *Diaframma rigido*. Il solaio schematizzato come diaframma rigido presenta diversi vantaggi in presenza di un'analisi sismica, a confronto con un diaframma schematizzato come flessibile. Per la definizione di questo particolare vincolo è necessario definire un nodo master, generalmente coincidente con il centro di massa del solaio, dal quale si dipanano i bracci rigidi, e i nodi slave, che definiscono il piano di lavoro del vincolo interno. Per il corretto vincolo del diaframma rigido alla struttura, il nodo master è stato collegato attraverso un *rigid link* ai 6 nodi ad esso più vicini, in modo tale da presentare un corretto spostamento in tutte le direzioni e prevenire eventuali labilità strutturali.

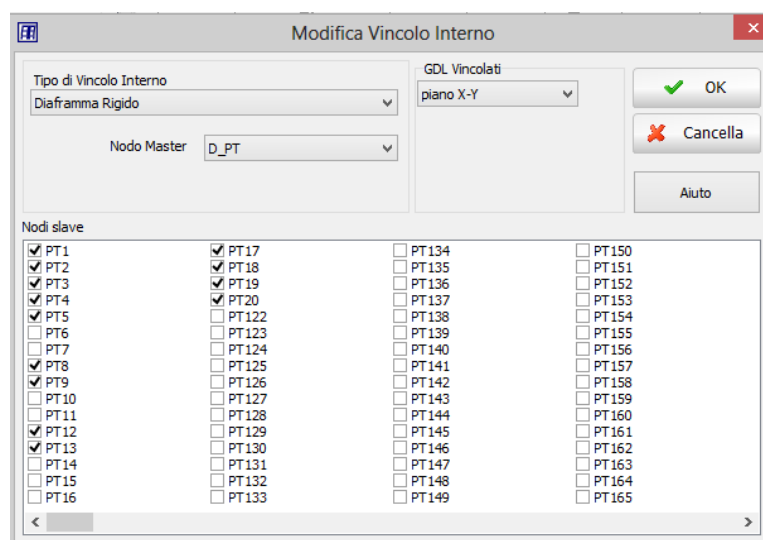


Figura 5.11: Definizione del diaframma rigido

5.2.3 Generazione del modello

L'edificio ipotetico oggetto della presente analisi è caratterizzato in pianta da una configurazione a forma quadrata, di dimensioni 24 x 24 m. In direzione X le travi hanno una luce di 8 m, mentre in direzione Y di 6 metri. Sono dunque presenti 4 pilastri lungo X e 5 lungo Y, come si può osservare in figura:

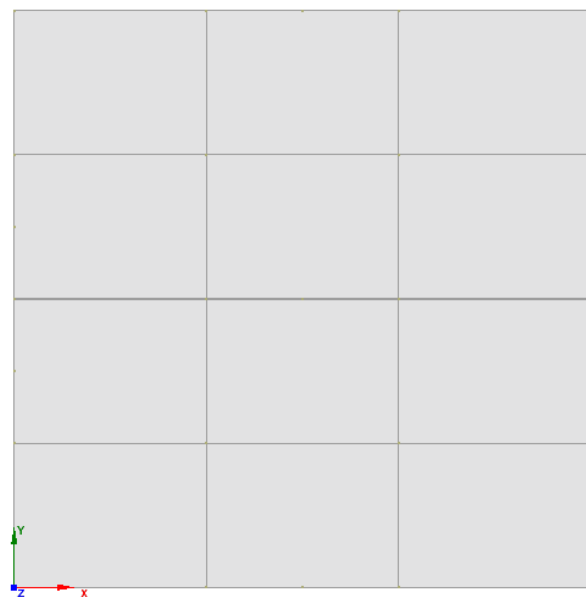


Figura 5.12: *Pianta della struttura*

In verticale l'edificio si sviluppa su 19 m di altezza, caratterizzato da 5 diversi livelli. Il piano terra ha un'altezza di 5 m, mentre tutti gli altri hanno un'altezza costante di 3,5 m:

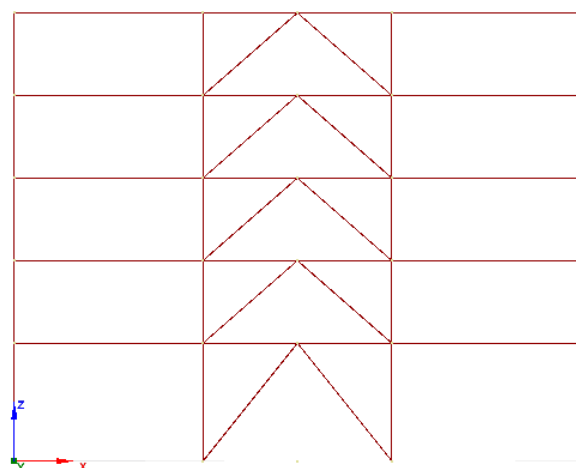


Figura 5.13: *Vista frontale*

In direzione X è possibile osservare la presenza dei controventi a V, che raddoppiano come numero in direzione Y:

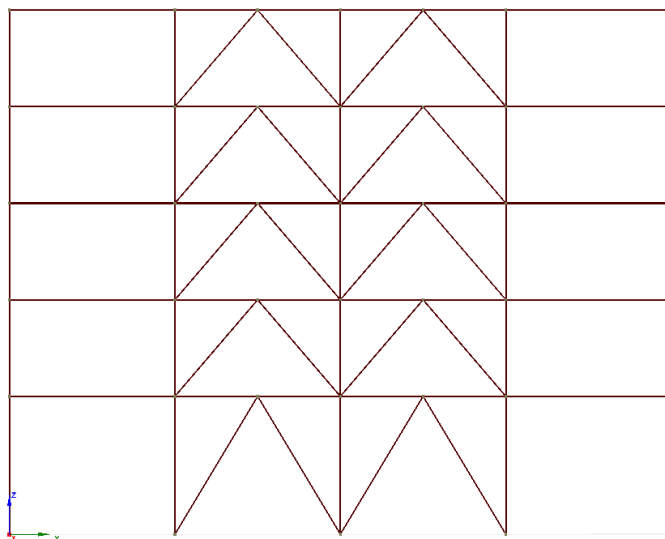


Figura 5.14: *Vista laterale*

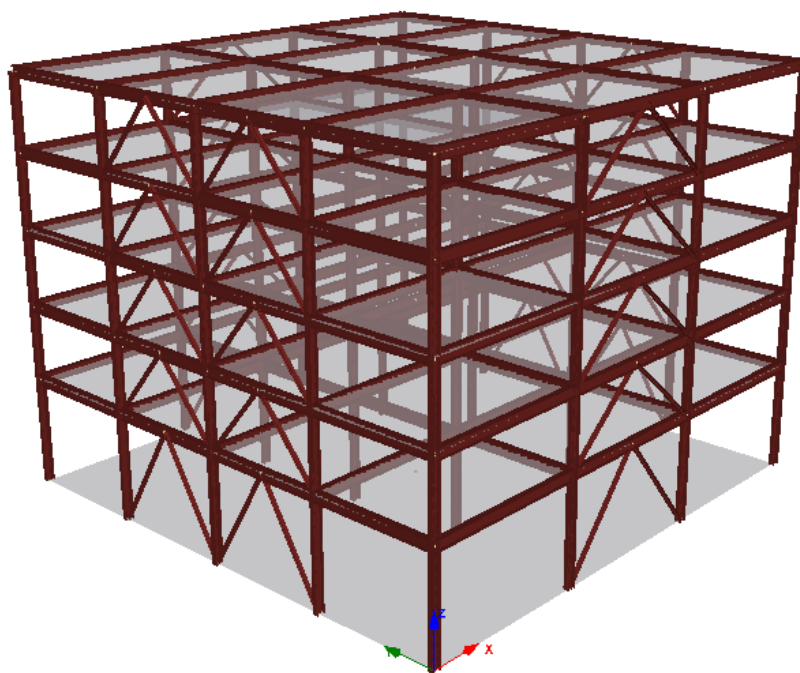


Figura 5.15: *Generazione del modello*

E' possibile osservare come l'edificio presenti importanti caratteristiche di simmetria in ambedue le direzioni in pianta (figure da 5.13 a 5.15). Ciò facilita sicuramente l'analisi in termini di torsione e rotazione attorno all'asse z .

Travi e colonne sono tra loro incastrate, dunque la struttura presenta un elevato grado di iperstaticità, che favorisce la stabilità del complesso.

5.2.4 Carichi statici

Si tratta dei carichi utilizzati per dimensionare gli elementi strutturali ed eseguire le opportune verifiche per ogni tipologia di sezione ed elemento costituente la struttura.

Nel caso in esame i principali carichi statici agenti sull'edificio, si possono distinguere in verticali ed orizzontali. Tra i verticali, fondamentale è il peso proprio della struttura, dato dagli elementi strutturali in acciaio, e il peso dovuto ai solai interpiano e alla copertura.

Il peso proprio della struttura è stato calcolato utilizzando il peso della sezione fornito dal software, moltiplicandolo poi per i metri lungo cui la sezione si sviluppa. Si ottengono quindi i seguenti risultati:

<i>Calcolo del peso degli elementi strutturali per piano</i>												
<i>elementi considerati</i>				<i>peso trave</i>			<i>peso colonna</i>		<i>peso truss</i>		<i>TOTALE</i>	
<i>p.no</i>	<i>liv</i> [m]	<i>l. travi</i> [m]	<i>l.col</i> [m]	<i>l.truss</i> [m]	<i>Massa</i> W/g [ton]	<i>Peso W</i> [KN]	<i>Massa</i> W/g [ton]	<i>Peso W</i> [KN]	<i>Massa</i> W/g [ton]	<i>Peso W</i> [KN]	<i>Massa</i> W/g [ton]	<i>Peso W</i> [KN]
<i>p. t.</i>	0	0	100	56,6	0	0	13,8	136	1,64	15,8	15,4	151,8
<i>1 p</i>	5	216	70	49,3	32,4	321,8	9,66	95,2	1,43	13,8	43,4	430,8
<i>2 p</i>	8,5	216	70	49,3	32,4	321,8	9,66	95,2	1,43	13,8	43,4	430,8
<i>3 p</i>	12	216	70	49,3	32,4	321,8	9,66	95,2	1,43	13,8	43,4	430,8
<i>4 p</i>	15,5	216	70	49,3	32,4	321,8	9,66	95,2	1,43	13,8	43,4	430,8
<i>cop</i>	19	216	0	0	32,4	321,8	0	0	0	0	32,4	321,8

Tabella 5.2: *Peso degli elementi strutturali*

Per quanto riguarda i solai interpiano, è stato scelto un solaio in laterocemento, dello spessore di 40 cm, dato che, secondo normativa, lo spessore del solaio deve essere superiore alla luce che esso ricopre fratto 25 ($s > L/25$). Lo spessore della copertura è invece assunto di 30 cm, sempre facendo riferimento ad un edificio ideale.

I carichi permanenti sono dati dal peso proprio degli elementi che costituiscono il diaframma orizzontale, mentre i carichi di esercizio sono riportati nella tabella 3.1.II delle NTC08, e dipendono dalla categoria a cui appartiene l'edificio o la struttura in progetto. Nel caso specifico, essendo l'isolamento sismico un provvedimento di protezione da scegliere solamente per ambienti di una certa importanza e suscettibili ad un certo affollamento, si è scelto che il complesso in esame appartenga alla categoria C1 (Ambienti suscettibili di affollamento), con una copertura appartenente alla categoria H1 (accessibile per sola manutenzione). Facendo allora riferimento alla tabella 3.1.II delle NTC08, si ha:

<i>Categoria</i>	<i>Ambiente</i>	q_k [KN/m ²]	Q_k [KN]	H_k [KN/m]
C1	Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00

Tabella 5.3: Carichi di esercizio per la categoria di edificio in esame

Il calcolo dei carichi permanenti è il seguente:

SOLAIO INTERPIANO	
Carico	peso [KN/m ²]
solaio laterocemento	2,8
cls alleggerito	0,8
controsoffitto in gesso	0,3
tavole interne	1,5
Pavimento	0,9
TOTALE G_k	6,3

Tabella 5.4: Peso del solaio interpiano

COPERTURA	
Carico	peso [KN/m ²]
protezione ed isolamento	1,5
calcestruzzo cellulare	0,6
cls alleggerito	0,8
solaio laterocemento	2,8
controsoffitto in gesso	0,3
TOTALE G_k	6

Tabella 5.5: *Peso della copertura*

Per calcolare il carico totale su ogni piano derivante dal peso di ogni solaio si è deciso di non utilizzare la combinazione di carico sismica suggerita dalle NTC08 dato che il comportamento di un edificio sotto azioni orizzontale è controllato facendo riferimento ad una combinazione di carichi quasi permanenti. Si è deciso allora di stimare i carichi presenti in caso di terremoto includendo tutti i carichi permanenti e solo il 15% dei carichi accidentali:

CARICHI DOVUTI AI SOLAI E ALLA COPERTURA							
<i>solaio</i>	KN/m ²	6,75	peso singolo solaio	KN	3888	ton	396,33
<i>interpiano</i>			interpiano				
<i>copertura</i>	KN/m ²	6,075	peso copertura	KN	3499,2	ton	356,69

Tabella 5.6: *carichi generati da solaio e copertura*

La massa aggiuntiva per ciascuna trave ortogonale alla direzione del solaio risulta allora:

MASSA AGGIUNTIVA PER IL MODELLO DELLE TRAVI					
1 piano	KN/m	32,4	ton/m	3,302	
2 piano	KN/m	32,4	ton/m	3,302	
3 piano	KN/m	32,4	ton/m	3,302	
4 piano	KN/m	32,4	ton/m	3,302	
copertura	KN/m	29,16	ton/m	2,972	

Tabella 5.7: *Massa distribuita*

Il carico dei solai agente in direzione ortogonale al verso del solaio è stato modellato all'interno del programma attraverso la funzione "carico distribuito", che a differenza dell'opzione di inserire le masse aggiuntive all'interno della sezione degli elementi, consente di conteggiare i momenti dovuti al carico distribuito all'estremità della trave, che altrimenti si dovrebbero recuperare attraverso la funzione "Recupero sforzi e deformazioni", che comunque non consente un computo degli sforzi del tutto corretto.

Altro carico verticale agente sull'edificio è contemplato da normativa è rappresentato dall'azione della neve. Facendo riferimento alla combinazione di carico indicata dalla normativa per l'azione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (si veda l'espressione 2.5.5 presente al §2.5.3 della normativa italiana), per edifici situati a quota inferiore ai 1000 m si suggerisce un coefficiente di sicurezza per le azioni dovute alla neve pari a 0. Dunque l'azione della neve non viene conteggiata.

Oltre all'azione sismica, che verrà descritta in seguito, altra azione verticale agente sull'edificio è quella del vento. Poiché essa viene calcolata in base alla velocità di riferimento dipendente dalla zona, alla pressione del vento, al coefficiente di esposizione (dipendente anch'esso dalla zona) e poiché l'edificio in esame è un edificio ideale che non ha una collocazione geografica precisa, l'effetto dovuto al vento viene trascurato. L'approccio poco approfondito di questo aspetto è dovuto al fatto che il lavoro è concentrato soprattutto sulla struttura di fondazione.

5.3 Modellazione della struttura di fondazione

Generalmente lo studio di un edificio sottoposto ad azione sismica viene eseguito vincolando l'edificio a terra mediante un incastro perfetto. L'approccio utilizzato in questo elaborato consente una modellazione più precisa degli effetti che il sottosuolo provoca sulla struttura in elevazione, e permette di osservare non solo

la risposta della sovrastruttura all'azione sismica, ma anche l'interazione terreno – fondazione influenzata dal moto sismico.

5.3.1 Definizione della stratigrafia di riferimento e della categoria di sottosuolo

Anche per quanto riguarda la stratigrafia si fa riferimento ad un modello del tutto ipotetico, caratterizzato essenzialmente da una stratigrafia costituita da due strati di terreno aventi caratteristiche di resistenza e densità che migliorano via via con il crescere della profondità, i quali poggiano su uno strato di rigidità infinita, detto *bedrock*.

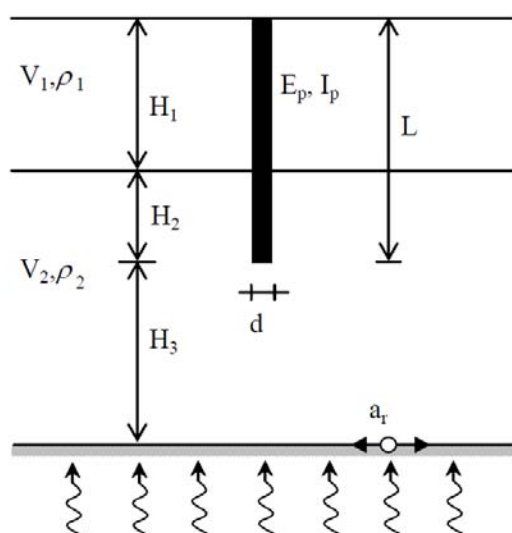


Figura 5.16: Definizione del sottosuolo

La stratigrafia in esame è definita dalla velocità di propagazione delle onde sismiche (V_s) per controllare la diversa risposta della fondazione. Il primo strato arriva fino ad una profondità di 15 metri con una velocità di propagazione dell'onda $V_s = 100$ m/s. Il secondo strato si sviluppa dai 15 ai 30 metri con una $V_s = 400$ m/s. Immaginando di far coincidere la linea di falda con il piano

compagna, nel primo caso siamo in presenza di una sabbia satura sciolta, mentre nel secondo caso siamo in presenza di una sabbia densa. A 30 metri di profondità vi è invece la presenza del bedrock.

<i>N.</i>	<i>Materiale</i>	<i>Densità</i>	<i>Prof</i> [m]	<i>H</i> [m]	<i>D_r</i> [%]	<i>φ</i> [°]	<i>γ</i> [KN/m ³]	<i>V_s</i> [m/s]	<i>ν</i>
1	Sabbia satura	sciolto	0 - 15	15	42	33	19,65	100	0,3
2	Sabbia satura	denso	15 - 30	15	70	40	21,00	400	0,3

Tabella 5.8: Definizione della stratigrafia

Come indicato dalla normativa al paragrafo 3.2.2, “*per la definizione dell’azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento...la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.*” La velocità equivalente delle onde di taglio, riferita alla testa dei pali per le fondazioni su pali, è definita dall’espressione seguente:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} = 160 \text{ m/s} \quad [5.1]$$

Osservando la tabella 3.2.II delle NTC8, che riporta le varie categorie di sottosuolo, è possibile desumere come il sottosuolo in esame appartenga alla categoria D: “*depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s.*”

5.3.1.1 Stratigrafia di confronto

Dopo aver analizzato ampiamente e in modo dettagliato la risposta della fondazione inserita in un terreno caratterizzato da uno strato profondo molto più resistente rispetto a quello superficiale, come quello descritto nel paragrafo precedente, sarebbe interessante osservare quali sono le analogie e le differenze con un sottosuolo più omogeneo.

Si propone allora, come stratigrafia alternativa di confronto, la sostituzione dello strato più superficiale, da 0 a 15 metri, con una sabbia medio/densa, caratterizzata da $V_s = 200$ m/s. A 30 metri di profondità vi è sempre il bedrock. Il sottosuolo di confronto si presenta dunque come riportato nella tabella 5.9:

<i>N.</i>	<i>Materiale</i>	<i>Densità</i>	<i>Prof</i> [m]	<i>H</i> [m]	<i>D_r</i> [%]	<i>φ</i> [°]	<i>γ</i> [KN/m ³]	<i>V_s</i> [m/s]	<i>ν</i>
1	Sabbia satura	medio/denso	0 - 15	15	60	35	20,12	200	0,3
2	Sabbia satura	denso	15 - 30	15	70	43	21	400	0,3

Tabella 5.9: Definizione della stratigrafia di confronto

La velocità equivalente delle onde di taglio è:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} = 266,67 \text{ m/s} \quad [5.2]$$

In questo caso la categoria di sottosuolo risulta essere la categoria C: “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”

Un fattore importante da sottolineare rispetto al caso precedente è che la differenza delle caratteristiche di resistenza fra i due strati di terreno si dimezza (vedi figura 5.17).

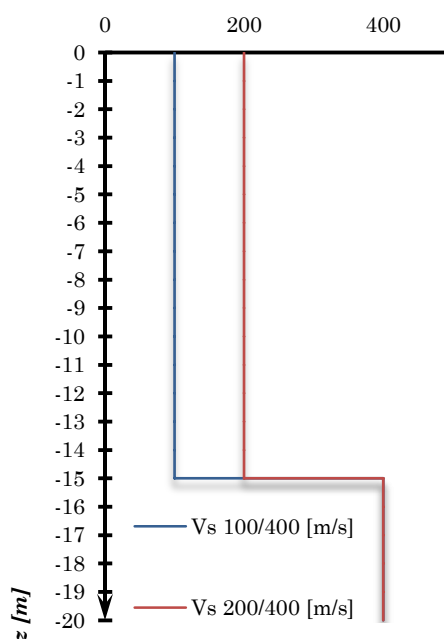


Figura 5.17: Andamento della velocità delle onde di taglio nei due casi a confronto

In questo lavoro, si farà riferimento agli accelerogrammi corrispondenti e, più in generale, a questa stratigrafia solamente nel §7.5 del capitolo inerente ai risultati dell'analisi *Time History* per analizzare analogie e differenze con il caso principale studiato. Il confronto viene effettuato per un singolo evento sismico e non per i tre casi considerati nell'analisi principale.

5.3.2 Scelta e modello della fondazione

Per dimensionare una struttura di fondazione che supporti adeguatamente la sovrastruttura è necessario giungere fino alla profondità a cui si trova lo strato di sottosuolo più resistente, ovvero oltre i 15 metri. E' necessario dunque

adottare una fondazione profonda, i pali, che arrivino almeno ad una profondità di infissione di 20 m.

Nella definizione della struttura di fondazione è necessario fissare alcune scelte progettuali opportune, per semplificare l'analisi:

- Il nodo alla punta del palo è vincolato in direzione z e nella rotazione attorno a z , in modo tale da non collassare e da non avere degli effetti torsionali evidenti;
- Il terreno sotto la fondazione non è disturbato;
- La risposta del terreno è modellata attraverso elementi link opportunamente definiti.

A differenza della struttura in elevazione i pali sono realizzati in cemento armato. Il modello implementato nel software per definire il materiale calcestruzzo è il seguente:

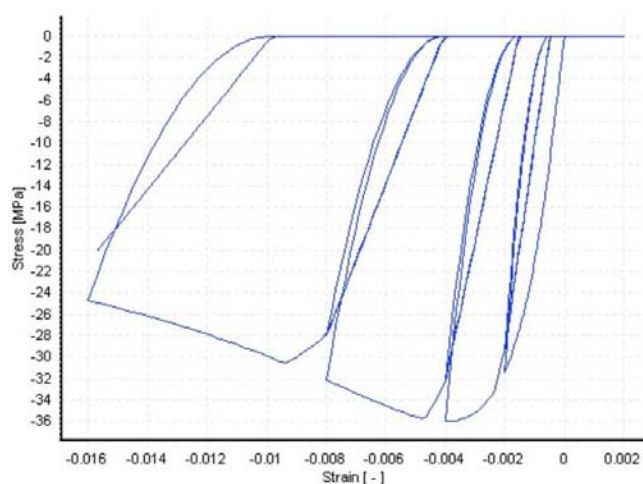


Figura 5.18: *Modello costitutivo del calcestruzzo*

Si tratta di un modello uniassiale non lineare a confinamento costante per calcestruzzo, inizialmente programmato da MADAS [1993], che segue la legge costitutiva proposta da MANDER ET AL. [1988] e le leggi cicliche proposte da

MARTINEZ-RUEDA e ELNASHAI [1997]. Gli effetti del confinamento forniti dall'armatura trasversale sono incorporati attraverso le regole proposte da MANDER ET AL. [1988], nelle quali si assume una pressione di confinamento costante attraverso l'intero campo sforzi – deformazioni.

Il calcestruzzo assunto per i pali è C25/30, con le seguenti caratteristiche:

<i>Proprietà cls</i>	<i>Valori</i>
Resistenza a compressione f_c [KPa]	25000
Resistenza a trazione f_t [KPa]	0
Deformazione al valore di picco dello sforzo ε_c [m/m]	0,002
Fattore di confinamento k_c	1,151
Peso specifico γ [KN/m ³]	24,9

Tabella 5.10: *Proprietà del calcestruzzo*

Il fattore di confinamento è definito in relazione alla disposizione delle staffe. Sono state scelte staffe a spirale con passo di 25 cm.

L'acciaio per c.a., come descritto al § 7.6.1.2 delle NTC08 deve essere del tipo B450C, le cui caratteristiche sono descritte al § 11.3.4 della normativa italiana. Il modello dell'acciaio rimane dunque quello utilizzato per l'acciaio strutturale, vengono però stavolta inseriti i seguenti parametri:

<i>Proprietà acciaio B450C</i>	<i>Valori</i>
Modulo di elasticità E_s [KPa]	2,1*10 ⁸
Resistenza a snervamento f_y [KPa]	450000
Parametro di incrudimento μ	0,005
Deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (buckling)	0,12
Peso specifico γ [KN/m ³]	78

Tabella 5.11: *Proprietà dell'acciaio per c.a.*

L'armatura longitudinale è stata dimensionata e disposta a seconda delle indicazioni presenti al punto 7.2.5 delle Norme Tecniche, secondo cui i pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella di calcestruzzo. E' stata dunque inserita un'armatura minima. Poiché la sezione del palo presenta un diametro di lunghezza pari ad 1 metro, l'armatura minima è così definita:

$$A_{cls} = \pi r^2 = 785398,16 \text{ mm}^2$$

$$A_{steel} = 0,03 * A_{cls} = 2356,19 \text{ mm}^2 = 12 \phi 16$$

Eseguendo l'analisi con l'armatura così definita è possibile però notare come il solutore non raggiunga la convergenza in diversi time step, questo perché il palo elasticizza. E' allora necessario aumentare l'armatura longitudinale della sezione dato che quella precedentemente definita non è sufficiente. Questo aumenta di un ordine di grandezza sia il momento resistente del palo che le sollecitazioni nel palo stesso, che però non plasticizza più, riuscendo così, la soluzione, a convergere per ogni passo di analisi.

E' necessario definire, per completare il modello della sezione del palo, il calcestruzzo non confinato, esterno all'armatura. Esso presenta gli stessi parametri del calcestruzzo confinato, con la sola eccezione del fattore di confinamento, pari questa volta ad 1,2. La sezione del palo si presenta dunque come riportato in figura 5.19.

Per sviluppare l'elemento "palo" tridimensionalmente viene utilizzato l'elemento *infrmFB*, descritto in precedenza, con 5 sezioni d'integrazione e 150 punti di monitoraggio della sezione. I pali, che si sviluppano per una profondità di 20 metri, vengono discretizzati ogni metro (20 elementi), per avere una risposta più precisa in fase di post processore. La piastra che unisce i pali a piano campagna è schematizzata attraverso il diaframma rigido al piano terra.

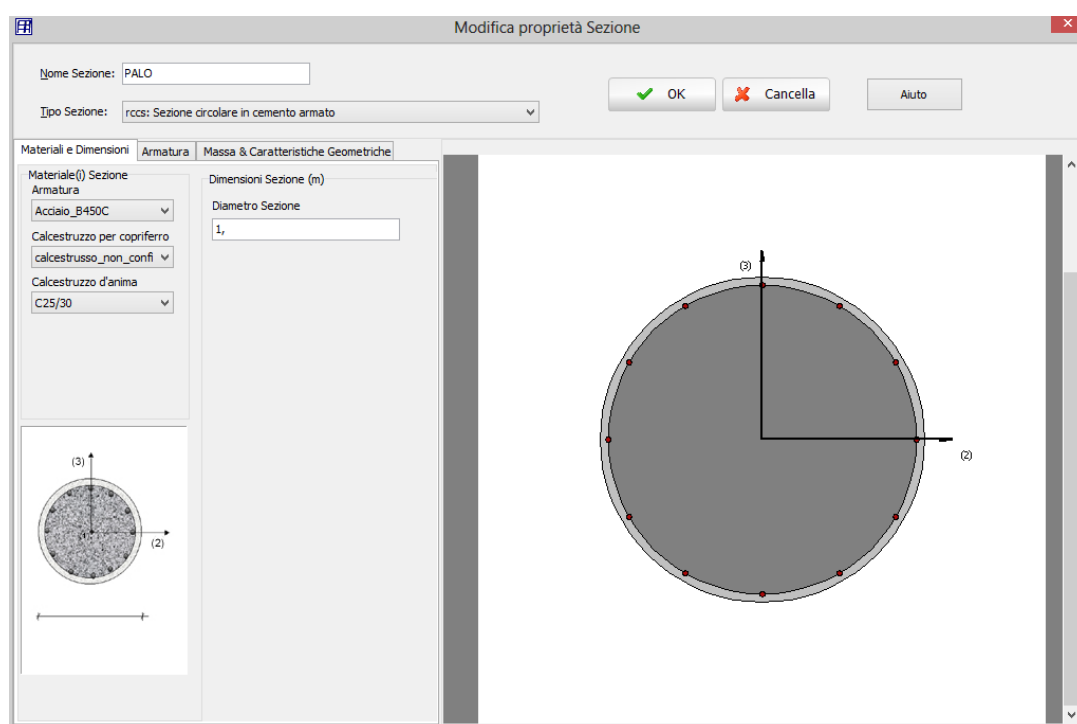


Figura 5.19: Sezione del palo di fondazione

Le caratteristiche geometriche e di massa del palo sono:

<i>Proprietà geometriche palo</i>	<i>Valori</i>
$EA [KN]$	1,84E+007
$EI2 [KNm^2]$	1153553,552
$EI3 [KNm^2]$	1153553,552
$GJ [KNm^2]$	961294,62
Peso proprio sezione $[KN/m]$	19,68

Tabella 5.12: Proprietà geometriche del palo

La struttura di fondazione è dunque caratterizzata da un totale di 20 pali, con una maglia di 4 x 5, con 4 pali in direzione X e 5 pali in direzione Y.

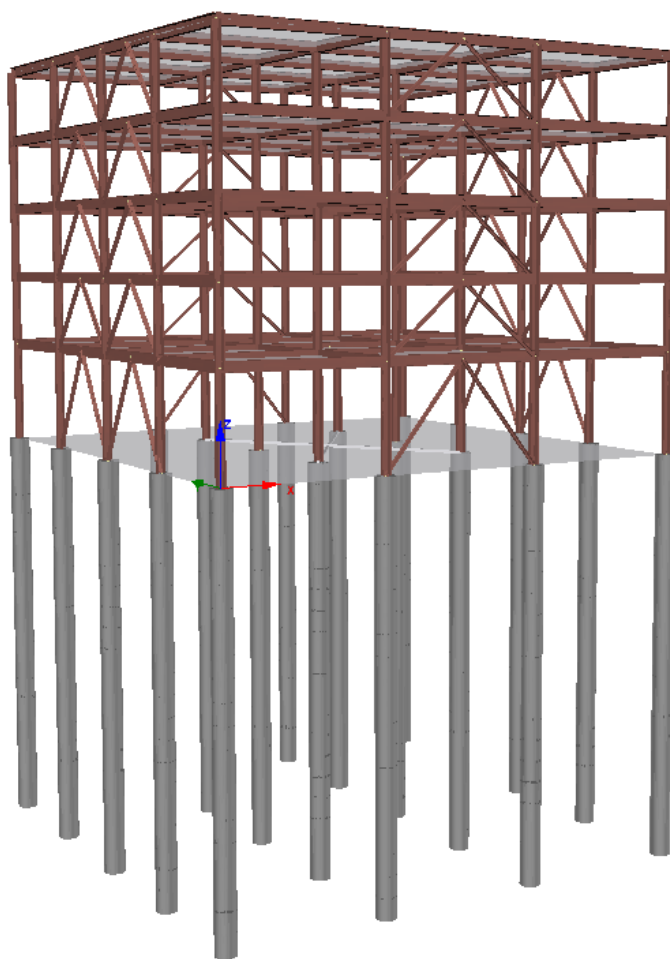


Figura 5.20: *Generazione della struttura di fondazione*

Dopo aver dunque definito il modello della struttura di fondazione è necessario andare a definire l'interazione tra quest'ultima e il terreno in cui essa si sviluppa.

Per evitare il collasso del singolo palo, i nodi alla punta del palo stesso sono stati vincolati in direzione z e anche in direzione rz , in modo tale da impedire l'eventuale torsione del palo stesso. Il vincolo lungo z potrebbe essere schematizzato anche con una molla, che consentirebbe di osservare al meglio gli effetti sussultori del singolo evento sismico.

5.3.2.1 Formulazioni alternative per il modello dei pali

La modellazione dei pali effettuata con l'elemento *infrmFB* a plasticità distribuita è teoricamente quella che fornisce i risultati più aderenti al caso reale, senza richiedere ipotesi iniziali, ad esempio, sulla presenza di cerniere plastiche, o conoscenze basate sull'esperienza per definire al meglio il modello. *SeismoStruct*[®] però, come descritto nel capitolo 4, dà la possibilità di effettuare diverse formulazioni alternative per gli elementi trave colonna. Si vuole dunque, prima di procedere ad un'analisi dettagliata del modello isolato, osservare quale di queste formulazioni è la più corretta per il caso in esame, e quali sono le differenze e discrepanze con la realtà. Per fare questo si propongono, di seguito, due formulazioni alternative, con elementi a plasticità concentrata e con elementi elastici.

I modelli tridimensionali che si possono sviluppare in *SeismoStruct*[®] e che fanno riferimento a diverse formulazioni sono:

1. Elemento elastico accoppiato a due molle non lineari (fig. 5.21c);
2. Elementi con cerniera plastica (fig. 5.21d);
3. Elementi elastici accoppiati con due elementi a plasticità distribuita (fig. 5.21e);
4. Elementi a plasticità distribuita (fig. 5.21f).

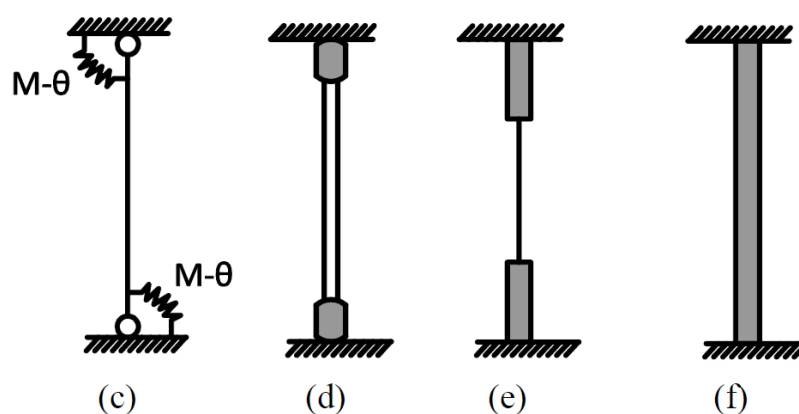


Figura 5.21: Elementi trave - colonna in *SeismoStruct*[®]

5.3.2.1.1 Modello a plasticità concentrata

L'elemento inelastico dotato di cerniera plastica nel software in questione è l'elemento *infrmFBPH*. E' dotato di una formulazione simile a quella con plasticità diffusa basata sulle forze, ma concentra tale plasticità all'interno di una lunghezza prefissata dell'elemento, come proposta da SCOTT e FENVES [2006].

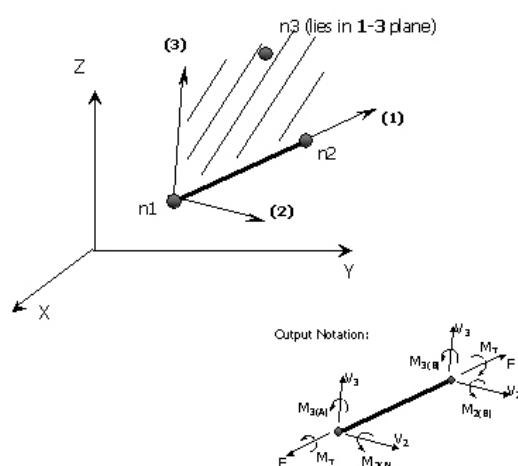


Figura 5.22: Input e output degli elementi con cerniera plastica

Il controllo/calibrazione della lunghezza della cerniera plastica (o di diffusione dell'inelasticità) permette il superamento di problemi di localizzazione [A. CALABRESE, 2010].

E' necessario definire il numero di fibre da utilizzare nei calcoli dell'equilibrio effettuati ad ogni sezioni d'integrazione dell'elemento. Il numero ideale di fibre sufficienti adeguato a garantire una corretta riproduzione della distribuzione sforzi – deformazioni nella sezione dell'elemento varia con la forma e le caratteristiche del materiale della sezione stessa, nonché con il grado di inelasticità al quale sarà spinto l'elemento. Inoltre è necessario definire anche la

lunghezza di cerniera plastica, secondo le procedure descritte nel capitolo precedente.

Gli elementi così definiti vengono collocati nei punti dove il momento sul palo risulta massimo e si possono formare delle cerniere plastiche, ovvero alla testa del palo e nel punto in cui si ha il cambio di stratigrafia, cioè a 15 metri di profondità, desunti da una preliminare analisi con elementi a plasticità distribuita o ipotizzabili in base all'esperienza.

I restanti elementi in cui è suddiviso il palo vengono invece modellati come elastici. L'elemento frame elastico in *SeismoStruct*[®] è il seguente: *elfrm*. Si tratta di un elemento trave-colonna elastico che possiede parametri che possono essere definiti dall'utente, oppure fare riferimento ad una sezione già definita, come nel caso in esame. La modellazione del palo risulta dunque essere quella rappresentata in figura 5.23.

Per caratterizzare l'elemento frame a plasticità concentrata c'è bisogno di definire la lunghezza della cerniera plastica. Per stimare la lunghezza della cerniera plastica è stata utilizzata l'espressione proposta da PAULAY e PRIESTLEY ed analizzata poi da SCOTT e FENVES (equazione 4.16):

$$l_p = 0,08L + 0,022 f_y d_b = 80,37 \text{ mm} \quad [5.3]$$

In questo caso si ottiene una percentuale di cerniera plastica dell'8% all'interno del singolo elemento in cui è discretizzato il palo.

L'equazione 5.3 è espressa dai seguenti termini:

Paulay and Priestley	
L [mm]	1000
f_y [Mpa]	0,45
d_b [mm]	38
l_p [mm]	80,37
l_p [%]	8,04

Tabella 5.13: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Paulay e Priestley

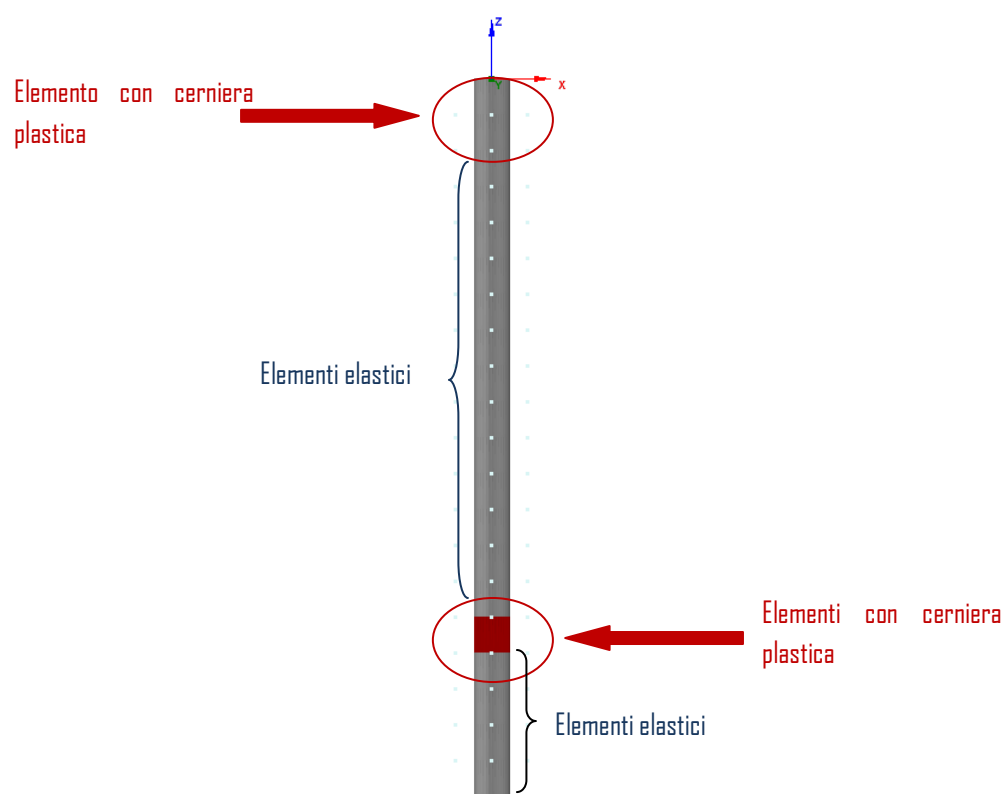


Figura 5.23: Modello del palo con elementi a plasticità concentrata

Con la formulazione proposta da BERRY ed EBERHARD si otterrebbe invece:

Berry and Eberhard	
ξ_1	0,05
ξ_2	0
ξ_3	0,1
L [mm]	1000
f_y [Mpa]	450
d_b [mm]	38
f'_c [Mpa]	540
h [mm]	15000
l_p [mm]	53,16
l_p [%]	5,31

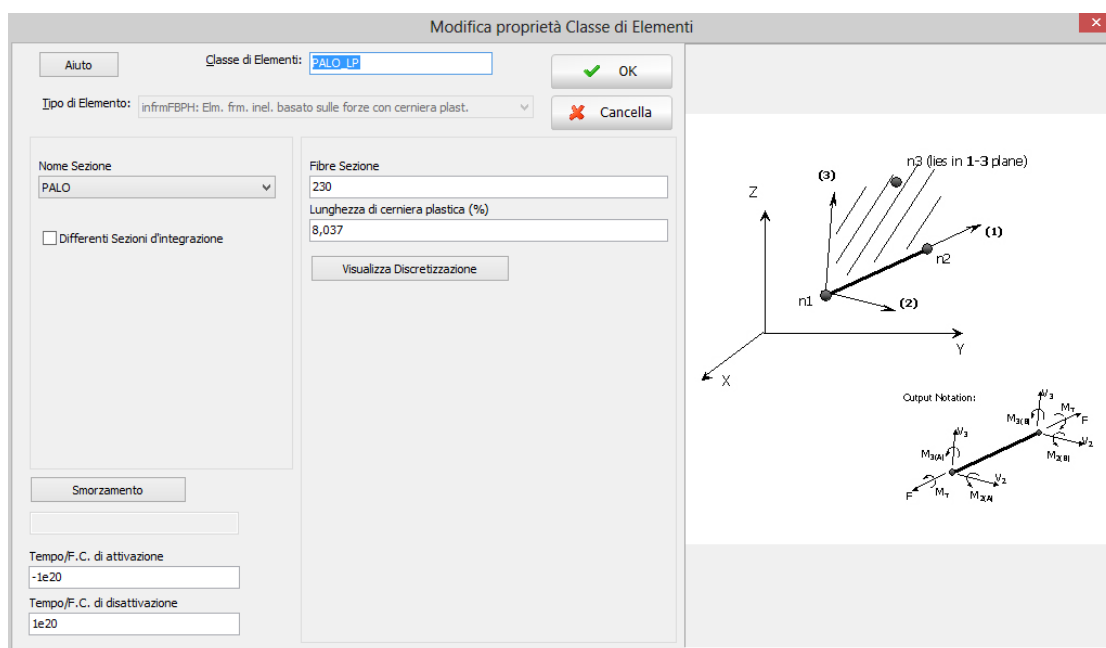
Tabella 5.14: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Berry ed Eberhard

Se si fa invece riferimento alla formulazione proposta da PANAGIOTAKOS e FARDIS per i soli carichi ciclici, si ottiene:

Panagiotakos and Fardis	
$L[\text{mm}]$	1000
a_{sl}	1
$f_y [\text{Mpa}]$	0,45
$d_b [\text{mm}]$	38
$L_{p,cyclic}$	120,171
$L_p [\%]$	12,017

Tabella 5.15: Calcolo lunghezza cerniera plastica - Panagiotakos e Fardis

Si è scelto di prendere in considerazione il primo tra i risultati descritti, non solo perché suggerito da SCOTT e FENVES, ma anche perché rappresenta una media tra i vari approcci.



Una volta definito l'elemento con cerniera plastica, avente un numero di fibre superiore a 200 per consentire il raggiungimento di risultati significativi, lo si utilizza nei punti in cui l'analisi con plasticità distribuita ha mostrato i maggiori momenti flettenti. L'aspetto negativo di questa formulazione, com'è già stato sottolineato nel capitolo 4, è che è necessaria una conoscenza a priori di dove si collocano le cerniere plastiche, ottenuta attraverso l'esperienza oppure una precedente analisi a plasticità distribuita. Più precisa è la collocazione delle cerniere plastiche più aderente al caso reale sarà il risultato.

5.3.2.1.2 Modello elastico

In questo caso ci si aspetta che il palo non plasticizzi, e quindi si dovrebbero avere sollecitazioni più elevate in termini di taglio e momento.

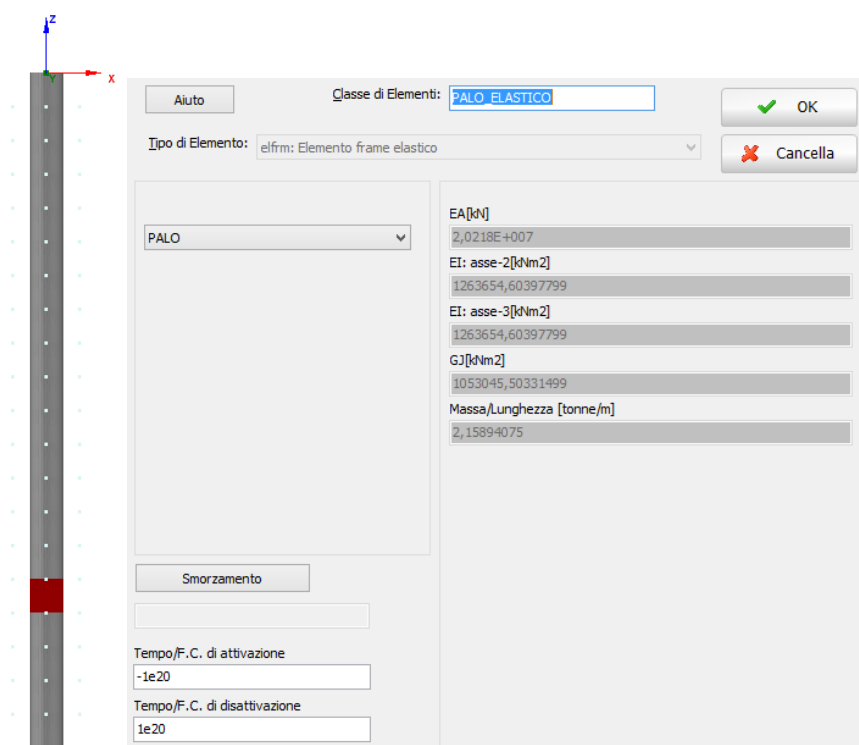


Figura 5.25: Modellazione elastica del palo

Gli elementi utilizzati per la formulazione elastica del palo sono gli stessi utilizzati per modellare il palo con plasticità concentrata negli elementi che non presentano cerniera plastica. Il palo, che avrà dunque un comportamento lineare elastico, si presenta allora come riportato in figura 5.25.

Dato che tutti gli elementi costituenti il palo sono elastici, l'onere computazionale richiesto per questo tipo di analisi è sicuramente inferiore rispetto alle analisi precedenti.

Dai risultati dell'analisi eseguita sulla struttura a base fissa e riportati nel capitolo successivo, si desumerà come la formulazione a plasticità concentrata, se correttamente analizzata, fornisca risultati aderenti alla formulazione a plasticità distribuita, mentre quella elastica evidenzia sollecitazioni maggiori e meno aderenti alla realtà, trascurando la non linearità del materiale. Si sceglie dunque di sviluppare il modello con elementi a plasticità distribuita, perché forniscono risultati più completi e aderenti al caso reale, nonostante un onere computazionale maggiore.

5.3.3 Modello dell'interazione suolo – fondazione

Dopo aver modellato i pali di fondazione è necessario definire l'elemento che simula l'interazione degli stessi con il terreno in cui essi sono affondati. L'elemento, presente in *SeismoStruct*[®], che permette di fare questo si trova nella libreria degli elementi *link*.

L'elemento *link* è un elemento di connessione tridimensionale, con azione assiale, tagli e momenti disaccoppiati, che può essere usato per modellare, ad esempio, connessioni trave – colonna incernierate o flessibili, giunti strutturali/effetti di martellamento, dispositivi di dissipazione energetica, apparecchi d'appoggio per ponti, supporti inclinati, isolamento alla base, fondazioni flessibili, e così via.

L'elemento link collega due nodi strutturali inizialmente coincidenti, e richiede la definizione di una curva di risposta sforzo – spostamento (o momento – rotazione) indipendente per ciascuno dei suoi sei gradi di libertà locali, indicati nella figura sottostante:

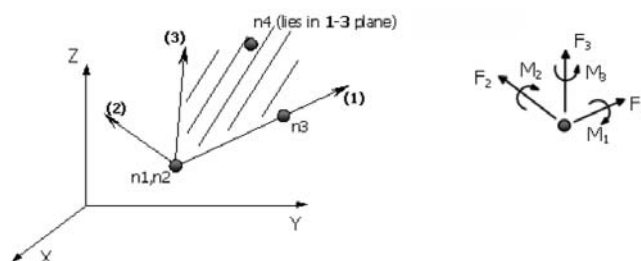


Figura 5.26: *Input e output dell'elemento link*

Per questo tipo di elemento devono dunque essere definiti quattro nodi. I primi due nodi rappresentano i nodi di estremità dell'elemento, e devono inizialmente essere coincidenti, in quanto tutti gli elementi link hanno una lunghezza iniziale pari a zero. Quest'ultima condizione implica la necessità di un terzo nodo per definire l'asse locale (1), osservando che l'orientamento di questo asse dopo la deformazione è determinato dal suo orientamento iniziale e della rotazione globale del primo nodo dell'elemento. Il quarto nodo viene utilizzato per definire gli assi locali (2) e (3).

La particolare curva di risposta sforzo – spostamento implementata nel software e scelta per definire l'interazione fondazione – terreno è la *curva per l'interazione suolo – struttura ssi_py*. Si tratta della curva che definisce la risposta del terreno secondo le indicazioni fornite da Allotey ed El Naggar, come descritto nel capitolo precedente. La curva si presenta dunque come riportato in figura 5.27.

E' evidente che questo modello isteretico, da solo, non è sufficiente a modellare un dato sistema di fondazioni. Pertanto sarà necessario utilizzare una serie di molle (*link*) in associazione a ciascuno degli elementi finiti in cui è discretizzato il palo, calibrando opportunamente i diversi parametri di caratterizzazione della

curva di risposta, in modo che siano effettivamente rappresentativi del comportamento del terreno a quella data profondità. Uno dei due nodi principali dell'elemento link (nel caso in esame il nodo 1), viene incastrato, mentre il nodo 2 (che è lo stesso nodo di estremità dell'elemento *infrmFB* in cui è discretizzato il palo), è lasciato libero di oscillare se l'elemento viene sottoposto ad azione dinamica.

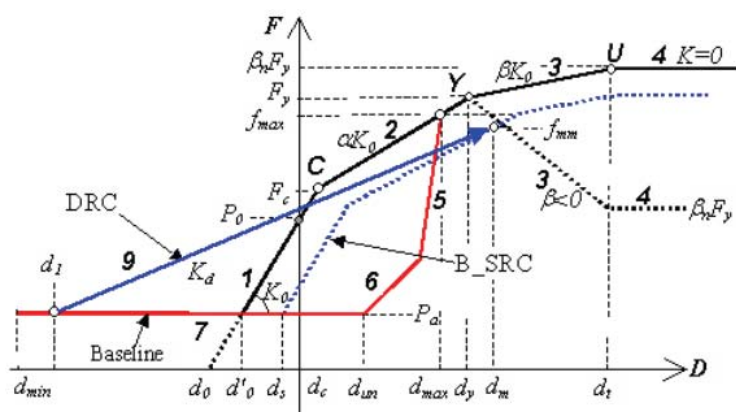


Figura 5.27: Elemento link ss_py

Sarà necessario dunque definire due molle per ogni profondità, una che schematizza la risposta del terreno in direzione positiva e l'altra in direzione negativa (sempre nel verso dell'azione sismica applicata).

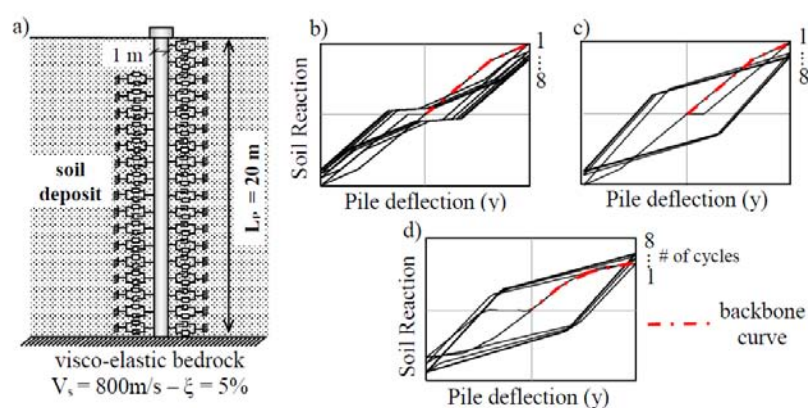


Figura 5.28: Modellazione teorica della risposta del terreno

Per la corretta calibrazione di una singola curva di risposta di questo tipo è necessario inserire i seguenti parametri:

<i>Proprietà curva</i>	<i>Parametro di riferimento</i>
Rigidezza iniziale	K_0
Rapporto di resistenza del suolo alla fine del primo ramo	F_c
Resistenza di snervamento del suolo	F_y
Rapporto di forza iniziale per spostamento nullo	P_0
Rapporto di forza minima oppure rapporto fattore forza scorrimento/taglio	P_a/f_s
Indice della rigidezza del secondo ramo	α
Fattore di rigidezza di scarico	α_N
Indice della rigidezza di snervamento	β
Indice della rigidezza ultima del suolo	β_N
Indicatore della combinazione delle impostazioni Flag	Flg
Indice della rigidezza di partenza DRC	e_{p1}
Parametro della forza di apertura (gap)	p_1
Parametro di cedimento del suolo	p_2
Degrado della rigidezza/Parametro di irrigidimento	p_k
Parametro di forma della rigidezza	e_k
Degrado della resistenza	p_s
Parametro di forma della resistenza	e_s
Pendenza della curva $S-N$	k_s
Resistenza del suolo corrispondente al punto S1 nella curva $S-N$	f_0

Tabella 5.16: Parametri della curva di risposta del terreno

Tra i parametri indicati non tutti variano con la profondità, ma alcuni variano solo a seconda del tipo di terreno. I valori dei parametri in questione inseriti per la caratterizzazione della curva e mantenuti costanti sono i seguenti:

	<i>Parametro</i>	<i>Sabbiasciolta (0-15)</i>	<i>Sabbia densa (15-30)</i>
Parametri Ciclici della curva	<L/3 Soil cave in	0:lin.5	0:lin:5
	>L/3 (p_2)	5	5
	<L/3 DRC stiffness	0:lin:1	0:lin:1
	>L/3 ratio (e_{p1})	1	1
	Gap force (p_1)	1	1
Parametri di degrado	Degrado della rigidezza (p_k)	0.1	0.1
	Degrado della resistenza (p_s)	0.1	0.1
	Forma della curva di rigidezza (e_k)	0.9	0.9
	Forma della curva di resistenza (e_s)	0.9	0.9
	Pendenza della curva <i>S-N</i>	0.32	0.32

Tabella 5.17: *Parametri aggiuntivi della curva di risposta del terreno*

I valori indicati sono validi anche per una sabbia medio/densa caratterizzata da $V_s = 200$ m/s.

Tutti gli altri parametri di caratterizzazione della curva vengono determinati in funzione della profondità e del diametro del palo, nonché del passo delle molle, applicando la procedura descritta al § 1.3. e ottenendo curve di andamento analogo a quello descritto nei risultati sperimentali riportati al §1.3.5.

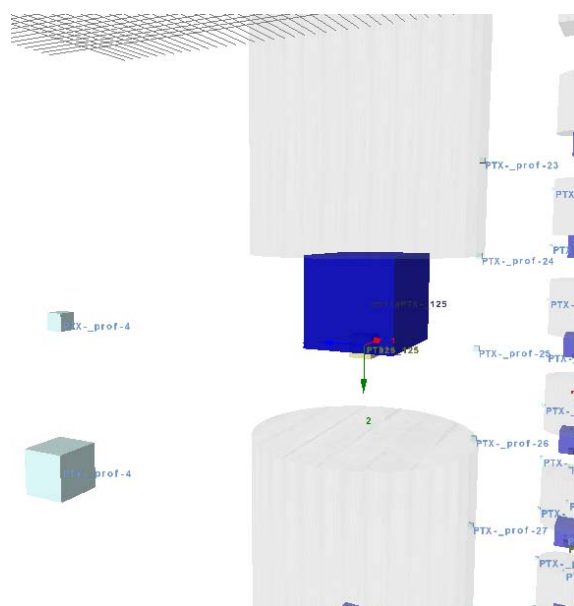


Figura 5.29: Elementi link nel modello

La curva così definita è utilizzata per modellare la risposta del terreno nella direzione di applicazione del sisma. Nelle altre due direzioni ortogonali a questa è necessario impostare una rigidezza molto elevata, idealmente infinita, attraverso una curva di risposta simmetrica – lineare, mentre le molle rotazionali sono impostate con rigidezza nulla.

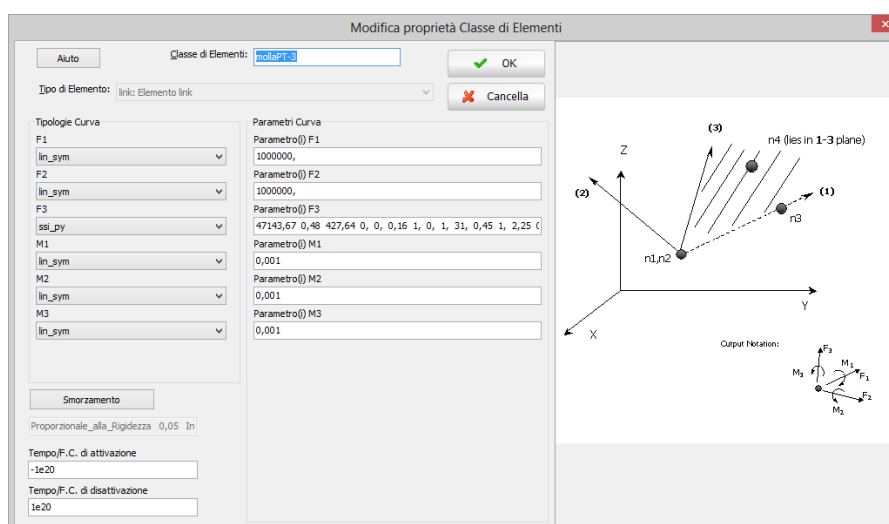


Figura 5.30: Definizione dell'elemento link di risposta del terreno

I risultati sperimentali delle curve che caratterizzano la stratigrafia in esame sono riportati in sono stati ottenuti tramite un foglio di calcolo Excel, inserendo le procedure indicate al § 1.3.

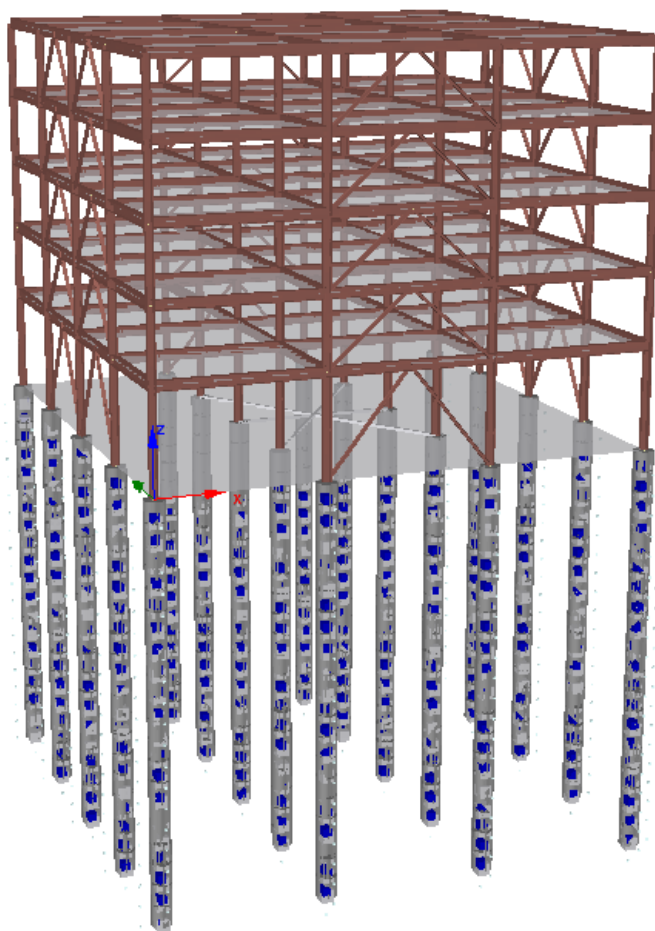


Figura 5.31: *Modello della struttura inserita nel terreno*

5.4 Modellazione della struttura isolata

Il sistema di isolamento sismico è composto da una superficie di separazione detta “interfaccia di isolamento”, posta tra la sovrastruttura e la sottostruttura, che include la fondazione, e dunque rigidamente connessa al terreno (figura 5.32).

Il sistema di isolamento scelto per analizzare il complesso palo – terreno – struttura in presenza di isolamento sismico, è caratterizzato da dispositivi a scorrimento, a doppia superficie curva (FPB), perché più adatti all'applicazione su edifici.

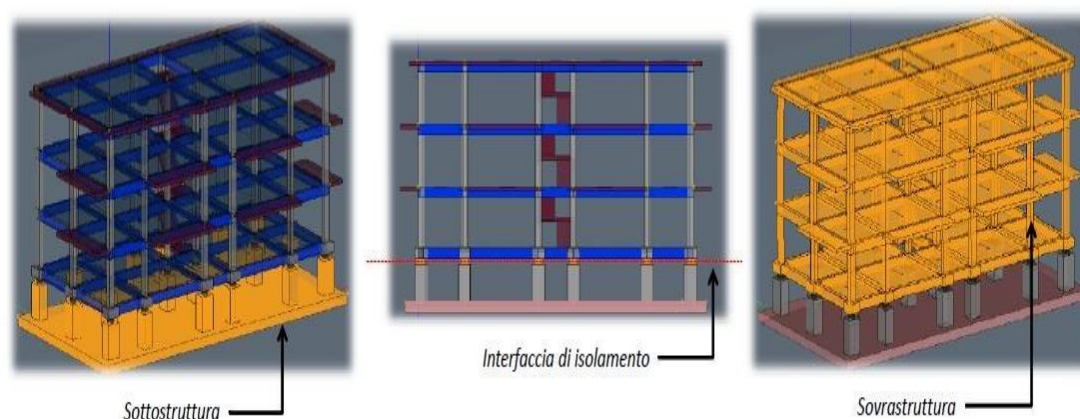


Figura 5.32: *Componenti di una struttura isolata*

Prima di descrivere il modello numerico dell'isolatore è necessario, ai fini della scelta dei corretti parametri di progetto, eseguire un dimensionamento del singolo isolatore dinamico. Il dispositivo scelto per l'applicazione fa parte della serie FIP-D, dell'azienda FIP Industriale. I dispositivi della serie FIP-D, o isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, sono caratterizzati da due superfici di scorrimento concave con lo stesso raggio di curvatura; entrambe consentono sia lo spostamento orizzontale che la rotazione (che si trasforma in spostamento orizzontale). In questo caso ogni singola superficie curva è progettata solo per metà dello spostamento orizzontale, cosicché le dimensioni in pianta dei dispositivi possono essere notevolmente ridotte rispetto a quelle a singola superficie di scorrimento. Fondamentale è poi il dimezzamento dell'eccentricità del carico verticale, pari alla metà dello spostamento anziché a tutto lo spostamento. Per controllare l'attrito viene utilizzato uno speciale

materiale termoplastico, accoppiato ad acciaio inossidabile, tanto nelle superfici di scorrimento primarie quanto in quella secondaria.



Figura 5.33: *Isolatore FIP-D*

La scelta del materiale di scorrimento essenziale per dare agli isolatori a scorrimento a superficie curva un comportamento ottimale in termini di:

- capacità portante;
- coefficiente d'attrito e conseguente dissipazione d'energia;
- stabilità del ciclo isteretico forza-spostamento sia con la temperatura che durante cicli ripetuti;
- durabilità;
- resistenza all'usura.

Il materiale di scorrimento utilizzato in entrambe le superfici di scorrimento è un polietilene ad altissimo peso molecolare (Ultra-High Molecular Weight Poly-Ethylene – UHMWPE) caratterizzato da proprietà eccezionali per quanto concerne la capacità di carico, la resistenza all'usura, la stabilità, e la durabilità.

Altre importanti caratteristiche sono l'assenza del fenomeno stick-slip ed il basso rapporto tra attrito di primo distacco ed attrito dinamico. Tali proprietà sono state verificate attraverso numerose prove sperimentali, tra cui quelle richieste dalla Norma Europea UNI EN 15129.

Il coefficiente di attrito dinamico è il parametro più importante per la modellazione di un isolatore a superficie curva. Per qualsiasi materiale di scorrimento il coefficiente di attrito è dipendente sia dalla velocità che dalla pressione. La dipendenza dalla velocità solitamente non è significativa nel campo di velocità associate all'eccitazione sismica di una struttura isolata. Al contrario, è risaputo dalla letteratura, e confermato dai risultati sperimentali, che la dipendenza dalla pressione (carico verticale) non è trascurabile: in particolare il coefficiente d'attrito diminuisce all'aumentare del carico verticale. Il carico verticale agente sul singolo isolatore è dato dallo sforzo normale prodotto dall'intera struttura (peso proprio dei componenti strutturali e non, in combinazione sismica SLC) diviso per il numero di dispositivi che costituiscono il sistema d'isolamento:

$$N_{sd} = \frac{21248,29}{20} = 1062,41 \text{ KN} \quad [5.4]$$

Il grafico sottostante mostra come il coefficiente di attrito dinamico cambi con il carico verticale, in particolare con il rapporto tra il carico verticale agente sull'isolatore N_{sd} (solitamente considerato costante ed uguale al carico quasi permanente) ed il carico verticale massimo di progetto N_{Ed} . Quest'ultimo è il carico verticale massimo che l'isolatore può sopportare nelle combinazioni di carico SLU comprensive del sisma, o comunque in qualsiasi combinazione di carico che includa lo spostamento orizzontale.

Il coefficiente di attrito dinamico assume valori differenti in presenza di dispositivi a basso attrito (L) o a medio attrito (M) ed è determinabile attraverso la relazione descritta in figura 5.34.

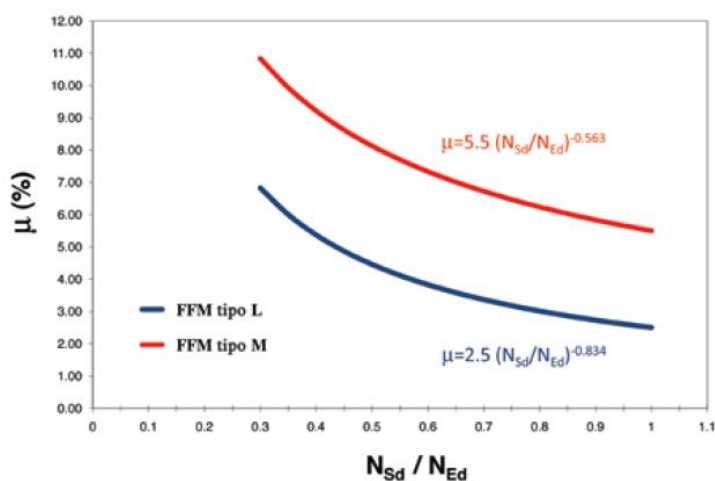


Figura 5.34: Relazione per il calcolo del coefficiente d'attrito

Utilizzando il programma *SPETTRI NTC*, con riferimento alle formulazioni riportate al § 3.2.3.2.1 delle NTC08, si ottengono i seguenti parametri:

Sisma	Irpinia
Categoria di sottosuolo	D
Stato limite	SLC
P_{vr}	5%
a_g/g	0,274
F_0	2,405
T_c^*	0,39 [s]
S_s	1,413
C_c	2,001
S_t	1
S	1,413
η	1,25
T_b	0,26 [s]
T_c	0,781 [s]
T_d	2,694 [s]
d_g	0,203 [m]
v_g	0,474 [m]

Figura 5.35: Parametri dello spettro di risposta

Nelle verifiche e nel dimensionamento del dispositivo è necessario far riferimento ad una determinata azione sismica. Si prende allora in considerazione un sottosuolo di categoria D (come quella in esame) allo Stato Limite di Collasso (SLC), in un comune della regione dell'Irpinia, che rappresenta l'evento sismico di maggiore intensità tra quelli che si andranno a considerare.

Le coordinate del sito preso come riferimento per il calcolo dell'azione sismica sono le seguenti:

LATITUDINE: 40,92

LONGITUDINE: 14,89

I grafici dei vari spettri di risposta per diversi tempi di ritorno sono allora i seguenti:

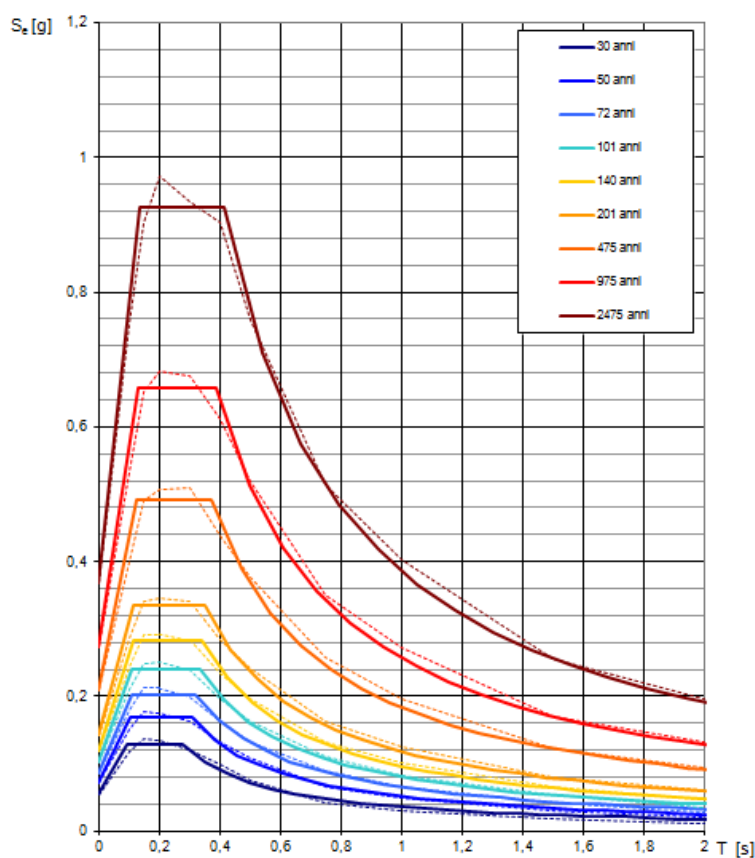


Figura 5.36: *Spettri di risposta per analisi pseudostatica*

5.4.1 Modello numerico dell'isolatore e relative verifiche

Il periodo della struttura isolata scelto per la modellazione è $T_{is} = 2$ sec e lo smorzamento è tipicamente $\xi = 5\%$.

Per effettuare il dimensionamento, la modellazione e le opportune verifiche per una costruzione con sistema di isolamento, si fa riferimento al paragrafo 7.10 delle NTC08.

Per determinare un predimensionamento del sistema di isolamento, è necessario individuare la coppia periodo-smorzamento (T_{is}, ξ_{esi}) , che determina il giusto compromesso tra un soddisfacente abbattimento degli effetti sismici, rispetto alla configurazione di struttura a base fissa, e spostamenti orizzontali della sovrastruttura. A tale scopo può essere applicato il metodo dell'analisi statica lineare (§7.10.5.3.1 - NTC08) che consente in maniera approssimata, di determinare e mettere a confronto le grandezze fondamentali della risposta del sistema di isolamento per diverse coppie periodo – smorzamento (T_{is}, ξ_{esi}) .

Per la struttura a base fissa il periodo corrispondente al modo principale di vibrare (T_{bf}) può essere determinato mediante l'equazione (7.3.5), §7.3.3.2 – NTC08:

$$T_{bf} = C_1 H^{3/4} = 0,085 * 19^{3/4} = 0,7735 \text{ sec} \quad [5.5]$$

Per una progettazione ottimale la struttura a base isolata deve essere scelta con un periodo T_{is} compreso tra $3T_{bf}$ e 3 sec. In questo caso il periodo scelto è $T_{is} = 2,5$ sec, essendo $3T_{bf} = 2,3$ sec; mentre il fattore di smorzamento è scelto come valore ottimale e consigliabile ed è $\xi_{is} = 10\%$. L'analisi statica lineare considera due traslazioni indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali.

Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{iso}}{K_{esi,min}}} \Rightarrow K_{esi,min} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 M_{iso} \quad [5.6]$$

Essendo M_{iso} la massa totale della sovrastruttura, $K_{esi,min}$ la rigidezza equivalente orizzontale minima, in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema d'isolamento.

La massa totale della sovrastruttura viene calcolata come la somma degli elementi strutturali e degli elementi non strutturali, associati ai seguenti carichi gravitazionali (§ 3.2.4 NTC08):

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} Q_{kj})$$

Dove i coefficienti Ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione del carico variabile j-esimo per tener conto della ridotta probabilità che le masse associate ai carichi variabili siano presenti su tutta la struttura contemporaneamente al sisma.

La massa, per la struttura in esame, risulta allora essere:

Piano	Peso W [KN]	Massa W/g [ton]
Piano terra	15,44	151,84
Piano primo	43,48	430,84
Piano secondo	43,48	430,84
Piano terzo	43,48	430,84
Piano quarto	43,48	430,84
Piano copertura	32,4	321,84
Pacchetto Solaio	3888	396,33
Pacchetto copertura	3499,2	356,69
TOTALE	21248,25	2165,98

Tabella 5.18: Massa della sovrastruttura

La rigidezza totale del sistema di isolamento è pari alla somma delle rigidezze dei singoli dispositivi (§7.10.5.2 NTC08), per cui una volta calcolata la rigidezza

totale è sufficiente ripartirla per i 20 dispositivi per calcolare la rigidezza orizzontale equivalente del singolo isolatore.

Nel caso in esame si ottiene:

T_{is} [s]	2,5
ξ_{is}	20%
M_{iso} [KN]	21248,26
$K_{esi,min}$ [KN/m]	13681,51
K_{ei} [KN/m]	684,07

Tabella 5.19: *Rigidezza minima del sistema di isolamento*

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi di isolamento, secondo le indicazioni riportate al §7.10.5.3.1 delle NTC08 (eq 7.10.1), è pari a:

$$F = M_{iso} S_e(T_{is}, \xi_{is}) \quad [5.7]$$

dove $S_e(T_{is}, \xi_{is})$ è l'accelerazione spettrale definita nel §3.2.3 delle Norme Tecniche per la categoria di suolo di fondazione appropriata.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{is}, \xi_{is})}{K_{esi,min}} \quad [5.8]$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j S_e(T_{is}, \xi_{is}) \quad [5.9]$$

con m_j che rappresenta la massa del livello j -esimo.

Si ottengono allora i seguenti valori:

η_{is}	0,63
$Se(T_{is}, \xi_{is})$ [m/sec ²]	1,804
F [KN]	3909,059
d_{dc} [m]	0,285
f_j piano terra [KN]	27,935
f_j solaio interpiano [KN]	794,540
f_j copertura [KN]	702,959
F_{isolatore} [KN]	195,452

Tabella 5.20: *Analisi pseudostatica, forze sulla sovrastruttura*

Tali forze verranno utilizzate nell'analisi per tener conto degli effetti di eccentricità accidentale, come suggerito al §7.3.3.1 delle NTC08. E' possibile applicare ad ogni piano un momento torcente dato dalla forza orizzontale agente su di esso e moltiplicata per l'eccentricità accidentale. L'eccentricità accidentale in ogni direzione, secondo quanto riportato al §7.2.6 della Normativa, non può essere considerata inferiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Interessante è eseguire un confronto tra la struttura a base fissa, e quella isolata, prima con uno smorzamento del 10% e poi con uno del 20%. Oltre ai parametri descritti in precedenza, è possibile calcolare come varia il taglio alla base nelle diverse configurazioni, secondo la seguente formulazione:

$$Taglio = M_{iso} \cdot S_d(T) \cdot \lambda \quad [5.10]$$

con:

$\lambda = 0,85$ per i caso in esame, secondo le indicazioni riportate al § 7.3.3.2 della Normativa;

$S_d(T)$ = ordinata dello spettro di progetto che varia secondo le indicazioni riportate al § 3.2.3.5 della Normativa.

Conf	T [s]	ξ [%]	M [t]	a_g [m/s ²]	S	η	K_{esi}	$S_e(T, \xi)_{slc}$	d_{dc} [mm]	$d_{dc} \pm 30\%$	F [kN]
BF	0,7735	5	2165,98	2,68	1,41	0,256	-	-	-	-	-
BI	2,5	10	2165,98	2,68	1,41	0,82	13681,51	2,33	369	479,7	5046
BI	2,5	20	2165,98	2,68	1,41	0,63	12681,51	1,8	285	370,5	3909

Tabella 5.21: Spostamenti massimi derivanti dall’analisi statica

E’ possibile osservare come tra le due configurazioni a base isolata vari soprattutto lo spostamento orizzontale consentito, più aderente alle capacità degli isolatori nel caso di smorzamento al 20%.

Gli spettri di risposta delle tre diverse configurazioni risultano allora i seguenti:

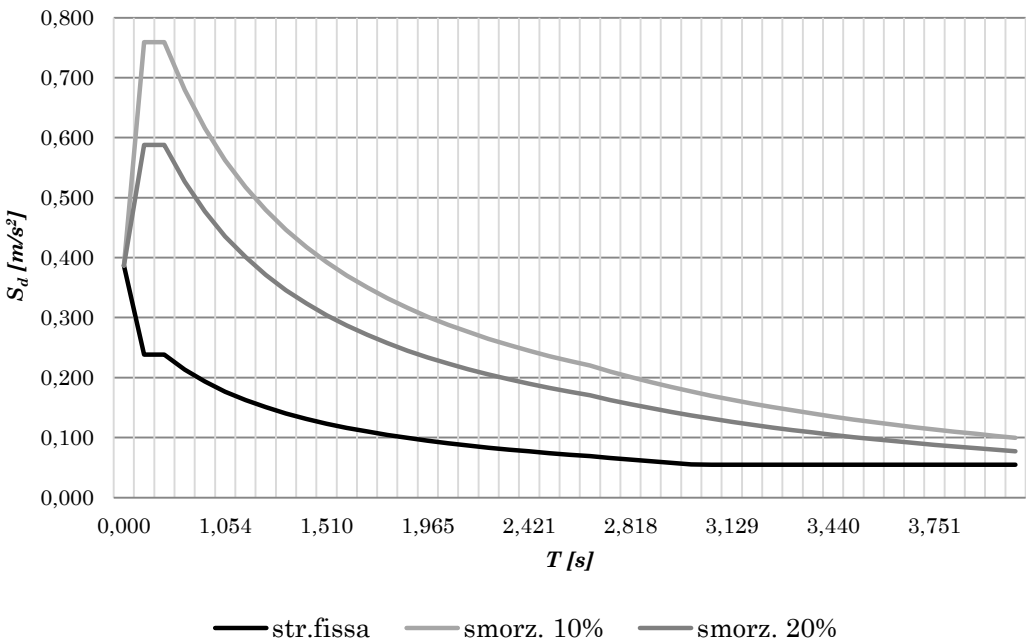


Tabella 5.22: Spettri di risposta struttura fissa ed isolata

Ovviamente i valori così ottenuti non tengono conto né della contemporaneità delle componenti dell'azione sismica nelle due direzioni (§ 7.3.5 NTC08), né degli effetti torsionali, anche dovuti ad eccentricità accidentali, che possono incrementare in maniera non trascurabile le grandezze di progetto (sollecitazioni e spostamenti) [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010]. Per questo nella fase di scelta dell'isolatore lo spostamento viene incrementato di un 30%.

Ulteriori verifiche preliminari sono da eseguirsi in relazione al centro di gravità delle masse della struttura, correlato al centro di rigidezza del sistema di isolamento. La ripartizione della rigidezza tra i singoli dispositivi, infatti, deve essere tale da ridurre al minimo l'eccentricità del centro di rigidezza del sistema di isolamento rispetto alla proiezione del baricentro delle masse della sovrastruttura sul piano degli isolatori, al fine di ridurre gli effetti torsionali.

Come indicato da normativa, per raggiungere una progettazione corretta dei dispositivi, è necessario che in ciascuna delle direzioni orizzontali principali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non sia superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata:

$$d(K,G) < 0,3 \cdot L = 0,03 \cdot 24 = 0,72 \quad [5.11]$$

Le coordinate del centro di gravità delle masse e le centro di rigidezza del sistema di isolamento sono:

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum m_j x_j}{\sum m_j} = 12,00m \\ y_G = \frac{\sum m_j y_j}{\sum m_j} = 12,00m \end{cases} \quad [5.12]$$

$$\begin{cases} x_K = \frac{\sum K_{e,i} x_j}{\sum m_j} = 12,00m \\ y_K = \frac{\sum K_{e,i} y_j}{\sum m_j} = 12,00m \end{cases} \quad [5.13]$$

Quindi l'eccentricità nelle direzioni x ed y risulta:

$$\begin{cases} d(x_k, x_G) = |0,00 - 0,00| = 0,00m < 0,72m \\ d(y_k, y_G) = |0,00 - 0,00| = 0,00m < 0,72m \end{cases} \quad [5.14]$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie FIP-D è la curva bilineare Forza-Spostamento indicata nella figura sottostante:

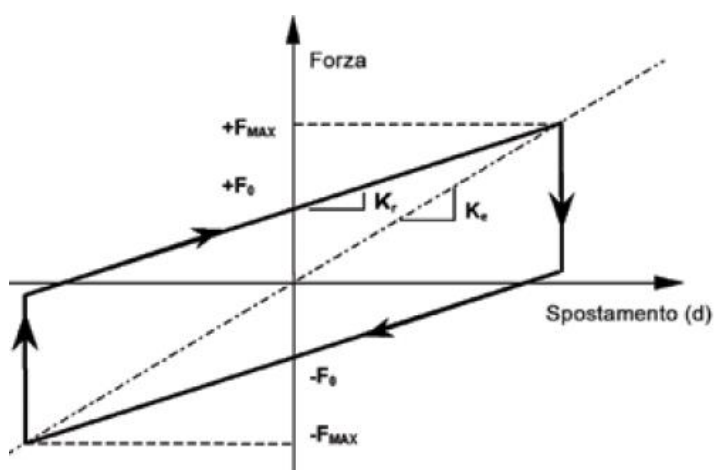


Tabella 5.23: *Curva isteretica isolatore FIP-D*

Dove i parametri indicati nella curva rappresentano:

$$\begin{aligned}
 F_0 &= \mu N_{sd} \\
 F_{\max} &= F_0 + K_{rd} = \mu N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} d \\
 K_r &= \frac{N_{sd}}{R} r \\
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}
 \end{aligned}
 \tag{5.15}$$

con:

F_0 = forza di attrito sviluppata dall'isolatore

$F_{\max}$ = forza orizzontale massima

K_r = rigidezza di richiamo

μ = coefficiente di attrito

N_{sd} = carico verticale agente sull'isolatore

R = raggio di curvatura equivalente

d = spostamento

T = periodo associato alla rigidezza di richiamo

Il carico verticale N_{sd} , utilizzato per modellare il comportamento degli isolatori a superficie curva sotto l'azione sismica, corrisponde abitualmente al carico verticale quasi permanente definito in precedenza, ossia alla massa moltiplicata per l'accelerazione di gravità, che è il carico verticale medio agente sull'isolatore durante il sisma:

$$N_{sd} = m_i * a_g = 108,19 * 9,81 * 0,53 = 562,5 \text{ KN} \tag{5.16}$$

Qualora le norme utilizzate per la progettazione strutturale consentano di modellare il comportamento non lineare sopra descritto con un modello lineare equivalente, la rigidezza equivalente, lo smorzamento viscoso equivalente e il periodo proprio equivalente possono essere calcolati con le seguenti formule:

$$\begin{aligned}
 K_e &= N_{sd} \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \\
 \xi_e &= \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d}{\mu R} + 1} \\
 T_e &= 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}
 \end{aligned}
 \tag{5.17}$$

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le seguenti prescrizioni, riportate al §7.10.5.2 della Normativa Italiana:

- la rigidezza equivalente del sistema di isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento è inferiore al 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in esame si ottiene il seguente dimensionamento, facendo riferimento ad un dispositivo ad attrito medio attrito, in modo tale da arrivare ad una rigidezza equivalente maggiore di quella minima necessaria:

Parametri isolatore	
μ [%]	8,90
μ	0,089
F_0	50,2
K_r [KN/m]	225
$F_{\max}$ [KN]	72,72
K_e [KN/m]	727,23
ξ_e	0,39
T_e [s]	1,76
T [s]	3,17

Tabella 5.24: Parametri dimensionamento isolatore

Visto lo sforzo normale agente sull'isolatore, i valori sopra riportati sono stati ottenuti scegliendo un dispositivo FIP-D M 510/200 ($R = 2500$ mm), il quale presenta le seguenti caratteristiche:

N_{ed} [KN]	D [mm]	Y [mm]	Z [mm]	H [mm]	n	W [Kg]
1330	430	600	470	96	4	385

Tabella 5.25: Parametri isolatore FIP-D M 510/200 ($R=2500mm$)

Dove:

N_{ed} = Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico compressive dell'azione sismica (SLC), o in qualsiasi combinazione di carico che preveda spostamento orizzontale;

D = Diametro dell'isolatore esclusi elementi di ancoraggio;

Y = Massima dimensione in pianta;

Z = Lato del quadrato circoscritto all'isolatore, inclusi gli elementi di ancoraggio;

H = Altezza dell'isolatore, escluse zanche di ancoraggio;

n = Numero zanche superiori/inferiori;

W = Peso dell'isolatore, escluse zanche di ancoraggio

Lo spostamento massimo consentito è $d = \pm 100$ mm.

E' stato utilizzato uno smorzamento del 20% perché con uno smorzamento del 10%, dall'analisi preliminare si sarebbe ottenuto uno spostamento non consentito dagli isolatori in commercio. Aumentando infatti lo spostamento d_{dc} ottenuto, del 30%, si ottiene un valore pari a 370 mm. Tale valore rappresenta lo spostamento che il singolo isolatore deve essere in grado di sostenere senza rotture. L'isolatore reale da inserire si andrà a scegliere in base anche allo spostamento massimo consentito, che deriverà dall'analisi agli elementi finiti e che non è possibile impostare a priori per caratterizzare la curva di risposta dell'isolatore.

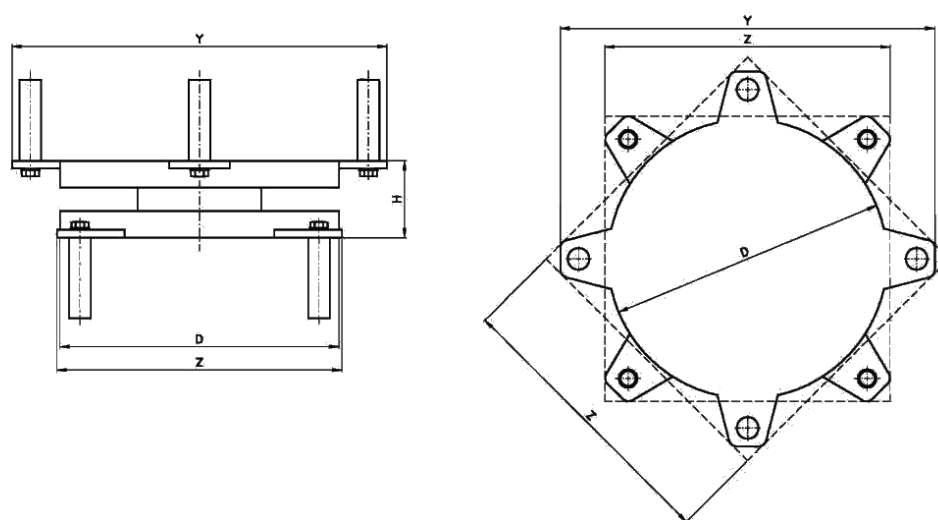


Figura 5.37: *Geometria isolatore*

Per la modellazione dell'isolatore all'interno del software è stato utilizzato un particolare elemento link, avente curva di risposta caratterizzata da un comportamento bi-lineare simmetrico con incrudimento cinematico: *bl-kin*.

Questa curva, che adotta una legge di incrudimento cinematico, è solitamente utilizzata per modellare un comportamento elasto-plastico idealizzato, connessioni semi-rigide, appoggi in piombo/gomma, dissipatori isteretici in acciaio, e così via.

Per la caratterizzazione della curva devono essere definiti solamente tre parametri:

<i>Parametri curva bl_kin</i>	
K_0 – rigidezza iniziale	100400
F_y – forza di snervamento	50,2
r – rapporto di incrudimento post - snervamento	0,002241

Tabella 5.26: Parametri della curva di modellazione dell'isolatore

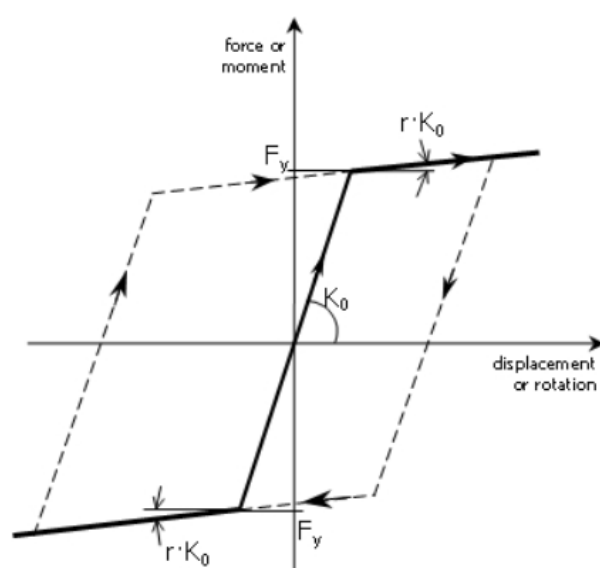


Figura 5.38: Curva di modellazione dell'isolatore

E' necessario impostare una rigidezza iniziale molto elevata, tendente ad infinito, per simulare il comportamento rigido della curva propria dell'isolatore, e si calcola poi r di conseguenza. La rigidezza iniziale può essere calcolata a partire dalla relazione $2F_y/\Delta t$, e aumentata poi fino a raggiungere una pendenza infinita, cioè un tratto di curva verticale.

Il modello dell'isolatore all'interno del software si presenta nel modo seguente:

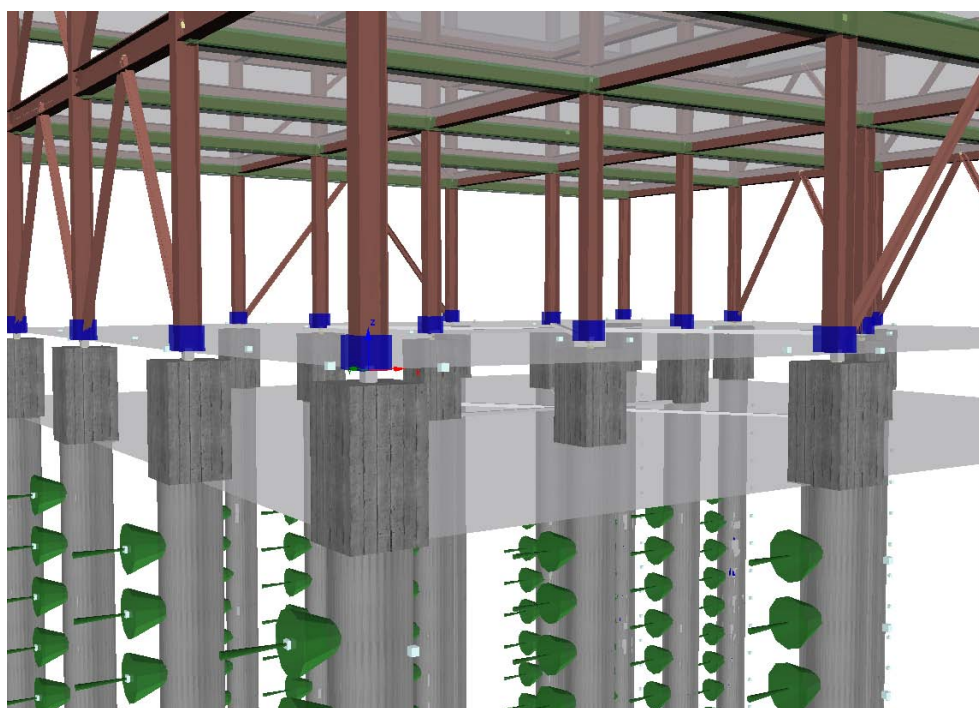


Figura 5.39: Sistema di isolamento all'interno del software

Il dissipatore è stato modellato poi nel modo seguente: l'elemento *link* è stato caratterizzato con la curva appena descritta nelle due direzioni orizzontali, X ed Y, mentre per la direzione Z è stata impostata una curva lineare simmetrica con rigidità infinita, e per tutte le componenti rotazionali è stata impostata una curva lineare simmetrica con rigidità nulla. E' stato creato un nodo strutturale coincidente al nodo da cui parte il pilastro della sovrastruttura, collegato con un *rigid link* al nodo sommitale della sottostruttura, posto ad una profondità pari all'altezza dell'isolatore² ($Z_{sott1} \cong 0,1 \text{ m}$). L'elemento *link* isolatore si trova collegato tra i due nodi inizialmente coincidenti, come richiesto per la definizione dell'elemento stesso.

² Talvolta non è necessario tener conto dello spessore o dell'altezza dell'isolatore ai fini dell'analisi, essendo questo molto piccolo rispetto alle dimensioni della struttura nel suo complesso. E' altresì possibile tener conto anche della massa dell'isolatore, inserendo un elemento massa *imass* su uno dei due nodi principali del *link* isolatore.

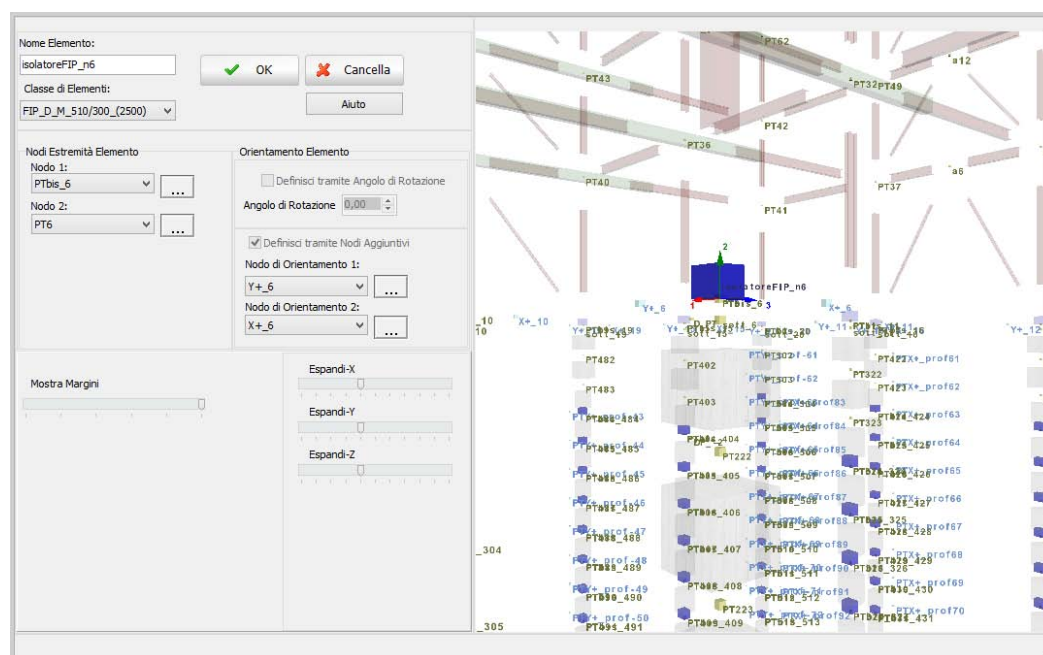
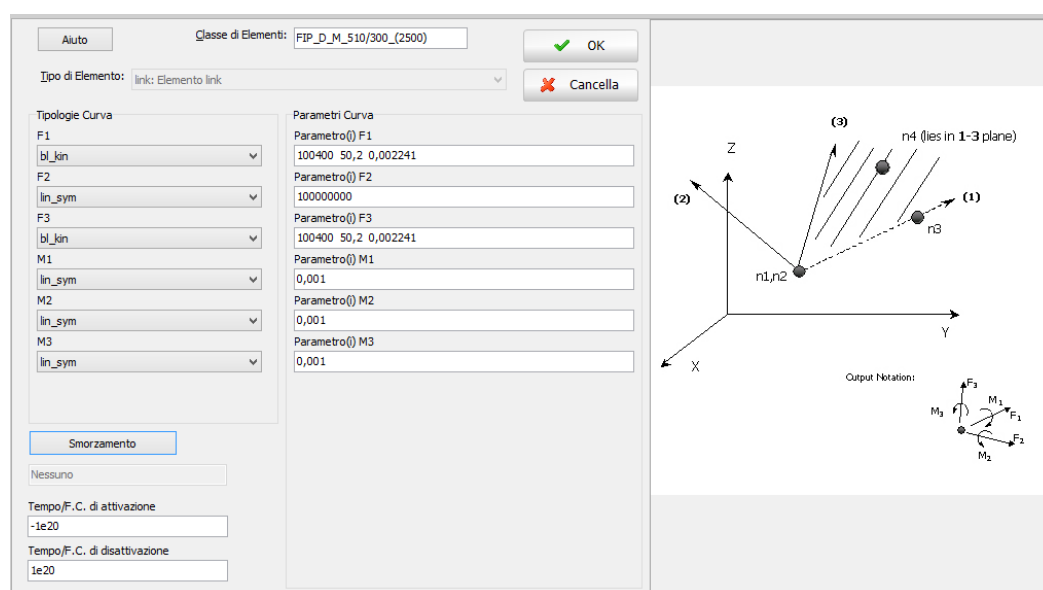


Figura 5.40: Definizione dell'isolatore

La disposizione in pianta degli isolatori risulta essere la seguente:

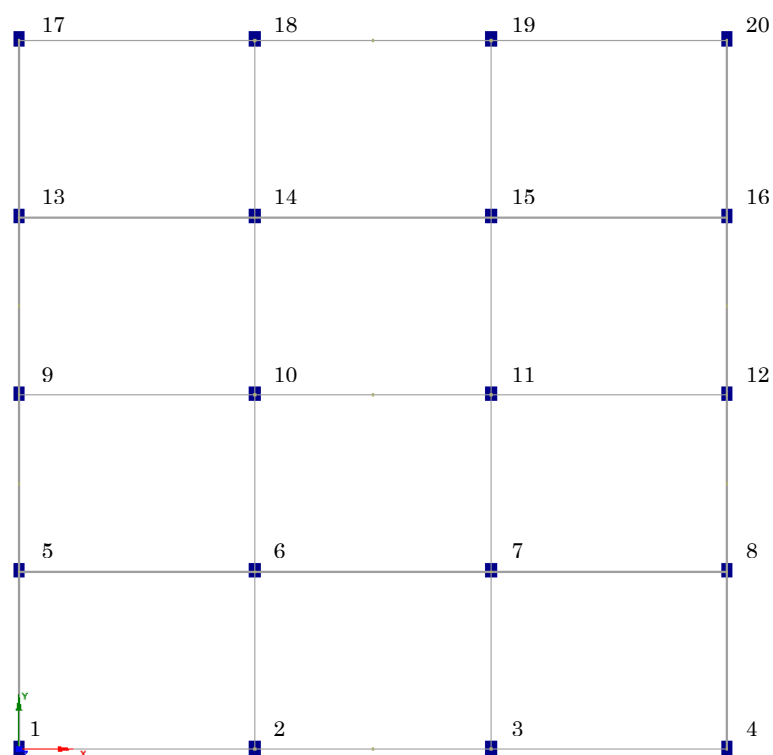


Figura 5.41: *Disposizione in pianta dei dissipatori*

E' possibile notare la disposizione simmetrica in pianta degli isolatori, che facilita molto il calcolo del centro di massa e di rigidezza.

Riassumendo allora la collocazione planimetrica e le rigidezze del singolo dispositivo, si ottiene la tabella che segue:

Coordinate e rigidezze degli isolatori				
Isolatore/pilastro	x_i [m]	y_i [m]	$K_{e,i \text{ min}}$ [KN/m]	$K_{e,i \text{ eff}}$ [KN/m]
1	0	0	684,07	727,23
2	0	8	684,07	727,23
3	0	16	684,07	727,23
4	0	24	684,07	727,23
5	6	0	684,07	727,23
6	6	8	684,07	727,23
7	6	16	684,07	727,23
8	6	24	684,07	727,23
9	12	0	684,07	727,23
10	12	8	684,07	727,23
11	12	16	684,07	727,23
12	12	24	684,07	727,23
13	18	0	684,07	727,23
14	18	8	684,07	727,23
15	18	16	684,07	727,23
16	18	24	684,07	727,23
17	24	0	684,07	727,23
18	24	8	684,07	727,23
19	24	16	684,07	727,23
20	24	24	684,07	727,23
TOTALE			13681,51	14544,68

Tabella 5.27: Coordinate e rigidezze degli isolatori

5.4.2 Modello e verifica della sottostruttura

La sottostruttura è dimensionata in funzione della dimensione in pianta degli isolatori che essa deve ospitare e in funzione delle prescrizioni e verifiche richieste da normativa, anche in termini di manutenzione.

Per il predimensionamento della sottostruttura occorre seguire le indicazioni riportate al §7.10.4.1 delle NTC08. L'alloggiamento dei dispositivi di isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. Le

strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali. Tale condizione si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da un grigliato di travi è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono direttamente fissati ad entrambi i diaframmi, oppure per il tramite di elementi verticali, il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi dovranno essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico (§7.10.4.3 NTC08) [M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO, 2010].

Nel caso in esame la sottostruttura, oltre ai solai modellati come diaframmi rigidi sopra e sotto, è caratterizzata da 20 corti pilastri in c.a., di dimensioni, in pianta, che dipendono dal diametro dell'isolatore, e di altezza pari a 2 m. Essi sono così dimensionati in modo tale da garantire la possibilità di accesso e manutenzione al sistema di isolamento e per l'alloggio degli isolatori stessi. La rigidezza minima degli elementi della sottostruttura dovrà essere pari a 13681,51 KN/m. Fissando dunque l'altezza l della sottostruttura a 2 metri e una dimensione in pianta $b = 1$ metro, in relazione alla dimensione degli isolatori, si ottiene l'altra dimensione h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4 \cdot l^3 \cdot K_f}{E \cdot b}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 2^3 \cdot 13681,51}{30000000 \cdot 1}} = 0,24m \quad [5.18]$$

Adottando quindi delle dimensioni in pianta di 1 metro per 1 metro, la verifica risulta ampiamente soddisfatta. La massa della sottostruttura, esclusi i diaframmi rigidi risulta essere:

Massa Sottostruttura	
γ_{cls} [KN/m ³]	25
V [m ³]	1,88
W [KN]	47,15
Massa W/g [ton]	4,80
Massa totale	96,12
W _{tot} [KN]	943

Tabella 5.28: Dimensionamento della sottostruttura

La sottostruttura, all'interno del software, si presenta come riportato in figura 5.42.

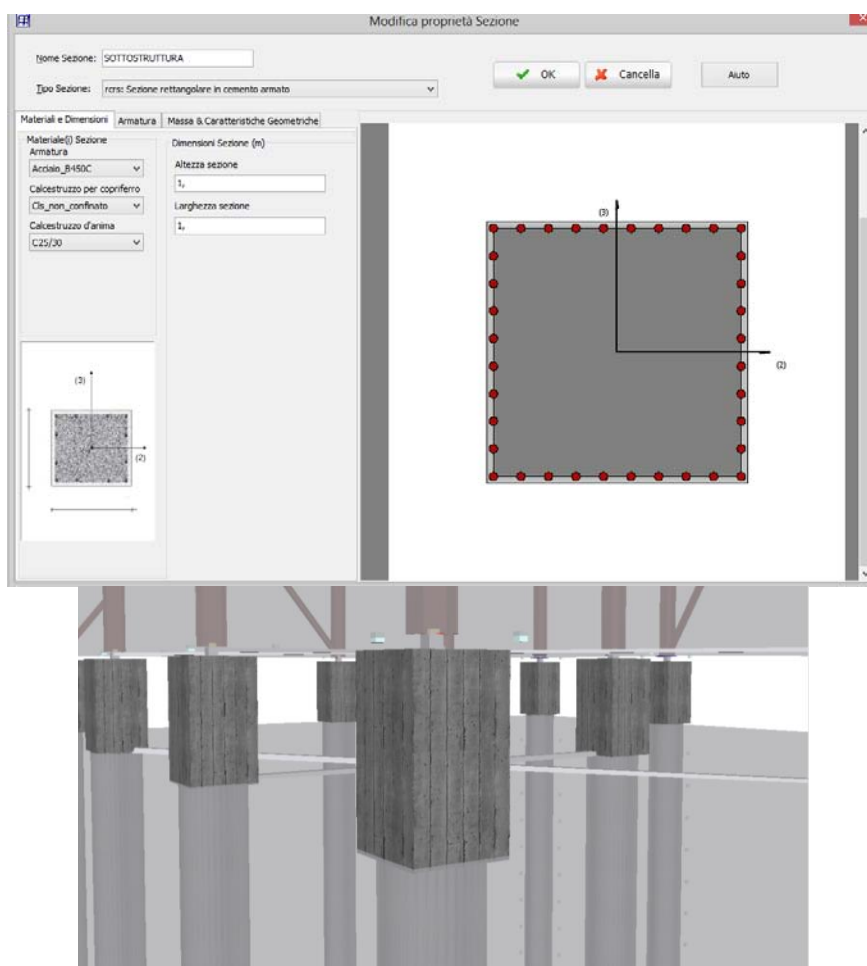


Figura 5.42: Modello della sottostruttura

Mentre la struttura isolata, nel suo complesso, si presenta dunque nel modo seguente:

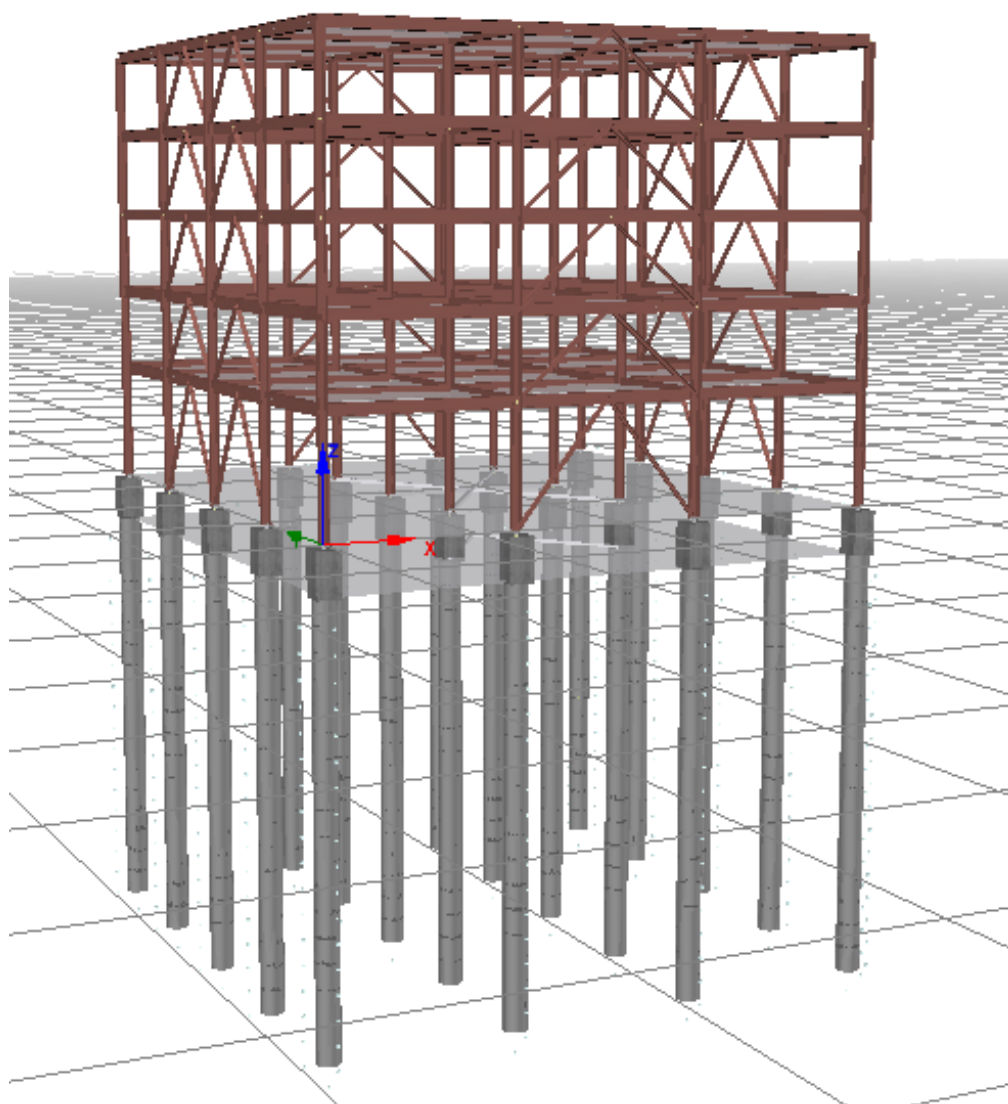


Figura 5.43: *Modello della struttura isolata*

Nella figura 5.43 è possibile osservare le 4 componenti distinte del sistema analizzato: sovrastruttura, interfaccia di isolamento, sottostruttura e fondazione.

6 TIPOLOGIE DI ANALISI

6.1 Analisi modale

Una volta ultimato il modello, è opportuno, anche se non strettamente necessario, effettuare un'analisi dinamica modale sia sulla struttura a base fissa che su quella isolata. L'analisi modale sulla struttura a base fissa, in modo particolare, è utile per verificare il dimensionamento della struttura, in particolare perciò che riguarda la distribuzione delle rigidezze dei pilastri in pianta, ottimizzandolo rispetto a possibili effetti torsionali d'insieme.

In *SeismoStruct*[®] per eseguire l'analisi modale relativa ai principali modi di vibrare della struttura è necessario ricorrere all'*Analisi agli autovalori*. All'interno del software è utilizzato di default l'algoritmo di Lanczos per la valutazione dei periodi naturali e delle forme modali della struttura. In alternativa è possibile selezionare l'algoritmo di Jacobi con la trasformazione di Ritz.

L'analisi agli autovalori è un'analisi strutturale puramente elastica in cui le proprietà dei materiali sono mantenute costanti durante tutta la procedura di

calcolo. Se però si utilizzano elementi frame inelastici, come nel caso esaminato, le proprietà meccaniche dell'elemento sono funzione del tipo di materiale e sezione impiegati, e dunque implicitamente definite dal programma. La riduzione di rigidezza degli elementi, dovuta alla fessurazione, deve essere “simulata” modificando il modulo elastico del calcestruzzo. Se si usano modelli *con_ma*, come in questo caso, il valore di resistenza a compressione non confinata (f_c) deve essere ridotto di un fattore pari al quadrato del fattore di riduzione della rigidezza che si applicherebbe direttamente al momento d'inerzia, dato che il modulo elastico del materiale è calcolato internamente come $4700f_c^{0.5}$.

Tale analisi fornisce i principali risultati modali, cioè il periodo/frequenza naturale di vibrazione di ciascun modo, i fattori di partecipazione modale e le masse modali.

I fattori di partecipazione modale sono ottenuti come il rapporto tra il fattore di eccitazione modale e la massa generalizzata:

$$\Gamma_m = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\Phi_n^T \cdot M}{\Phi_n^T \cdot M \cdot \Phi_n} \quad [6.1]$$

e forniscono una misura di quanto sia influente la partecipazione di un dato modo n nella risposta dinamica della struttura. Tuttavia, poiché le forme modali Φ_n possono essere normalizzate in diversi modi, la grandezza assoluta del fattore di partecipazione modale in realtà non ha alcun significato, mentre assume importanza solamente la sua grandezza relativa rispetto agli altri modi di partecipazione [PRIESTLEY ET AL., 1996].

Per questo motivo, e in particolare per il caso di edifici soggetti ad input sismici alla base, è consuetudine utilizzare la massa modale efficace come misura dell'importanza relativa che ciascun modo ha sulla risposta dinamica della struttura:

$$m_{eff,n} = \frac{L_n^2}{M_n} \quad [6.2]$$

Infatti, dal momento che $m_{eff,n}$ può essere interpretato come porzione di massa totale M della struttura che è eccitata da un dato modo n , i modi con alti valori di massa modale efficace possono contribuire in modo significativo alla risposta. La Normativa Italiana, al punto § 7.3.3.1, indica che “*devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. E’ opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.*”

6.1.1 Principali modi di vibrare della struttura in esame

Per definire i principali modi di vibrare della struttura, in accordo con le indicazioni riportate nelle NTC08, è stata effettuata un’analisi agli autovalori, mediante l’algoritmo di Jacobi con trasformazione di Ritz.

Si ottengono quindi i seguenti risultati, per la struttura a base fissa:

P E R I O D I E F R E Q U E N Z E M O D A L I			
Modo	Periodo (sec)	Frequenza (Hertz)	Frequenza angolare (rad/sec)
1	0,77365596	1,2925642	8,12142038
2	0,72206741	1,38491224	8,70166026
3	0,67741695	1,47619572	9,27521124
4	0,25455908	3,92836118	24,68262127
5	0,24629991	4,06009076	25,51030261
6	0,2297288	4,35295877	27,35044661
7	0,14915697	6,70434637	42,12465059
8	0,14871027	6,72448502	42,2511855
9	0,14722992	6,79209762	42,67600799
10	0,14193765	7,04534719	44,26722196
11	0,14093934	7,09525097	44,58077664
12	0,13736876	7,27967558	45,73955067
13	0,12945491	7,72469731	48,53570463
14	0,12021917	8,3181409	52,26442068
15	0,10426624	9,59083218	60,26097582
16	0,10023554	9,97650121	62,68420579
17	0,08152655	12,26594328	77,06919461

18	0,07840558	12,75419412	80,13696509
19	0,03458273	28,91616447	181,6856197
20	0,00765089	130,7037587	821,235936

Tabella 6.1: *Periodi e frequenze modali*

Nella tabella soprastante è possibile osservare le principali frequenze naturali della struttura. Vengono considerati dall'analisi i primi 18 modi di vibrare. Nella tabella successiva si analizzano invece le masse modali in gioco nei diversi modi di vibrare, in modo tale da osservare il modo di vibrare in cui viene coinvolta una quantità di massa significativa della struttura, che sarà poi da prendere in considerazione nell'analisi *Time History*.

PERCENTUALI DELLE MASSE MODALI PARTECIPANTI

[Modo individuale]							
Modo	Periodo	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,7736559	65,09%	0,00%	0,00%	0,00%	16,73%	0,00%
2	0,7220674	0,00%	65,95%	0,00%	20,92%	0,00%	0,00%
3	0,6774169	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	71,44%
4	0,2545591	5,38%	0,00%	0,00%	0,00%	3,80%	0,00%
5	0,2462999	0,00%	4,81%	0,00%	6,24%	0,00%	0,00%
6	0,2297288	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	5,50%
7	0,1491569	0,05%	0,00%	0,00%	0,00%	29,85%	0,00%
8	0,1487108	0,00%	0,00%	60,78%	0,00%	0,00%	0,00%
9	0,1472299	0,00%	0,03%	0,00%	17,22%	0,00%	0,00%
10	0,1419376	0,04%	0,00%	0,00%	0,00%	1,70%	0,00%
11	0,1409393	0,69%	0,00%	0,00%	0,00%	2,85%	0,00%
12	0,1373687	0,00%	0,52%	0,00%	0,33%	0,00%	0,00%
13	0,1294549	0,00%	0,00%	2,27%	0,00%	0,00%	0,00%
14	0,1202192	0,00%	0,02%	0,00%	1,06%	0,01%	0,00%
15	0,1042662	0,00%	0,10%	0,00%	0,04%	0,04%	0,00%
16	0,1002355	0,16%	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%	0,00%
17	0,0815265	0,03%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
18	0,0784056	0,01%	0,04%	0,00%	0,09%	0,73%	0,00%
19	0,0345827	0,01%	0,00%	0,00%	0,03%	1,86%	0,00%
20	0,0076509	14,91%	0,00%	0,00%	0,00%	7,40%	0,00%
[Massa cumulativa]							
Modo	Periodo	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,7736559	65,09%	0,00%	0,00%	0,00%	16,73%	0,00%

2	0,7220674	65,09%	65,95%	0,00%	20,92%	16,73%	0,00%
3	0,6774169	65,09%	65,95%	0,00%	20,92%	16,73%	71,45%
4	0,2545591	70,48%	65,95%	0,00%	20,92%	20,53%	71,45%
5	0,2462999	70,48%	70,76%	0,00%	27,16%	20,53%	71,45%
6	0,2297288	70,48%	70,76%	0,00%	27,16%	20,53%	76,94%
7	0,1491569	70,53%	70,76%	0,00%	27,16%	50,38%	76,94%
8	0,1487103	70,53%	70,76%	60,79%	27,16%	50,38%	76,94%
9	0,1472299	70,53%	70,79%	60,79%	44,38%	50,38%	76,94%
10	0,1419376	70,56%	70,79%	60,79%	44,38%	52,08%	76,94%
11	0,1409393	71,25%	70,79%	60,79%	44,38%	54,93%	76,94%
12	0,1373687	71,25%	71,31%	60,79%	44,71%	54,93%	76,94%
13	0,1294549	71,25%	71,31%	63,06%	44,71%	54,93%	76,94%
14	0,1202192	71,25%	71,33%	63,06%	45,77%	54,94%	76,94%
15	0,1042662	71,25%	71,43%	63,06%	45,81%	54,98%	76,94%
16	0,1002355	71,42%	71,43%	63,06%	45,81%	54,98%	76,94%
17	0,0815265	71,45%	71,43%	63,06%	45,81%	54,99%	76,94%
18	0,0784056	71,46%	71,47%	63,06%	45,90%	55,72%	76,94%
19	0,0345827	71,47%	71,48%	63,07%	45,93%	57,58%	76,94%
20	0,0076509	86,38%	71,48%	63,07%	45,94%	64,98%	76,94%

Tabella 6.2: Masse modali partecipanti

Dall'analisi modale eseguita è possibile osservare come sia tre i modi principali di vibrare della struttura:

- Traslazione lungo X;
- Traslazione lungo Y;
- Rotazione attorno a Z.

Solamente uno dei tre modi con la percentuale più alta, però, presenta una percentuale di massa modale partecipante che soddisfa le richieste presenti in normativa e che supera quindi l'85%. Si tratta della traslazione lungo X. Sarà dunque questa la direzione di applicazione del sisma. Risulta fondamentale osservare come, grazie alla simmetria dell'edificio, il moto torsionale sia piuttosto limitato. E' questo un fattore positivo non solo per la struttura ma anche e soprattutto per il sistema di isolamento. Nelle figura sottostanti si presentano le configurazioni relative ai tre principali modi di vibrare della struttura:

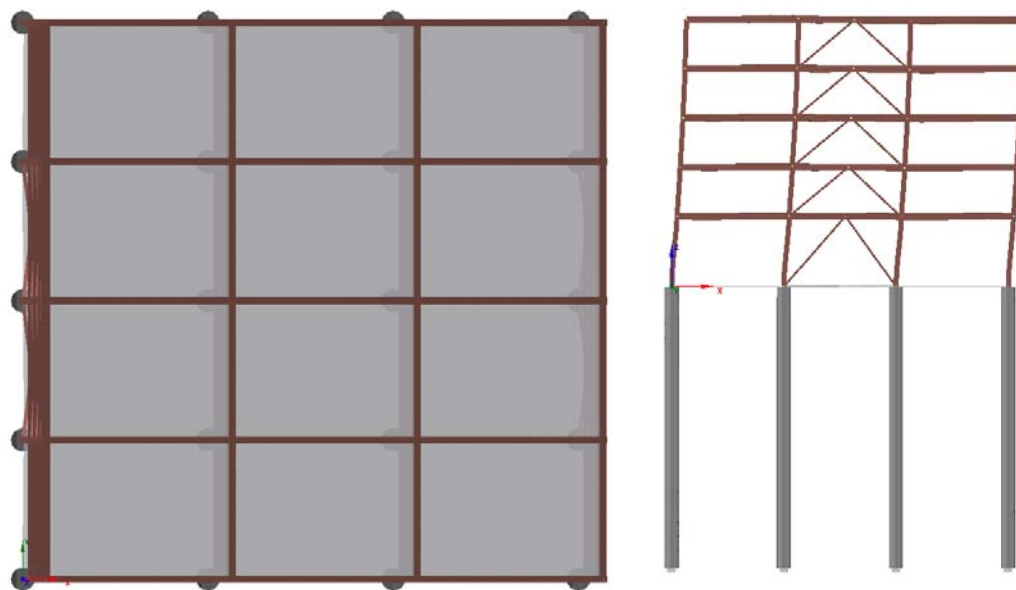


Figura 6.1: *Modo di vibrare di traslazione lungo X*

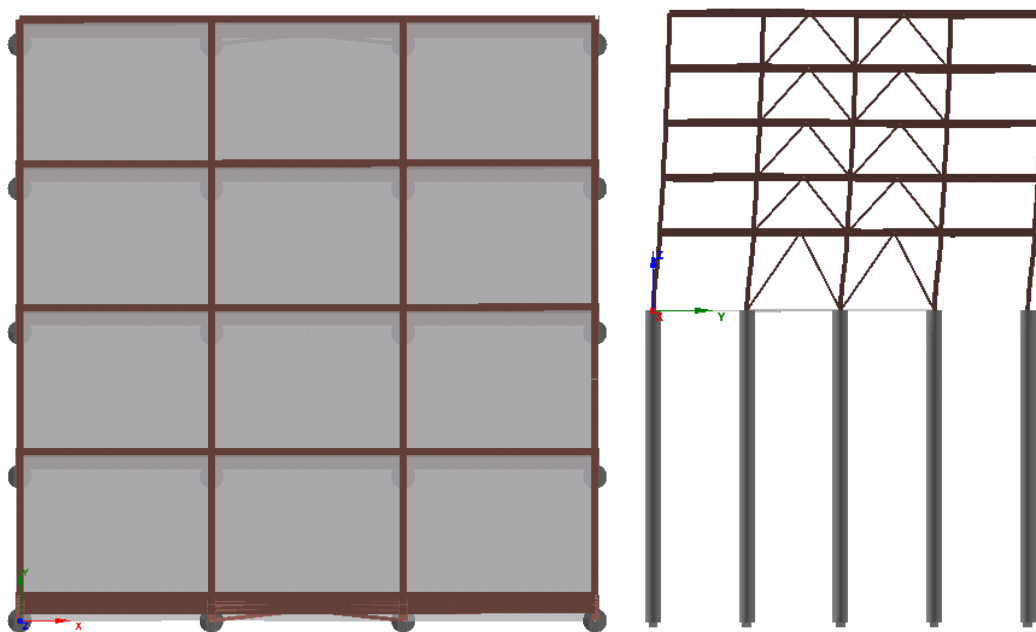


Figura 6.2: *Modo di vibrare di traslazione lungo Y*

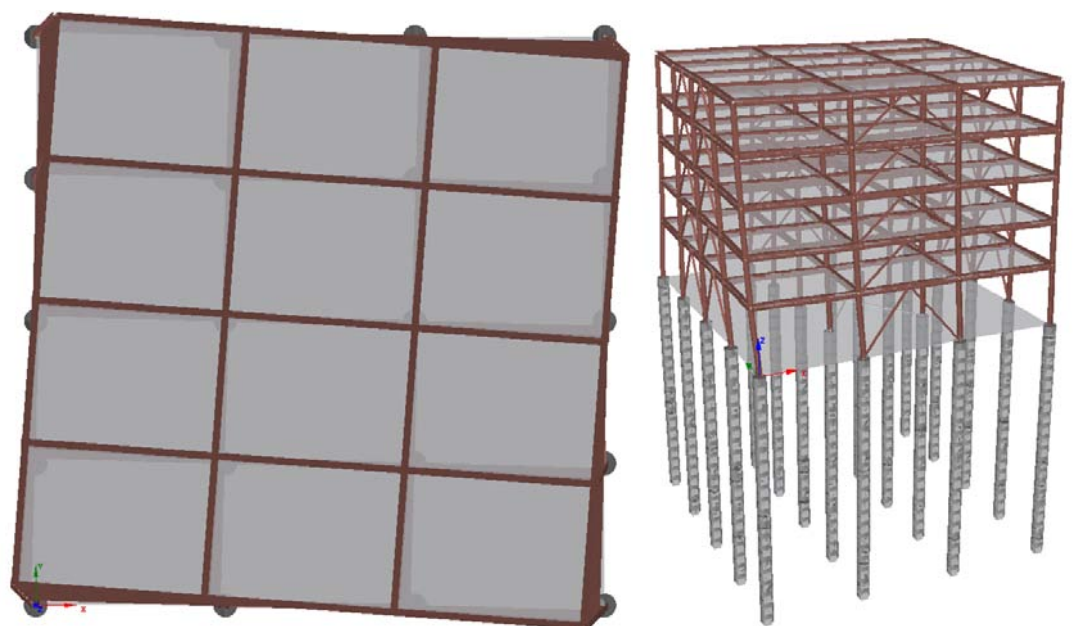


Figura 6.3: *Modo di vibrare di rotazione attorno a Z*

6.2 Time History Analysis

Per studiare il comportamento del complesso fondazione, sovrastruttura, terreno sotto l'azione sismica, si sceglie di eseguire un'analisi dinamica Time History. Si tratta dell'analisi della risposta temporale di una struttura soggetta a carichi variabili nel tempo. Poiché il carico, e quindi la risposta, in termini di spostamenti e tensioni, variano con il tempo, il problema non ha una singola soluzione, come il problema statico, ma una successione di soluzioni in corrispondenza agli istanti di tempo di interesse. Due tra i metodi più diffusi di soluzione sono i *metodi modali* (sovrapposizione modale) ed i metodi di *integrazione diretta* [A. GUGLIOTTA, 2002].

Le equazioni che governano la risposta dinamica di una struttura possono essere derivate applicando l'equazione dei lavori virtuali:

$$\{\delta u\}^T \{f\} + \int_A \{\delta u\}^T \{t_0\} dA + \int_V \{\delta u\}^T \{\phi\} dV = \int_V \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dV \quad [6.3]$$

e aggiungendo le forze d'inerzia e di smorzamento, non considerate per il caso statico:

$$\begin{aligned} & \{\delta u\}^T \{f\} + \int_A \{\delta u\}^T \{t_0\} dA + \int_V \{\delta u\}^T \{\phi\} dV = \\ & = \int_V \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dV + \int_V \{\delta u\}^T \rho \{\ddot{u}\} dV + \int_V \{\delta u\}^T c_s \{\dot{u}\} dV \end{aligned} \quad [6.4]$$

con $\{\delta u\}$ e $\{\delta \varepsilon\}$ rispettivamente spostamenti virtuali e corrispondenti deformazioni virtuali, $\{t_0\}$ carichi superficiali, $\{\phi\}$ carichi di volume, $\{f\}$ carichi nodali, ρ densità del materiale, c_s parametro di smorzamento del materiale.

Sostituendo le espressioni per il campo di spostamenti $\{u\}$, funzione ora anche del tempo oltre che dello spazio, e per le sue derivate:

$$\begin{aligned} \{u\} &= [n]\{u\} \\ \{\dot{u}\} &= [n]\{\dot{s}\} \\ \{\ddot{u}\} &= [n]\{\ddot{s}\} \end{aligned} \quad [6.5]$$

con $[n]$ funzioni dello spazio e $\{s\}$ funzioni del tempo. Sostituendo allora le espressioni appena definite ed introducendo la legge costitutiva del materiale, nel caso di deformazione iniziale e tensione iniziale nulle, si ottiene:

$$\begin{aligned} & \{\delta s\}^T \{f\} + \{\delta s\}^T \int_A [n]^T \{t_0\} dA + \{\delta s\}^T \int_V [n]^T \{\phi\} dV = \\ & = \{\delta s\}^T \int_V [b]^T [E][b] dV \{s\} + \{\delta s\}^T \int_V \rho [n]^T [n] dV \{\dot{s}\} + \{\delta s\}^T \int_V c_s [n]^T [n] dV \{\dot{s}\} \end{aligned} \quad [6.6]$$

Siccome l'uguaglianza deve valere per qualsiasi configurazione di spostamenti virtuali $\{\delta s\}$, deve anche valere la seguente uguaglianza:

$$[k]\{s\} + [m]\{\ddot{s}\} + [c]\{\dot{s}\} = \{f\} + \{f_e\}_{t_0} + \{f_e\}_\phi \quad [6.7]$$

con $[m]$ matrice delle masse, e $[c]$ matrice dello smorzamento:

$$\begin{aligned} [m] &= \int_V \rho [n]^T [n] dV \\ [c] &= \int_V c_s [n]^T [n] dV \end{aligned} \quad [6.8]$$

6.2.1 Carichi applicati

La modellazione dell'azione sismica si ottiene con l'introduzione di curve di carico in accelerazione, (accelerogrammi) agli appoggi. L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle NTC08 al § 3.2.3.6.

Gli accelerogrammi registrati sono il modo migliore per rappresentare il movimento sismico del terreno perché derivano da un reale vento sismico. Gli accelerogrammi utilizzati per la presente analisi sono stati registrati e derivano dal “*European Strong Motion Database*”. Secondo le NTC08 l'uso di accelerogrammi registrati è ammesso a condizione che la scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismo genetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

La Normativa Italiana definisce l'analisi Time History in accordo con le seguenti procedure:

- Considerare 3 differenti accelerogrammi e prendere in considerazione quello più gravoso;
- Considerare 7 accelerogrammi e prendere in considerazione un'adeguata media tra i risultati da essi forniti.

Secondo quanto riportato in Normativa “*ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un*

gruppo di accelerogrammi”. La componente verticale viene utilizzata solamente quando sono presenti le seguenti condizioni:

- elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m;
- elementi precompressi (con l’esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m);
- elementi a mensola di luce superiore a 4 m;
- struttura di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi;
- per i sistemi isolati se il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulta inferiore ad 800.

Poiché nel caso in esame non è presente nessuna delle seguenti condizioni, la componente verticale dell’azione sismica non viene considerata. Dai risultati derivanti dall’analisi modale è possibile osservare come si debba applicare il sisma solamente nella direzione lungo X, quella in cui la massa coinvolta è maggiore dell’85%.

Gli accelerogrammi applicati nella presente analisi fanno riferimento a tre eventi sismici avvenuti in Italia, in zona sismica 1:

Sisma	M _L	Data
Irpinia	7	23/11/1980
Friuli	6,4	06/05/1976
Umbro-Marchigiano	5,8	26/09/1997

Tabella 6.3: *Eventi sismici analizzati*

La colonna relativa ad M_L della soprastante tabella si riferisce alla magnitudine locale di Richter.

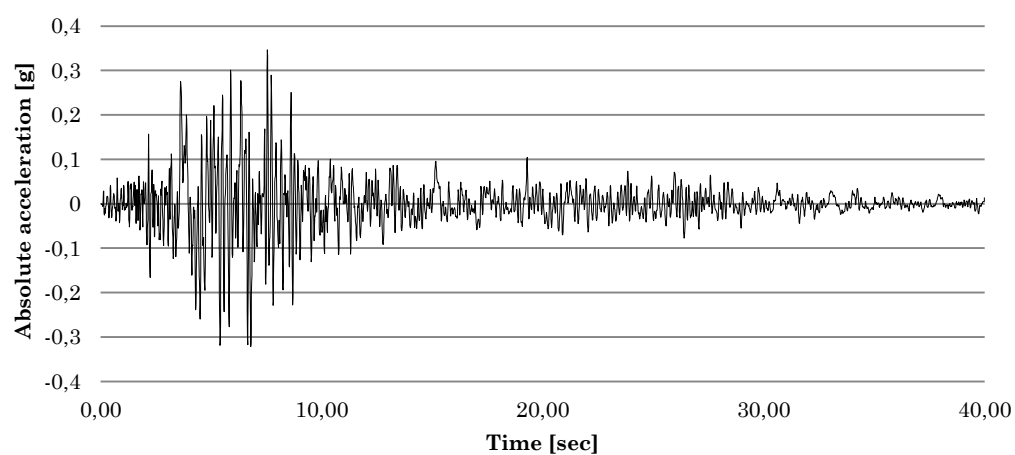


Figura 6.4: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=100_400$)

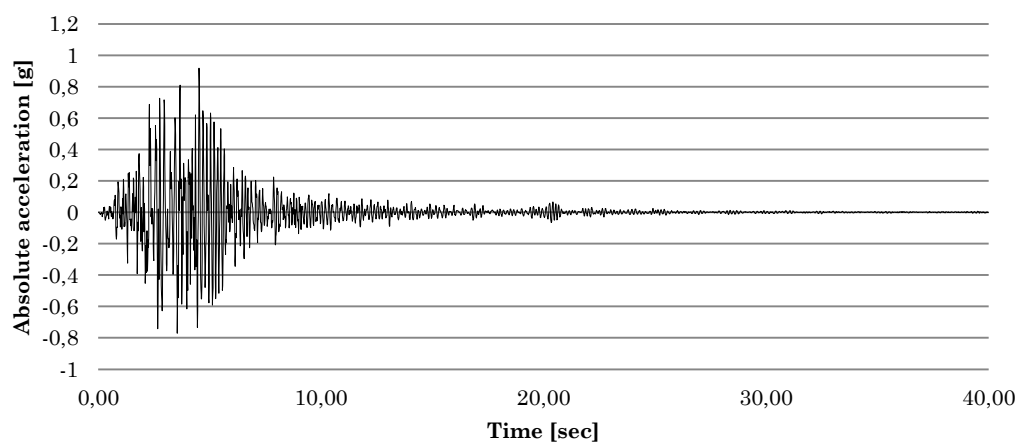


Figura 6.5: Accelerogramma Umbro - Marchigiano - prof. 15 m ($V_s=100_400$)

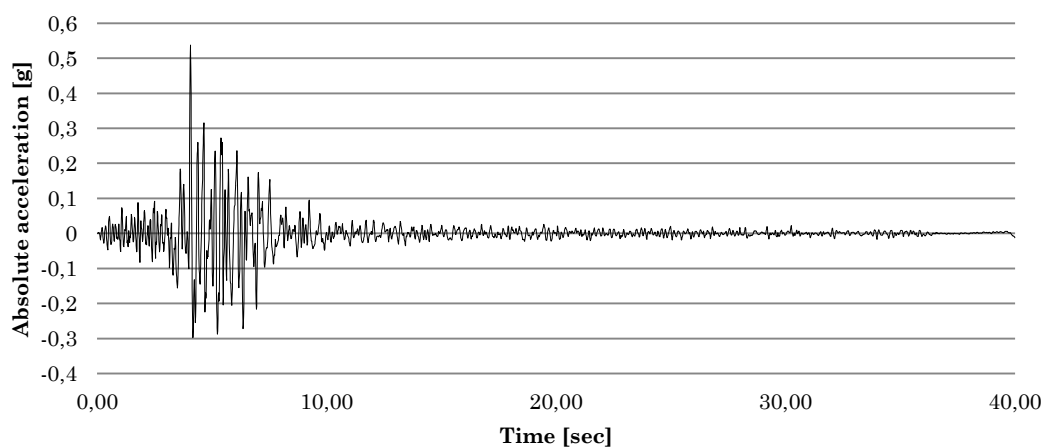


Figura 6.6: Accelerogramma Friuli - prof. 15 m ($V_s=100/400$)

Per eseguire un confronto tra diverse stratigrafie si è scelto di applicare un solo evento sismico, che è quello Irpino, perché, come si vedrà dai risultati risulta essere quello più gravoso per il palo. Gli accelerogrammi applicati dovranno dunque differire dai precedenti, perché riferiti ad un terreno più omogeneo. L'accelerogramma dell'Irpinia a 15 metri di profondità per un terreno con $V_s = 200/400$ m/s si presenta allora nel modo seguente:

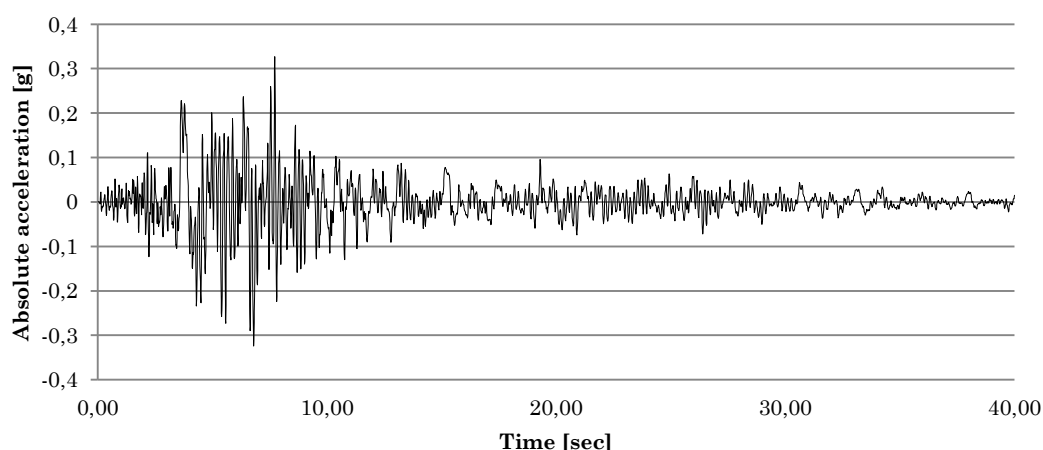


Figura 6.7: Accelerogramma Irpinia - prof. 15 m ($V_s=200/400$)

6.2.2.1 Applicazione dei carichi transienti

I carichi transienti a cui è soggetta la struttura durante l'analisi dinamica Time History (variazione di accelerazioni/forze nel dominio del tempo) possono essere definiti all'interno di *SeismoStruct*® nel modulo “*Carichi applicati*”. Il modo con cui i carichi variano nel tempo è dato dalla storia temporale, definita nel modulo “*Curve Time History*”. In tale modulo è possibile caricare i singoli accelerogrammi, per ogni profondità a cui essi si riferiscono:

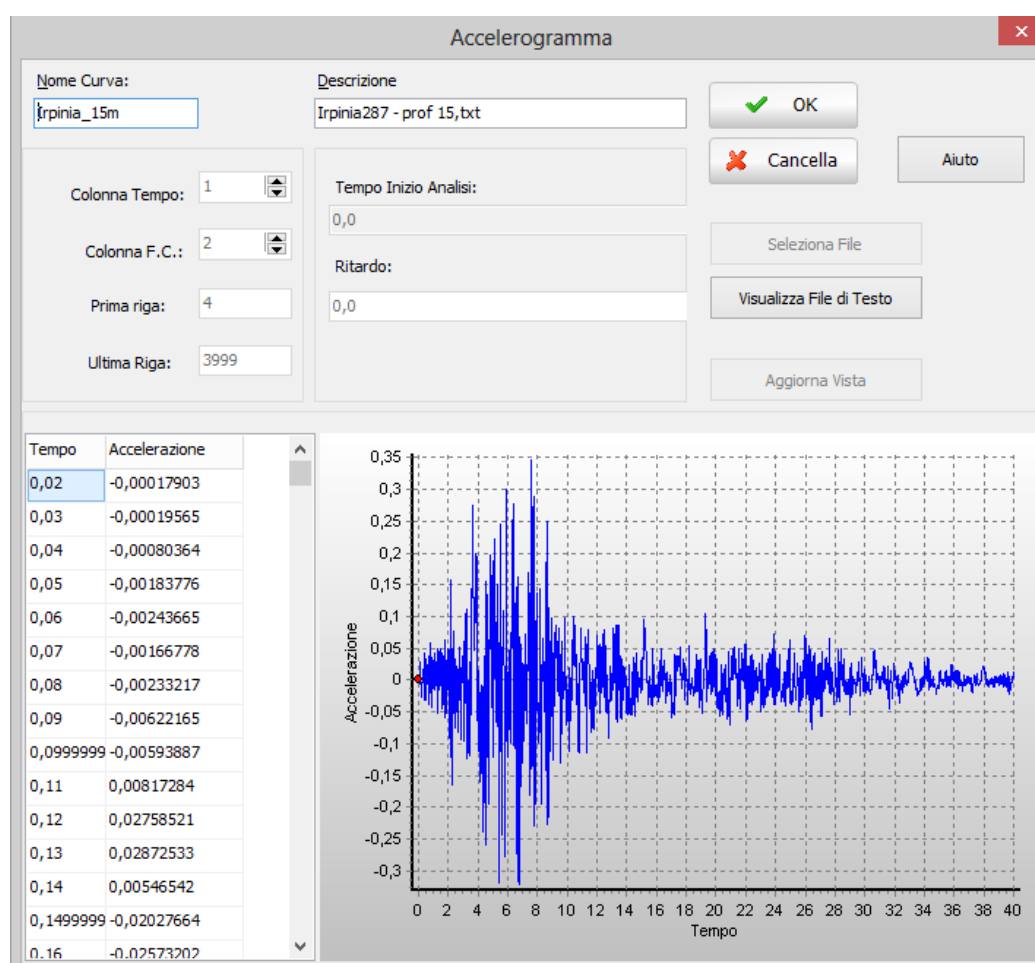


Figura 6.8: Inserimento dell'accelerogramma nel modello

Il sisma viene dunque simulato applicando un accelerogramma diverso per ogni metro di profondità in cui è stato discretizzato il palo. L'accelerazione viene applicata nell'elemento link che simula il terreno, in modo particolare nel nodo fisso tra i due nodi principali che definiscono la molla. Naturalmente è necessario moltiplicare la curva, che presenta accelerazioni che hanno come unità di misura [g], per un opportuno fattore moltiplicativo, ovvero 9,81:

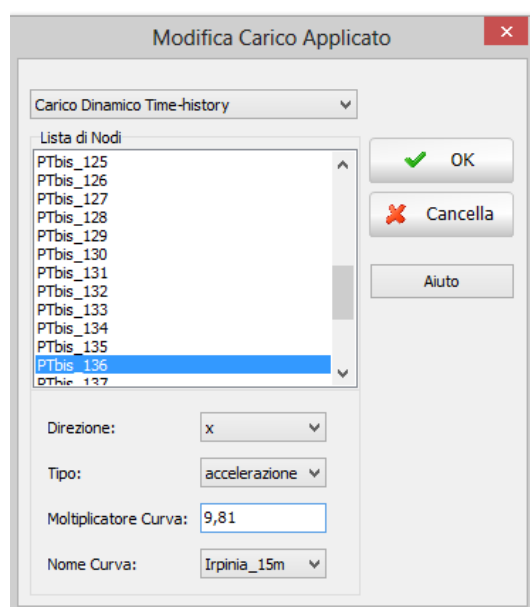


Figura 6.9: Applicazione dei carichi transienti

Dalla figura 6.10 è possibile osservare come le accelerazioni, nel caso di palo senza isolamento siano state applicate già a partire da 1 metro di profondità, mentre nel caso di palo isolato siano state applicate appena sotto la sottostruttura, a partire dunque da una profondità di 3 metri.

Nella definizione dell'analisi Time History è necessario poi definire l'incremento temporale dt a cui avere i risultati. I passi di carico sono allora pari a $dt = 0,01$ sec, mentre si sceglie di limitare l'analisi ai primi 10 secondi dell'accelerogramma, sia perché il sisma concentra i suoi effetti più gravosi in quell'arco temporale (cosa si può osservare dagli accelerogrammi), sia per ottenere analisi più rapide.

Qualora fosse necessario eseguire un'analisi per il modo di vibrare torsionale attorno all'asse Z, sarebbe necessario applicare un momento torcente costante attorno al baricentro di ogni diaframma rigido, come indicato al § 7.3.4.2 delle NTC08. Nel caso di struttura isolata, tenendo conto di un'eccentricità accidentale pari ad 1,2 m costante lungo ogni orizzontamento della

sovrastuttura e delle forze orizzontali agenti su ogni piano, si ottengono i seguenti momenti torcenti:

Momenti torcenti			
<i>Piano terra</i>	m_j	33,522	KNm
<i>Solaio interpiano</i>	m_j	953,449	KNm
<i>Copertura</i>	m_j	843,551	KNm

Tabella 6.4: *Momenti torcenti*

I risultati relativi all'analisi *Time History* sono riportati, con una trattazione approfondita, nel capitolo 7.

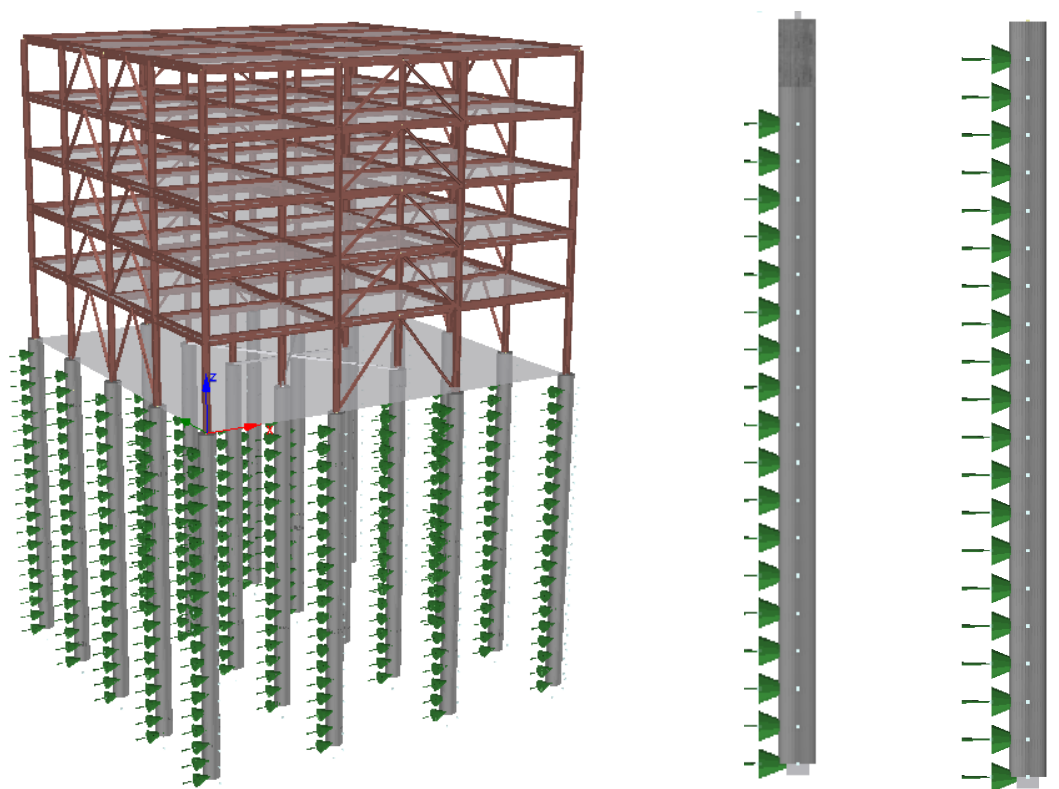


Figura 6.10: *Modello con carichi applicati*

7 RISULTATI DELL'ANALISI *TIME HISTORY*

7.1 Organizzazione dei risultati

In questo settimo capitolo del presente lavoro di tesi, si riportano i risultati relativi alla modellazione eseguita, derivanti dall'analisi *Time History* del modello in esame. I dati di output forniti dal software si presentano in numero piuttosto elevato, è necessario dunque prestare attenzione e prendere in considerazione solamente i più significativi, e quelli che riguardano lo scopo della presente ricerca. La presentazione dei risultati si concentra dunque soprattutto su un resoconto della risposta che il sistema di fondazione (in termini di sollecitazioni e spostamenti) offre in caso di sisma, non tralasciando però, di conseguenza, anche gli effetti benefici che il sistema di isolamento ha sulla sovrastruttura, sicuramente più evidenti ed importanti rispetto a quelli sui pali.

I risultati ottenuti vengono dunque organizzati nel modo seguente:

in una prima fase preliminare si riporta il confronto fra risultati ottenuti con diverse formulazioni (analizzate utilizzando la stratigrafia principale con $V_s =$

100/400 m/s) per il modello dei pali, e si determina come per le restanti analisi vengano scelti gli elementi basati sulle forze a plasticità distribuita.

I risultati di confronto fra i vari eventi sismici e fra le configurazioni con struttura non isolata (a base fissa – BF) e struttura isolata (a base isolata – BI), con pali costituiti dalla formulazione scelta nell'analisi preliminare e con stratigrafia pari $V_s = 100/400$ m/s, sono così riportati:

- Risposta della struttura di fondazione:
 - Risultati ottenuti sulla struttura a base fissa
 - Risultati al variare della profondità: Momento, Taglio, Spostamento per ciascuno dei tre sismi;
 - Risultati al variare del tempo: Momento, Taglio, Spostamento per ciascuno dei tre sismi.
 - Risultati ottenuti sulla struttura a base isolata
 - Risultati al variare della profondità: Momento, Taglio, Spostamento per ciascuno dei tre sismi;
 - Risultati al variare del tempo: Momento, Taglio, Spostamento per ciascuno dei tre sismi.
 - Confronto tra struttura a base fissa a struttura a base isolata
 - Confronto delle sollecitazioni e gli spostamenti al variare della profondità;
 - Confronto fra le sollecitazioni e gli spostamenti al variare del tempo.
- Risposta della struttura in elevazione:
 - Risultati ottenuti sulla struttura a base fissa
 - Sollecitazioni e spostamenti nel tempo di analisi in corrispondenza dei vari piani;
 - Sollecitazioni alla base;
 - Sollecitazioni e spostamenti ad uno stesso tempo di analisi.
 - Risultati ottenuti sulla struttura a base isolata

- Sollecitazioni e spostamenti nel tempo di analisi in corrispondenza dei vari piani;
- Sollecitazioni alla base;
- Sollecitazioni e spostamenti ad uno stesso tempo di analisi;
- Confronto fra le due configurazioni
 - Confronto fra tagli alla base;
 - Confronto fra le sollecitazioni ad uno stesso time step;
 - Confronto fra spostamenti alla base e in copertura in funzione del tempo;
 - Confronto fra spostamenti ad uno stesso time step;
 - Confronto tra configurazioni deformate.

Dopo aver effettuato una descrizione approfondita dei risultati che si ottengono con una stratigrafia caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde di taglio variabile tra 100 m/s e 400 m/s, si riportano i risultati relativi ad un terreno più omogeneo ($V_s = 200/400$ m/s) solamente in termini di sollecitazioni sul palo e benefici sulla struttura di fondazione, tralasciando la sovrastruttura:

- Confronto tra le sollecitazioni sul palo e le accelerazioni per i due diversi tipi di terreno;
- Confronto tra configurazione a base fissa e configurazione a base isolata in un terreno omogeneo.

Oltre ai risultati in termini di sollecitazioni si riporteranno anche i cicli di isteresi relativi al materiale costituente i pali, agli elementi link utilizzati per la modellazione del terreno e agli isolatori sismici.

7.2 Formulazioni a confronto

Il confronto tra diverse formulazioni è stato eseguito solamente sul modello a base fissa, al quale è stato applicato l'evento sismico dell'Irpinia in direzione X, come indicato nell'analisi modale.

Dapprima si è eseguita l'analisi con elementi inelastici basati sulle forze (*infrmFB*), in modo tale da capire in modo preciso a che profondità del palo si hanno le sollecitazioni maggiori e dove poter quindi collocare gli elementi con cerniera plastica nella formulazione a plasticità concentrata. Si esegue dunque di seguito, in prima battuta un confronto tra queste due configurazioni, per osservarne le analogie e, in seconda battuta, un confronto tra la formulazione elastica e quella inelastica.

7.2.1 Confronto tra plasticità diffusa e concentrata

Un primo confronto, per capire la bontà della modellazione con cerniere plastiche, va fatto relativamente ai momenti flettenti sul palo. Dai risultati che si ottengono il palo a plasticità concentrata mostra picchi di momento sicuramente maggiori, come si può notare dal loro andamento nel tempo, sempre alla profondità di 15 metri. Questo è certamente attribuibile al fatto che vi sono elementi elastici all'interno della discretizzazione del palo, che quindi tendono ad avere sollecitazioni sempre crescenti che aumentano con la deformazione (caratteristica propria del comportamento elastico).

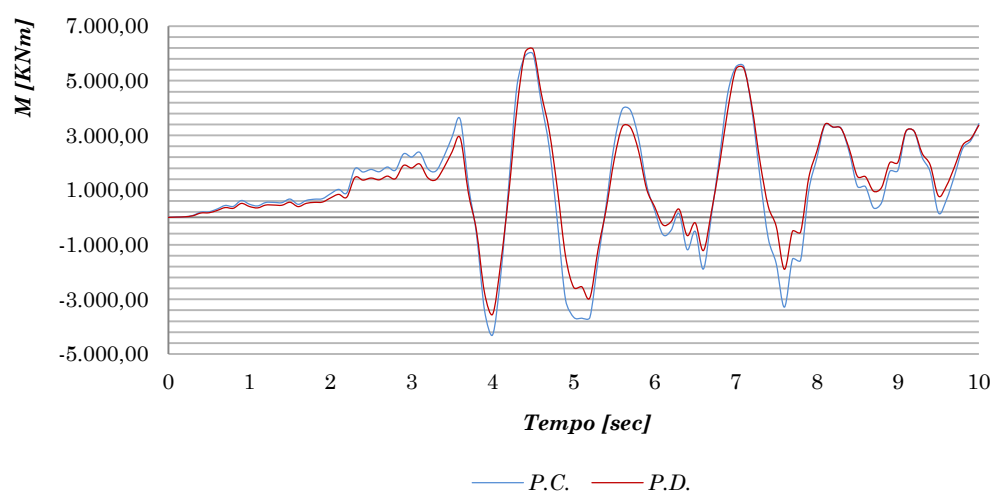


Figura 7.1: Andamento dei momenti in funzione del tempo per plasticità concentrata e distribuita

Dal grafico si osserva un andamento comunque piuttosto simile, coincidente in alcuni tratti.

Si passi ora a confrontare le sollecitazioni di taglio, sempre in corrispondenza della sezione più sollecitata, ovvero quella a 15 metri di profondità:

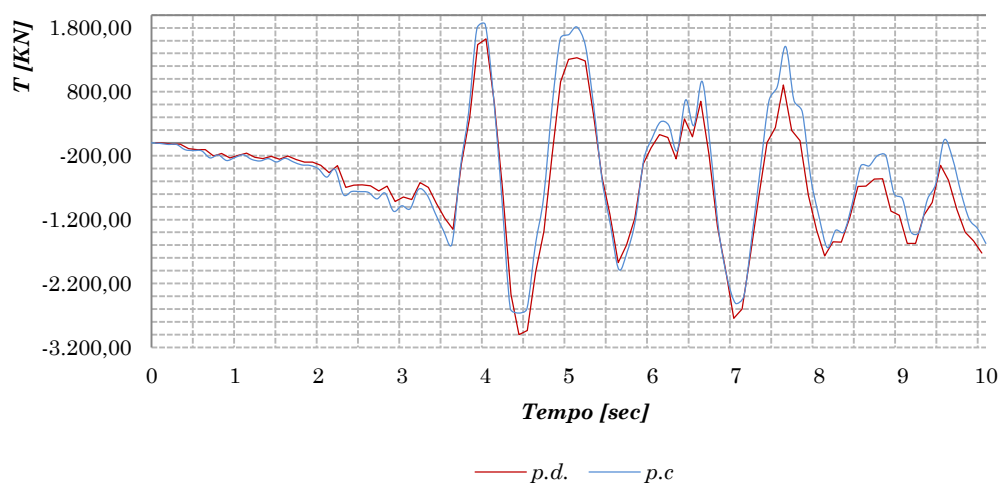


Figura 7.2: Andamento dei tagli in funzione del tempo per plasticità concentrata e diffusa

Anche in questo caso, coerentemente con quanto visto per i momenti, è possibile osservare come si raggiungano picchi di sforzo maggiore per quanto riguarda

l'elemento con cerniera plastica nei primi 5 secondi dell'analisi, nella parte finale si ha invece un'inversione di tendenza, con sforzi maggiori nella formulazione a plasticità distribuita.

	TABELLA DI CONFRONTO					
	Momento max [KNm]		Taglio max [KN]		Spostamento in testa [cm]	
	+	-	+	-	+	-
<i>Cerniera plastica</i>	5963,83	-4298,46	1851,36	-2662,07	16	- 6
<i>Plasticità distribuita</i>	6147,34	-3545,53	1627,44	-3003,05	16	- 6

Tabella 7.1: Confronto tra le sollecitazioni nel caso di plasticità diffusa e concentrata

Nella valutazione di sforzi e spostamenti tra le due formulazioni va osservato come comunque diano risultati piuttosto simili. Questo sta ad indicare la correttezza del modello eseguito con elementi elastici e a plasticità concentrata, i cui risultati ricalcano quasi in toto quelli del modello a plasticità diffusa. Ciò significa che le cerniere plastiche sono state inserite nei punti corretti. Questo è stato possibile grazie all'analisi precedente, effettuata con elementi a plasticità distribuita, che ha indicato le zone con i momenti più elevati e nelle quali è possibile la formazione di una cerniera plastica. Non avendo avuto a disposizione una precedente analisi, nella modellazione con elementi a plasticità concentrata, si sarebbe dovuto ricorrere all'esperienza o ad indicazioni presenti in letteratura per collocare in maniera corretta lungo il palo gli elementi con cerniera plastica, essendo quindi il modello maggiormente esposto a rischi di errore, come, ad esempio, la sovrastima o la sottostima delle sollecitazioni.

E' lecito chiedersi se vi siano dei cambiamenti anche per quanto riguarda il comportamento degli elementi link che schematizzano il terreno. Per quanto riguarda gli sforzi al supporto dell'elemento, inteso come il nodo fisso dei due nodi principali della molla, si possono notare alcune differenze, se si osservano, ad esempio, gli sforzi agenti alla profondità di 1 metro. Eseguendo un confronto

tra le due formulazioni, si ottiene nel tempo l'andamento riportato nel grafico sottostante:

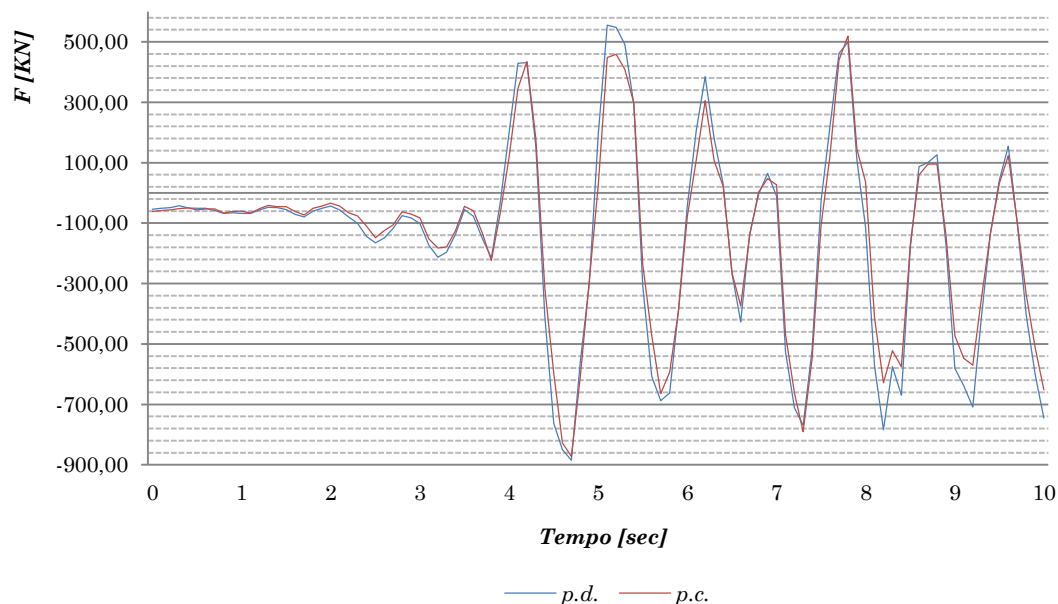


Figura 7.3: Forze agenti sugli elementi link ad 1 metro di profondità

L'andamento qualitativo risulta lo stesso, con sforzi leggermente maggiori per quanto riguarda la formulazione a plasticità distribuita, ma con discrepanze comunque trascurabili.

7.2.2 Formulazione elastica del palo

Interessante è analizzare il palo come formato interamente da elementi elastici. In questo caso si possono notare differenze maggiori tra le formulazioni.

In termini di momenti si osserva il seguente andamento, confrontato con le analisi non lineari a plasticità diffusa e concentrata:

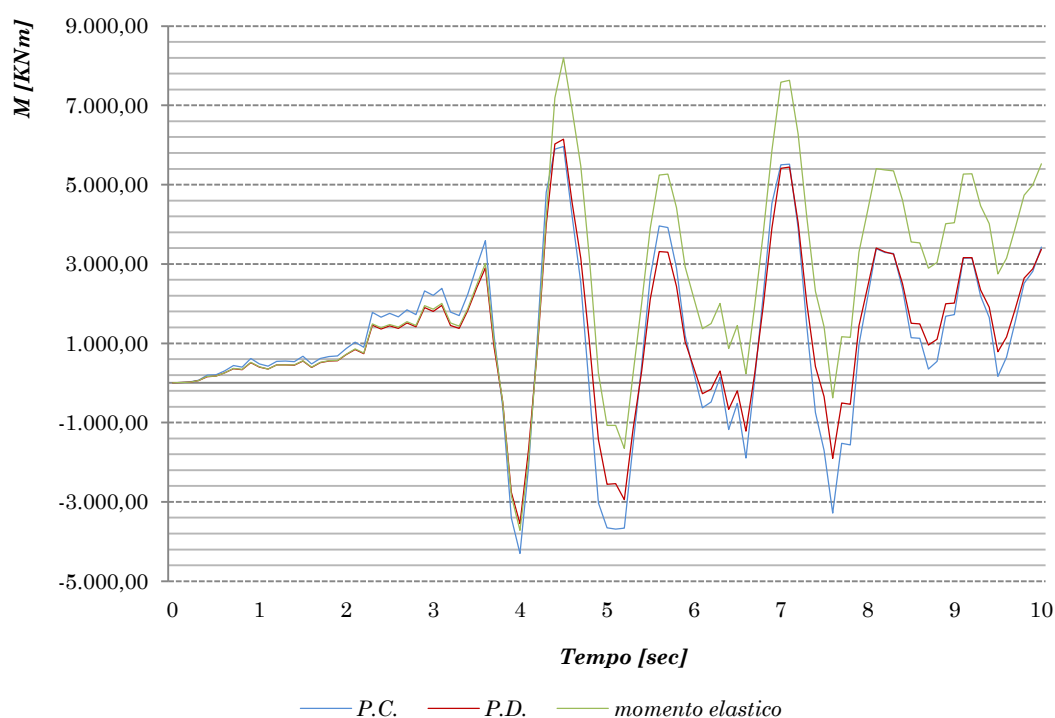


Figura 7.4: Andamento dei momenti nel tempo (confronto tra formulazioni)

Dal grafico si osserva un comportamento molto simile, con sollecitazioni appena di poco inferiori per il palo elastico, nei primi secondi dell'analisi. Laddove invece il palo dovrebbe plasticizzare, con l'aumento dello sforzo sismico, si osservano sollecitazioni, ed in modo particolare un momento molto superiore rispetto a quello che si ottiene con la non linearità. Si ottiene infatti, con formulazione elastica lineare, un momento massimo di 8198,06 KNm , contro i 6147 KNm della plasticità distribuita e i 5963 KNm della plasticità concentrata.

Per quanto riguarda il taglio, sempre in corrispondenza dei 15 metri di profondità, laddove si verifica il cambio di strato e quindi si sviluppano sollecitazioni maggiori, il confronto si presenta come segue:

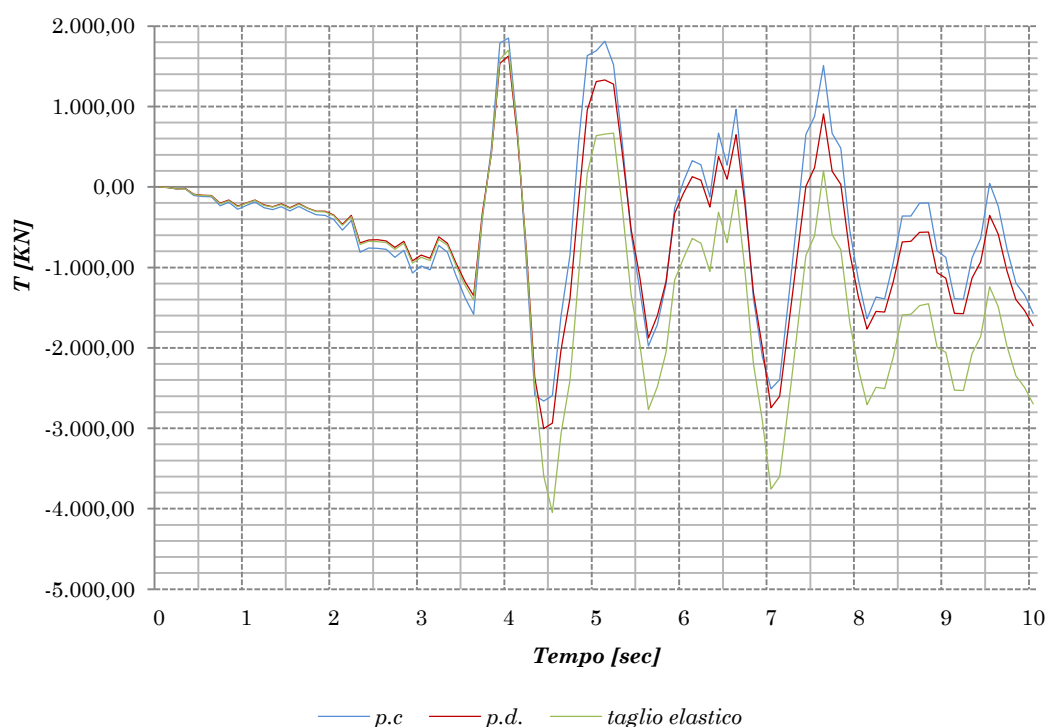


Figura 7.5: Andamenti dei tagli nel tempo (confronto tra formulazioni)

Anche in questo caso, coerentemente con l'andamento dei momenti, si ha un andamento piuttosto simile per la prima parte dell'azione sismica. Si ha poi un andamento della sollecitazione trasversale a favore della formulazione elastica lineare, che vede un taglio massimo di 4044,79 kN, contro i 3003 kN e 2662 kN delle formulazioni non lineari.

In termini di spostamenti si ha invece il medesimo andamento, con valori molto simili o coincidenti in tutti e tre i casi, sia alla testa del palo che in corrispondenza della cerniera plastica:

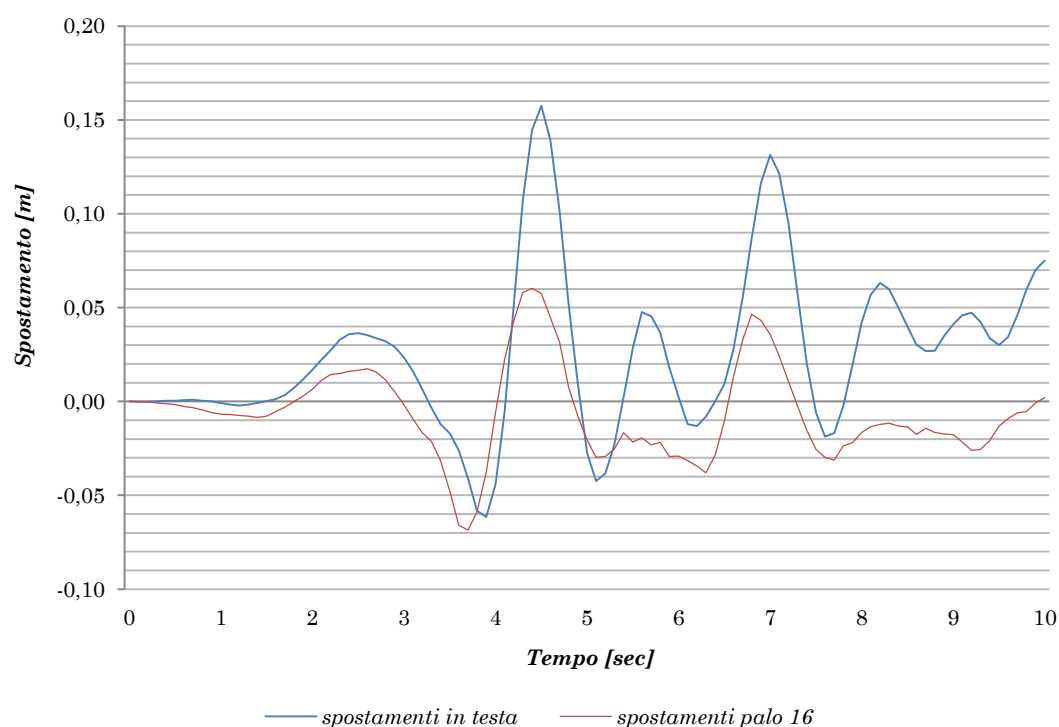


Figura 7.6: Confronto fra spostamenti a 15 metri e ad 1 metro di profondità (caso elastico)

In questo caso gli spostamenti risultano simili o coincidenti.

Riassumendo, il confronto tra le tre formulazioni si presenta nel modo seguente, per quanto riguarda i valori significativi:

	TABELLA DI CONFRONTO					
	Momento max [KNm]		Taglio max [KN]		Spostamento in testa [m]	
	+	-	+	-	+	-
Cerniera plastica	5963,82	4298,46	1851,36	2662,07	0,157	0,06
Plasticità distribuita	6147,34	3545,53	1627,44	3003,05	0,157	0,06
Palo elastico	8198,06	3718,33	1699,72	4044,79	0,161	0,08

Tabella 7.2: Confronto fra formulazioni

Dopo aver illustrato l'andamento nel tempo delle sollecitazioni, è interessante operare un confronto tra formulazione elastica ed inelastica per quanto concerne

l'andamento di momento e taglio al variare della profondità allo stesso time step. Prendendo allora in considerazione l'istante in cui si hanno le sollecitazioni maggiori, ovvero a 4,5 secondi dall'inizio dell'eccitazione sismica, per quanto riguarda il momento si ottiene il seguente andamento:

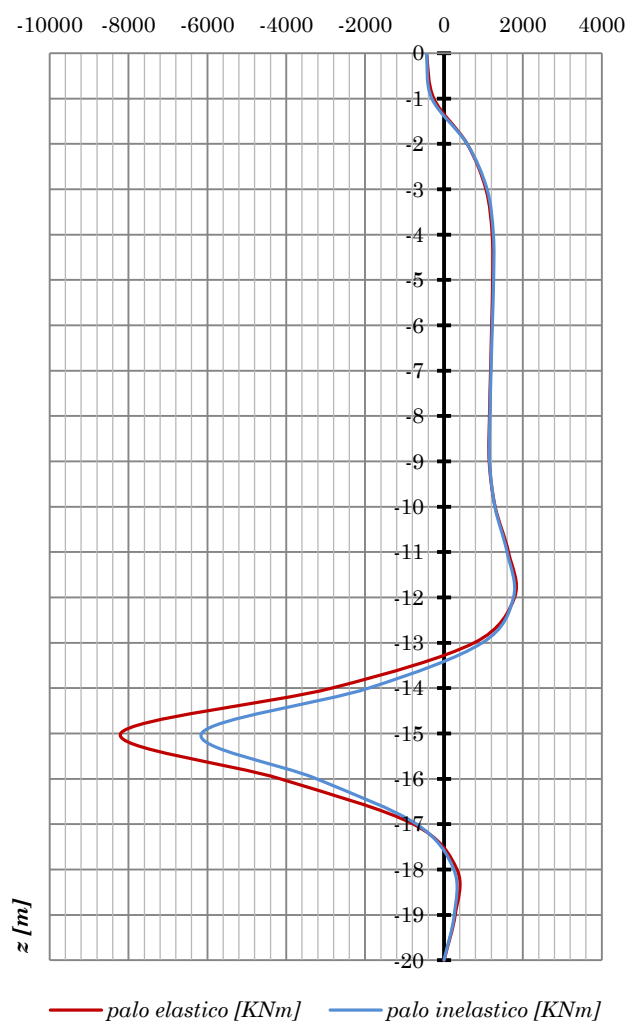


Figura 7.7: Andamento dei momenti con la profondità

Dal grafico è possibile osservare come, per i primi metri di profondità si abbia un andamento piuttosto simile e coincidente, mentre la differenza maggiore si nota laddove si forma la cerniera plastica. L'andamento è confermato anche per

quanto riguarda la sollecitazione di taglio, con un andamento quasi coincidente fino alla profondità in cui si assiste al cambio di stratigrafia e dunque ad una sollecitazione maggiore per quanto riguarda il caso elastico:

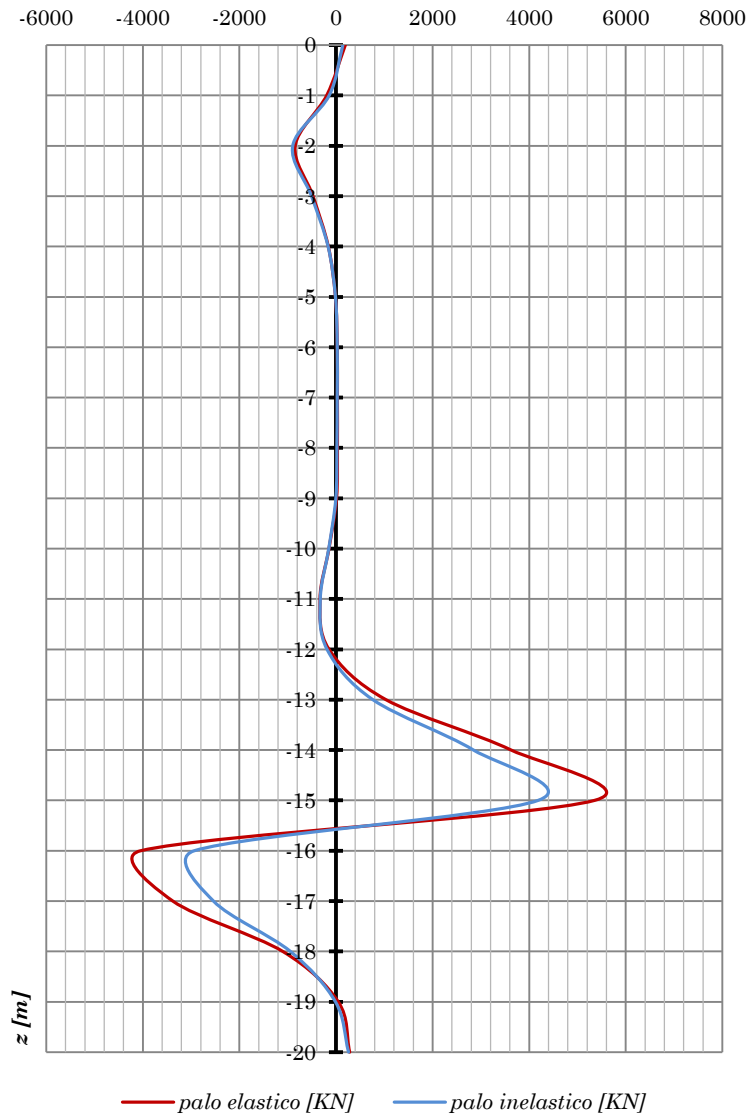


Figura 7.8: Andamento dei tagli con la profondità

I risultati ottenuti rispecchiano dunque le attese iniziali. Era logico infatti aspettarsi sollecitazioni maggiori laddove il palo, con formulazione elastica, non

poteva plasticizzare, e quindi raggiungere un momento massimo di plasticizzazione corrispondente al momento di rottura della sezione. In termini di spostamenti invece, i risultati rimangono invariati:

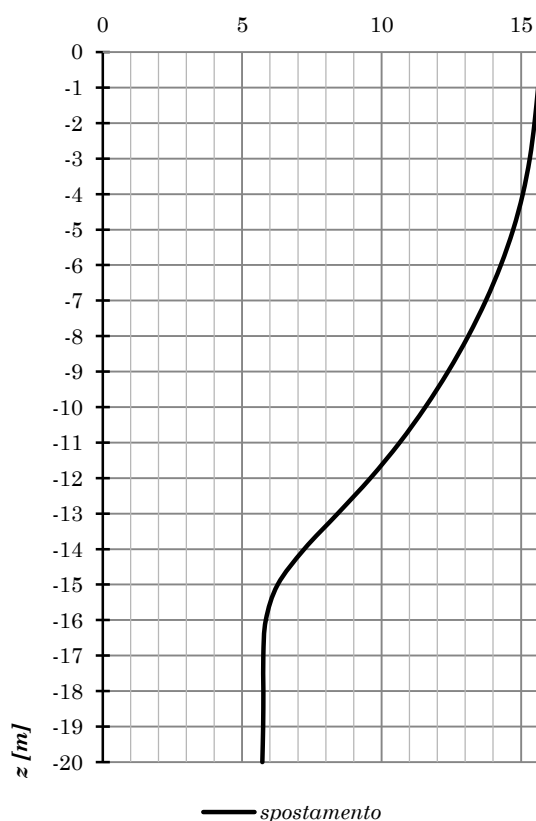


Figura 7.9: Andamento degli spostamenti con la profondità

Nel grafico è presente una sola linea perché altrimenti si avrebbe una sovrapposizione degli andamenti forniti dai due diversi approcci.

Dati i risultati forniti da questa analisi preliminare, si sceglie di procedere nello studio dei vari eventi sismici e della risposta dei pali al sistema di isolamento, che è obiettivo di questo lavoro, modellando la fondazione con elementi inelastici basati sulle forze, a plasticità distribuita (*infrmFB*). Questo perché, a fronte di un maggiore onere computazionale, offrono dati di output più precisi e aderenti

a caso reale. I risultati cui si fa riferimento in seguito sono tutti derivati da questa formulazione.

7.3 Risposta della struttura di fondazione

Dato che l'obiettivo di questo lavoro è quello di determinare la risposta dei pali di fondazioni soggetti ad azioni sismiche in presenza di isolatori, questa parte di tesi riveste una particolare importanza. I risultati ottenuti vengono dunque descritti in modo piuttosto dettagliato.

7.3.1 Risposta dei pali sulla struttura a base fissa

La sollecitazione sicuramente più importante da analizzare, per quanto riguarda i pali di fondazione, è il momento flettente che agisce su di essi. Dal modello di analisi, ma soprattutto dalla stratigrafia in esame, ci si aspetta che il momento flettente massimo, e quindi la formazione di una cerniera plastica, si abbia innanzitutto alla profondità di 15 metri, laddove si presenta il cambio di stratigrafia. I risultati dei momenti relativi ai tre sismi, al variare della profondità del palo e presi nei time step dove l'evento sismico è più intenso, si presentano nel modo seguente:

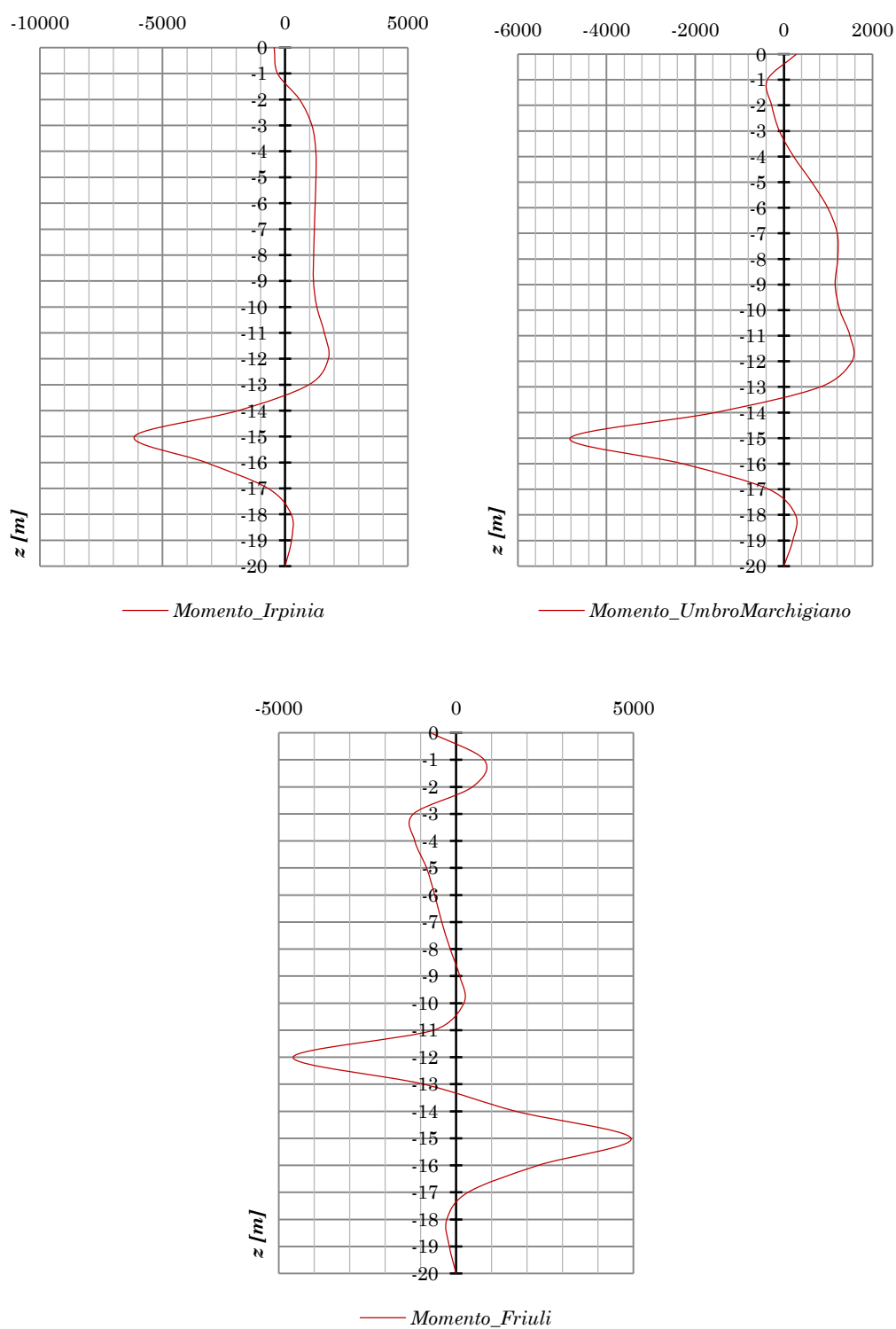


Figura 7.10: Andamento dei momenti con la profondità per ciascun sisma, struttura a base fissa

I tempi a cui si riferiscono gli andamenti appena descritti sono i seguenti:

- Irpinia: 4,5 sec;
- Umbro – Marchigiano: 3,2 sec;
- Friuli: 4,1 sec.

Sovrapponendo i risultati si ottengono i seguenti andamenti:

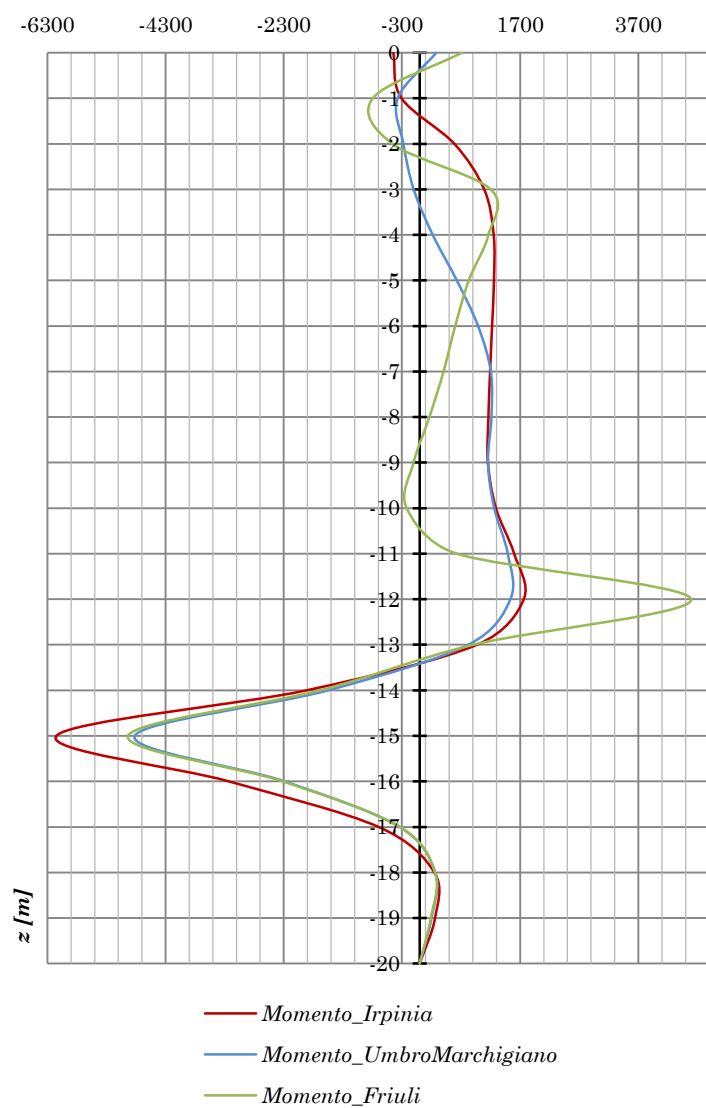


Figura 7.11: Confronto andamento momenti con profondità, struttura a base fissa

E' possibile osservare, dai grafici sopra riportati, come sia confermata anche dai risultati l'aspettativa di avere un momento massimo in corrispondenza del cambio di stratigrafia. Il sisma che sollecita di più la struttura, da questo punto di vista, è sicuramente quello dell'Irpinia, con un momento massimo alla profondità di 15 metri di 6147,61 KNm, contro i 4820,92 dell'Umbro – Marchigiano e i 4933,91 KNm del Friuli. In testa al palo invece, il sisma più gravoso è quello del Friuli, con un momento di 713,12 KNm, seguito dall'Irpinia con 446,75 KNm e poi dall'Umbro – Marchigiano che presenta un momento in testa al palo di 281,36 KNm.

Per quanto riguarda l'andamento dei tagli, sempre agli stessi time step utilizzati per il calcolo dei momenti, si ha la situazione riportata in figura 7.12.

Dai risultati ottenuti al variare della profondità è possibile osservare come, per l'Irpinia e per l'Umbro – Marchigiano, il taglio massimo si raggiunga alla stessa profondità del momento massimo, cioè a 15 metri, con valori rispettivamente di 4185,4 KN e 3253,85 KN, mentre per quanto riguarda il l'evento sismico del Friuli si abbia un taglio massimo di 3974,29 KN alla profondità di 12 metri. In testa al palo i tagli sono: per l'Irpinia 140,99 KN; per l'Umbro – Marchigiano 90.64 KN e per il Friuli 78,81 KN.

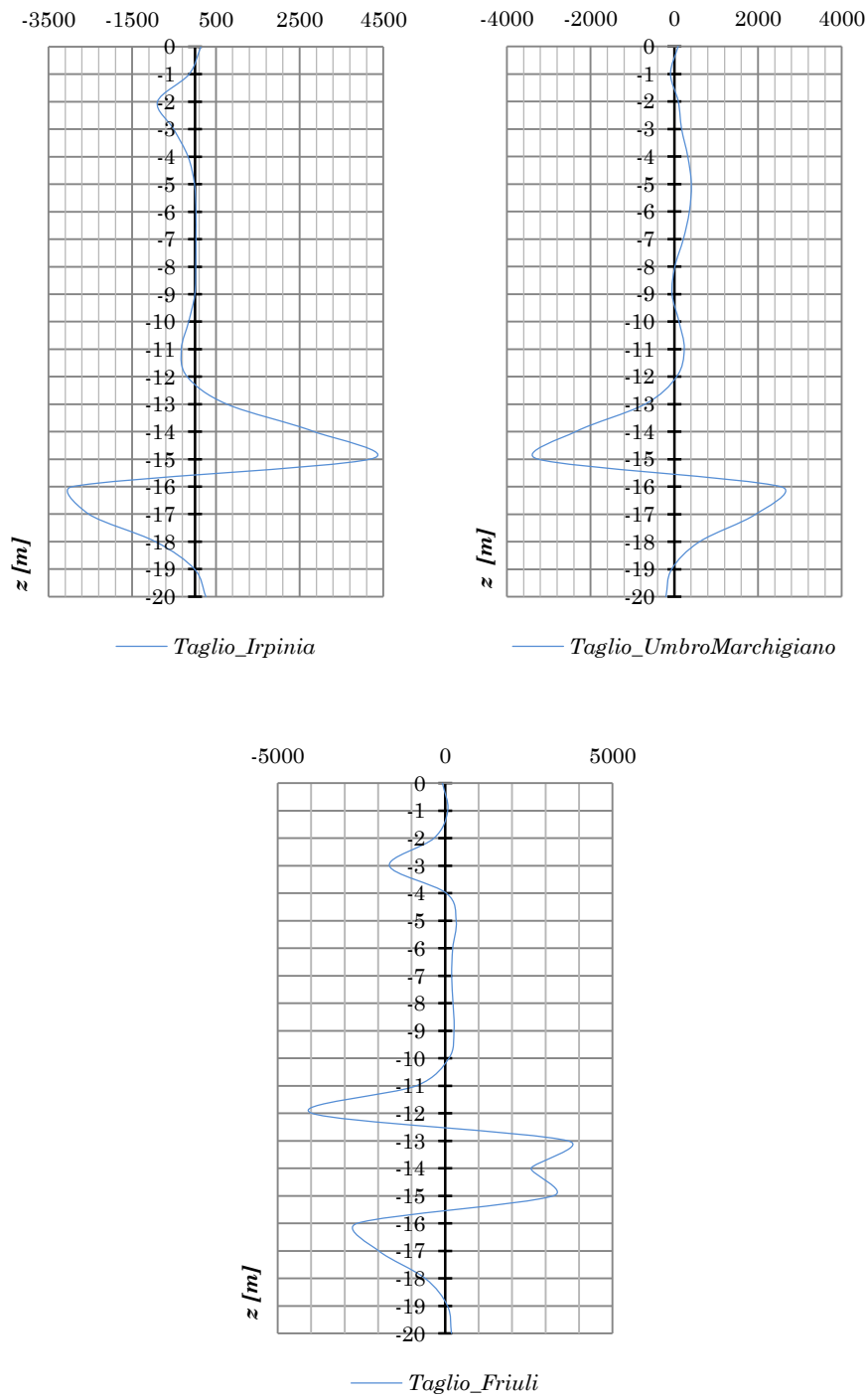


Figura 7.12: Andamento del taglio con la profondità per ciascuno dei tre sismi

Sovrapponendo i risultati si ottiene:

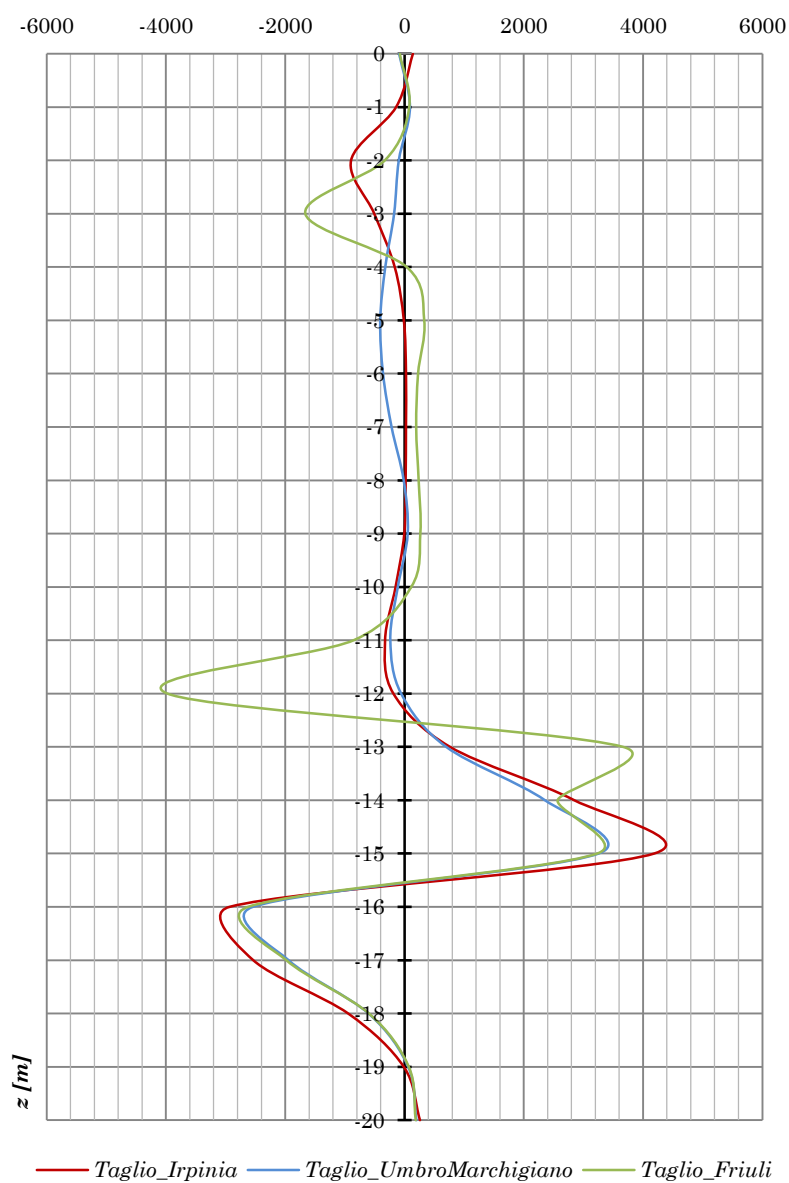


Figura 7.13: Confronto andamenti tagli con profondità, struttura a base fissa

Interessante è osservare l'andamento degli spostamenti e quindi la deformazione del palo sottoposto ad evento sismico. Per ciascuno dei tre sismi si ottengono i seguenti andamenti:

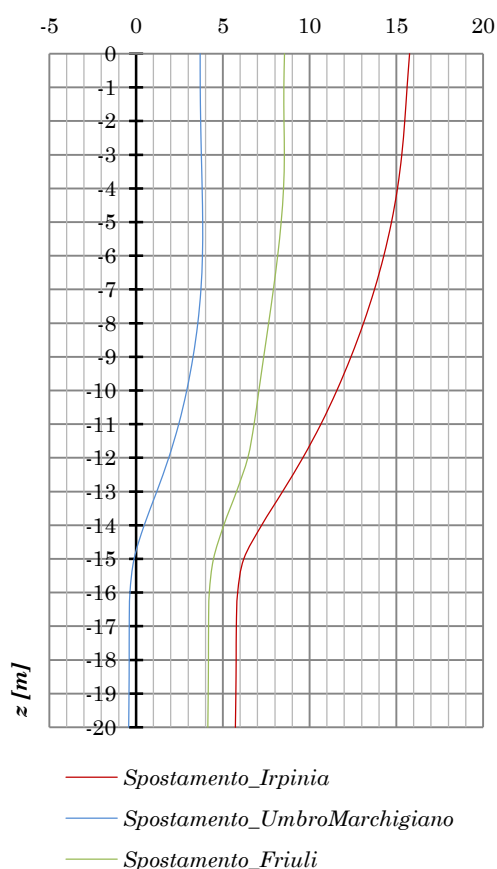


Figura 7.14: Confronto andamento spostamenti con profondità, struttura a base fissa

E' possibile osservare, dal grafico sopra riportato, andamenti qualitativi simili per quanto riguarda l'evento dell'Irpinia e l'Umbro – Marchigiano, mentre si ha un andamento opposto per quanto riguarda invece il Friuli. Punto in comune tra le tre deformazioni è il punto di flesso con la conseguente formazione di cerniera plastica alla profondità di 15 metri. Sia per il Friuli che per l'Irpinia lo spostamento massimo si colloca in testa al palo, rispettivamente 8,55 cm e 15,76 cm, mentre per l'Umbro – Marchigiano si ha uno spostamento massimo alla profondità di 5 metri pari a 3,84 cm, molto inferiore rispetto agli altri due. Per un confronto migliore tra i valori numerici ottenuti, si può osservare la seguente tabella riassuntiva:

	Tabella riassuntiva pali struttura fissa					
	Momento massimo [KNm]		Taglio massimo [KN]		Spost. Max	
	Testa palo	prof. 15 m	Testa palo	prof. 15 m	prof. [m]	valore [cm]
Irpinia	446,75	6147,60	140,99	4185,40	0	15,76
Umbro – Marchigiano	281,36	4820,92	90,64	-3253,84	5	3,84
Friuli	713,12	4933,91	-78,81	3231,16	0	-8,55

Tabella 7.3: Tabella di confronto per struttura a base fissa

Dopo aver osservato l'andamento delle sollecitazioni in funzione della profondità, è interessante osservare come queste, alla medesima profondità, si sviluppino durante l'evento sismico, limitato alla durata dell'accelerogramma scelto per l'analisi. Si prendano sempre in considerazione le sezioni alla testa del palo e alla profondità di 15 metri. Per quanto riguarda i momenti si ottengono i seguenti andamenti:

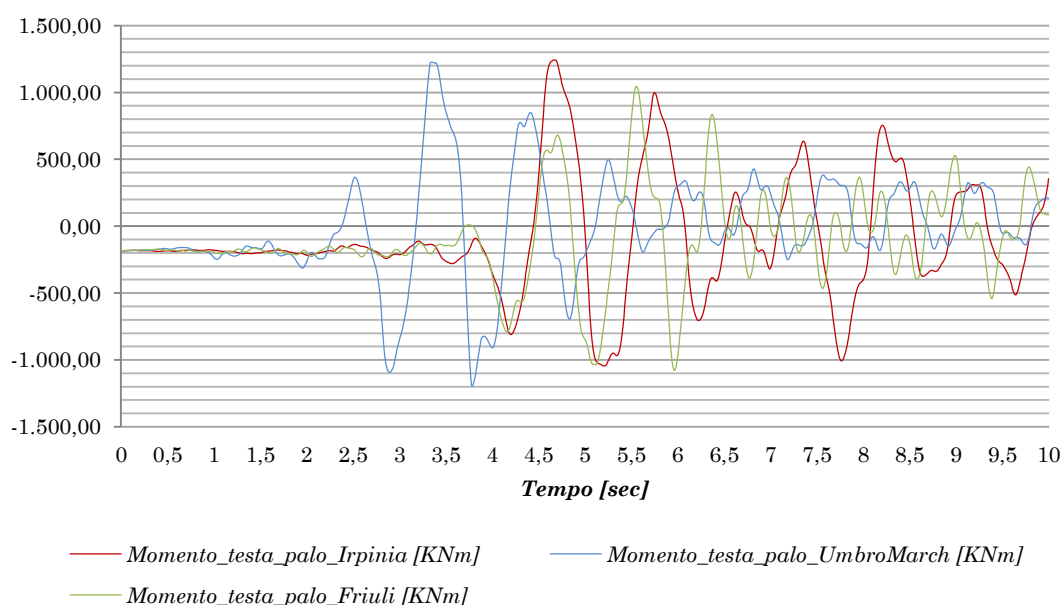


Figura 7.15: Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, testa palo

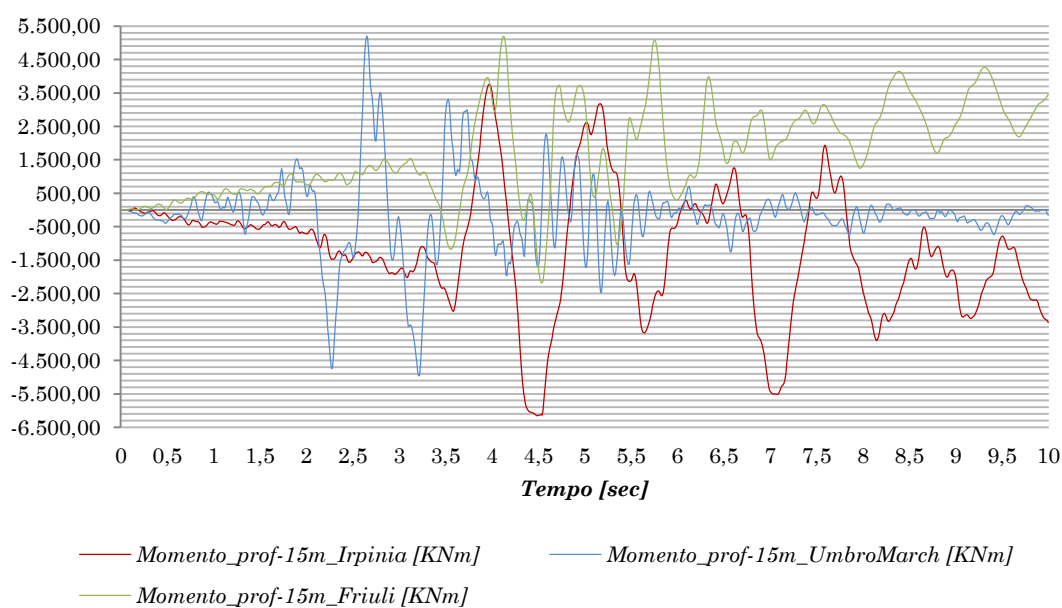


Figura 7.16: Andamento dei momenti nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m

Dai risultati ottenuti in funzione del tempo è possibile osservare che il momento massimo alla testa del palo si raggiunge, per l'Umbro - Marchigiano e per il Friuli, in istanti diversi rispetto a quello in cui si raggiunge il momento massimo alla profondità di 15 metri. Per l'Umbro – Marchigiano, il momento massimo alla testa è pari a 1208,98 kNm e si raggiunge a 3,4 secondi, mentre per il Friuli il momento massimo alla testa è di 1042 kNm a 5,1 secondi dall'inizio dell'evento sismico.

Per quanto riguarda invece l'andamento del taglio nel tempo si ha:

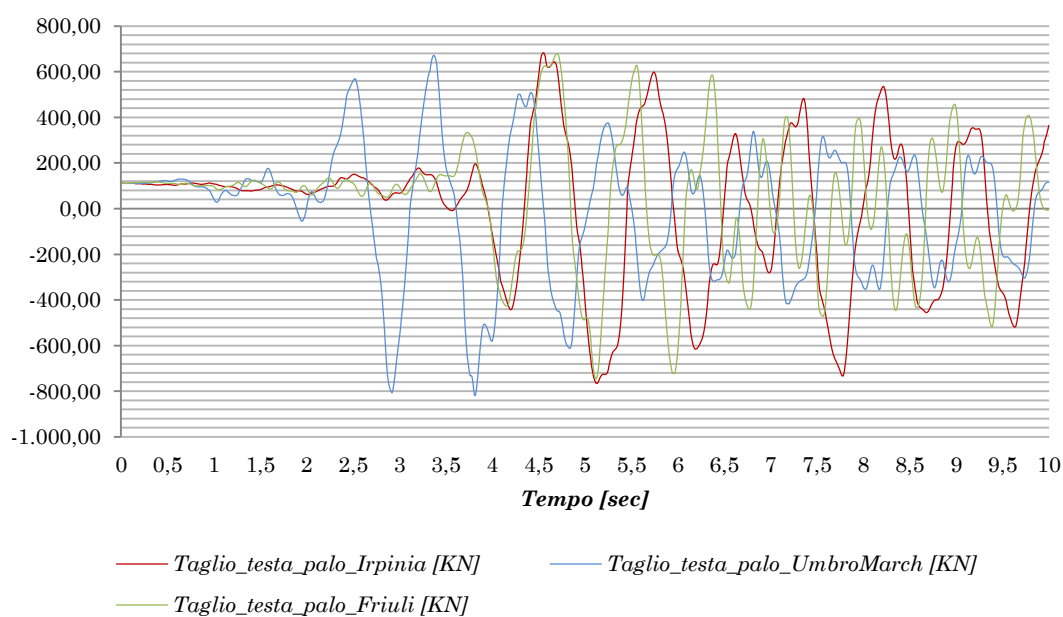


Figura 7.17: Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, testa palo

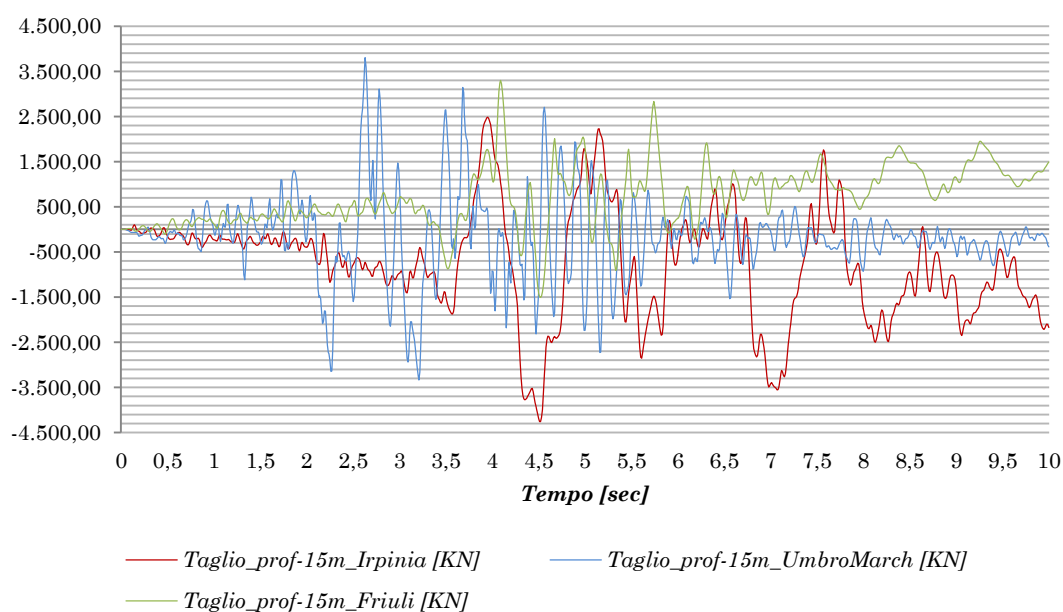


Figura 7.18: Andamento dei tagli nel tempo, struttura a base fissa, prof. 15 m

Anche in questo caso i valori massimi in testa al palo si raggiungono in momenti diversi rispetto a quello che accade per la profondità in cui si forma la cerniera plastica, per quanto riguarda i sismi di Friuli e Umbria. Si ha allora un valore di 434,88 KN per l'Umbro – Marchigiano, ottenuto ad uno time step di 2,8 secondi, mentre per il Friuli si ha un valore del taglio pari a 389,4 KN a 4,8 secondi. Per l'Irpinia il taglio massimo alla testa è di 375,86 KN, raggiunto a 7 secondi.

Dai risultati numerici emerge dunque che il sisma dell'Irpinia è quello più gravoso in termini di momenti flettenti sul palo e di conseguente deformazione della struttura di fondazione.

7.3.2 Risposta dei pali sulla struttura a base isolata

Si vuole ora presentare i risultati relativi al modello isolato alla base. In questo caso, va sottolineato, come da 0 a 2 metri di profondità vi sia la presenza della sottostruttura, per cui quando ci si vuole riferire alla testa del palo si osserva ciò che accade a 2 metri di profondità. Analizzando dapprima l'andamento del momento flettente con la profondità, agli stessi time step indicati per il caso a base fissa:

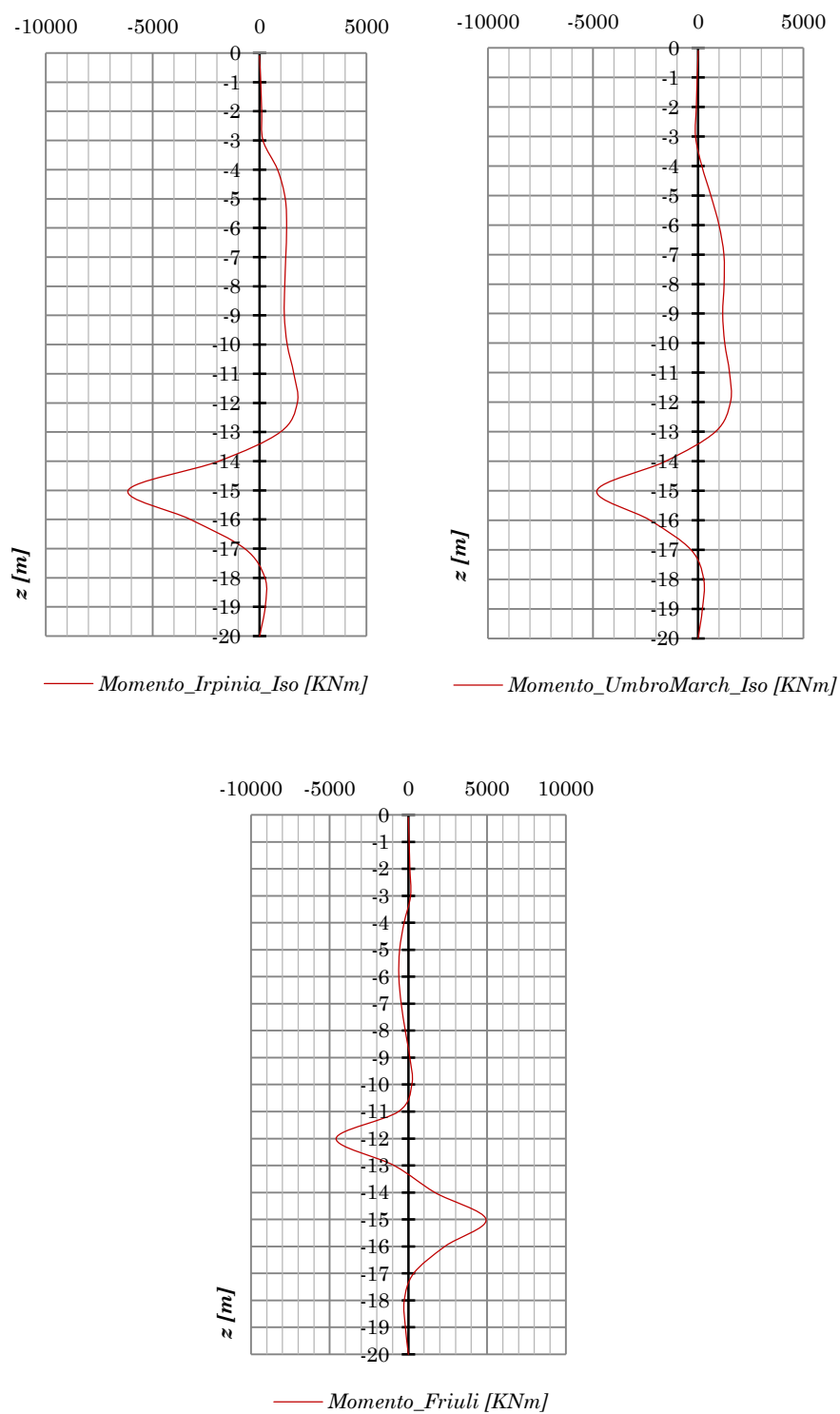


Figura 7.19: Andamento dei momenti con la profondità per ciascun evento sismico, base isolata

Sovrapponendo i risultati si ottiene:

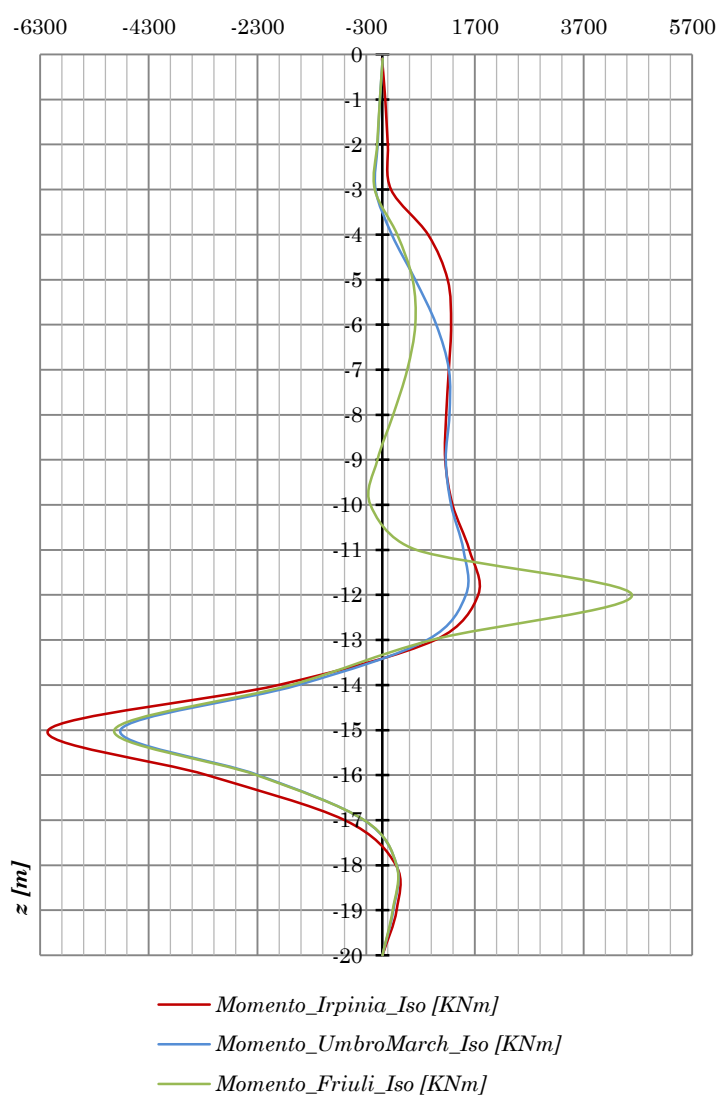


Figura 7.20: Confronto momenti, struttura a base isolata

In questo caso è possibile osservare come in corrispondenza della sottostruttura l'andamento del momento, in tutti e tre i sismi, sia quasi costante lungo la sottostruttura, rimanendo su valori relativamente bassi fino ai 3 – 4 metri di profondità e poi segue l'andamento del caso a base fissa. I valori massimi a 15 metri di profondità sono: 6147,66 KNm per l'Irpinia, 4933,64 KNm per il Friuli e

4820,69 KNm per l'Umbro – Marchigiano. Valori molto simili, se non coincidenti, a quelli del caso a base fissa.

Per quanto riguarda la sollecitazione a taglio si hanno i seguenti andamenti:

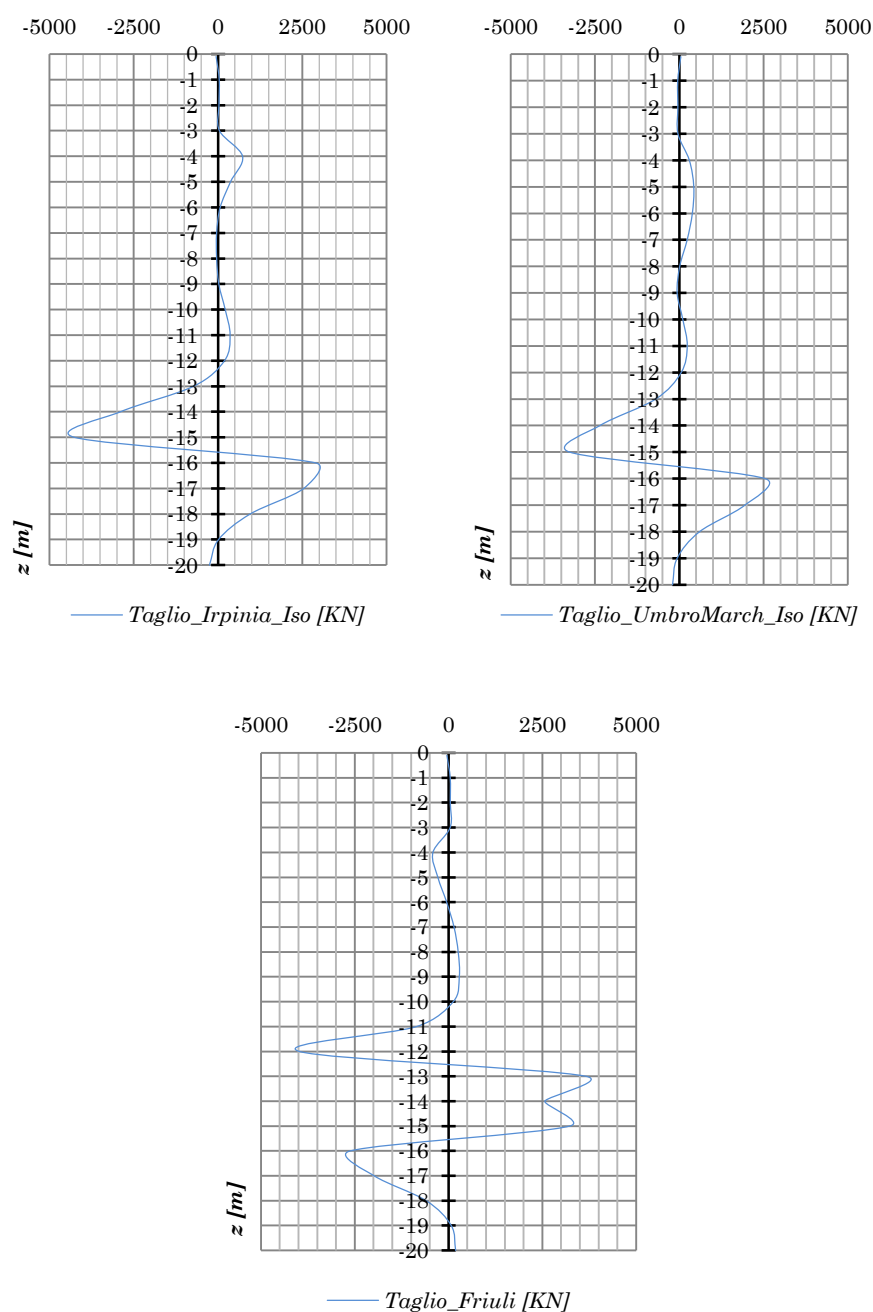


Figura 7.21: Andamento dei tagli con la profondità per ciascuno dei tre sismi, base isolata

Sovrapponendo i grafici si ottiene:

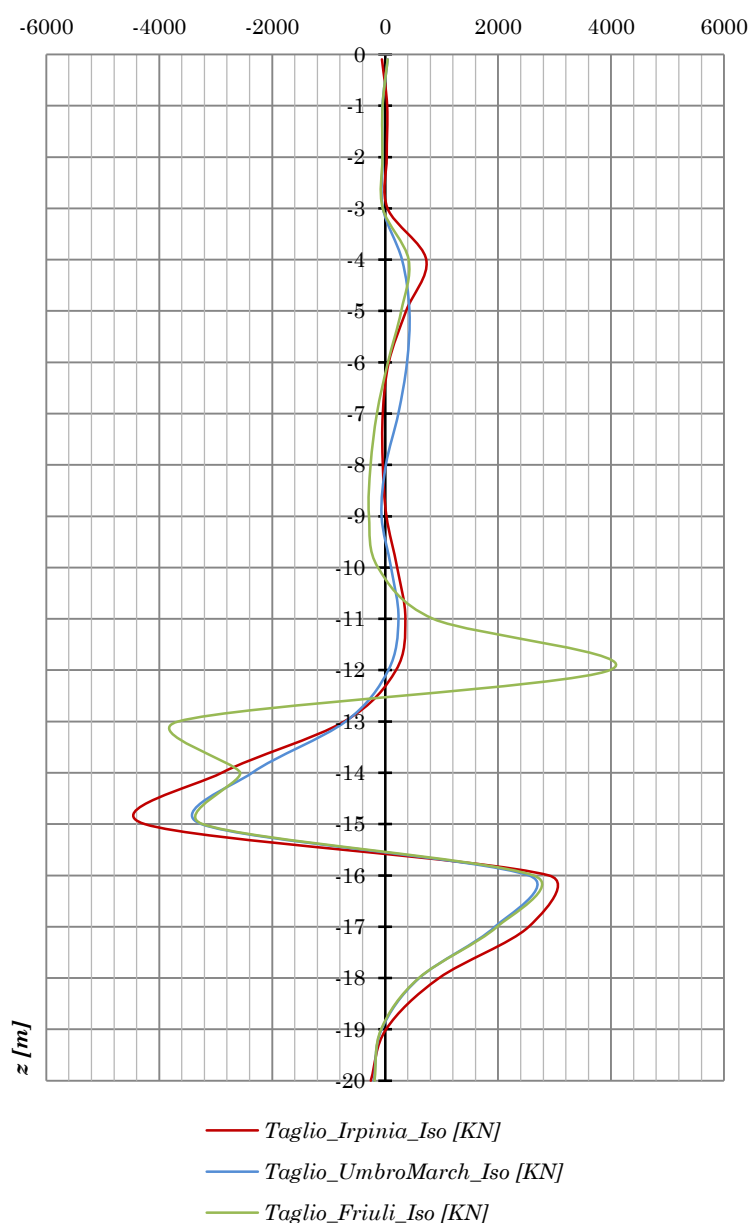


Figura 7.22: Confronto tagli, struttura a base isolata

Anche in questo caso è possibile osservare che fino a 3 metri di profondità la sollecitazione si attesta su valori piuttosto bassi. Dai 4 metri in poi il grafico inizia a ricalcare l'andamento della struttura senza isolamento alla base. I valori

del taglio a 15 metri di profondità sono: 4255,26 KN per il terremoto dell'Irpinia, 3253,81 KN per il sisma umbro e infine 3231 KN per il Friuli. Gli spostamenti ricalcano il medesimo andamento del caso a base fissa, con piccoli cambiamenti che saranno messi in evidenza nel paragrafo successivo, di confronto fra le due configurazioni. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle sollecitazioni nel caso di configurazione a base isolata, alla testa del palo (2 metri di profondità) e alla profondità in cui si ha il cambio di stratigrafia (15 metri), considerate al time step in cui la sollecitazione è maggiore:

	Tabella riassuntiva pali struttura isolata alla base					
	Momento massimo [KNm]		Taglio massimo [KN]		Spост. Max	
	prof. 3 m	prof. 15 m	prof. 3m	prof. 15 m	prof. [m]	valore [cm]
<i>Irpinia</i>	158,31	6147,67	42,66	4255,26	3	15,29
<i>Umbro – Marchigiano</i>	126,184	4820,69	38,92	3253,81	3	3,77
<i>Friuli</i>	141,15	4933,64	42,18	3231,04	3	-8,64

Tabella 7.4: *Tabella riassuntiva per struttura a base isolata*

E' possibile ora andare a confrontare le sollecitazioni di momento e taglio nel loro sviluppo temporale durante il sisma, alla testa del palo e alla profondità di 15 metri, dove si forma la cerniera plastica. Per il momento flettente alla testa del palo si hanno i seguenti andamenti:

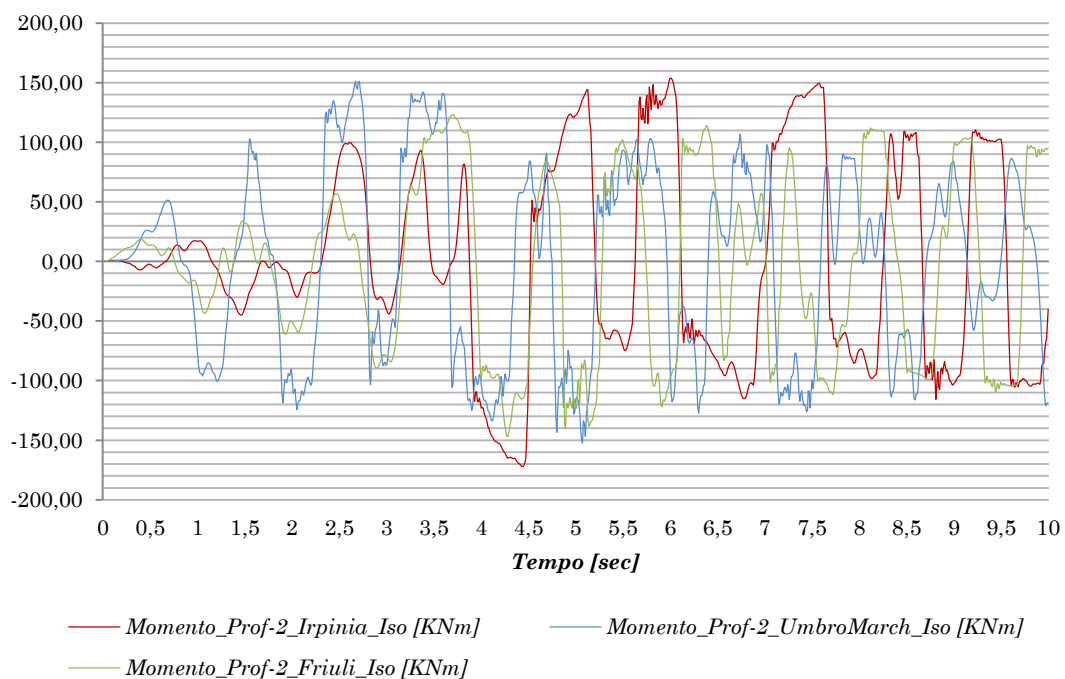


Figura 7.23: Andamento dei momenti in testa al palo, struttura isolata

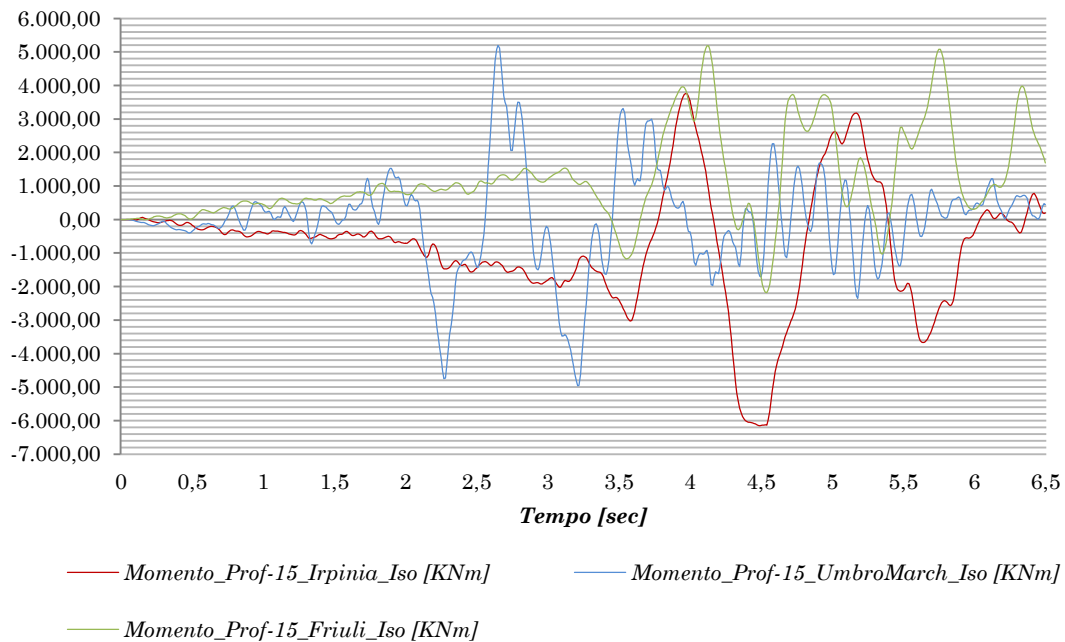


Figura 7.24: Andamento dei momenti a 15 metri, struttura isolata

Si vada ora ad osservare la sollecitazione a taglio:

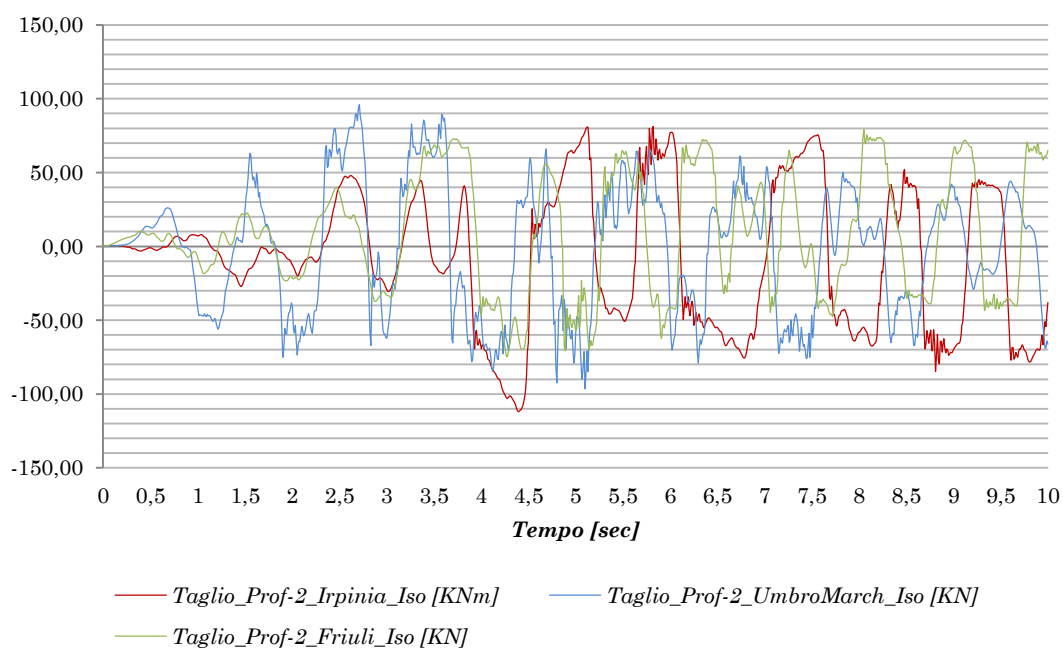


Figura 7.25: Andamento dei tagli in testa al palo, struttura isolata

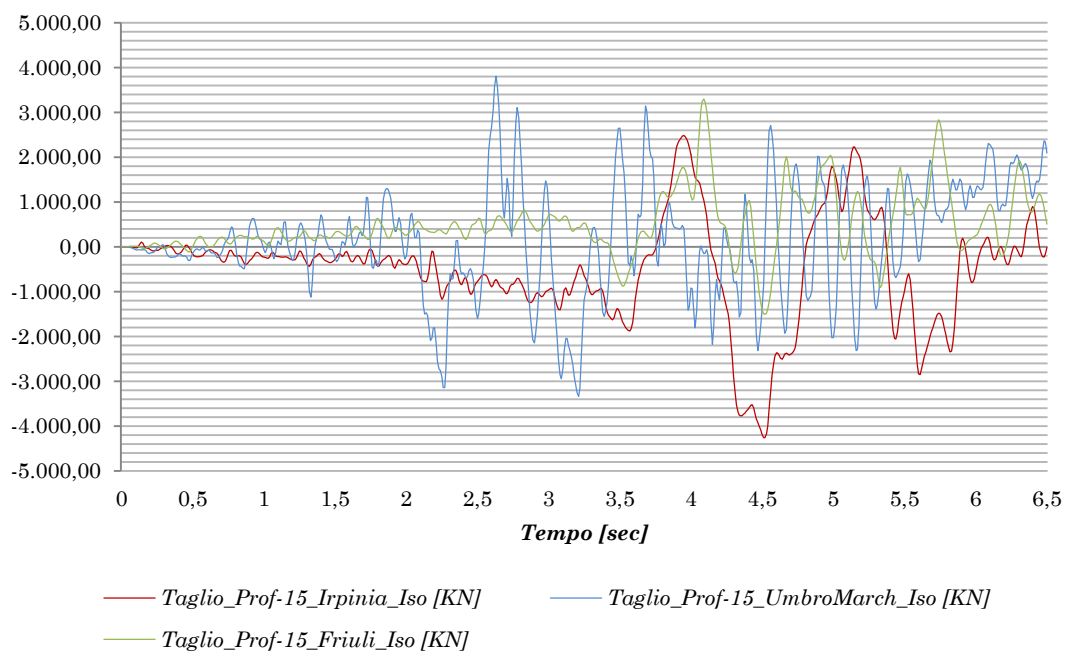


Figura 7.26: Andamento dei tagli a 15 metri, struttura isolata

Nel caso del momento alla testa del palo gli andamenti sono più o meno simili, con l'Umbro – Marchigiano che presenta momenti maggiori nella fase iniziale del sisma, mantenendo valori sempre pressoché costanti, mentre Irpinia e Friuli hanno un andamento simile ma specchiato. Interessante è osservare l'andamento del momento alla profondità di 15 metri. L'Umbro – Marchigiano infatti, dopo 6,7 secondi circa, inizia a stabilizzarsi su un valore che oscilla molto poco, attorno ai 1000 KNm, mentre Irpinia e Friuli confermano il loro andamento simile ed opposto, con picchi molto più alti però per quanto riguarda il primo dei due.

Per quanto concerne il taglio, esso ripercorre l'andamento dei momenti per la testa del palo, mentre a 15 metri di profondità si ha che dopo 6,7 secondi il valore di tale sollecitazione inizia a crescere quasi linearmente nel tempo, nel caso dell'evento Umbro – Marchigiano, arrivando a valori più elevati anche del sisma irpino, fino a raggiungere anche i 5710 KN.

7.3.3 Confronto tra struttura a base fissa e struttura a base isolata

Per riuscire ad osservare al meglio i vantaggi che la presenza dell'isolamento alla base comporta sui pali di fondazione è utile operare un confronto e una sovrapposizione tra i grafici delle sollecitazioni e degli spostamenti ottenuti per la struttura non isolata e la struttura isolata. Nel caso del momento flettente si possono ottenere i seguenti andamenti:

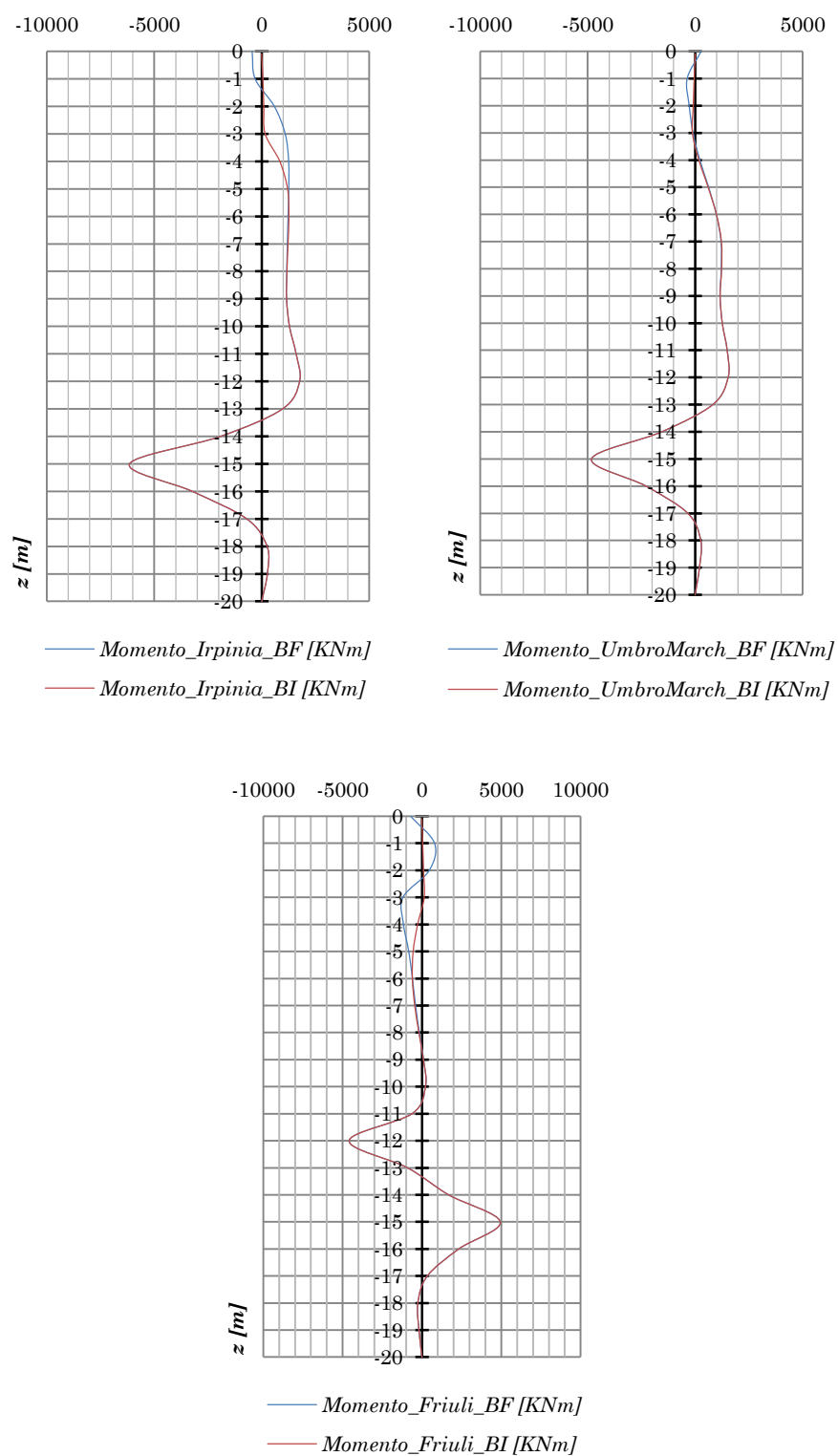


Figura 7.27: Andamento del momento con la profondità, confronto tra configurazioni

Osservando l'andamento dei momenti flettenti con la profondità è possibile notare che l'influenza del sistema di isolamento si sviluppa solamente fino ad una certa profondità. Nel caso dell'Irpinia si notano benefici fino a 5 metri di profondità, laddove le due curve del momento tornano a coincidere, ed il miglioramento sulla testa del palo è consistente. A 3 metri di profondità, ad esempio, si passa da un momento di 1091,9 KNm ad un momento di 158,31 KNm. Nel caso del terremoto Umbro –Marchigiano, invece, si ha un'influenza del sistema di isolamento che si propaga fino ai 3 metri di profondità. Se si osservano i momenti a 2 metri di profondità si passa da un valore di 276,12 KNm agli 87,79 KNm della struttura isolata. Anche per il Friuli i benefici si notano fino ai 5 metri di profondità. A 4 metri, per esempio, si osserva un momento di 1163,33 KNm per la struttura non isolata e di 272,97 KNm per la struttura con dissipatore alla base.

Visto l'andamento dei momenti con la profondità, nel tempo è sufficiente eseguire un confronto tra le sollecitazioni flettenti solamente alla testa del palo, ottenendo i seguenti andamenti:

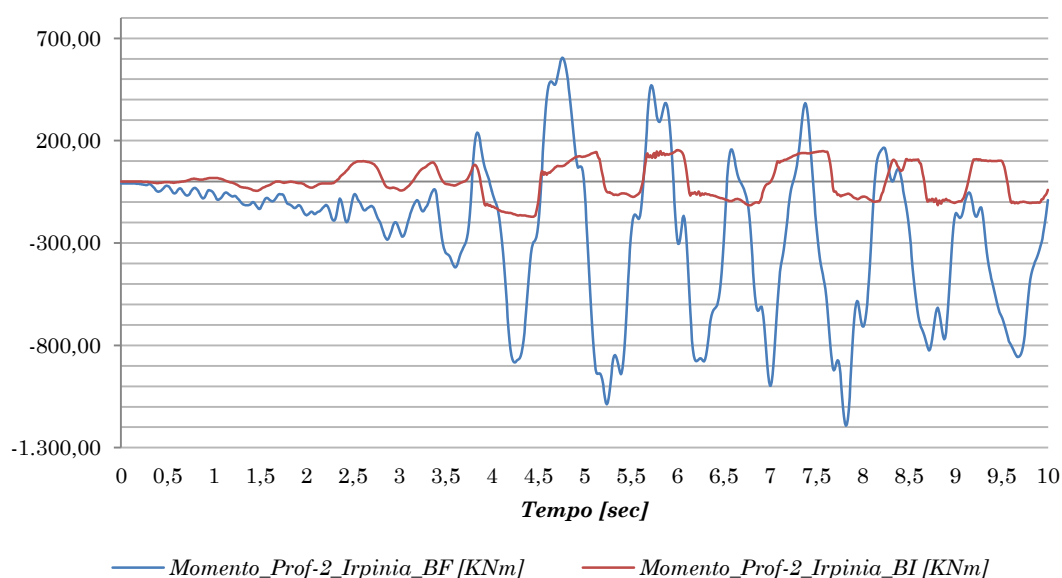
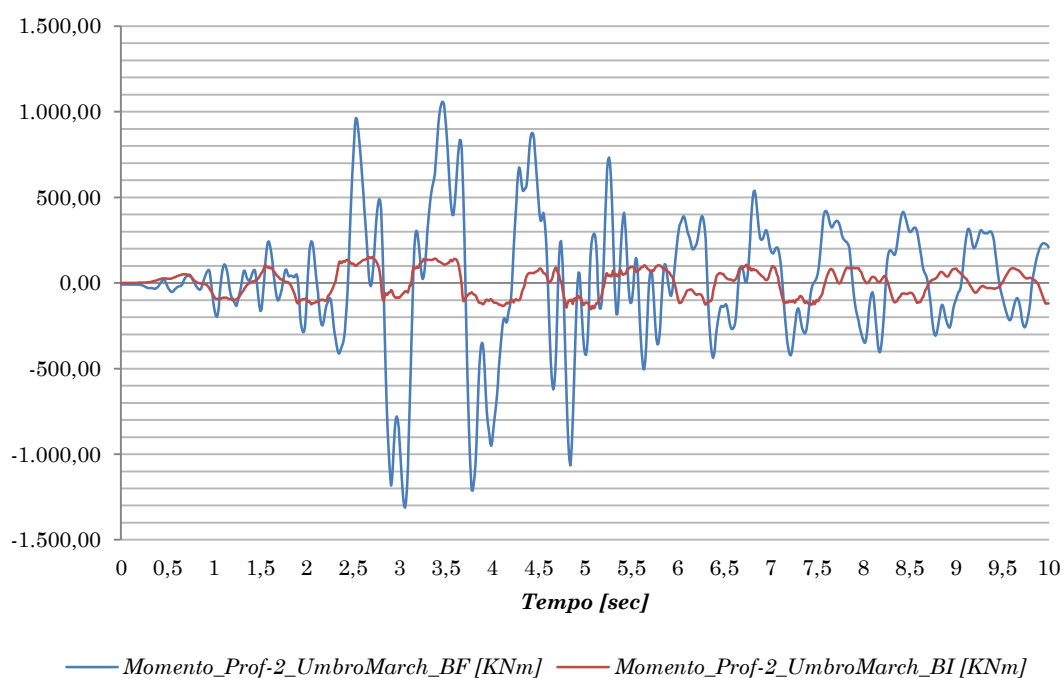
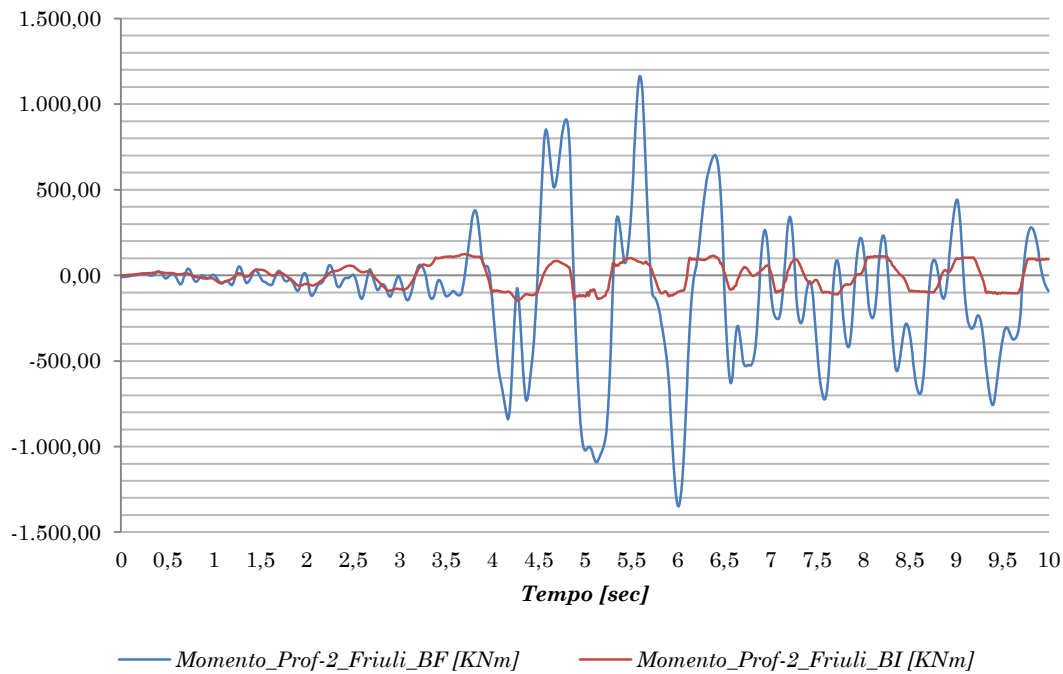
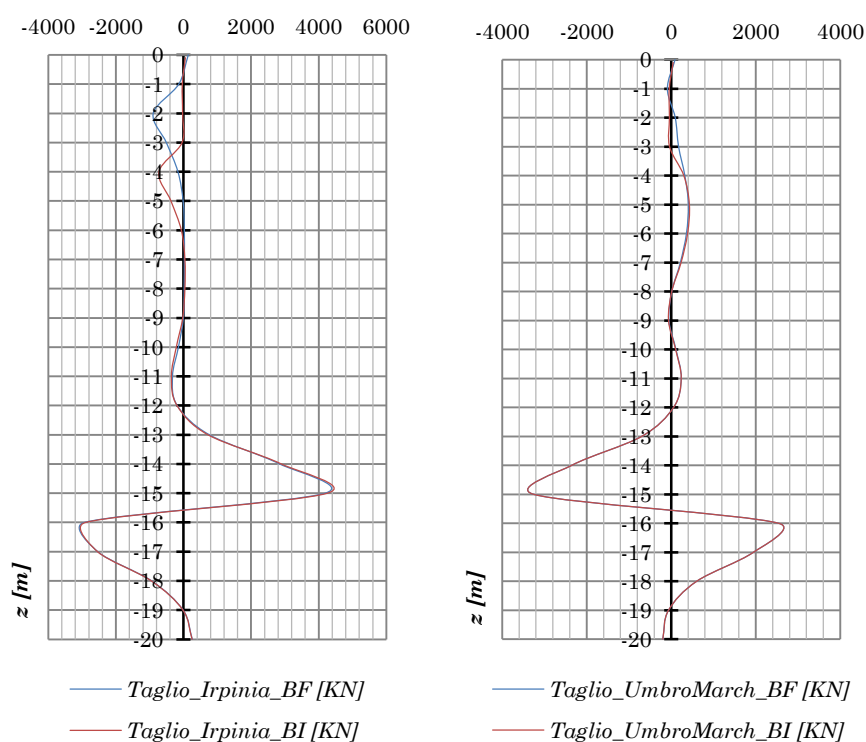


Figura 7.28: Confronto momenti in testa al palo, Irpinia

**Figura 7.29:** Confronto momenti in testa al palo, Umbro – Marchigiano**Figura 7.30:** Confronto momenti in testa al palo, Friuli

Poiché, nel caso della struttura isolata, la testa del palo si trova a 2 metri di profondità a causa della presenza della sottostruttura, si sono confrontate le sollecitazioni in quel punto. E' possibile notare, dall'andamento nel tempo, come il momento flettente della struttura isolata si mantenga costantemente minore rispetto a quello della struttura a base fissa. Tale comportamento viene accentuato soprattutto quando il sisma sul palo tende ad essere più gravoso.

Si va ora ad analizzare l'andamento del taglio con la profondità. Anche in questo caso, ovviamente, risulta confermata l'influenza del sistema di isolamento solo fino ai primi metri di profondità, com'è possibile osservare nella figura sottostante.



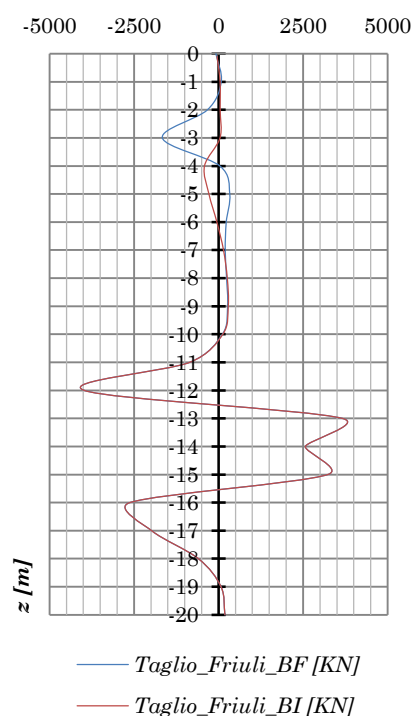


Figura 7.31: Confronto andamento tagli con profondità

Nel caso dell'Irpinia, a 2 metri si passa da un taglio di 895 kN per la struttura a base fissa ad un taglio di 27,72 kN per la struttura isolata. In questo caso i due grafici convergono a 6 metri di profondità, ma a 4 si può notare che il taglio della struttura con dissipatore è maggiore rispetto alla struttura non isolata (163 kN, contro 727 kN). Nell'Umbro – Marchigiano i vantaggi si notano soprattutto a 3 metri di profondità, dove si passa dai 174,33 kN della base fissa ai 38,9 della base isolata. E' questo forse il caso in cui si evidenzia un minor vantaggio da parte degli isolatori. Anche per il Friuli la massima riduzione della sollecitazione a taglio si ha a 3 metri di profondità. Si può infatti osservare che, mentre nella struttura ordinaria si ha un taglio di 1663,09 kN, inserendo il dissipatore si passa ad un valore di 42,18 kN. In questo caso è possibile osservare che i due grafici iniziano a sovrapporsi alla profondità di 7 metri, evidenziando dunque una buona influenza da parte dell'isolatore.

Si va ora ad osservare l'andamento del taglio nel tempo:

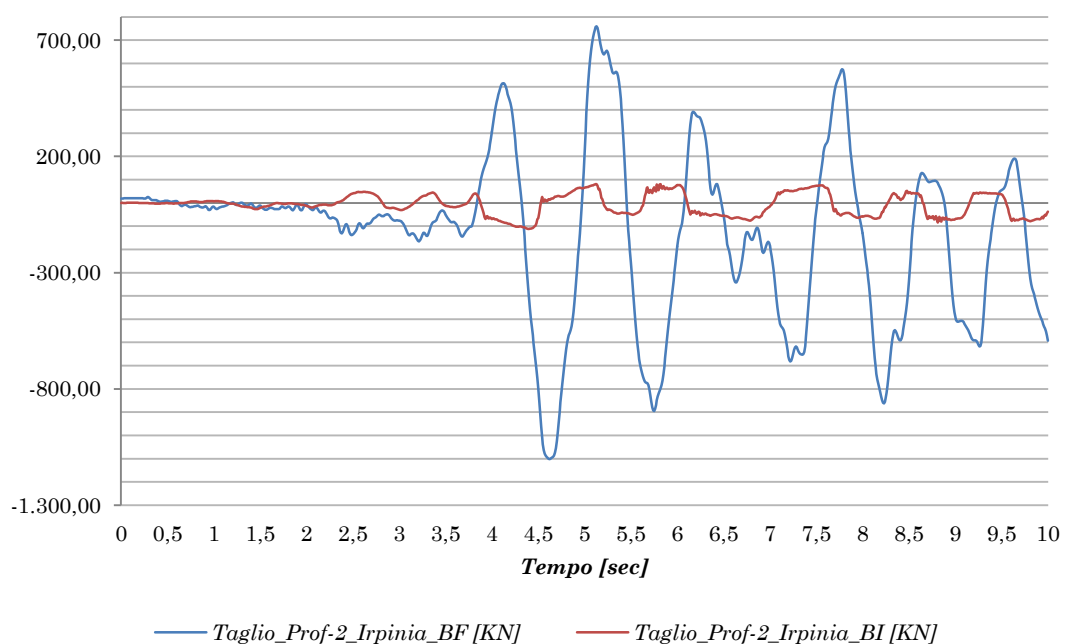


Figura 7.32: Confronto tagli in testa al palo, Irpinia

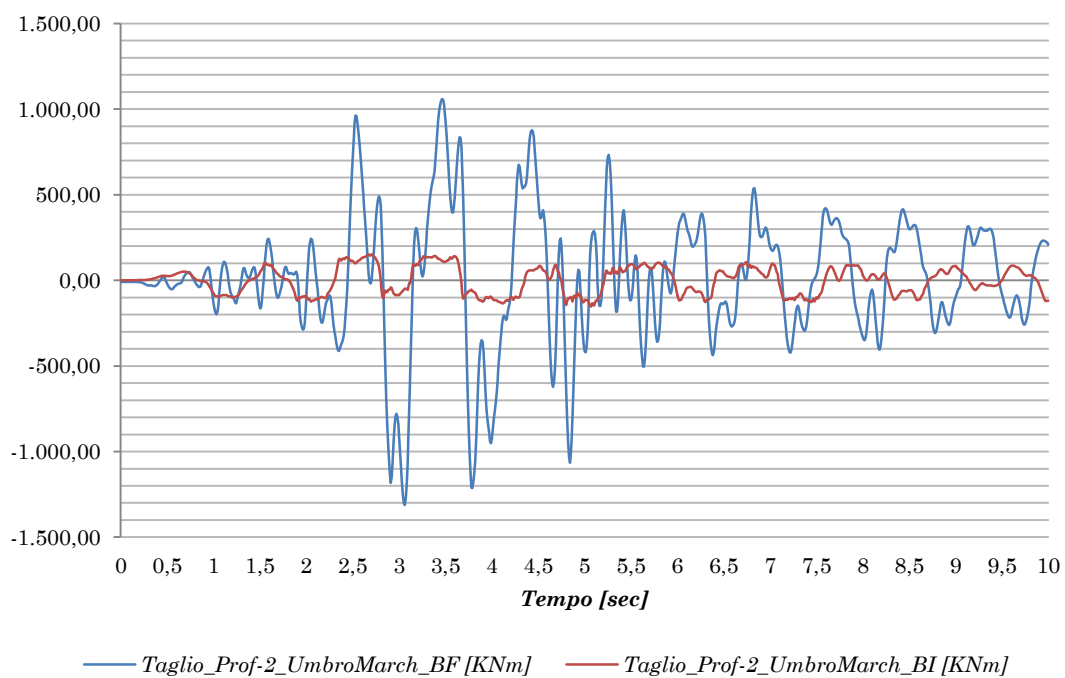


Figura 7.33: Confronto tagli in testa al palo, Umbro - Marchigiano

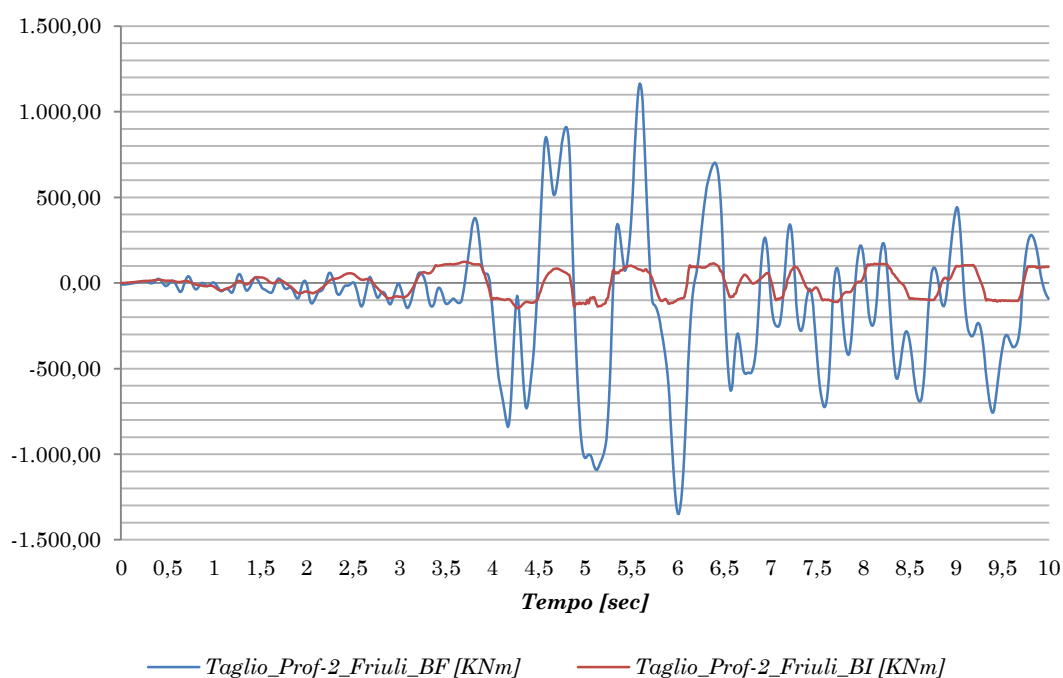


Figura 7.34: Confronto tagli in testa al palo, Friuli

Anche per il taglio, così come per il momento, è possibile osservare come lungo tutto il sisma la sollecitazione rimanga quasi sempre inferiore nella struttura isolata, rispetto a quella fissa, con un comportamento di questo tipo accentuato nelle fasi più intense nel sisma.

Proprio il fatto che le sollecitazioni cambiano molto in corrispondenza della testa del palo, interessante è osservare l'andamento degli spostamenti a confronto tra le due configurazioni, sia lungo l'altezza dell'intero palo che nel corso della durata dell'evento sismico. Per gli spostamenti al variare della profondità si ottengono i seguenti andamenti:

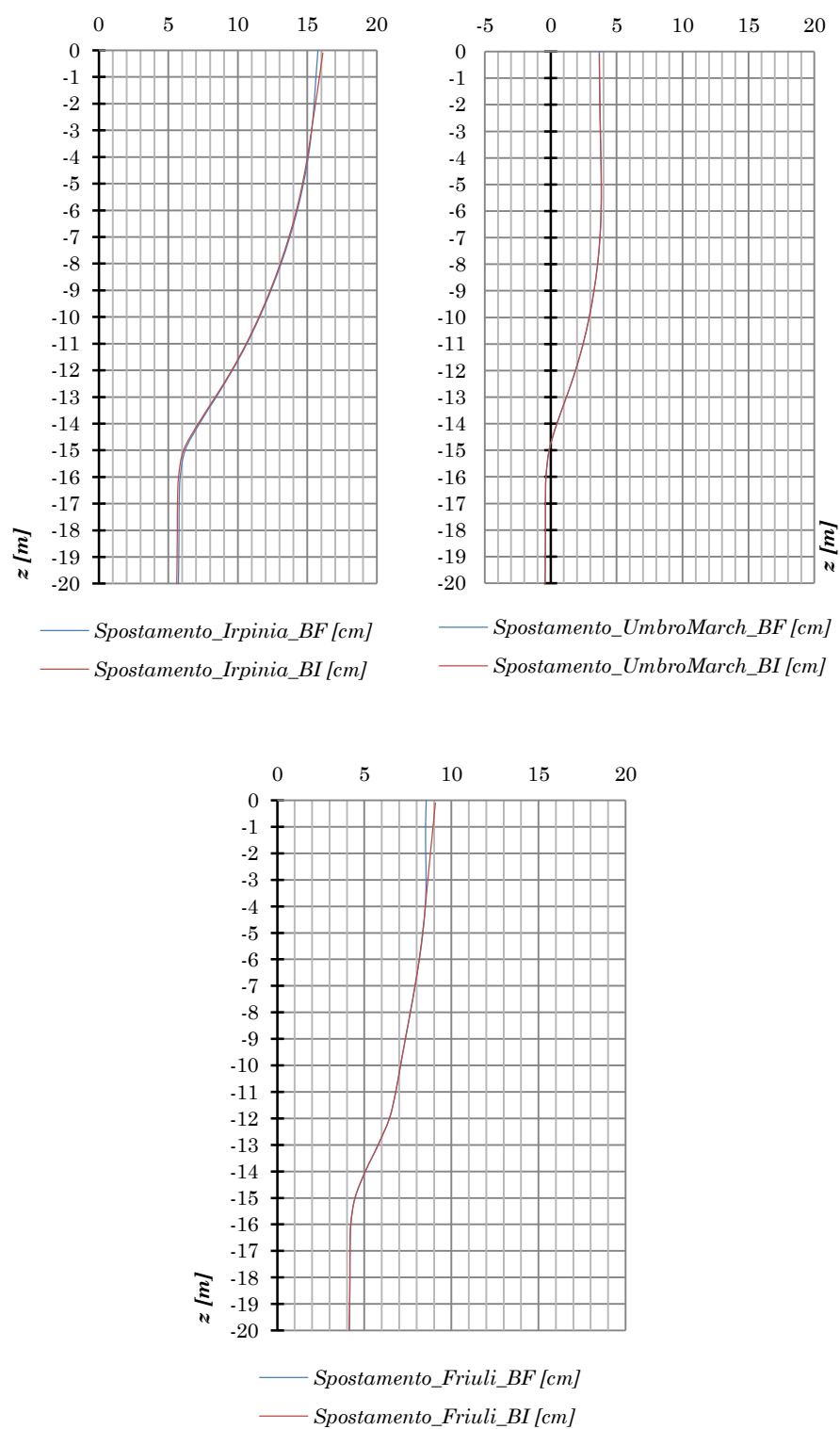


Figura 7.35: Confronto spostamenti

Dalla figura soprastante, è possibile osservare come l'andamento degli spostamenti sia coincidente, ad eccezione del tratto nell'intorno della testa del palo, per i casi di Irpinia e Friuli. In questi due sismi si ha un leggero aumento dello spostamento in testa, con valori che passano da 15,7 cm a 16,1 cm per l'Irpinia e da 8,5 cm a 9,08 cm per il Friuli. In relazione a questi risultati è allora interessante osservare l'andamento nel tempo degli spostamenti in testa al palo. Per il sisma Irpino l'andamento rimane pressochè coincidente lungo tutti i primi 10 secondi dell'evento. Le discrepanze maggiori tra gli andamenti delle due configurazioni si notano nella parte finale dell'intervallo di tempo dell'evento Umbro – Marchigiano ma soprattutto Friulano, con aumenti di spostamento sempre di valori piuttosto irrilevanti, ed inferiori al centimetro.

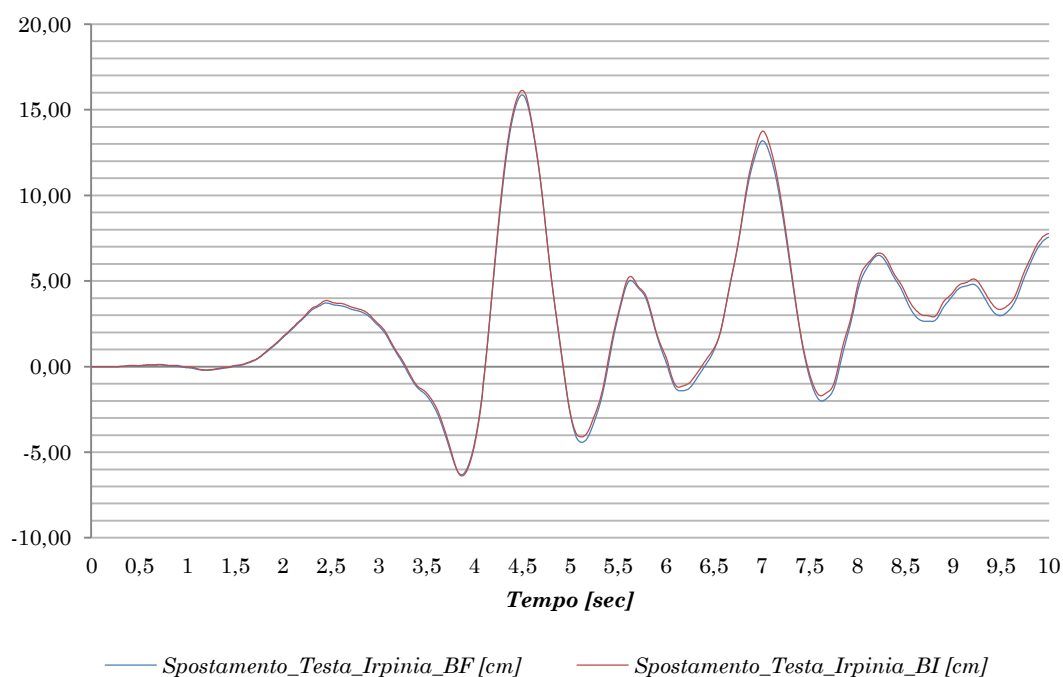


Figura 7.36: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Irpinia

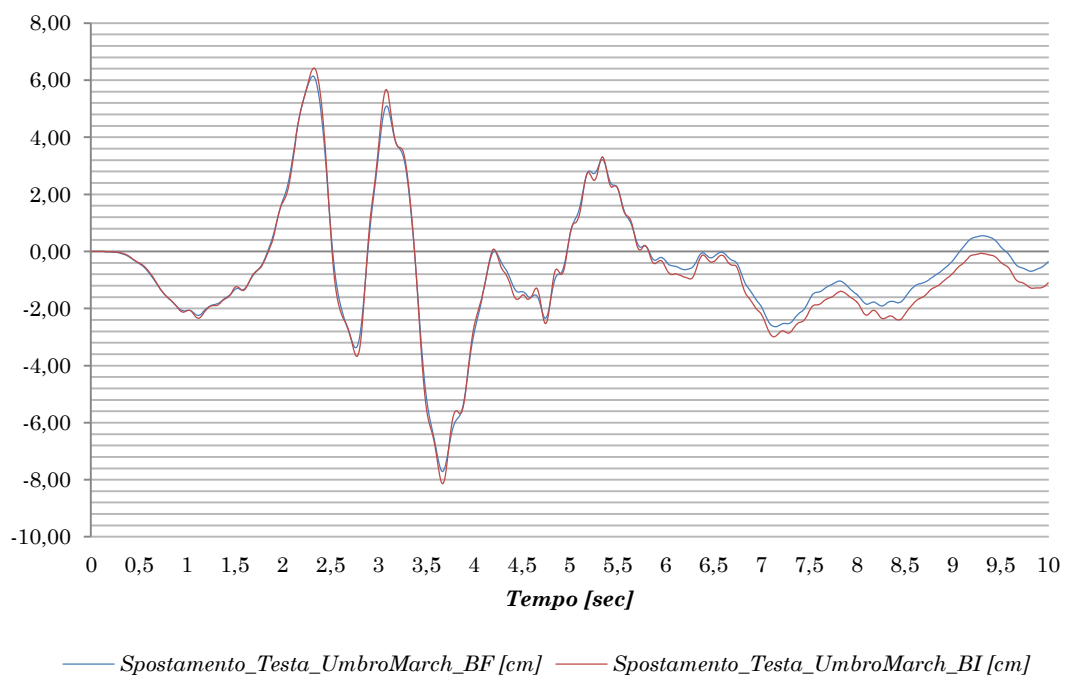


Figura 7.37: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Umbro – Marchigiano

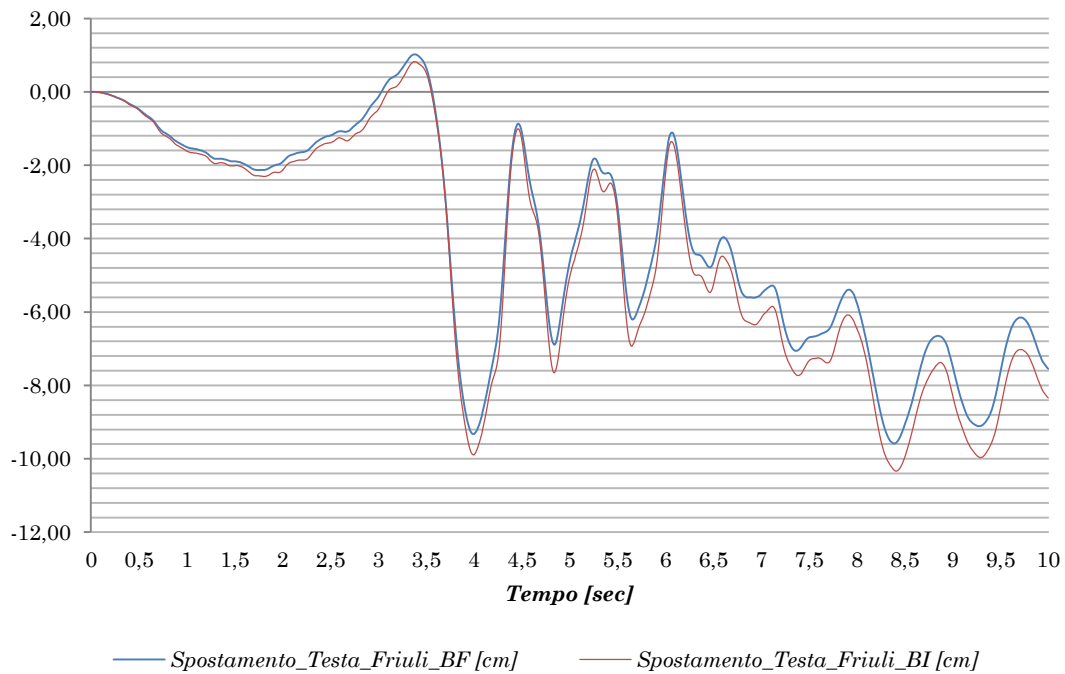


Figura 7.38: Confronto fra spostamenti in testa al palo, Friuli

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva di confronto per le due diverse configurazioni in ciascun evento sismico analizzato:

TABELLA RIASSUNTIVA CONFRONTO									
	BF		BI		BF		BI		
	prof. [m]	Momento [KNm]	prof. [m]	Momento [KNm]	prof. [m]	Taglio [KN]	prof. [m]	Taglio [KN]	
IRPINIA	3	1091,9	3	158,31	3	507,24	3	42,66	3 15,3
	15	6147,6	15	6147,7	15	4185,4	15	4255,2	15 6,02
UMBRO - MARCHIGIANO	3	101,5	3	126,18	3	174,33	3	38,93	3 3,76
	15	4820,9	15	4820,7	15	3253,8	15	3253,8	15 0,12
FRIULI	3	1201,2	3	141,15	3	1663,1	3	42,18	3 8,55
	15	4933,9	15	4933,6	15	3231,2	15	3231	15 4,46

Tabella 7.5: Confronto riassuntivo per la struttura di fondazione

7.4 Risposta della sovrastruttura

La risposta della sovrastruttura è stata studiata con particolare attenzione agli spostamenti interpiano (*drift interpiano*), che più limitati sono più consentono una minor percezione del sisma per le persone che si trovano all'interno dell'edificio. Il confronto tra la struttura a base fissa e a base isolata è stato eseguito soprattutto in termini di andamento delle sollecitazioni nel tempo sui pilastri, con particolare attenzione all'andamento del taglio alla base dell'edificio, laddove agisce il dissipatore.

7.4.1 Risposta della struttura a base fissa

Il primo passo è sicuramente quello di osservare l'andamento nel tempo di momenti e tagli per ciascun livello della sovrastruttura (in corrispondenza dei pilastri), ottenendo i seguenti andamenti:

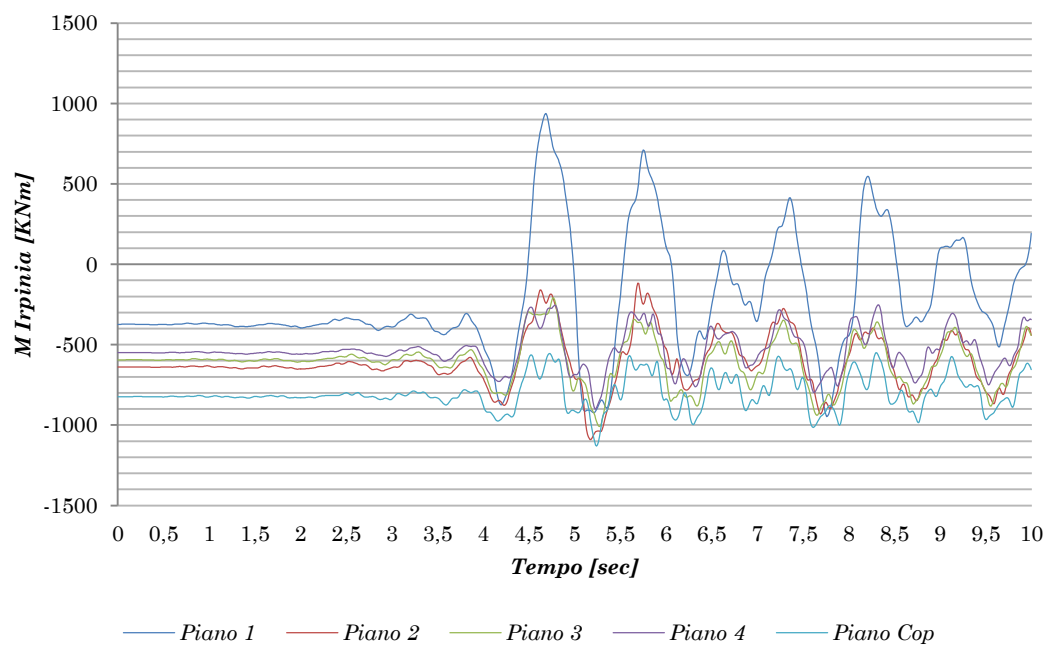


Figura 7.39: *Momenti per piano, base fissa, Irpinia*

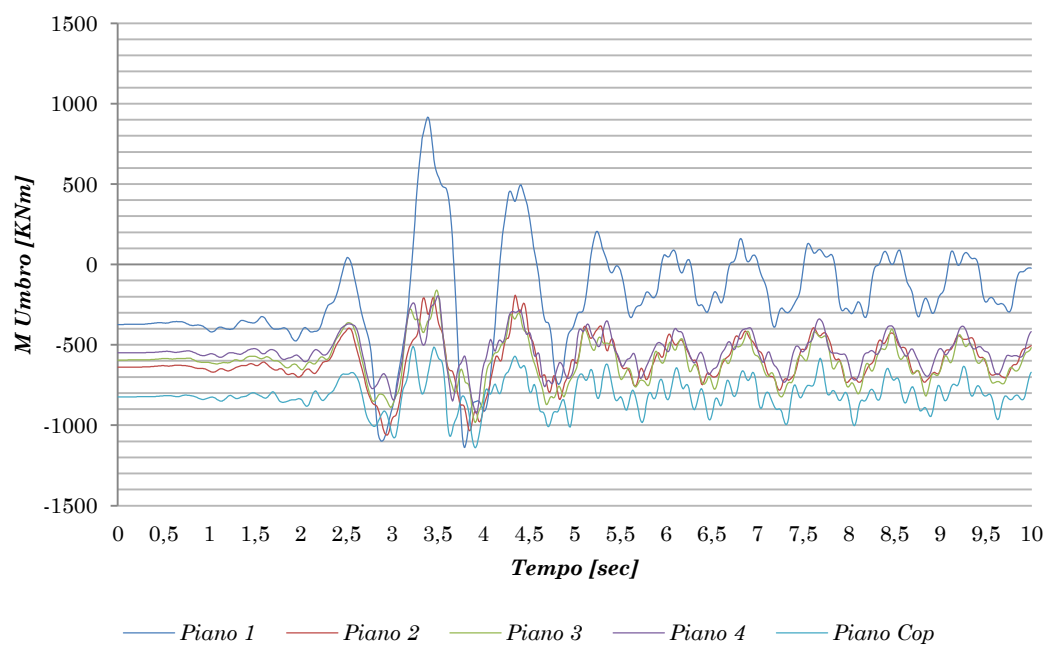


Figura 7.40: *Momenti per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano*

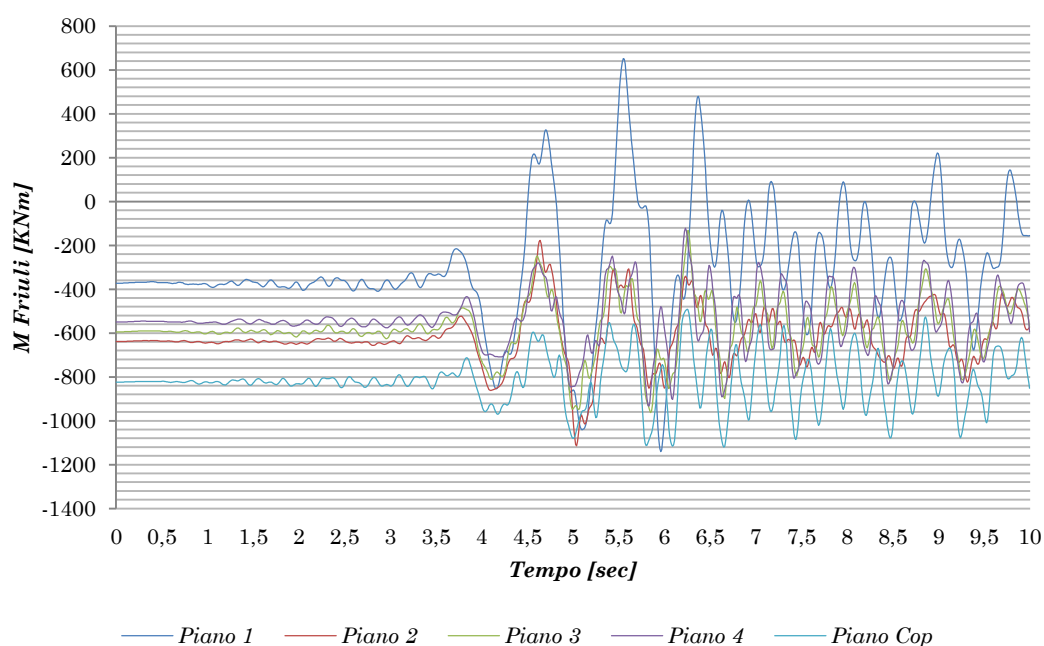


Figura 7.41: *Momenti per piano, base fissa, Friuli*

Dai grafici è possibile osservare come il momento massimo, per tutti e tre i casi, si verifichi a livello della copertura. Si ha un valore di 1085,27 KNm per il sisma irpino, raggiunto 5,21 secondi dall'inizio dell'applicazione del sisma; 1085,34 KNm per il sisma Umbro – Marchigiano, in corrispondenza di un time step di 3,88 secondi ed infine un valore di 1095,04 KNm a 6,63 secondi per l'evento del Friuli. I tre eventi sismici hanno picchi di momento sui pilastri della sovrastruttura che sono piuttosto simili tra loro. Per quanto riguarda l'andamento del taglio sui pilastri nel tempo si ottengono, invece, gli andamenti riportati nelle figure 7.42, 6.43 e 7.44.

Anche in questo caso i valori più alti, per la maggior parte del tempo di analisi, si hanno in copertura, con valori di picco pari a 606,61 KN per l'Irpinia (a 5,18 secondi), 578,73 KN per l'Umbro – Marchigiano (a 2,95 secondi) e di 617,11 KN per il Friuli (a 5,04 secondi).

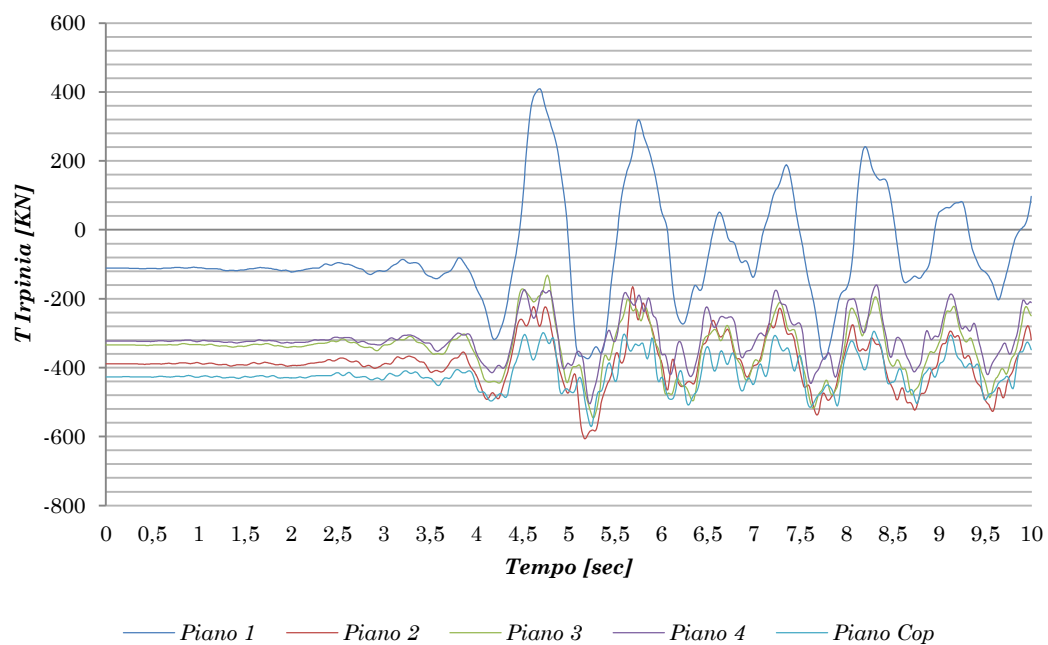


Figura 7.42: Tagli per piano, base fissa, Irpinia

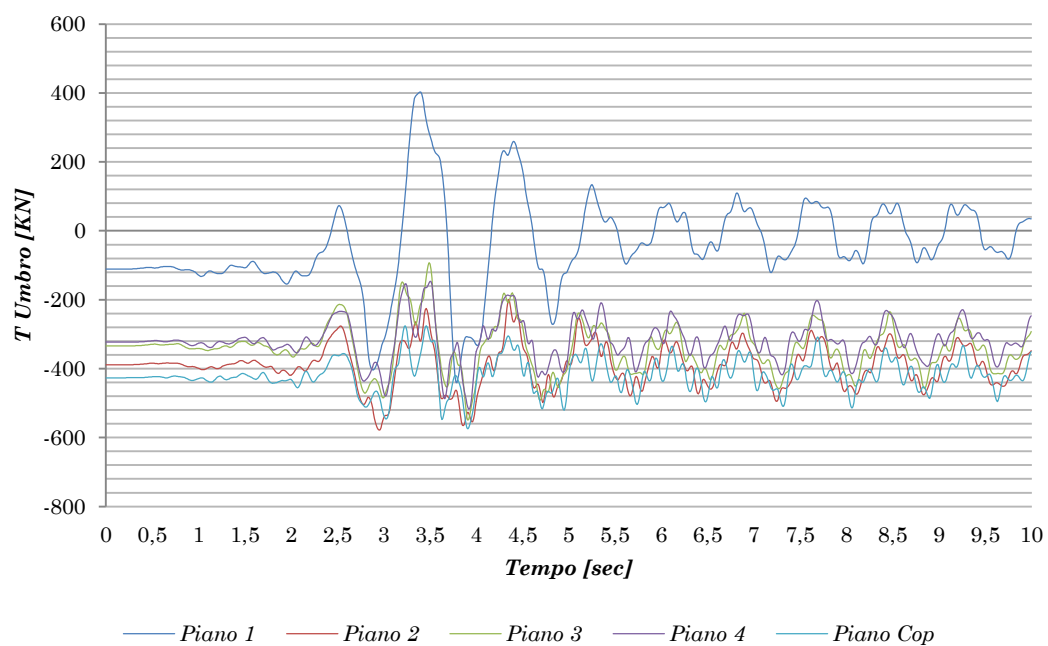


Figura 7.43: Tagli per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano

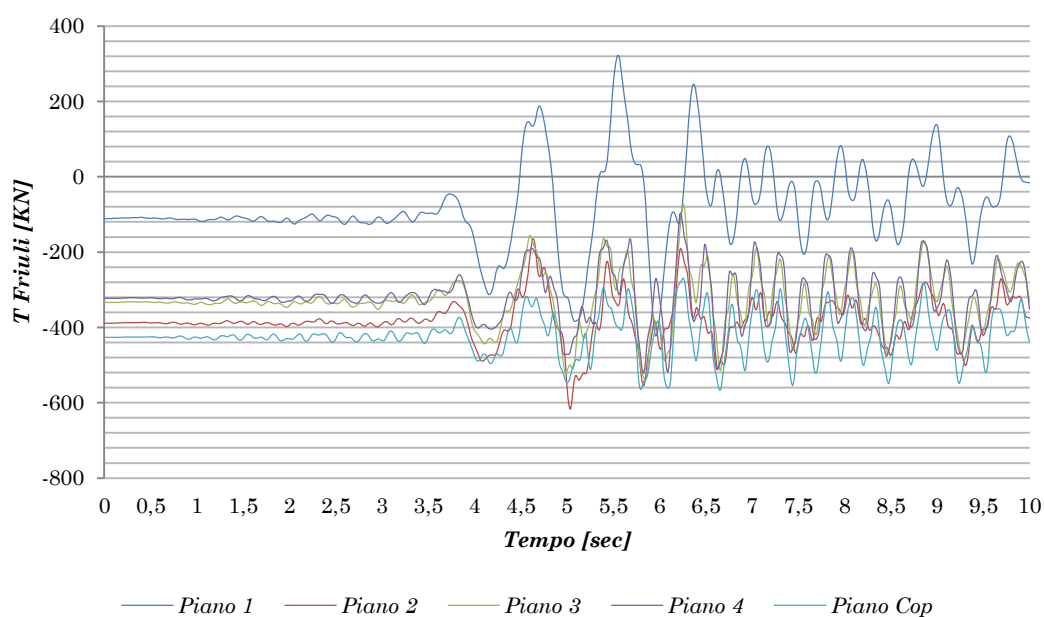


Figura 7.44: Tagli per piano, base fissa, Friuli

Interessante è poi un confronto fra il taglio alla base nel tempo dei vari eventi sismici analizzati, per osservare in quale caso viene trasmesso il maggior taglio alla sovrastruttura. Si ottiene un grafico di questo tipo:

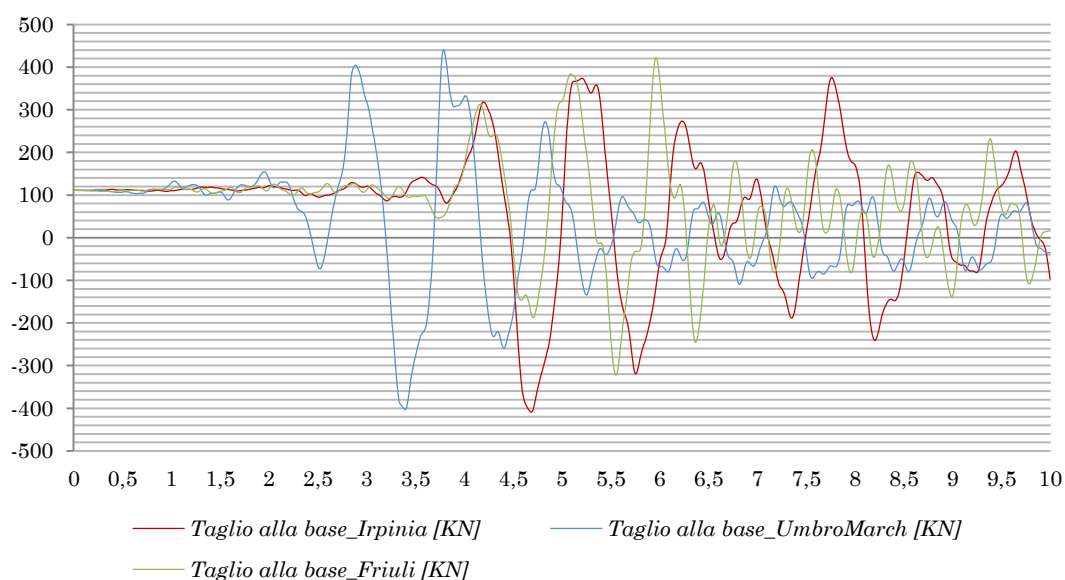


Figura 7.45: Taglio alla base, struttura fissa

E' possibile osservare come il picco massimo sia dato dal caso Umbro – Marchigiano, ma le sollecitazioni maggiori nel tempo sono sicuramente fornite dal sisma irpino.

Dopo aver osservato tagli e momenti, di fondamentale importanza, soprattutto in funzione del confronto fra le due configurazioni, è analizzare lo spostamento nel tempo dei vari livelli della struttura.

Nei tre diversi casi i valori massimi dello spostamento si hanno a livello della copertura. Per l'Irpinia si ha uno spostamento massimo in sommità di 31,11 cm, per l'Umbro di 21,26 cm e per il Friuli di 18,42 cm. Si conferma più gravoso il sisma irpino.

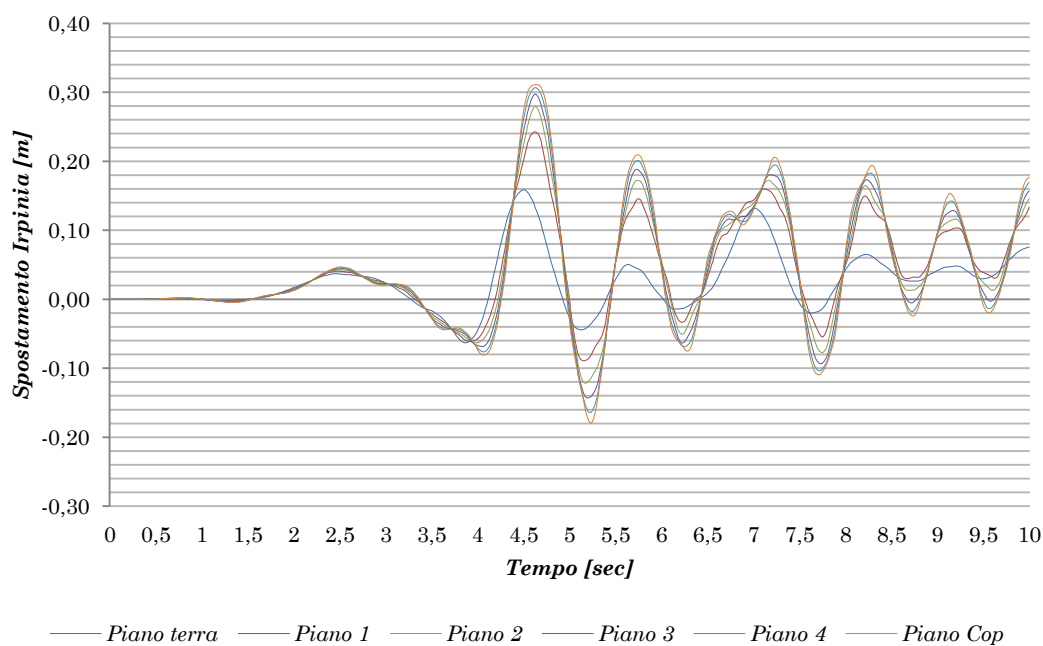
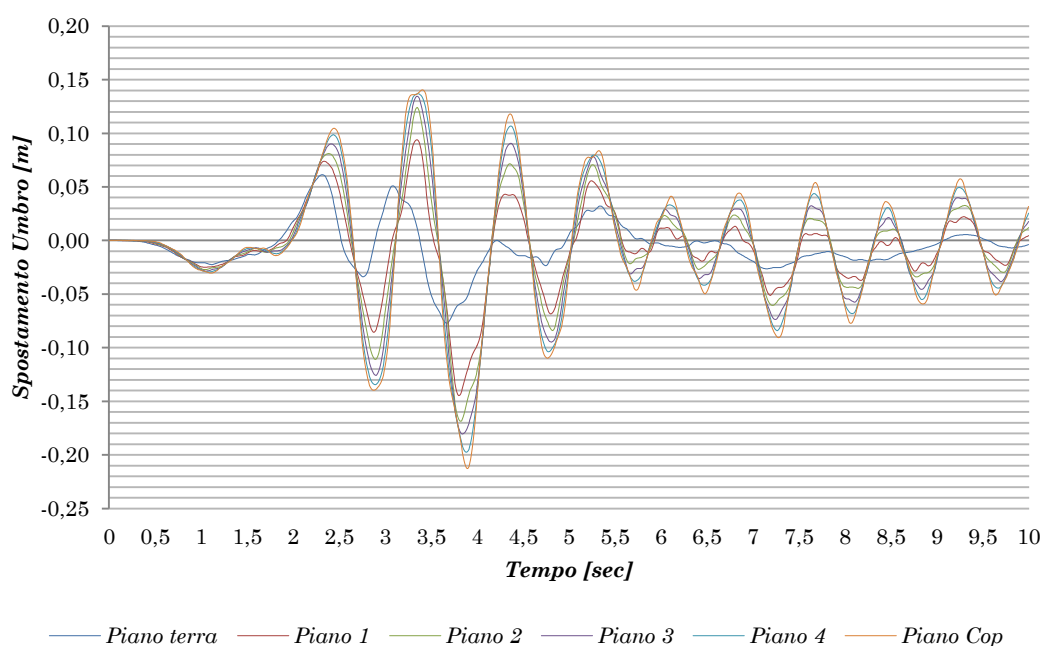
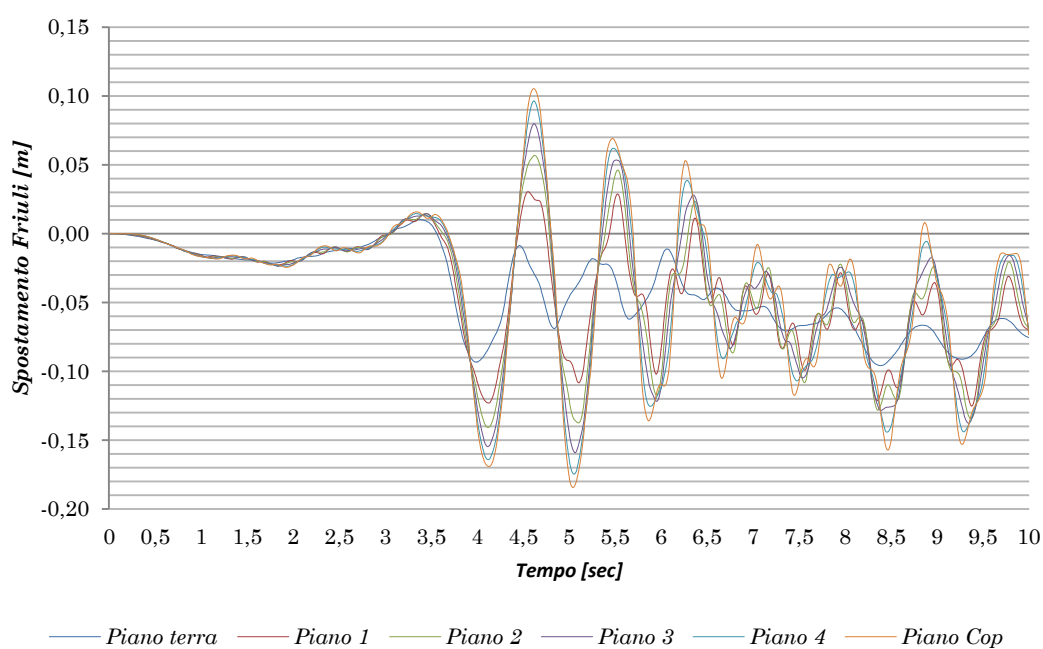


Figura 7.46: *Spostamenti per piano, base fissa, Irpinia*

**Figura 7.47:** *Spostamenti per piano, base fissa, Umbro - Marchigiano***Figura 7.48:** *Spostamenti per piano, base fissa, Friuli*

L'involuppo degli spostamenti in funzione dell'altezza del fabbricato, al time step in cui si raggiunge il momento massimo nei pali è quello riportato in figura 7.49. E' possibile notare, anche con questa formulazione, come lo spostamento massimo sia dato dal caso irpino, che presenta anche uno spostamento relativo più alto (11,55 cm tra sommità e base, contro i 6,17 dell'umbro e gli 8,17 del Friuli). E' proprio l'andamento dei *drift* interpiano che si vuole ridurre con l'inserimento di una sistema di isolamento alla base della struttura. E' inoltre possibile osservare, dal grafico sottostante, come sia il Friuli che l'Irpinia abbiano andamenti simili ma specchiati, mentre come l'Umbro – Marchigiano abbia un andamento differente, con spostamenti sicuramente più contenuti, come accade per i pali.

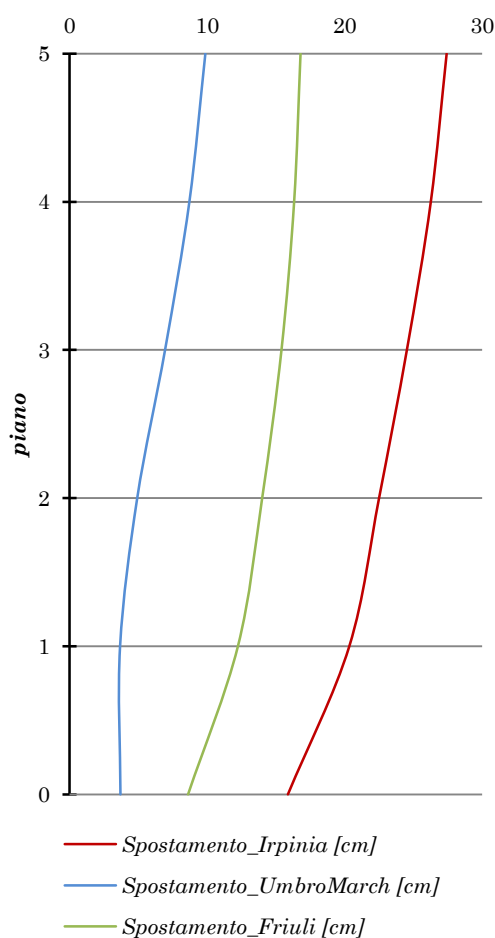


Figura 7.49: *Spostamenti struttura fissa*

7.4.2 Risposta della struttura a base isolata

Per quanto riguarda l'andamento dei momenti sulle colonne della struttura nel corso della durata dell'analisi, è possibile, in questo caso, osservare massimi valori che si mantengono leggermente più contenuti rispetto alla configurazione a base fissa e soprattutto che sono caratterizzati da una minore oscillazione nel tempo, mantenendosi quasi più o meno costanti. Ciò si può notare dai seguenti grafici:

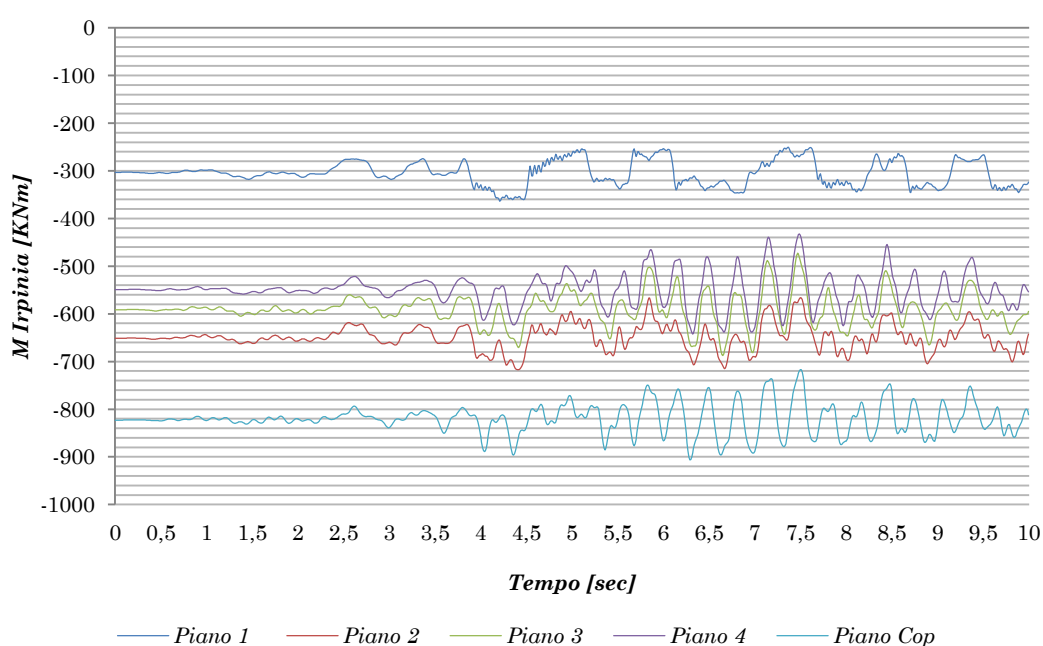


Figura 7.50: *Momenti per piano, struttura isolata, Irpinia*

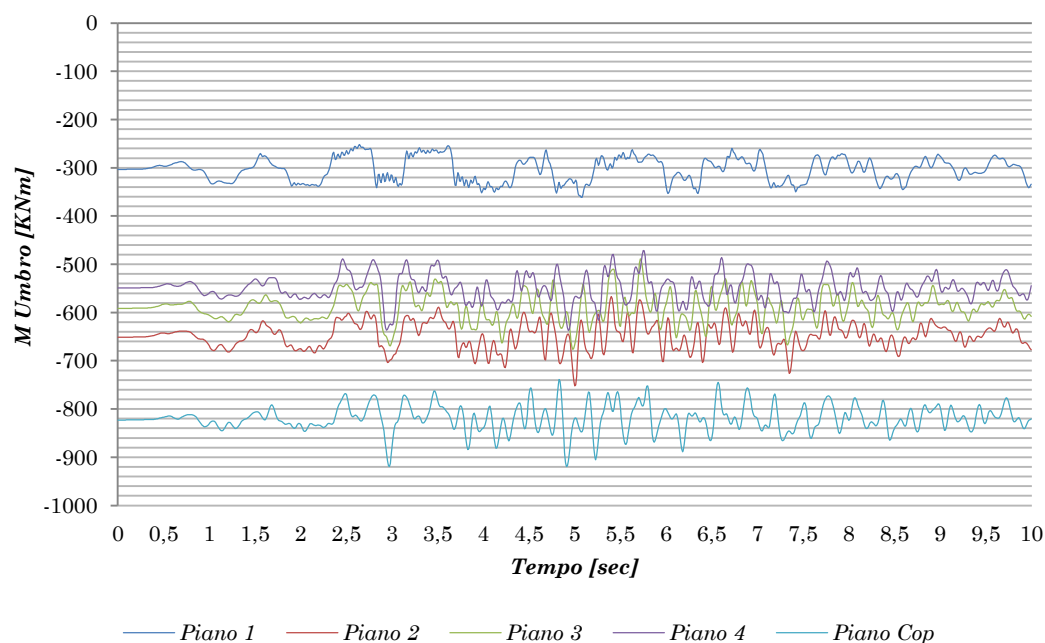


Figura 7.51: *Momenti per piano, struttura isolata, Umbro - Marchigiano*

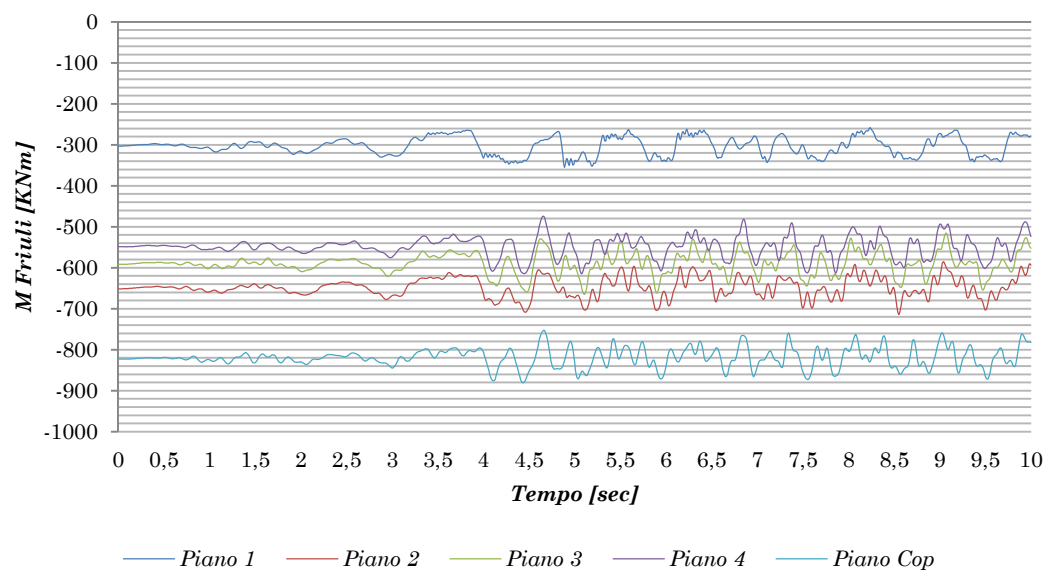


Figura 7.52: *Momenti per piano, struttura isolata, Friuli*

I valori massimi per il momento flettente si raggiungono sempre in corrispondenza del livello di copertura, con i seguenti valori: 887,81 KNm per

l'Irpinia (time step: 6,27 sec), 910,54 KNm per l'Umbro – Marchigiano (time step: 4,9 sec) ed infine 896,08 KNm per il Friuli (time step: 4,36 sec).

Per il taglio sui pilastri hanno i seguenti andamenti:

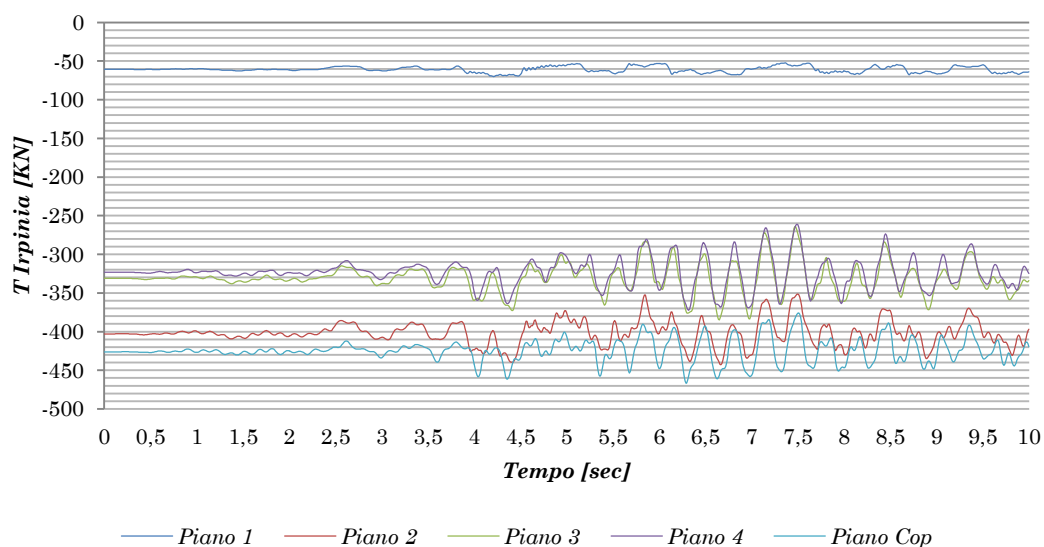


Figura 7.53: Tagli per piano, struttura isolata, Irpinia

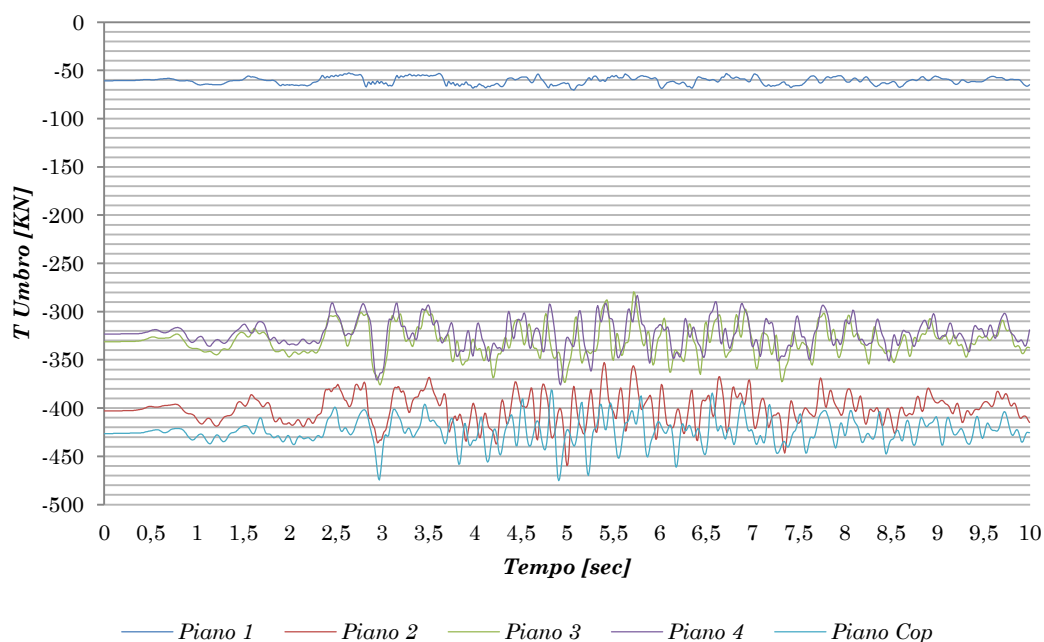


Figura 7.54: Tagli per piano, struttura isolata, Umbro – Marchigiano

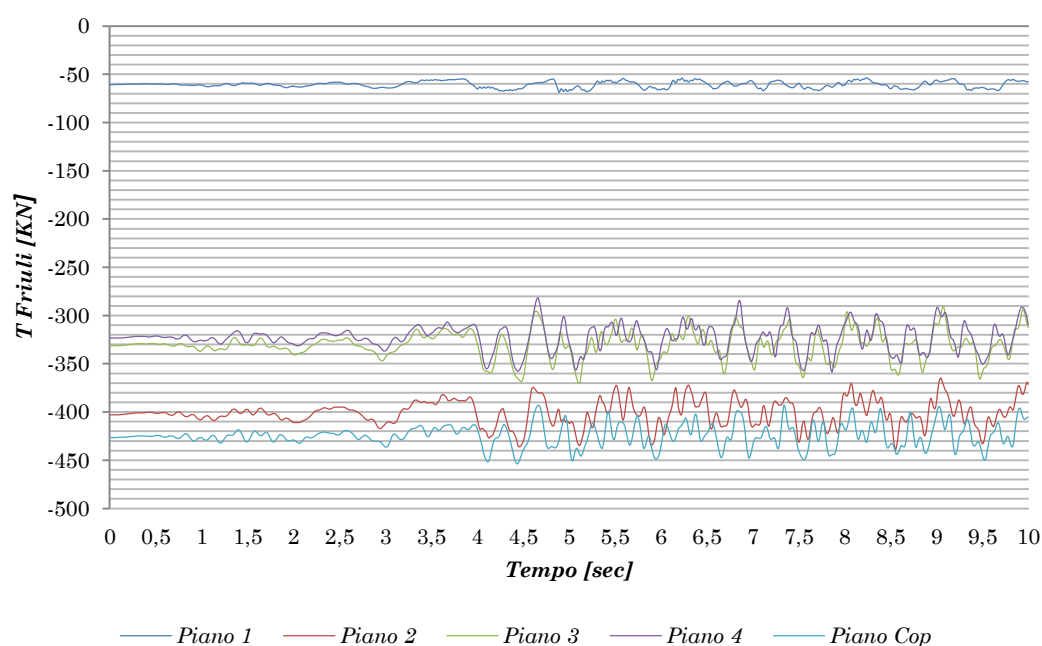


Figura 7.55: Tagli per piano, struttura isolata, Friuli

In questo caso è possibile osservare un abbattimento del taglio alla base della struttura dovuto all'azione del dissipatore. Anche per quanto riguarda questo tipo di sollecitazione si ottiene un andamento meno oscillatorio rispetto alla struttura fissa, con valori massimi per i diversi casi che si presentano come segue: 475,98 KN per l'Irpinia, 475,34 KN per l'Umbro e infine 453,71 KN per il Friuli. Il taglio alla base della struttura è dunque quasi dimezzato, e si hanno andamenti analoghi per quanto riguarda Irpinia e Umbro – Marchigiano, influenzati dalla presenza dell'isolamento sismico:

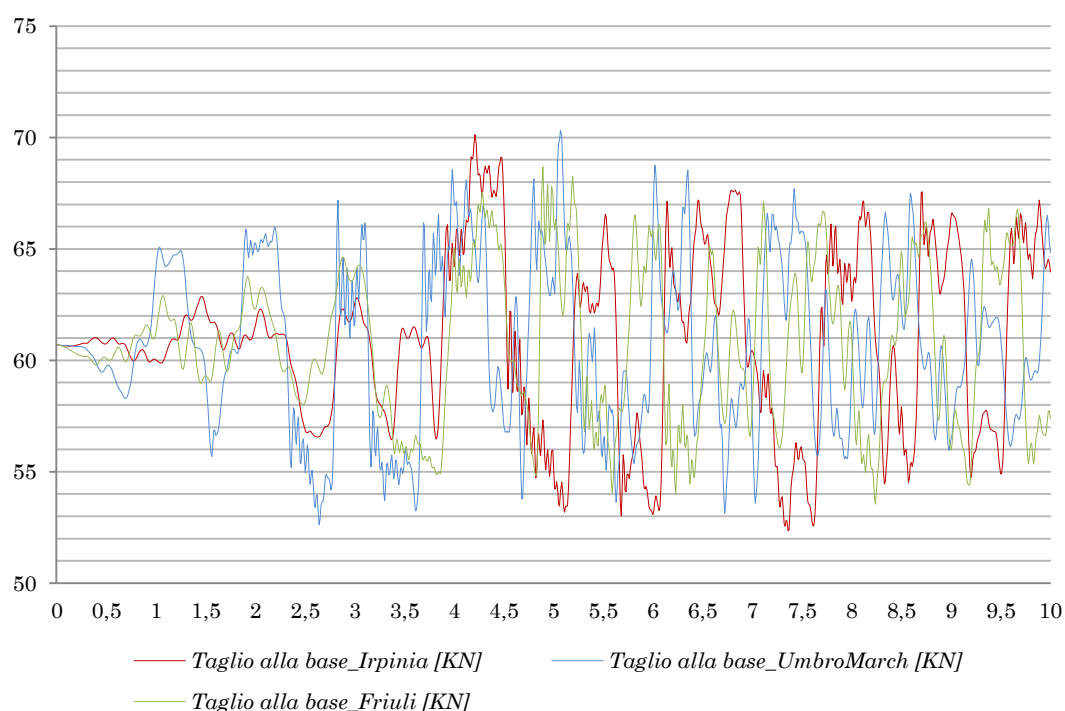


Figura 7.56: *Taglio alla base, struttura isolata*

Si analizzi ora l'andamento degli spostamenti per ciascun livello della struttura. E' possibile notare come, rispetto al caso a base fissa, tra i vari piani ci siano spostamenti differenziali nettamente inferiori. Questo fatto è una conseguenza molto importante dell'isolamento sismico: consente infatti agli individui che dovessero trovarsi all'interno dell'edificio durante un sisma di percepirne l'azione in modo sicuramente minore.

Gli spostamenti, oltre che presentare un minore *drift* interpiano, segnalano picchi inferiori rispetto al caso a base fissa: 13,2 cm per l'Irpinia, 9,04 cm per l'Umbro – Marchigiano e infine 11,2 cm per il Friuli. Gli spostamenti differenziali tra sommità e base sono: 1 cm circa per l'Irpinia, 1,53 cm per l'Umbro e infine 1,8 cm per il Friuli.

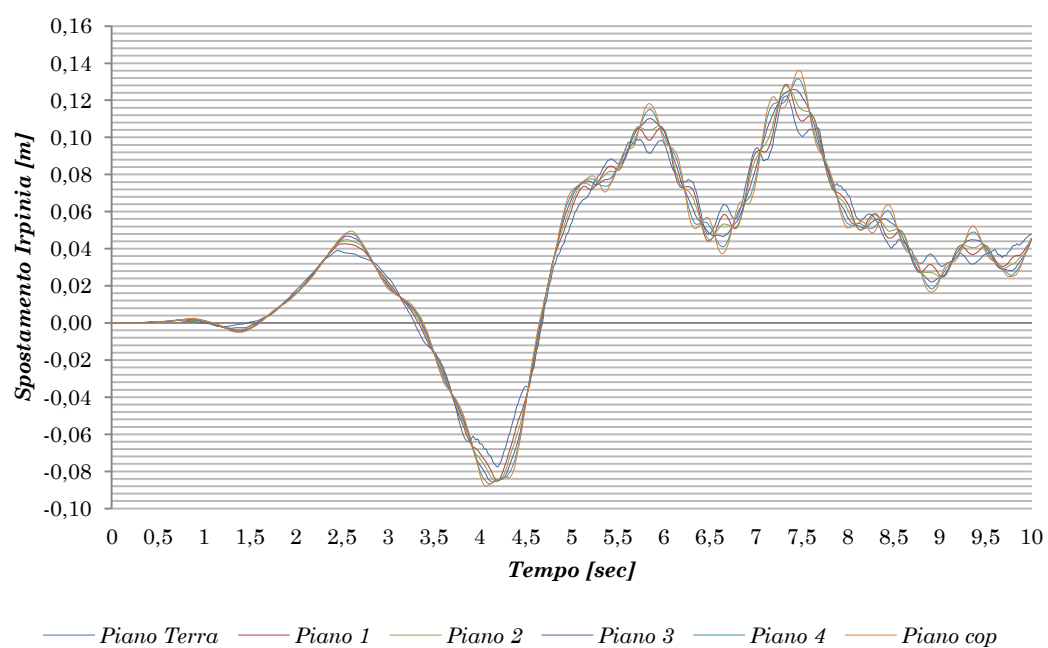


Figura 7.57: *Spostamenti per piano, struttura isolata, Irpinia*

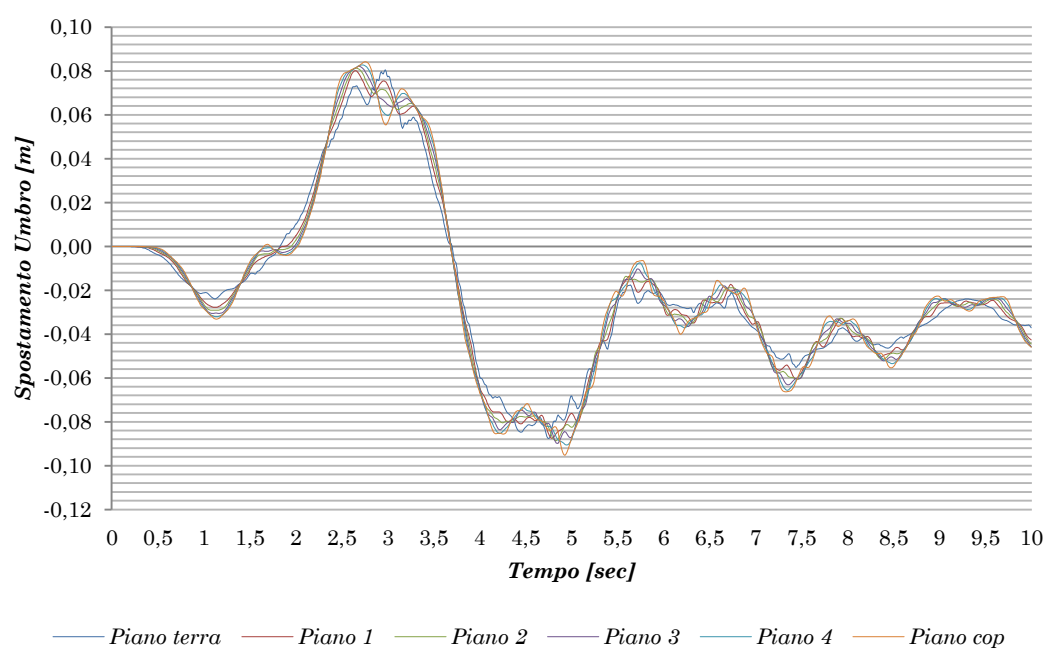


Figura 7.58: *Spostamenti per piano, struttura isolata, Umbro - Marchigiano*

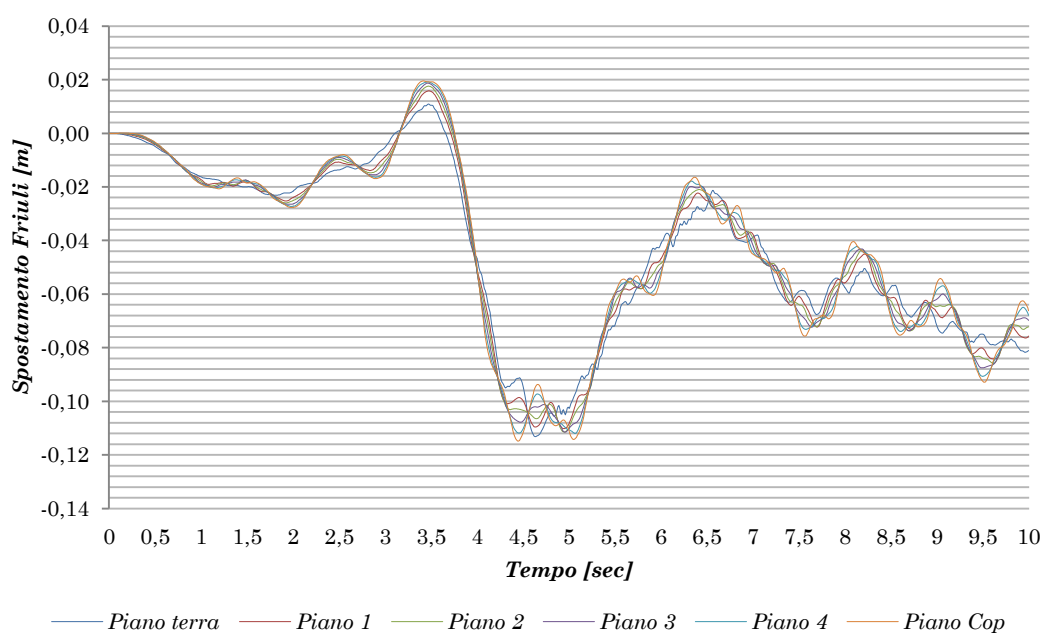


Figura 7.59: *Spostamenti per piano, struttura isolata, Friuli*

In figura 7.60 sono riportate le configurazioni degli spostamenti che si ottengono nell'istante in cui si hanno i picchi più elevati. Risulta immediatamente evidente come sia notevolmente ridotto lo spostamento differenziale tra i vari piani della struttura, ed in assoluto, come sia ridotta al minimo la differenza di spostamento tra il piano terra e la copertura dell'edificio.

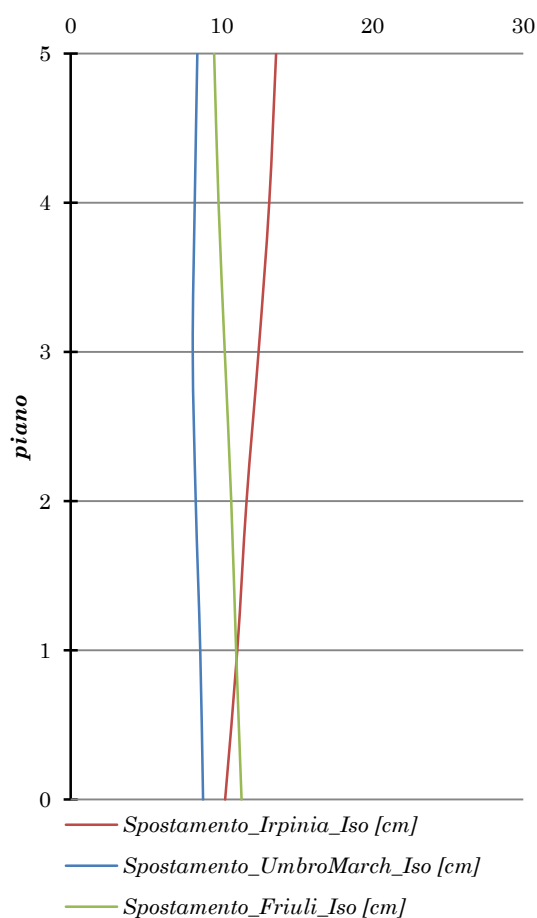


Figura 7.60: *Spostamento struttura isolata*

7.4.3 Confronto fra la configurazione fissa e a base isolata

Per alcuni punti dell'analisi, allo scopo di comprendere al meglio l'influenza dell'isolamento alla base sulla risposta strutturale, è utile eseguire una sovrapposizione di risultati, com'è stato fatto nel caso della struttura di fondazione. Innanzitutto, un punto fondamentale è il confronto tra il taglio alla base nelle due diverse configurazioni, per il quale si è già precedentemente detto che si ha un abbattimento dovuto al dissipatore. Esso risulta influenzato dai parametri di modellazione dell'isolatore, soprattutto dall' F_0 della curva di risposta che si imposta nel modello, che in un'analisi statica, va sottratta al

taglio agente alla base della struttura fissa per ottenere il taglio alla base della struttura isolata. Il confronto porta allora ai seguenti sviluppi:

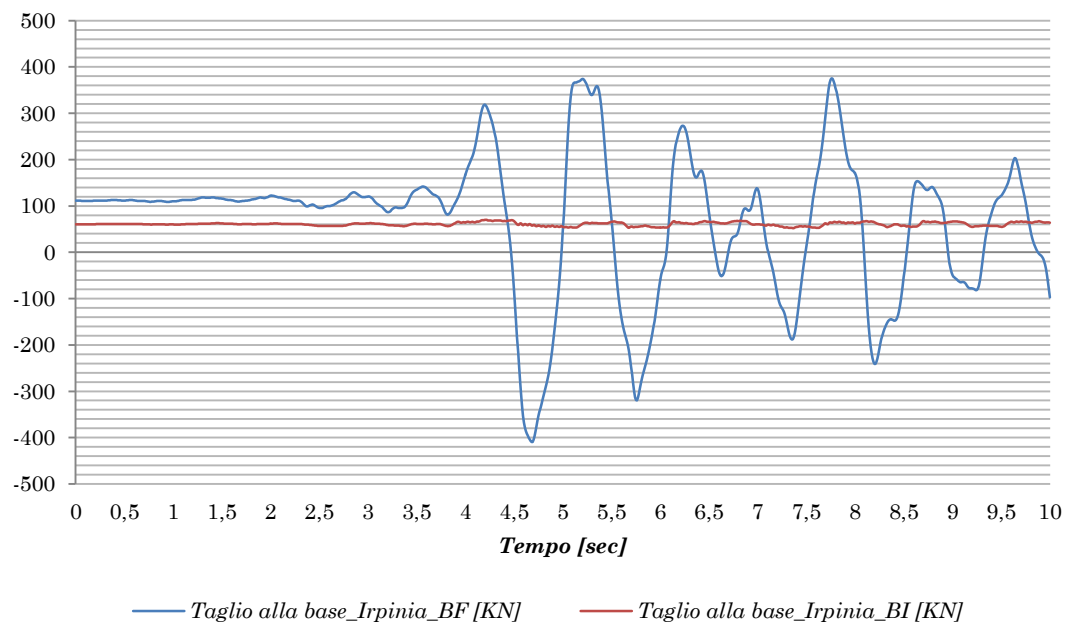


Figura 7.61: Confronto tagli alla base, Irpinia

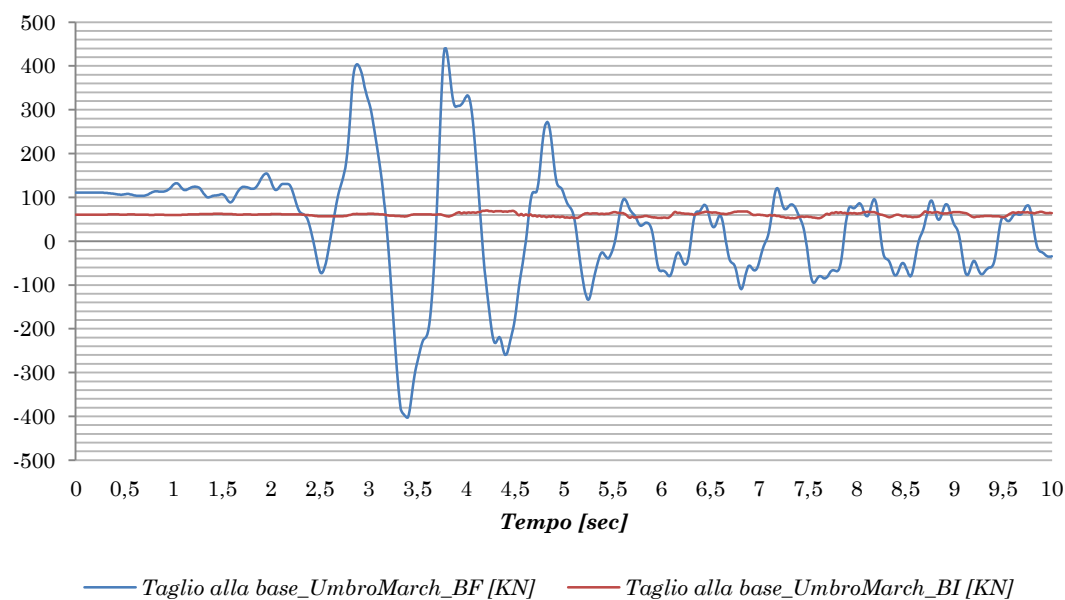


Figura 7.62: Confronto tagli alla base, Umbro – Marchigiano

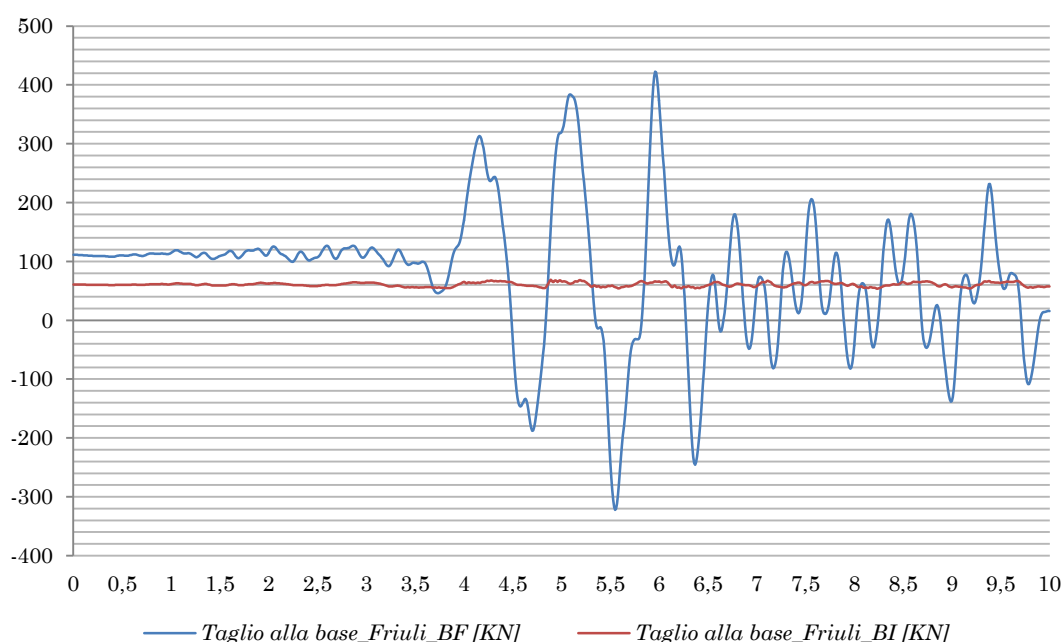


Figura 7.63: Confronto tagli alla base, Friuli

In questo caso risulta interessante anche eseguire un confronto tra l'andamento delle sollecitazioni lungo i piani dell'edificio. Si riporta in figura 7.64, come esempio, il solo caso del Friuli, dove la differenza tra le due configurazioni risulta più marcata.

E' possibile notare come la riduzione della sollecitazione tagliante avvenga soprattutto alla base, ma si sviluppi anche lungo tutta l'altezza dell'edificio e si riduca man mano che si prendono in considerazioni piani più alti.

Un confronto importante è quello da eseguire tra gli spostamenti strutturali che si hanno nelle due configurazioni, a base fissa e a base isolata. Dai grafici sottostanti è possibile osservare come, lo spostamento alla base della struttura isolata sia talvolta maggiore rispetto a quello della struttura fissa. I vantaggi in termini di spostamento però, nei piani superiori, lungo tutta l'elevazione della struttura fuori terra, essendo diminuiti i *drift* interpiano. I confronti tra i valori

maggiori degli spostamenti saranno poi riportati in una tabella riassuntiva di confronto tra le due diverse configurazioni.

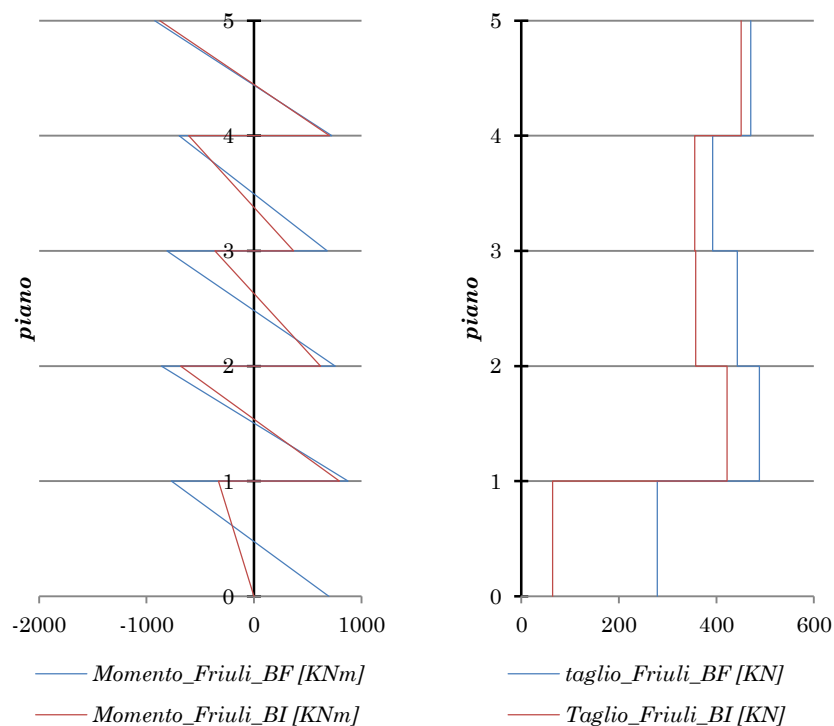


Figura 7.64: Confronto sollecitazioni

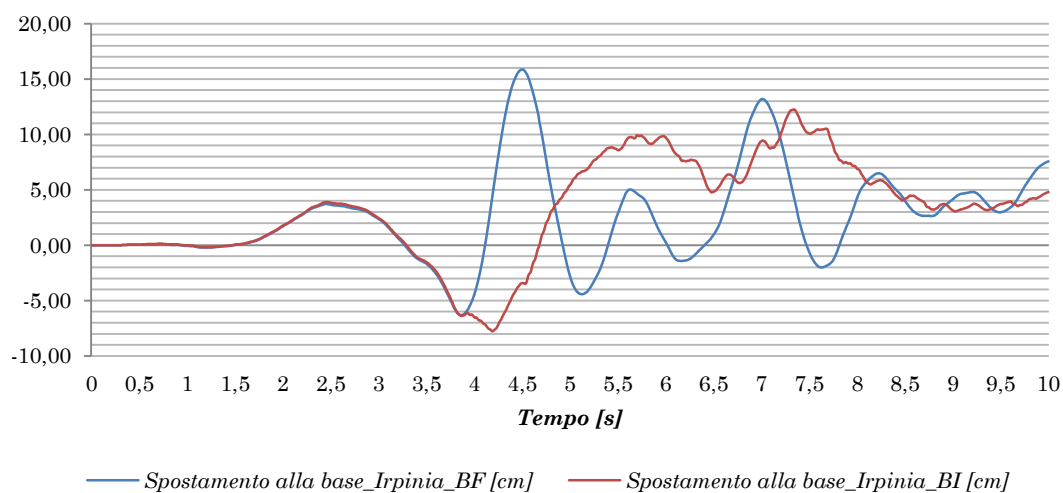


Figura 7.65: Confronto spostamenti alla base, Irpinia

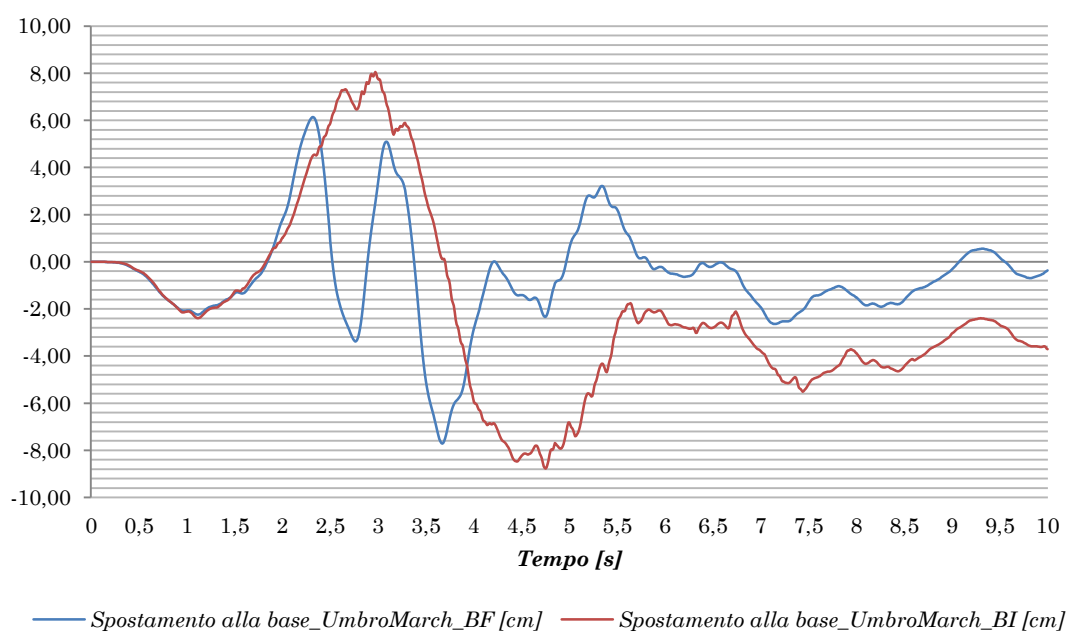


Figura 7.66: Confronto spostamenti alla base, Umbro - Marchigiano

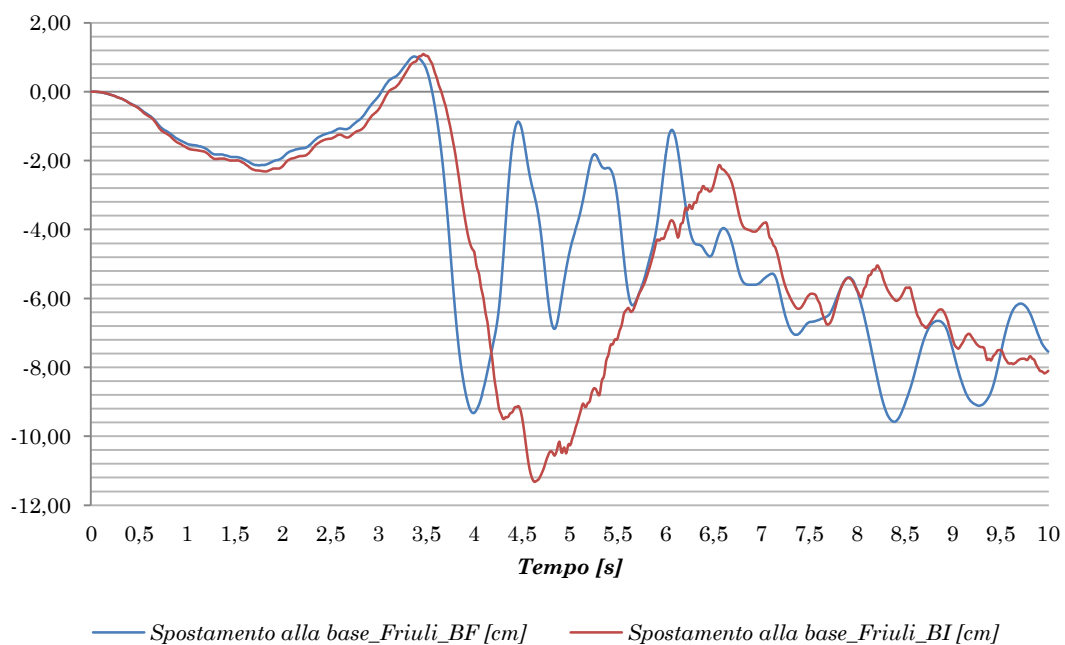


Figura 7.67: Confronto spostamenti alla base, Friuli

Se si mettono a confronto gli spostamenti a livello di copertura, si osserva invece tutt'altro andamento:

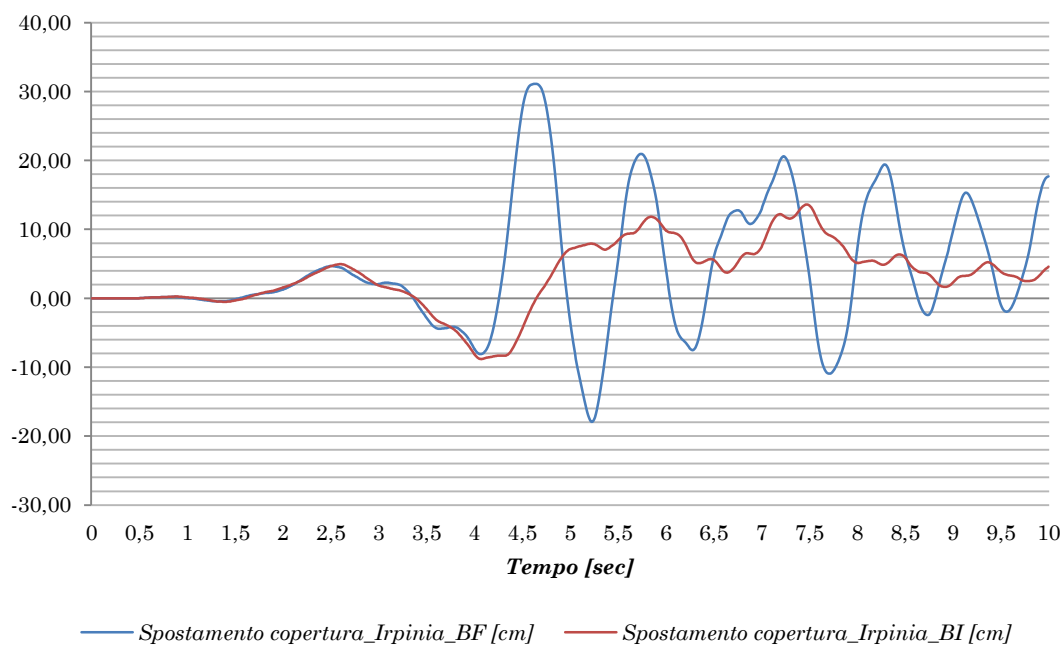


Figura 7.68: Confronto spostamenti copertura, Irpinia

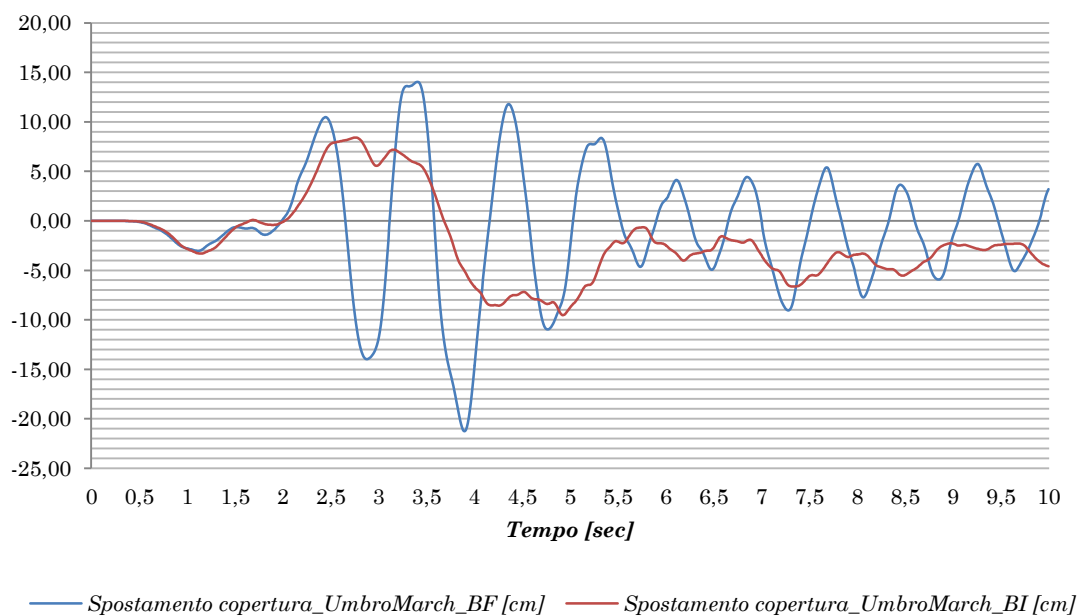


Figura 7.69: Confronto spostamenti copertura, Umbro – Marchigiano

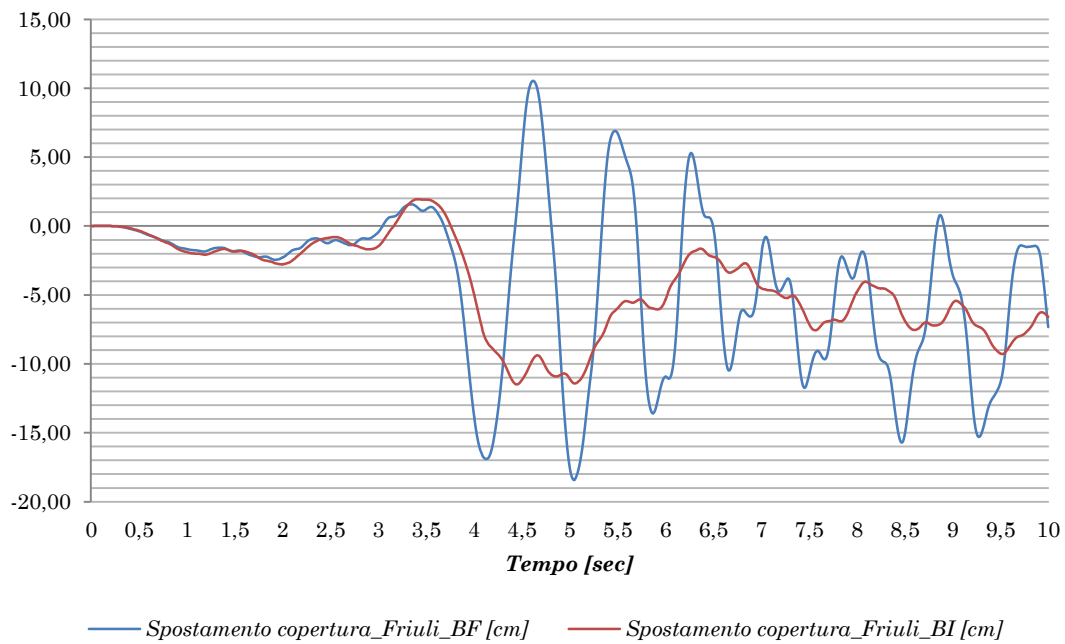
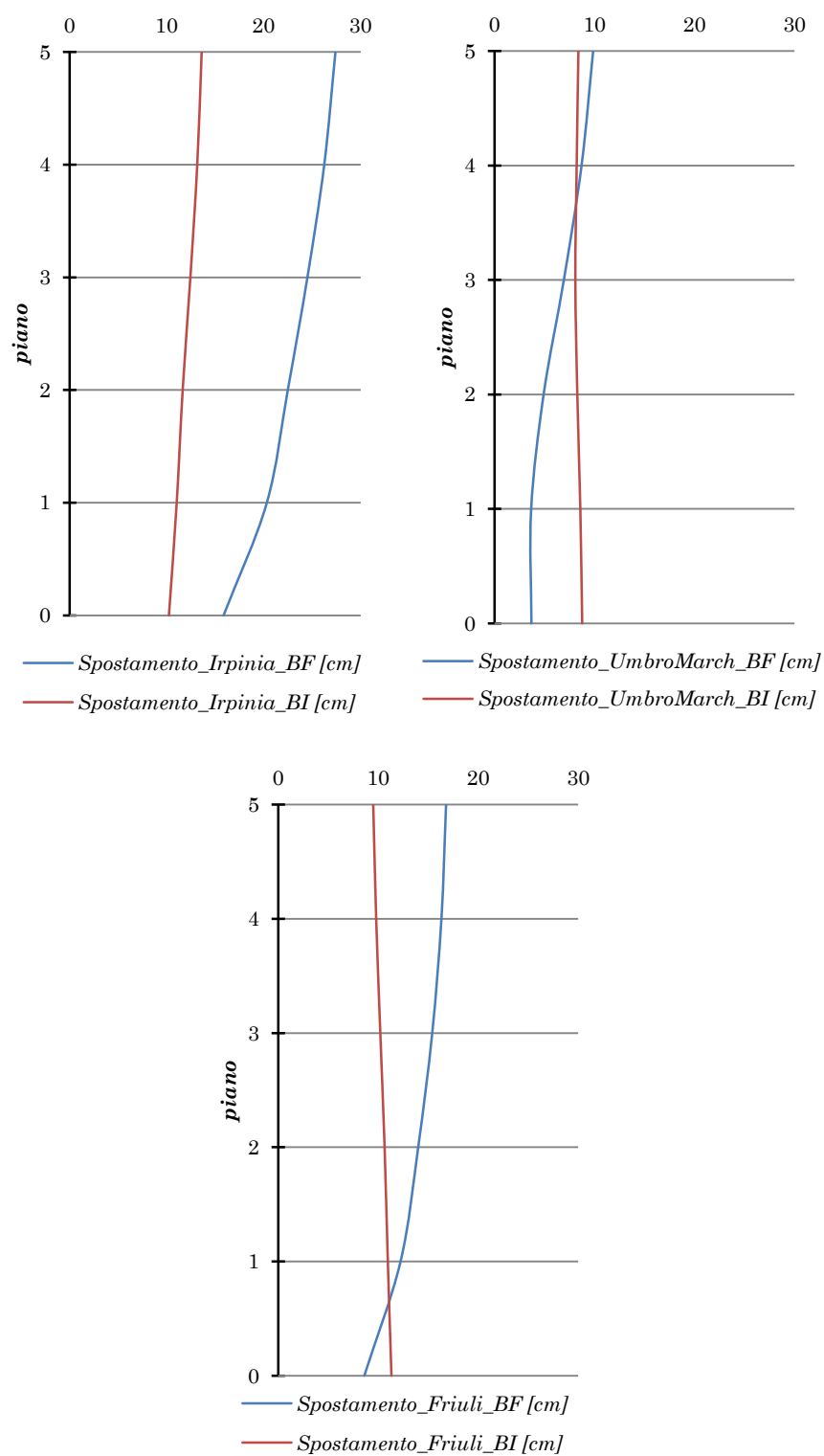


Figura 7.70: Confronto spostamenti copertura, Friuli

In questo caso l'andamento nel tempo mostra valori sensibilmente minori di spostamento lungo tutto l'arco dell'analisi, questo essenzialmente grazie a minori spostamenti differenziali tra i vari piani, che sono confermati osservando il confronto tra l'andamento degli spostamenti con l'altezza nel caso di struttura non isolata a di struttura isolata.

**Figura 7.71:** Confronto spostamenti massimi in funzione dell'altezza

Un aspetto legato a gli spostamenti e alle sollecitazioni sulla struttura è sicuramente la sua configurazione deformata. Nell'ambito di un confronto tra il caso isolato e il caso non isolato sicuramente interessante è osservare il confronto grafico tra la struttura non deformata e quella deformata, per ciascun evento sismico analizzato, conseguenza dei risultati sopra descritti. Si riportano dunque, nel seguito, alcune immagini di confronto, ottenute a 4,5 secondi per l'Irpinia, 3,2 secondi per l'Umbro – Marchigiano e 4,1 secondi per il Friuli, amplificando gli spostamenti del 15%:

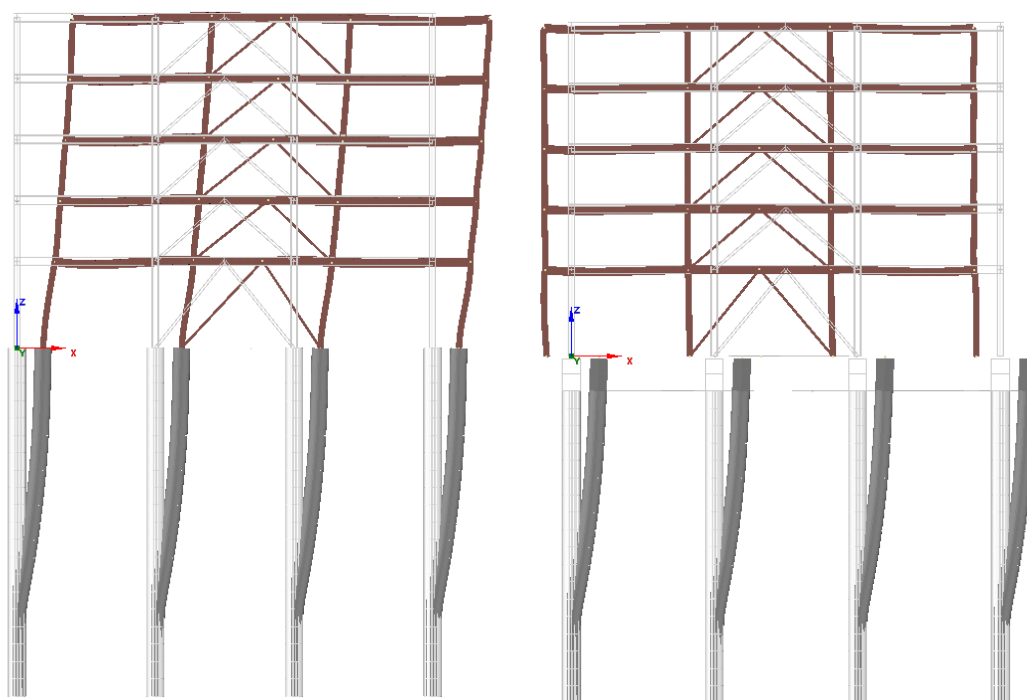


Figura 7.72: *Confronto fra deformate, Irpinia*

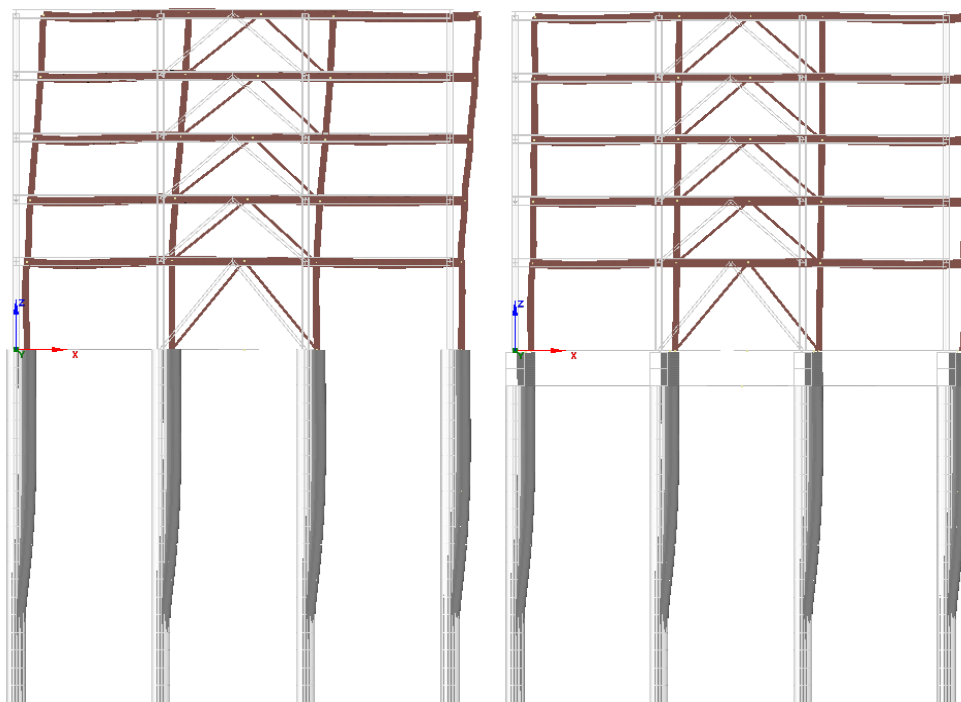


Figura 7.73: *Confronto fra deformate, Umbro - Marchigiano*

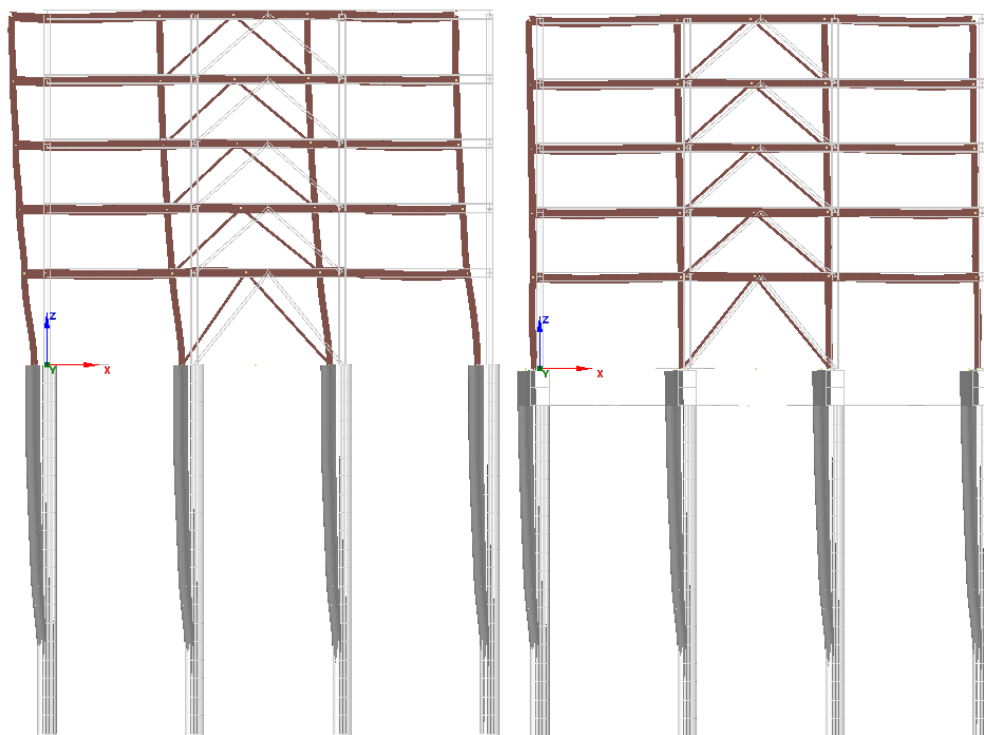


Figura 7.74: *Confronto fra deformate, Friuli*

Per concludere la trattazione riguardante i risultati relativi alla sovrastruttura, si riporta di seguito una tabella riassuntiva di confronto. Dalla tabella è possibile notare come si abbia una riduzione delle sollecitazioni e degli spostamenti massimi in tutti i casi. Sicuramente l'aspetto che migliora di più con l'inserimento del sistema di isolamento, oltre il taglio alla base, è sicuramente lo spostamento differenziale tra sommità e base dell'edificio, che diminuisce notevolmente.

TABELLA RIASSUNTIVA DI CONFRONTO								
	BF		BI		BF		BI	
	Time step [s]	M max [KNm]	Time step [s]	M max [KNm]	Time step [s]	T max [KN]	Time step [s]	T max [KN]
Irpinia	5,21	1085,27	6,27	887,81	5,18	606,61	6,29	475,98
Umbro - March	3,88	1085,34	4,9	910,54	2,95	578,73	4,91	475,34
Friuli	6,63	1091,65	4,36	866,90	5,04	617,11	4,43	453,71
	BF		BI		BF		BI	
	Time step [s]	spost. Max [cm]	Time step [s]	spost. Max [cm]	Time step [s]	drift base - sommità [cm]	Time step [s]	drift base - sommità [cm]
Irpinia	4,64	31,11	7,47	13,61	4,5	11,54	4,5	0,98
Umbro - March	3,89	21,26	4,92	9,52	3,2	6,17	3,2	1,47
Friuli	5,04	18,42	4,45	11,48	4,1	8,17	4,1	1,81

Tabella 7.6: Confronto riassuntivo fra le configurazioni

7.5 Risposta della fondazione con $V_s = 200/400$ m/s

7.5.1 Confronto tra i due diversi terreni

Prima di analizzare i benefici del sistema di isolamento su un terreno caratterizzato dalla stratigrafia descritta al §5.3.1.1, è interessante eseguire un confronto (nelle sole strutture a base fissa) tra accelerazioni e quindi

sollecitazioni per capire cosa cambia con una stratigrafia leggermente più omogenea. Innanzitutto si prendano in considerazione le accelerazioni alla testa del palo e a 15 metri di profondità, dove avviene il cambio delle caratteristiche di resistenza del terreno.

E' possibile osservare come le accelerazioni abbiano andamenti piuttosto simili solamente in corrispondenza dei 15 metri di profondità, dove le caratteristiche di resistenza tendono ad essere le stesse. Picchi molto maggiori di accelerazione si raggiungono invece a quote meno profonde nel caso di terreno più omogeneo essendo maggiore la velocità di propagazione dell'onda in quel punto.

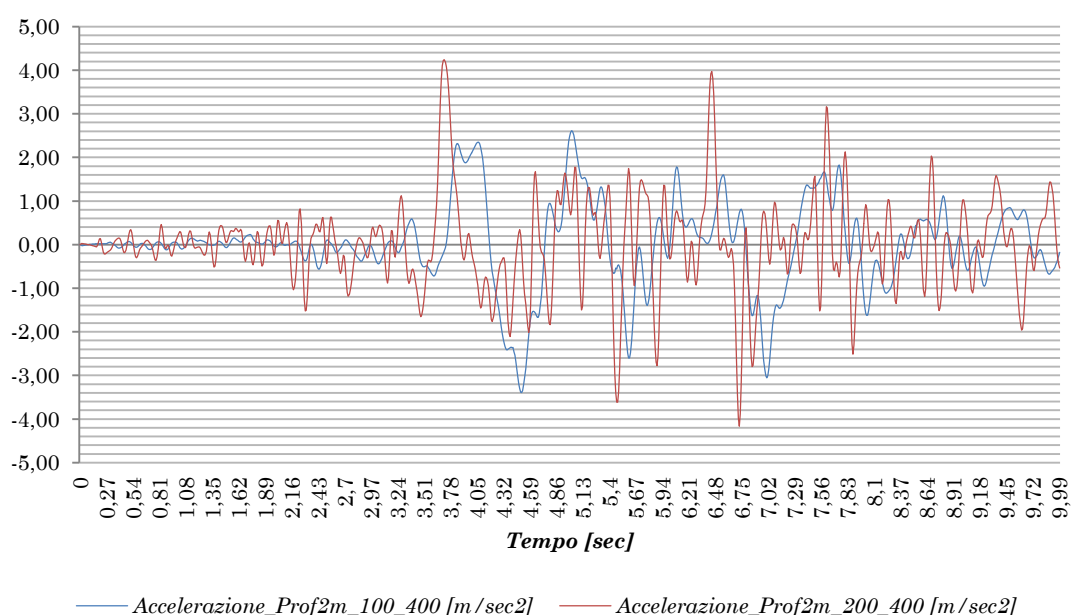


Figura 7.75: Confronto accelerazioni a 2 metri

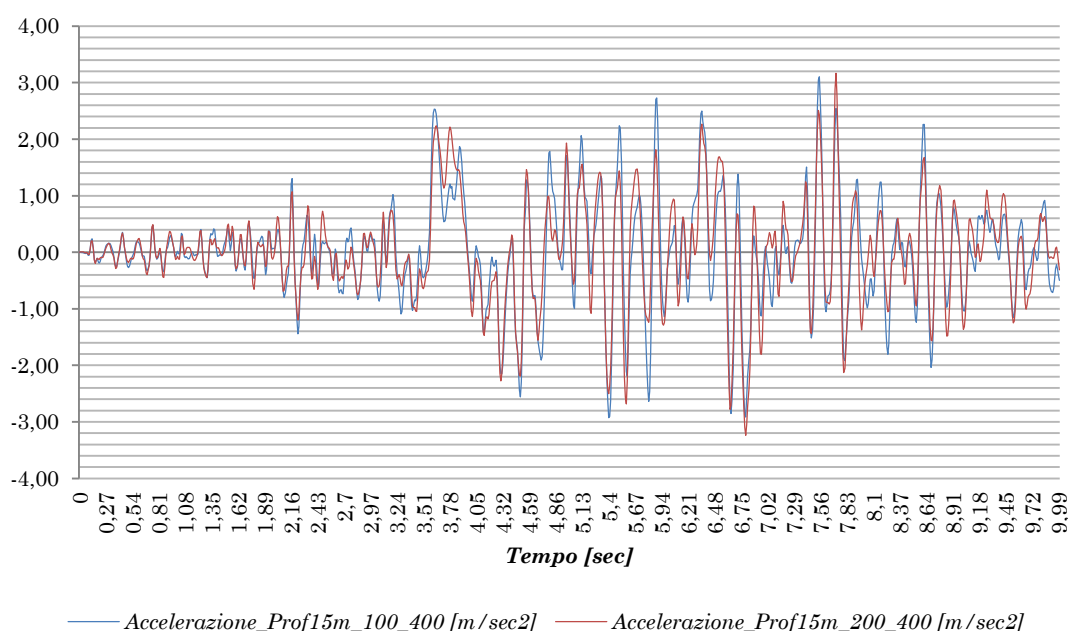
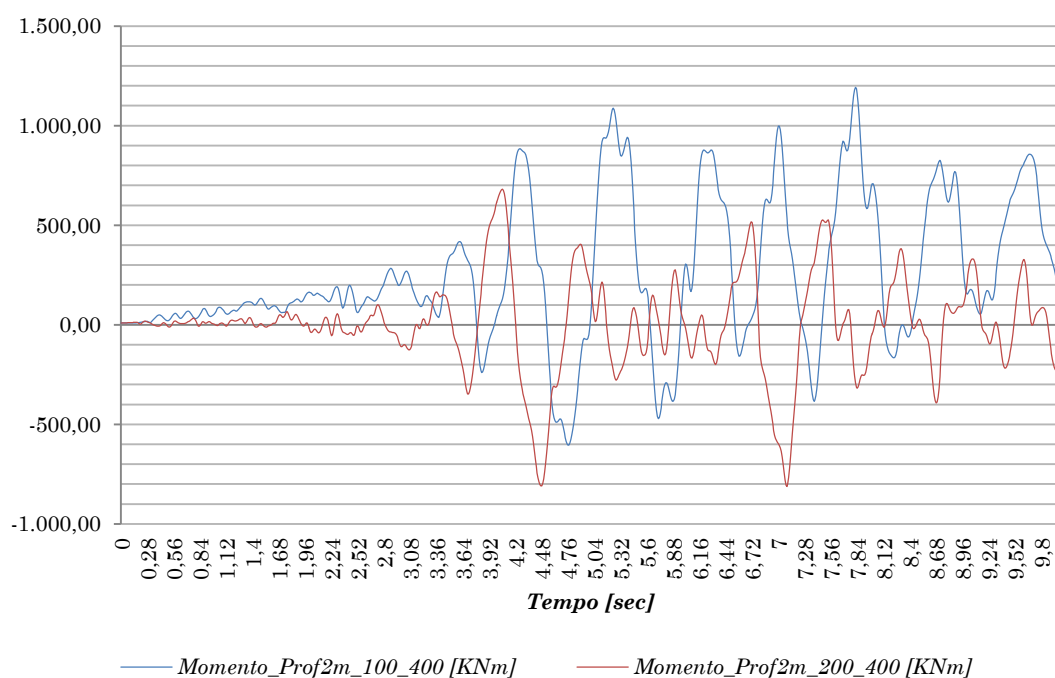
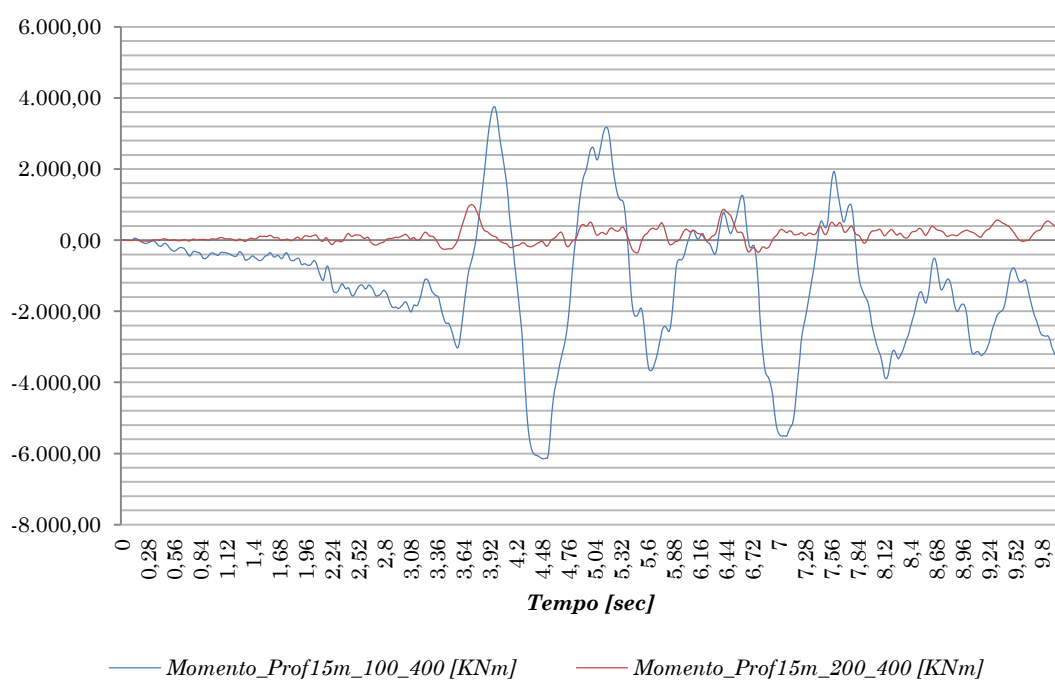


Figura 7.76: Confronto accelerazioni a 15 metri

Dalle figure di seguito riportate è possibile osservare come, in un terreno più omogeneo da un punto di vista delle caratteristiche di resistenza, si riducano molto le sollecitazioni sul palo. A 2 metri di profondità il momento massimo è pari a 1192,31 KN per un terreno con $V_s = 100/400$ m/s e a 809,59 KNm per $V_s = 200/400$ m/s. A 15 metri di profondità la riduzione è ancora più netta: si ha infatti un momento massimo di 6147,61 KNm nel primo caso, e di 998,11 KNm nel secondo. I valori assoluti di picco sono molto diversi e le sollecitazioni risultano abbattute. Per quanto riguarda il taglio, a 2 metri di profondità si ha un valore massimo di 1418,18 KN con $V_s = 100/400$ m/s e di 722,55 KN per $V_s = 200/400$ m/s. A 15 metri, si ha invece, nel primo caso un taglio massimo di 4257,73 KN e nel secondo di 604,68 KN. In profondità è dunque confermata una netta riduzione delle sollecitazioni, anche per quanto riguarda il taglio.

**Figura 7.77:** Confronto momenti a 2 metri**Figura 7.78:** Confronto momenti a 15 metri

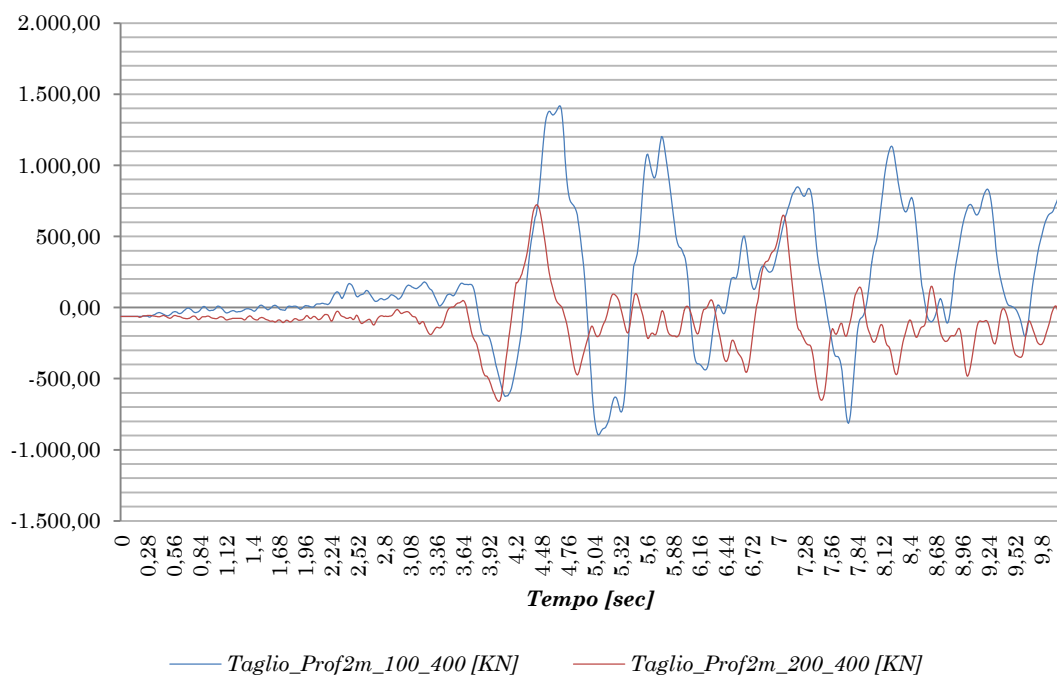


Figura 7.79: Confronto tagli a 2 metri

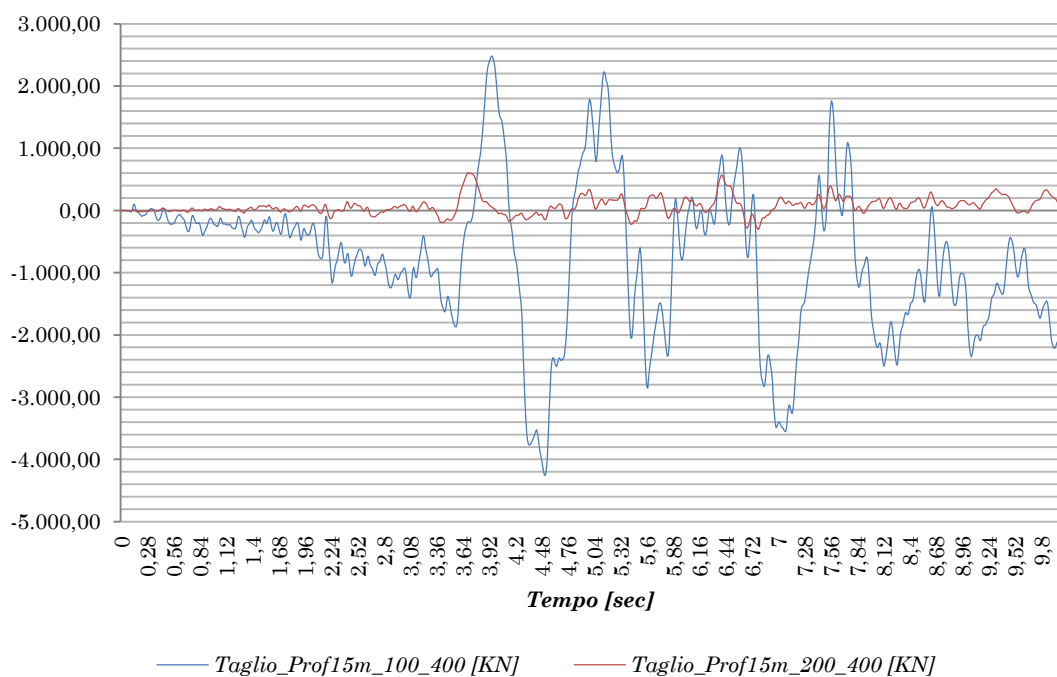


Figura 7.80: Confronto tagli a 15 metri

Differenze evidenti tra le due situazioni si hanno anche dal punto di vista degli spostamenti. Osservando il loro andamento nel tempo alla testa del palo si ha quanto riportato nella figura seguente:

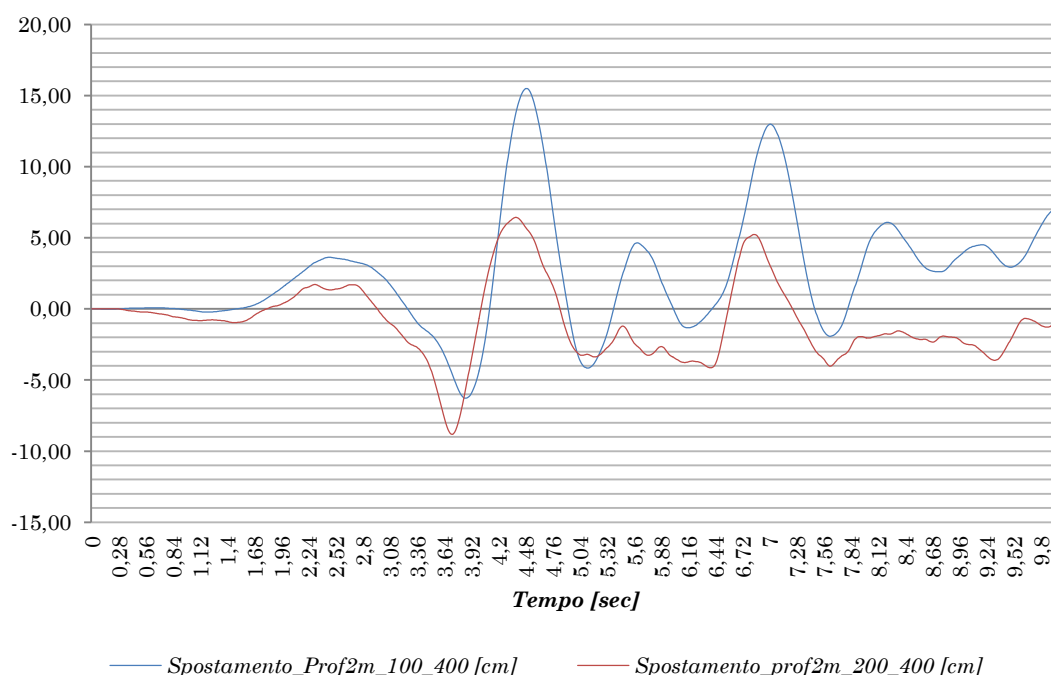


Figura 7.81: Confronto spostamenti a 2 metri

In questo caso si osservano picchi di spostamento molto ridotti per un terreno più omogeneo, con caratteristiche di resistenza migliori. Si ha infatti uno spostamento massimo di 15,6 cm per $V_s = 100/400$ m/s e di 8,82 cm per $V_s = 200/400$ m/s.

I risultati appena descritti sono confermati dall'involuppo delle sollecitazioni in funzione della profondità, analizzato negli time step in cui si raggiunge il momento più elevato, ovvero 4,5 secondi per terreno 100/400 e 3,73 secondi per terreno 100/200:

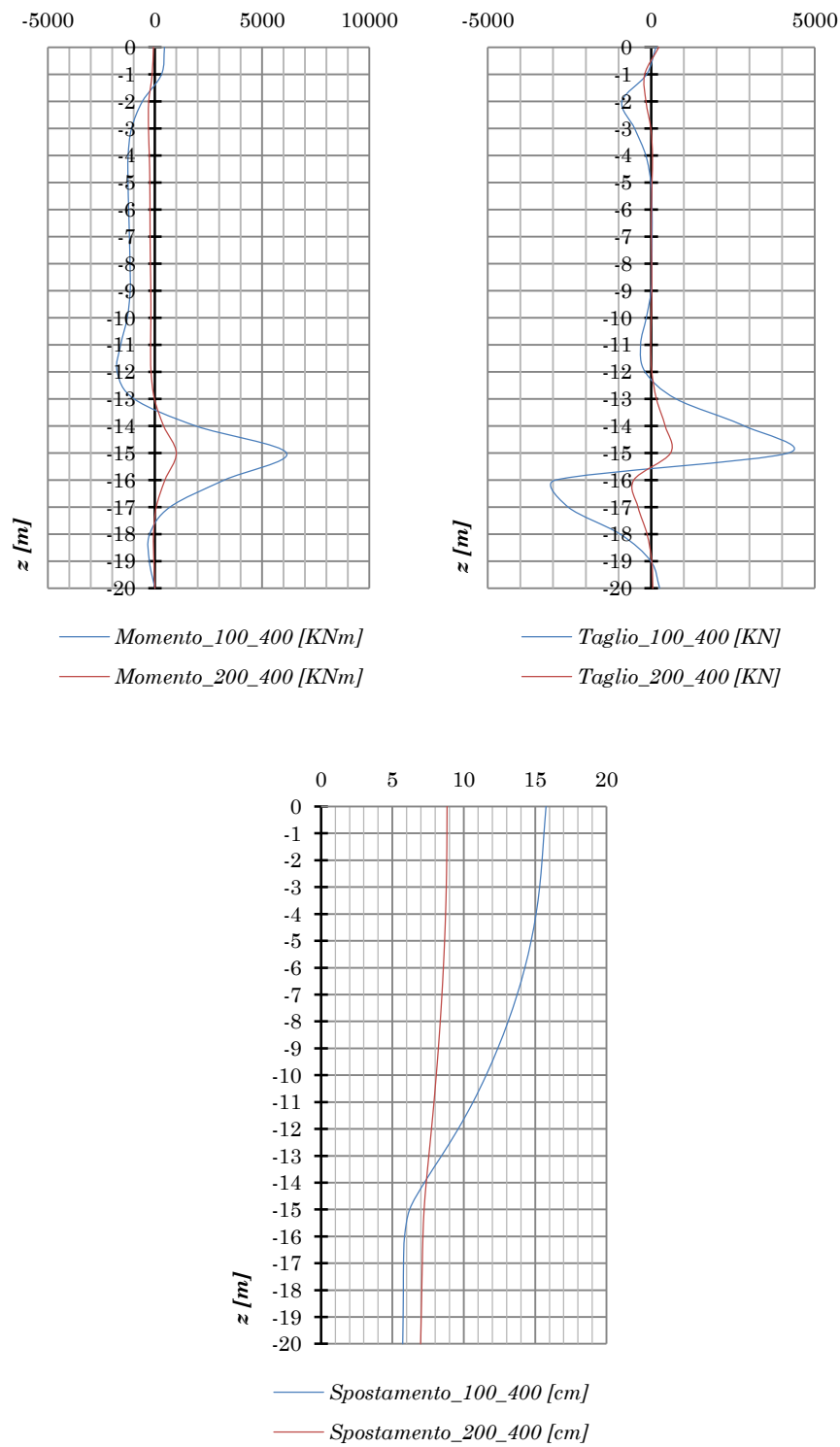


Figura 7.82: Confronto spostamenti e sollecitazioni al variare della profondità

Dall'andamento degli spostamenti un fatto sicuramente importante da sottolineare è che, con terreno omogeneo, si hanno spostamenti differenziale fra testa e punta del palo molto inferiori (da 10,7 cm del 100/400 si passa ai 2 cm del 200/400).

E' possibile osservare, dalla seguente tabella di riepilogo, le evidenti differenze e discrepanze tra le due diverse situazioni, causate essenzialmente da una differenza di resistenza diversa tra i due strati. Minore è questa differenza minore sarà il momento generato nella sezione del palo posta all'interfaccia tra i due strati.

CONFRONTO STRATIGRAFIE					
STRATIGRAFIA	PROF	TIME STEP	M [KNm]	T [KN]	Spost [cm]
$V_s = 100/400$ m/s	2	4,50	587,00	895,80	15,48
	15	4,50	6147,61	4185,4	6,08
$V_s = 200/400$ m/s	2	3,73	288,77	160,59	8,80
	15	3,73	998,11	590,46	7,22

Tabella 7.7: *Confronto riassuntivo stratigrafie*

7.5.2 Confronto tra struttura a base fissa ed isolata per $V_s = 200/400$ m/s

Nel presente paragrafo si riporta solamente un rapido confronto tra la configurazione a base fissa e quella a base isolata, in modo tale da osservare se con il cambiamento di terreno cambia anche l'entità del beneficio del sistema d'isolamento sulle fondazioni. Si osservi dapprima l'andamento delle sollecitazioni di momento e taglio e degli spostamenti in funzione della profondità, al time step 3,73 secondi. Dalla figura sottostante è possibile notare come si abbia un vantaggio in termini di riduzione di momento e taglio sul palo che si propaga fino ad una profondità di circa 4 metri (solamente 3 nel caso del taglio). Alla testa del palo (a 2 metri di profondità per la presenza della sottostruttura) si hanno infatti, per la struttura a base fissa un momento e un taglio pari rispettivamente a 288,77 KNm e 160,59 KN, per la struttura a base

isolata un momento e un taglio pari a 53,69 KNm e 21,94KN. Per lo spostamento non si osservano invece grandi vantaggi.

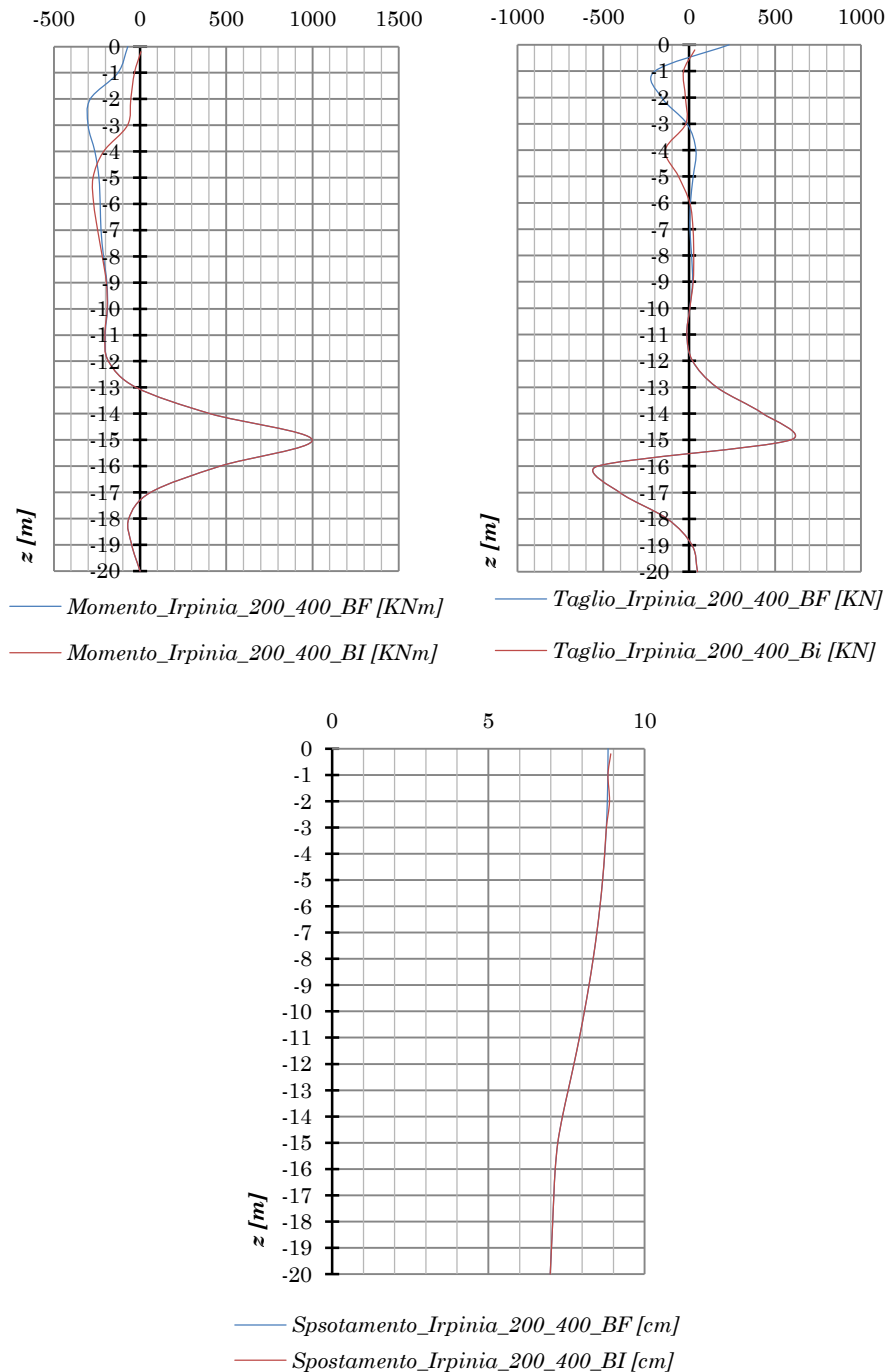


Figura 7.83: *Inviluppo sollecitazioni e spostamenti per struttura fissa ed isolata (200/400)*

Interessante è dunque osservare il confronto fra lo sviluppo nel tempo delle sollecitazioni alla testa del palo, per sottolineare il beneficio del sistema di isolamento (figure 7.85 e 7.86). Nella struttura a base fissa, a 3 metri di profondità, il momento presenta un picco di 302,85 KNm e il taglio massimo è pari a 579,06 KN, nella struttura a base isolata invece, i picchi di momento e taglio sono rispettivamente 241,1 KNm e 90,49 KN. Com'è possibile osservare dunque, alla testa del palo i benefici si hanno soprattutto per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio.

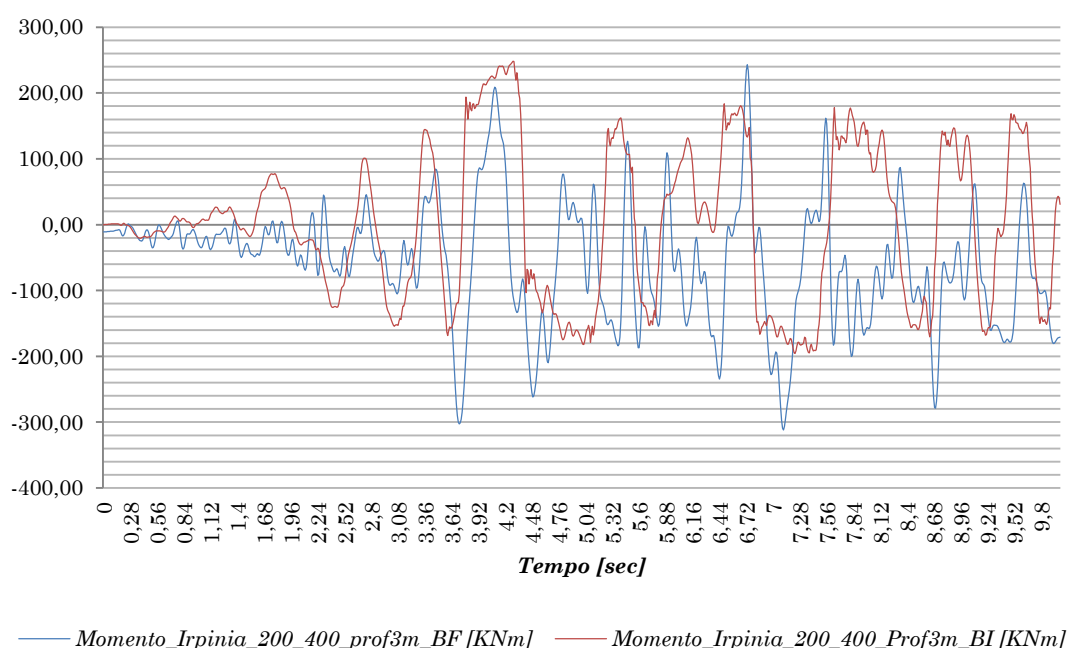


Figura 7.84: Andamento dei momenti nel tempo, prof. 3 m (200/400)

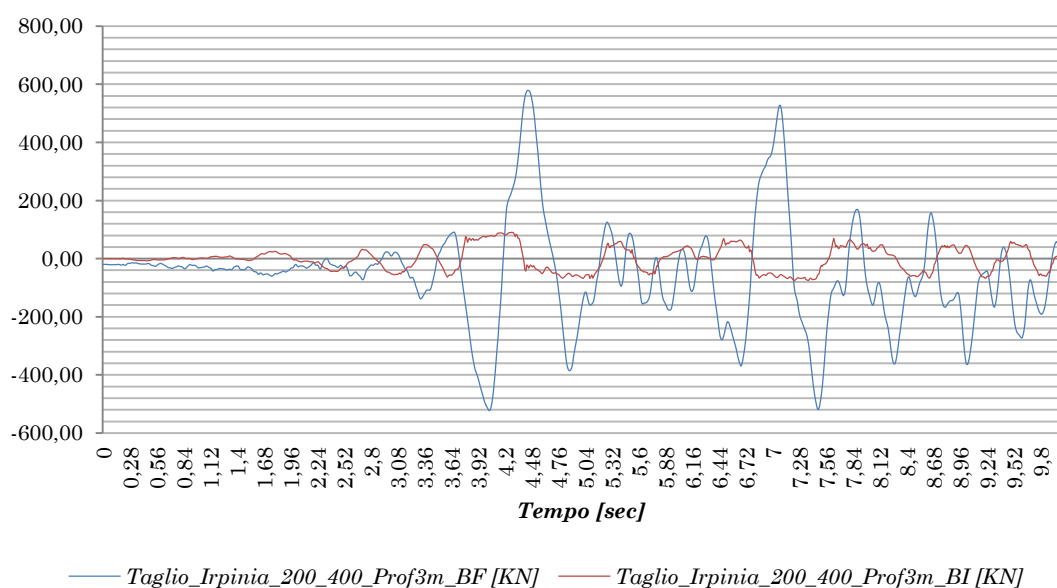


Figura 7.85: Andamento dei tagli nel tempo, prof. 3 m (200/400)

L'entità del beneficio portato dal sistema di isolamento è evidente osservando un confronto fra il taglio alla base della struttura in elevazione nelle due configurazioni:

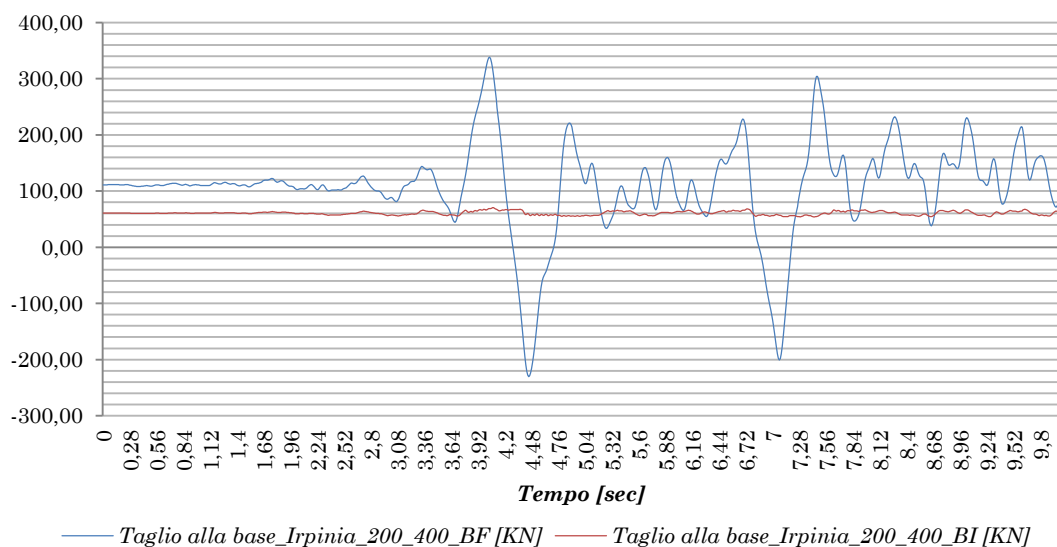


Figura 7.86: Taglio alla base (200/400)

Il taglio massimo alla base nella struttura fissa è di 338,23 KN, nella struttura isolata di 70,67 KN.

TABELLA RIASSUNTIVA CONFRONTO								
prof. [m]	Momento [KNm]		Taglio [KN]		Spostamento [cm]		taglio alla base [KN]	
	BF	BI	BF	BI	BF	BI	BF	BI
3	302,85	241,1	579,06	90,49	8,77	8,77	338,23	70,67
15	998,11	998,60	604,68	604,70	7,22	7,22		

Tabella 7.8: *Tabella di confronto fra configurazione fissa ed isolata (200/400)*

7.6 Cicli isteretici

In questo paragrafo si riportano i cicli di isteresi che definiscono il comportamento degli isolatori sotto l'azione del singolo evento sismico analizzato, oltre a quelli che definiscono la risposta dei materiali da costruzione il cui modello matematico è stato utilizzato nell'analisi.

7.6.1 Cicli isteretici degli isolatori

La presenza del dissipatore crea di fatto un disaccoppiamento dinamico della costruzione rispetto al terreno (effetto “filtro”), così da ridurre la trasmissione alla sovrastruttura dell'energia fornita dall'azione sismica. Per effetto di quest'ultima, il sistema fondazione, isolatori, struttura, è in grado di dissipare l'energia sismica del suolo: la dissipazione è concentrata quasi totalmente nei dispositivi di isolamento, i quali dissipano l'energia sismica trasmessa loro dalle fondazioni a spese di grandi deformazioni plastiche, mediante ampi cicli di isteresi. L'energia dissipata durante un ciclo per effetto dello smorzamento è rappresentata dall'area racchiusa dal ciclo di isteresi e si dice che l'energia dissipata è energia isteretica.

In ogni caso analizzato è stato applicato lo stesso isolatore, essendo le accelerazioni massime di ciascun evento sismico simili tra loro. Dai risultati

ottenuti (figure da 7.88 a 7.91) è possibile osservare come la deformazione massima dell'elemento link, cioè lo spostamento dell'isolatore, si raggiunga per il sisma irpino, ed è pari a 19 cm, mentre negli altri due casi si arriva ad uno spostamento massimo di 10 cm (Umbro – Marchigiano) e 8 cm (Friuli). E' possibile notare come la forza di "stacco" sia l' F_y impostata nella curva. In base dunque ai dati desunti dall'analisi e al predimensionamento pseudostatico dell'isolatore indicato dalla FIP si è in grado di scegliere il dissipatore più opportuno per ciascun caso in esame.

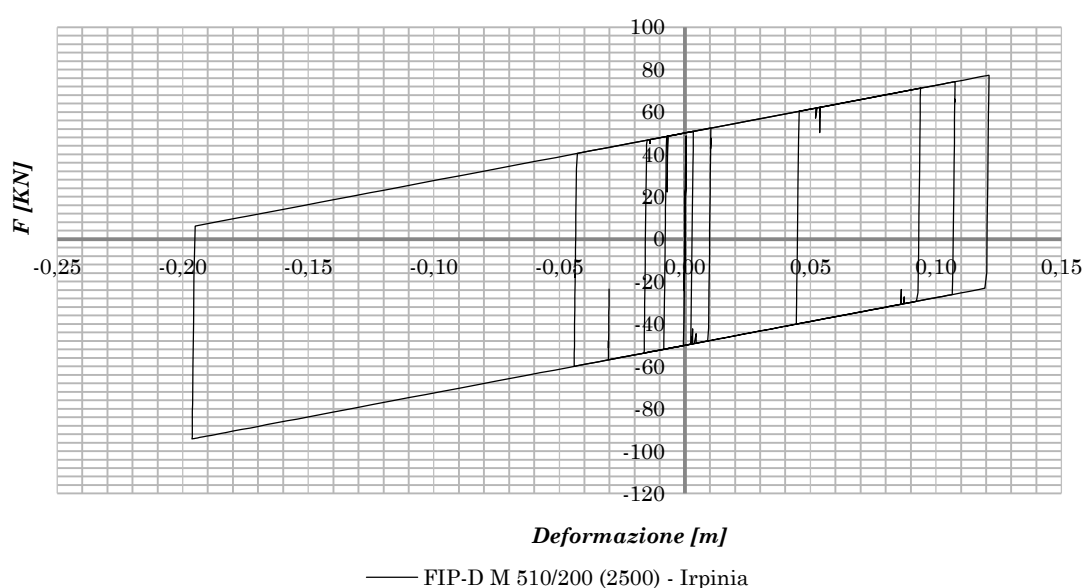


Figura 7.87: *Ciclo isteresi FPB, Irpinia (100/400)*

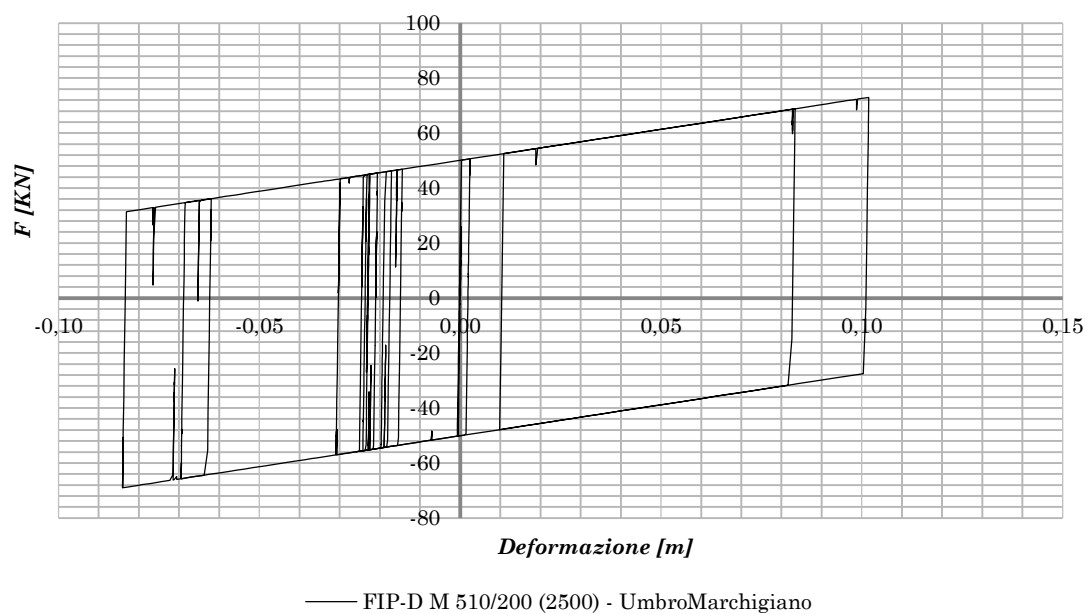


Figura 7.88. *Ciclo isteresi FPB, Umbro – Marchigiano (100/400)*

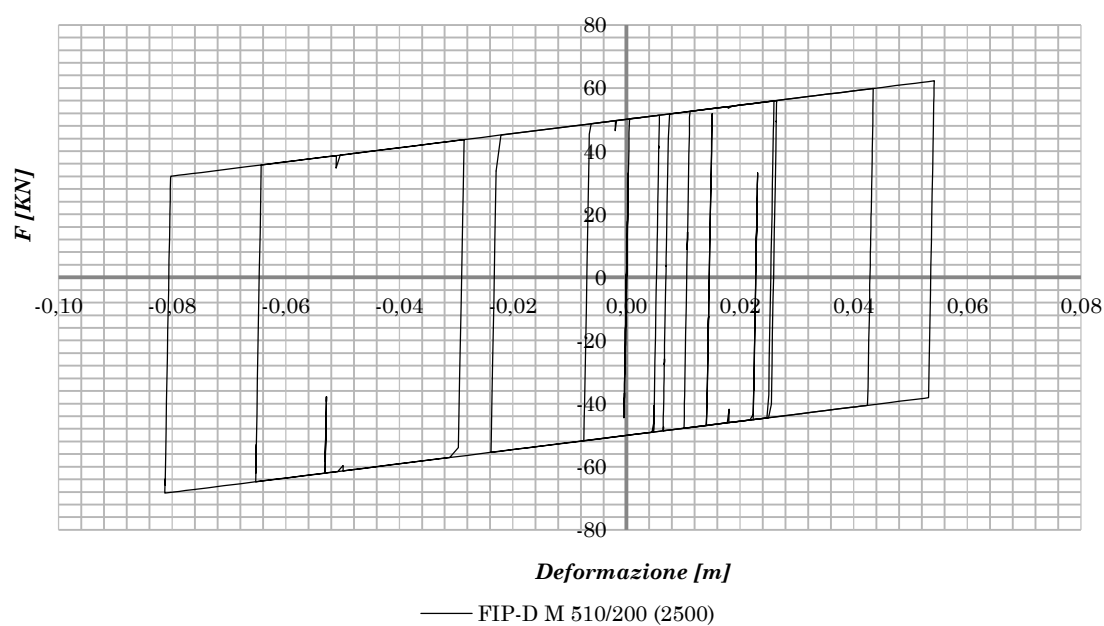


Figura 7.89: *Ciclo isteresi FPB, Friuli (100/400)*

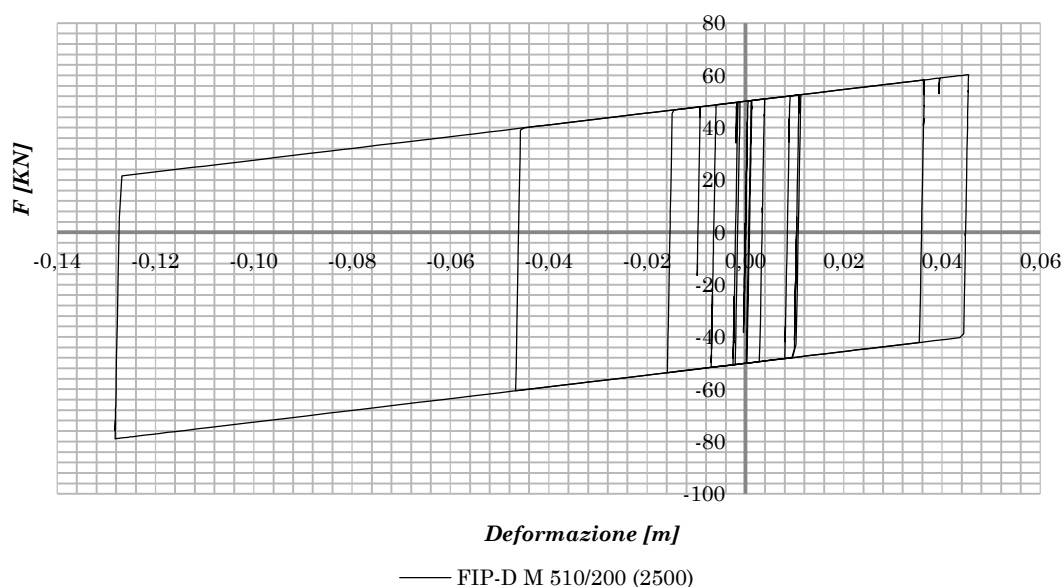


Figura 7.90: *Ciclo isteresi FPB, Irpinia (200/400)*

Nei casi in esame, i cicli di isteresi degli isolatori FPB utilizzati per ciascun sisma e modellati come descritto nel capitolo 5 sono presentati nelle figure soprastanti.

E' possibile notare dai grafici come l'adozione di una rigidezza iniziale K_0 molto elevata comporti dei rami di carico/scarico verticali, caratterizzanti la curva di risposta propria di un isolatore a doppio pendolo a scorrimento.

7.6.2 Cicli di isteresi dei materiali

Per quanto riguarda i cicli di isteresi dei materiali, sicuramente interessante è osservare la differenza di risposta del materiale cemento armato costituente i pali nel caso di formulazione elastica, a plasticità concentrata e a plasticità distribuita.

Si consideri il modello della struttura a base fissa, nelle tre diverse modellazioni per i pali (tutte con stratigrafia 100/400), a cui è applicato l'evento sismico

dell'Irpinia in direzione X. Riportiamo allora, dapprima, i cicli di isteresi del cemento armato per plasticità concentrata e distribuita in corrispondenza dei 15 metri di profondità, dove le analisi hanno indicato la presenza del momento più alto, e dove dunque sarà più probabile la formazione di una cerniera plastica.

E' possibile notare, eseguendo un confronto fra i cicli di plasticità concentrata e distribuita, sicuramente un ciclo più "stretto" e allungato nel caso di formulazione con plasticità distribuita, dove si toccano punte di momenti positivi più elevate: si ha infatti un momento di 6147,34 KNm per la plasticità distribuita, mentre per la plasticità concentrata si limita a 5963 KNm. Quello che si discosta parecchio è il momento negativo, che nella formulazione con cerniera plastica ed elementi elastici si sviluppa fino al valore di -4298,46 KNm, mentre nel caso di plasticità diffusa arriva fino a -3545,53 KNm. In termini di deformazioni, invece, si hanno andamenti piuttosto simili. Nel primo grafico è possibile osservare che la deformazione risulta compresa tra -1,32 e 3,15 rad, mentre nel secondo tra -1,11 e 3,16 rad.

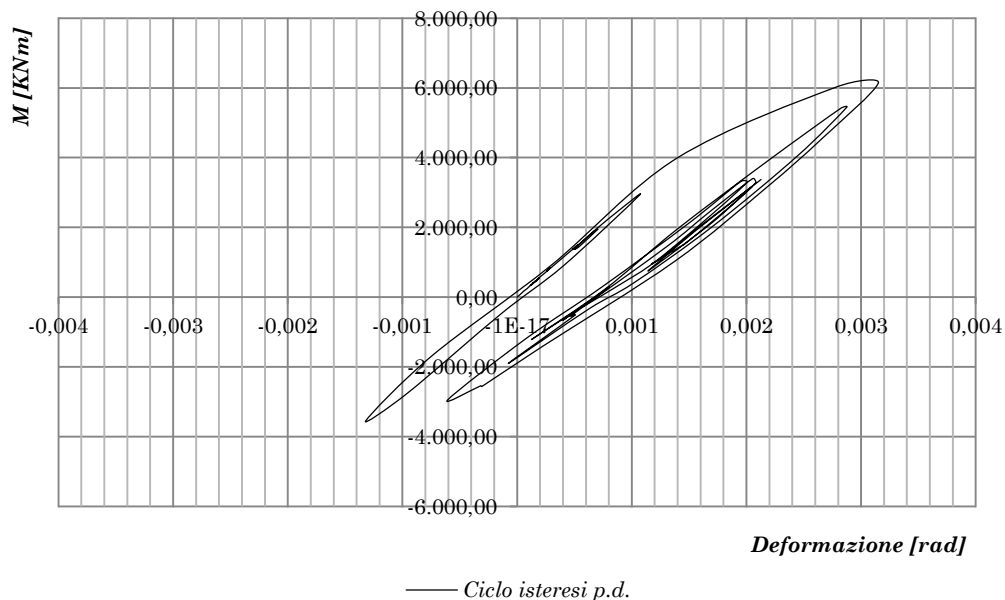


Figura 7.91: *Ciclo isteresi c.a., plasticità diffusa*

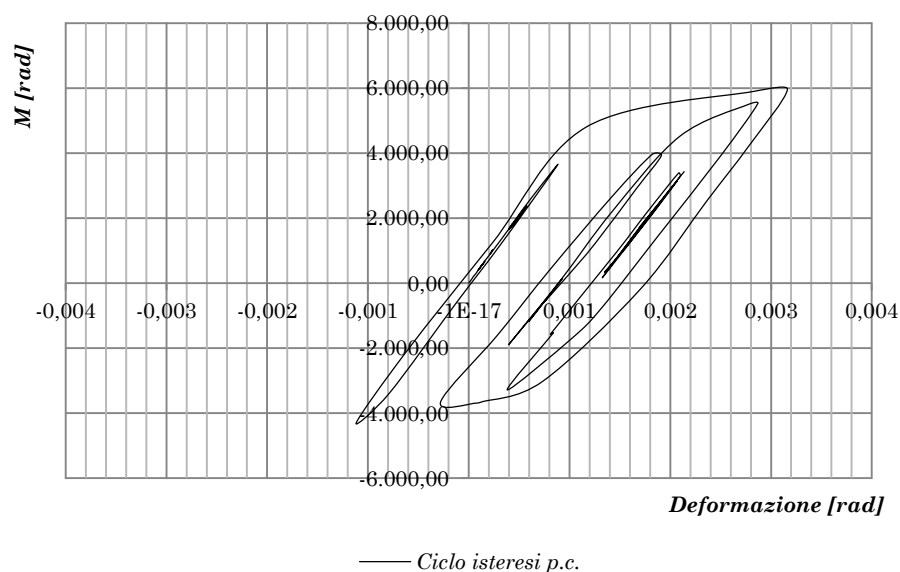


Figura 7.92: *Ciclo isteresi c.a., plasticità concentrata*

Prendendo in considerazione sempre l'elemento in cui si realizza o si realizzerebbe (nel caso di formulazione elastica) la cerniera plastica alla profondità in cui si ha il cambio di stratigrafia, è possibile osservare come il ciclo isteretico del palo elastico si sovrapponga perfettamente a quello dell'elemento a plasticità distribuita, e il confronto con la plasticità concentrata è il seguente:

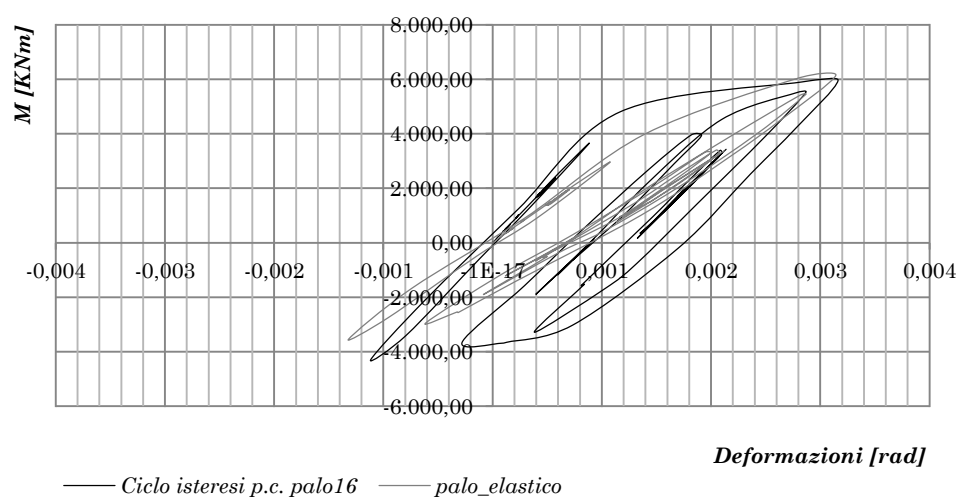


Figura 7.93: *Confronto fra cicli isteretici*

E' possibile osservare, confermando le ipotesi iniziali, come a parità di forze si raggiungano, nel caso di palo caratterizzato da elementi elastici, deformazioni maggiori.

7.6.3 Cicli isteretici di risposta del terreno

In questo caso non si eseguono confronti ne tra le diverse modellazioni del palo, ne tra il caso di struttura isolata alla base o struttura con base fissa, perché le curve sarebbero le stesse. Ci si limita dunque a riportare l'andamento della curva isteretica di risposta del terreno alla profondità di 15 metri (dove si genera il momento massimo) e alla testa del palo per la stratigrafia principale analizzata. Poichè per schematizzare la risposta del terreno sono stati utilizzati, alla medesima profondità, due elementi link, uno in verso positivo e l'altro in verso negativo, il ciclo di isteresi che simula la risposta del terreno ad una data profondità è dato dalla differenza tra le forze e gli spostamenti ottenuti nei due versi. Si ottengono allora, a 15 metri di profondità e alla testa del palo, i ciclici isteretici sforzo-deformazione riportati in figura 7.95 e 7.96.

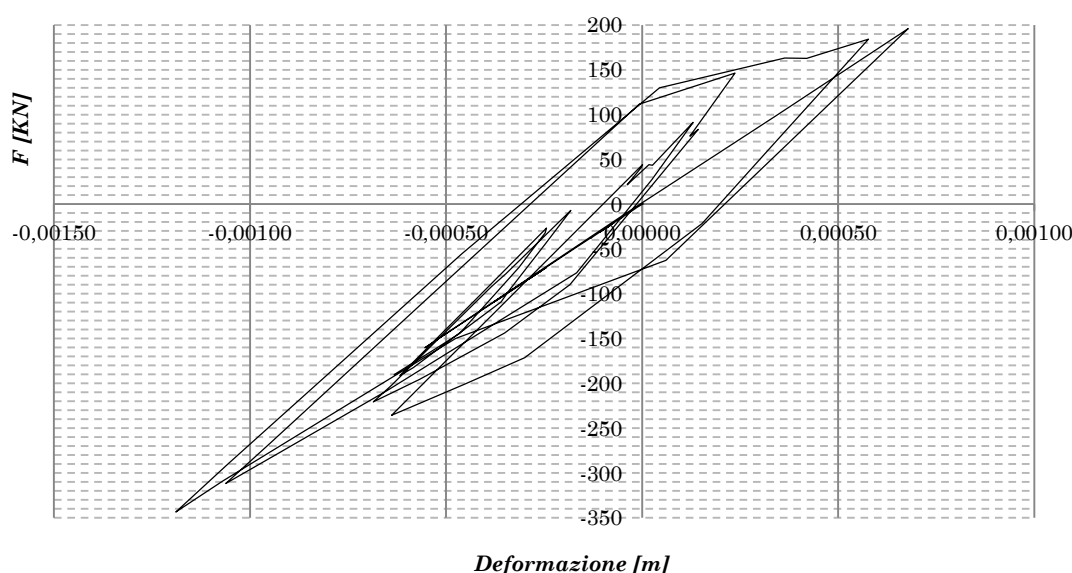


Figura 7.94: *Risposta del terreno a 15 metri di profondità*

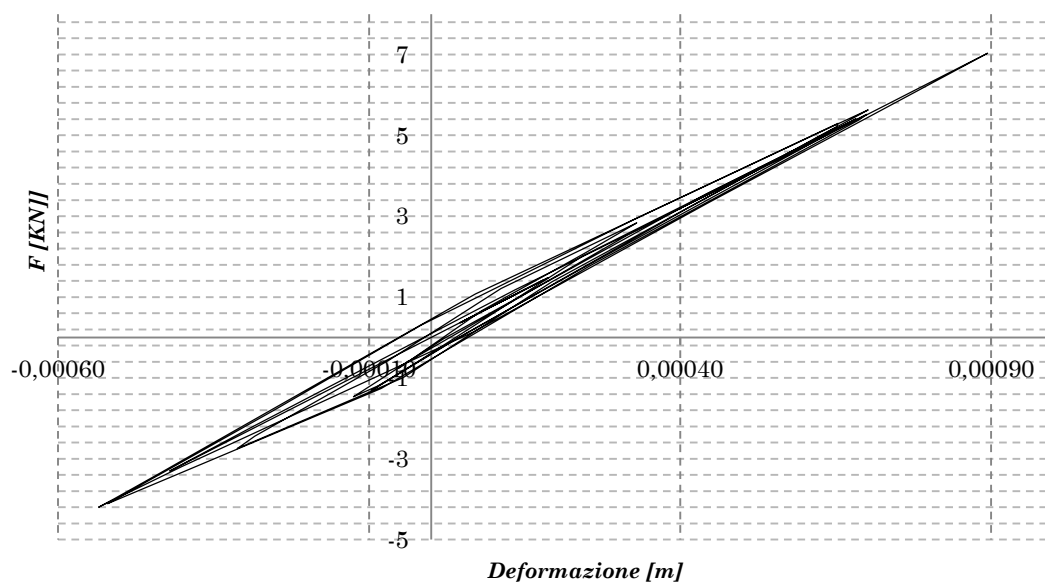


Figura 7.95: *Reazione del terreno in testa al palo*

Osservando i due cicli è possibile notare come sia confermato l'andamento sforzo – deformazione che si ha sul palo: alla testa si notano momento e curvature di uno o due ordini di grandezza rispetto ai 15 metri di profondità.

Interessante è poi un confronto tra i cicli di isteresi delle curve di risposta suolo – fondazione considerando le diverse stratigrafie analizzate in questo lavoro. Se ne riportano di seguito gli andamenti:

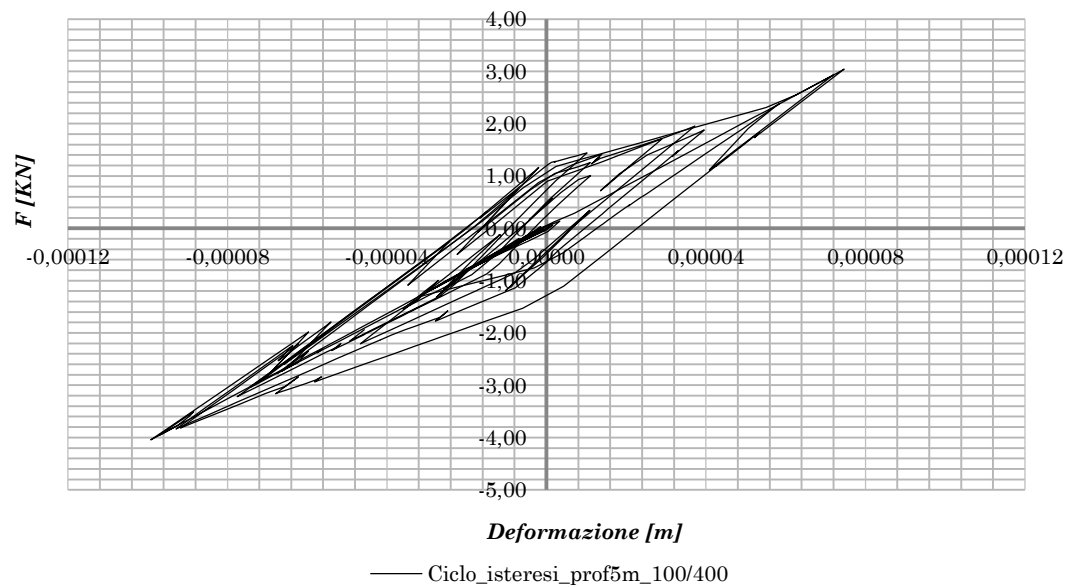


Figura 7.96: *Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (100/400)*

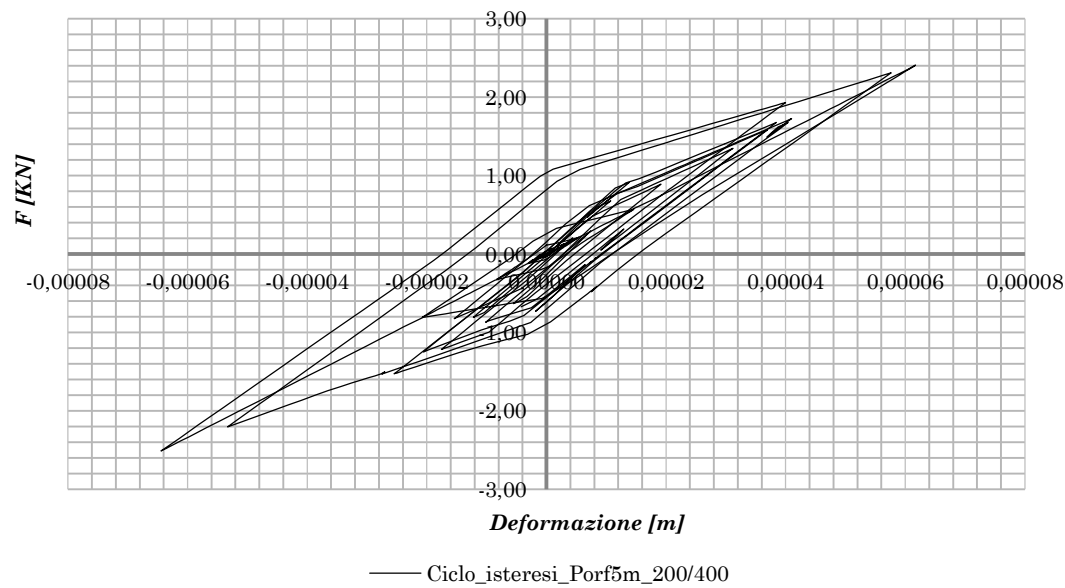


Figura 7.97: *Risposta del sottosuolo a 5 metri di profondità (200/400)*

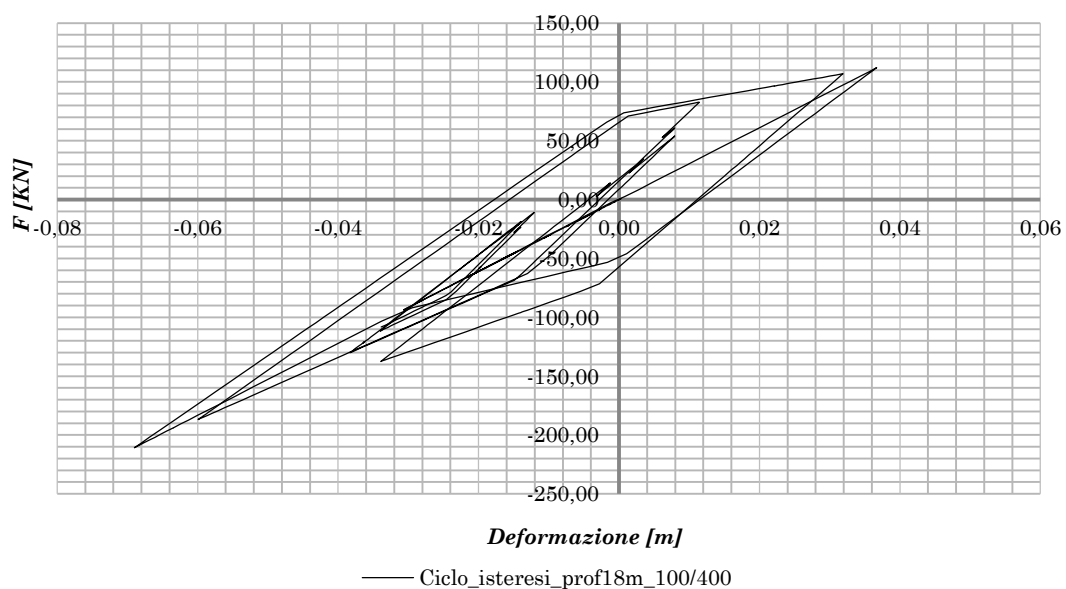


Figura 7.98: Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (100/400)

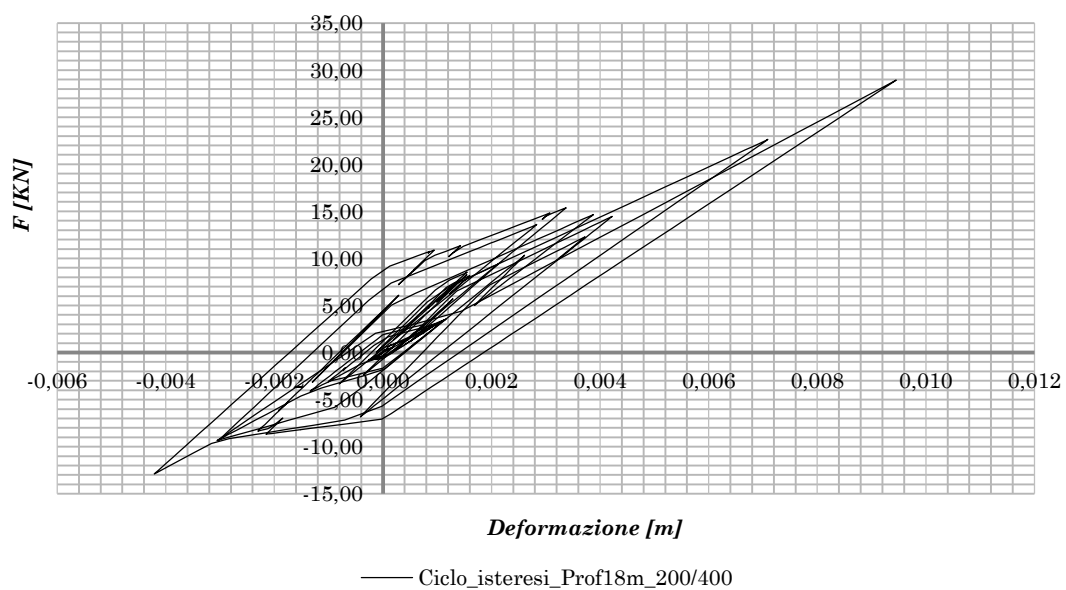


Figura 7.99: Risposta del sottosuolo a 18 metri di profondità (200/400)

Dalle figure sopra riportate è possibile osservare che il comportamento differente delle due stratigrafie si nota soprattutto in profondità. A 5 metri, a

fronte di sollecitazioni simili, si raggiungono deformazioni maggiori per il terreno con $V_s = 100$ m/s, come ci si aspetterebbe, dato che siamo in presenza di minore resistenza. A 18 metri si sviluppano invece sforzi molto maggiori per il caso con $V_s = 100/400$ m/s, come confermato anche dall'andamento delle sollecitazioni sul palo, a fronte di deformazioni minori rispetto al caso con $V_s = 200/400$ m/s.

8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Scopo del lavoro descritto era quello di verificare gli effettivi benefici dell'inserimento di un sistema di isolamento sulla struttura di fondazione, oltre a quelli già ampiamente illustrati in letteratura e da diverse prove sperimentali sulla struttura in elevazione.

Il primo aspetto da sottolineare, in base ai risultati ottenuti per un terreno che presenta una stratigrafia caratterizzata da due strati con caratteristiche di resistenza molto differenti, è sicuramente il fatto che, se la fondazione è inserita all'interno di un terreno caratterizzato da un terreno molle superiormente e da un terreno più resistente in profondità, il massimo momento flettente nel palo viene raggiunto all'interfaccia tra i due strati. Ciò significa che il momento dovuto all'interazione cinematica dipende non solo dall'input sismico considerato e dalle caratteristiche elastiche dello strato superiore, ma anche dalle caratteristiche elastiche dello strato più profondo, che influenza fortemente anche l'accelerazione in testa al palo. Se infatti il terreno fosse stato omogeneo, ci saremmo dovuti aspettare il raggiungimento di un picco massimo di momento flettente alla testa del palo.

Con l'inserimento di un sistema di isolamento opportunamente dimensionato, si osservano benefici sulla sottostruttura, in termini di riduzione di sollecitazione flettente e di taglio, solo fino ad una certa profondità, mediamente pari al 20% della lunghezza del palo (con una tolleranza di 1 o 2 metri a seconda del sisma a cui è sottoposta la struttura). Alla testa del palo si rilevano percentuali di riduzione importanti delle sollecitazioni sulla fondazione. Il momento ad esempio, nel caso del sisma irpino, si riduce dell'85% a 3 metri di profondità, mentre il taglio si riduce addirittura del 91%. Per l'evento Umbro – Marchigiano si ha una riduzione evidente solo del taglio alla testa, pari al 77,6%, mentre per il Friuli si assiste ad un abbattimento del momento in sommità al palo dell'88,25% e del taglio del 97,46%. Non si assiste invece ad una riduzione degli spostamenti del palo, che rimangono pressochè invariati nelle due diverse configurazioni.

Per quanto riguarda invece i benefici che il sistema di isolamento determina sulla struttura fuori terra, innanzitutto si assiste ad una riduzione delle accelerazioni trasmesse. Ad esempio, nel caso dell'Irpinia, a 5 metri di altezza, nell'edificio a base fissa si osserva un picco di accelerazione massimo pari a 11 m/sec², mentre nell'edificio dotato di dissipatori l'accelerazione a 5 metri presenta un picco pari a 4 m/sec², con una riduzione dunque del 63%. Dai risultati ottenuti è possibile osservare come questo comporti un netto abbattimento degli spostamenti interpiano e conseguentemente anche dello spostamento assoluto in sommità, che si riduce anche del 56% nel caso dell'Irpinia. Importante è anche la diminuzione del taglio alla base, che viene quasi dimezzato: l'entità di tale riduzione dipende però dal dimensionamento del sistema di isolamento. I picchi dei valori delle sollecitazioni flettenti e taglianti sulla struttura di fondazione si riducono soprattutto nei primi metri di altezza dell'edificio. Nel caso del sisma friulano, ad esempio, si ha una percentuale del momento flettente e del taglio nel caso di struttura isolata pari, rispettivamente, al 42% e al 23% del caso a base fissa.

Considerando un terreno più omogeneo, caratterizzato da uno strato superficiale più resistente rispetto al precedente, è confermata la zona d'influenza del sistema di isolamento sulla struttura di fondazione, che rimane circa pari al 20% della lunghezza totale del palo, riducendosi però, per quanto riguarda il momento flettente, a 4,3 metri. Per il solo sisma irpino si ha una riduzione del picco massimo di momento e taglio a 3 metri di profondità rispettivamente del 20,4% e dell'84,3%. I benefici sono riscontrabili soprattutto per quanto riguarda il taglio in testa al palo, assestandosi però su percentuali di abbassamento della sollecitazione leggermente inferiori rispetto al caso con terreno disomogeneo. Si tratta però, comunque, sempre di miglioramenti notevoli del grado di sforzo agente sulla fondazione. Per quanto riguarda il comportamento del palo inserito in diverse stratigrafie si notano marcate differenze. Innanzitutto, dimezzare il divario di capacità resistenti fra i due strati del terreno comporta la generazione di un momento nettamente inferiore nella sezione del palo in corrispondenza dell'interfaccia fra gli strati (si ha una riduzione, in termini percentuali, dell'83% con terreno più omogeneo rispetto ad uno disomogeneo). E' possibile notare, conseguentemente, una riduzione delle sollecitazioni lungo tutto lo sviluppo della fondazione profonda; ma ciò che va sottolineato è certamente il minor spostamento differenziale tra testa e punta del palo, che viene diminuito addirittura dell'81%. Ciò permette al palo una minor deformazione con conseguente riduzione del rischio di rottura.

In base alle analisi eseguite è sicuramente da sottolineare l'importanza fondamentale di una corretta caratterizzazione geotecnica dei terreni perché si abbiano dei risultati plausibili. La scelta dei parametri di caratterizzazione della curva di risposta terreno-fondazione, soprattutto in termini di rigidità iniziale, influisce notevolmente sulle sollecitazioni e sulle deformazioni del palo.

E' possibile dunque concludere che esiste certamente una certa influenza del sistema di isolamento sulla struttura di fondazione, oltre che sulla struttura in elevazione. Il sistema di isolamento agisce sulla fondazione profonda

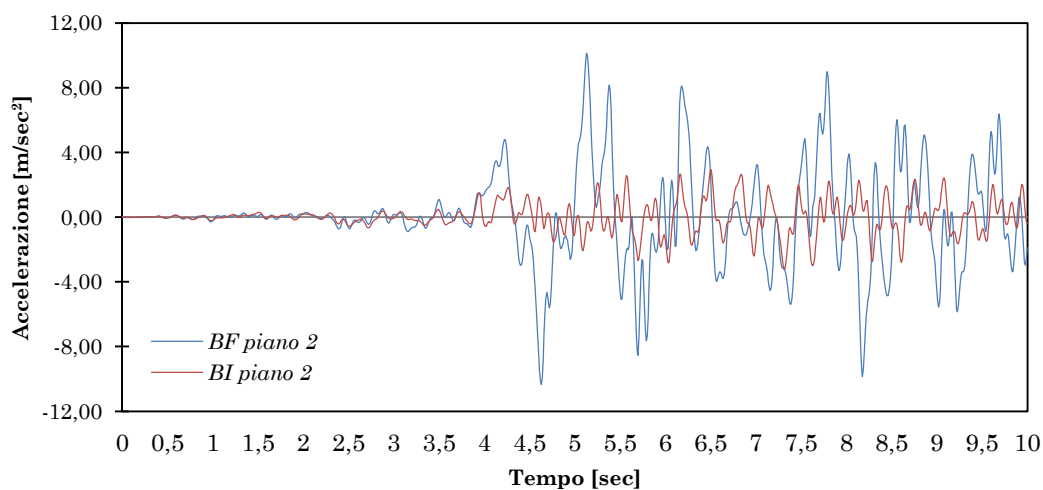
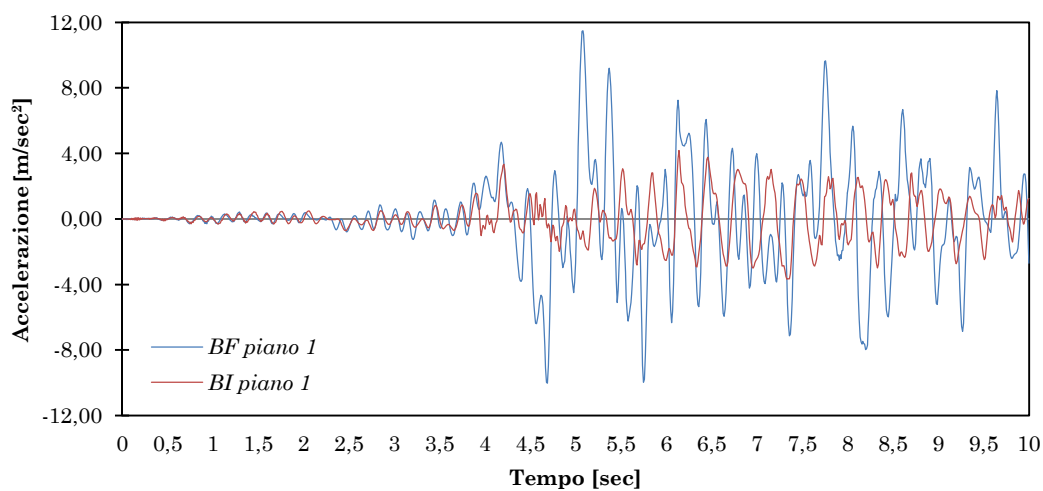
modificando le sollecitazioni e gli spostamenti soprattutto alla testa del palo, fino ad una profondità limitata, oltre la quale non si assiste più a riduzioni degli sforzi sulla struttura isolata rispetto al caso a base fissa. Ciò accade perché i dissipatori assorbono le sollecitazioni sulla sovrastruttura e questo comporta una minor trasmissione di sforzi dovuti all'interazione inerziale sul sistema di fondazione. I risultati ottenuti confermano dunque la bontà e la validità dell'isolamento alla base non solo relativamente alle strutture fuori terra ma anche alle strutture di fondazioni profonde.

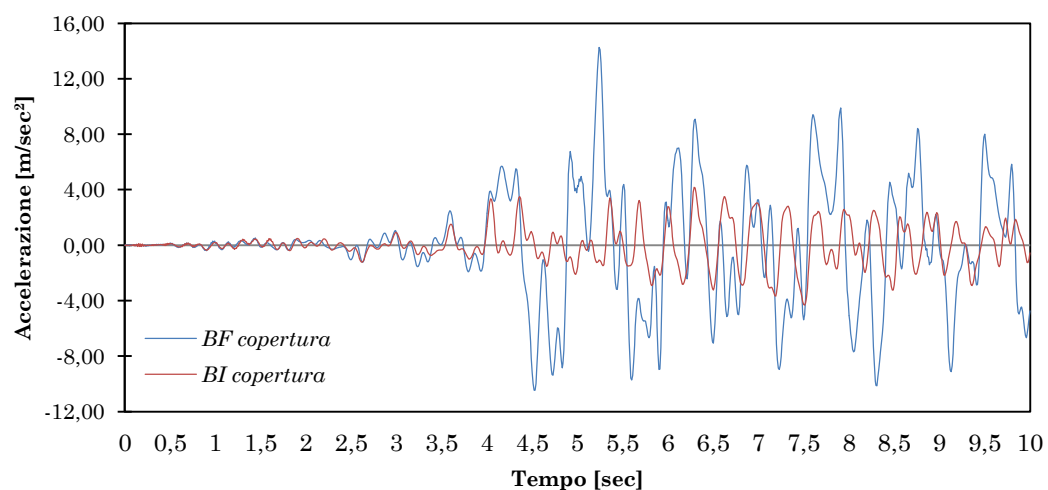
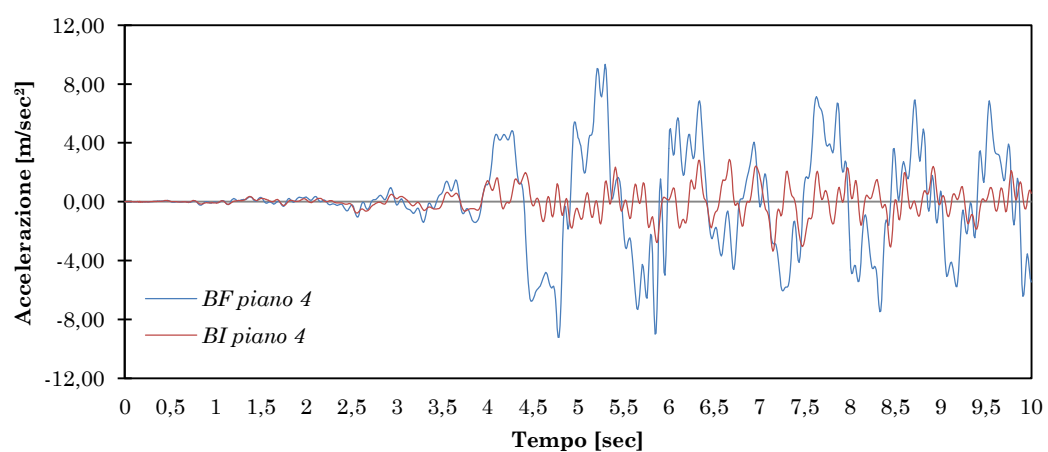
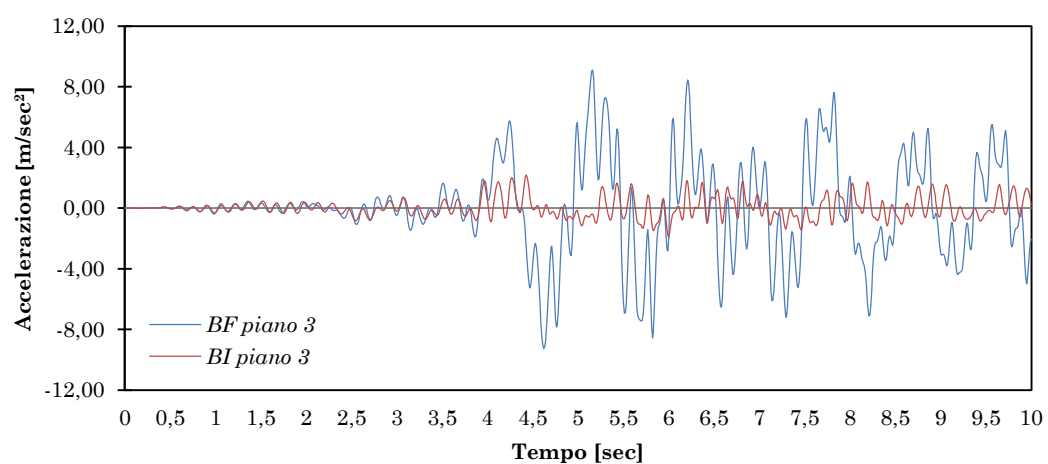
APPENDICI

A.1 ACCELERAZIONI SULLA SOVRASTRUTTURA

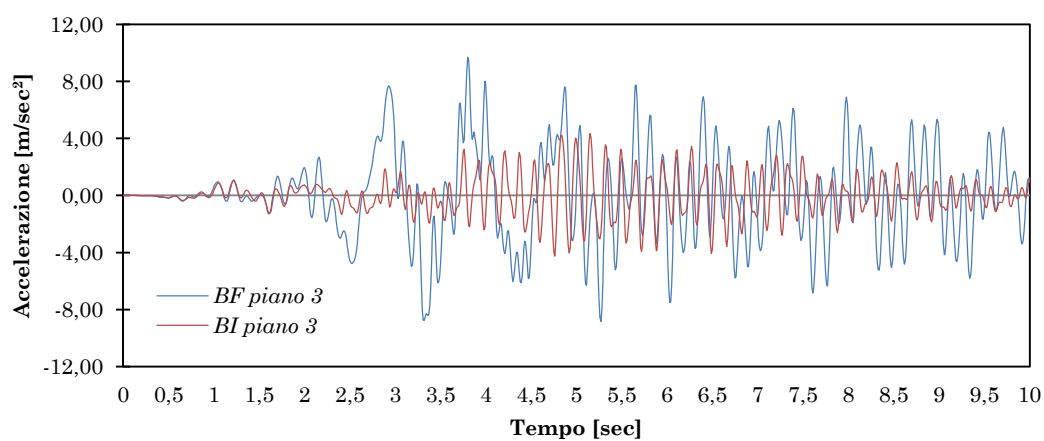
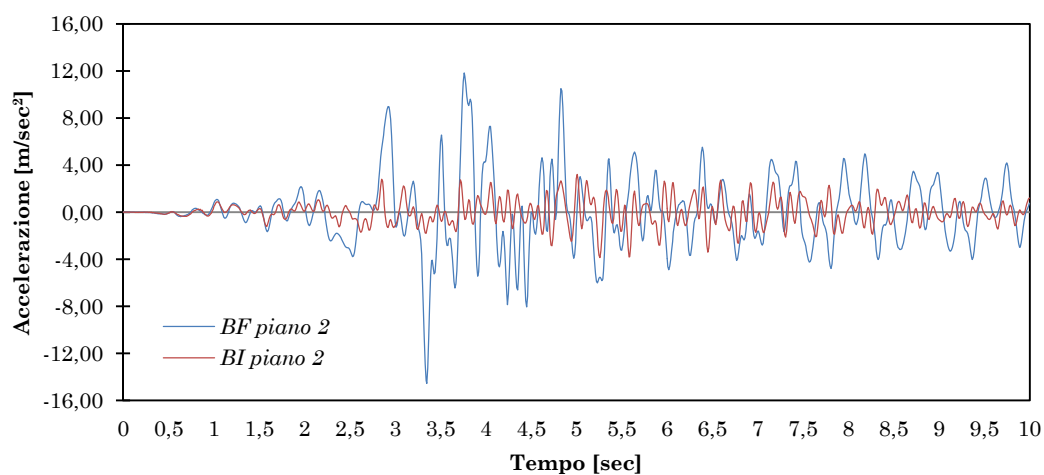
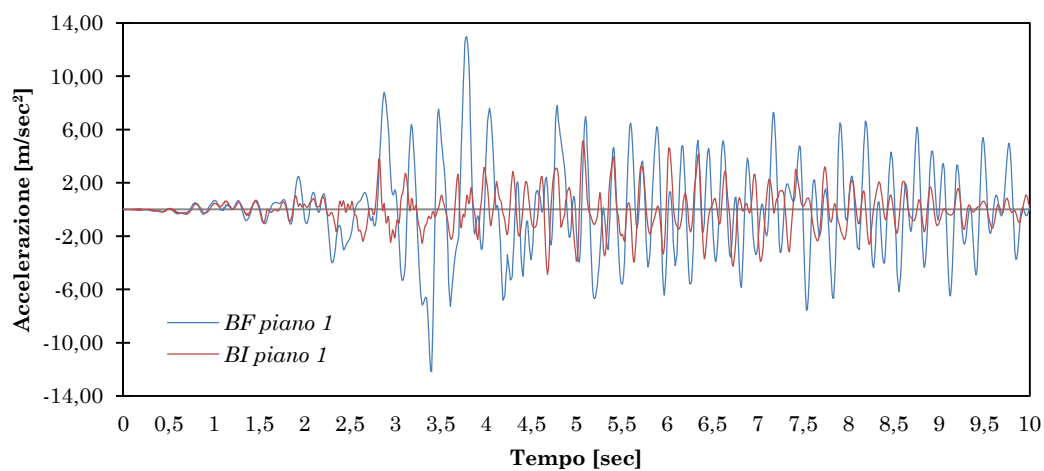
In questa sezione si riporta un confronto fra le accelerazioni sulla sovrastruttura nel caso di base fissa e di base isolata.

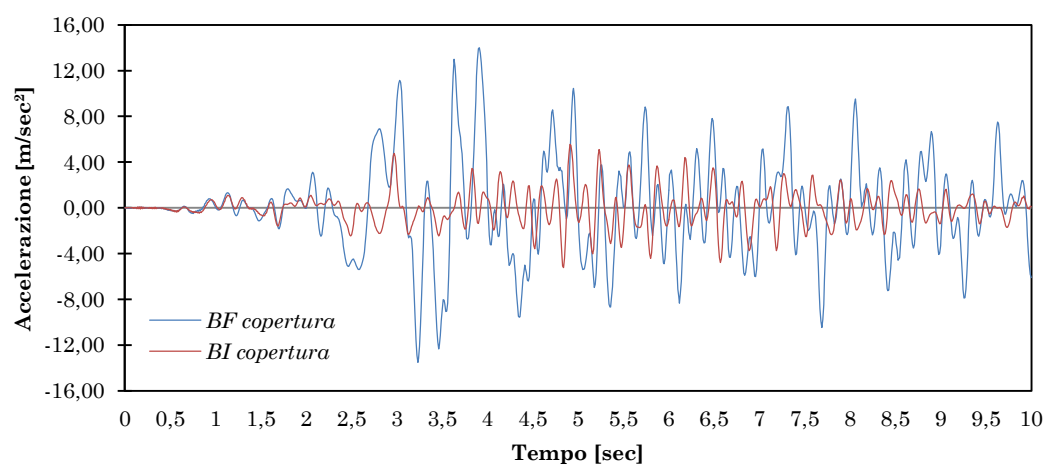
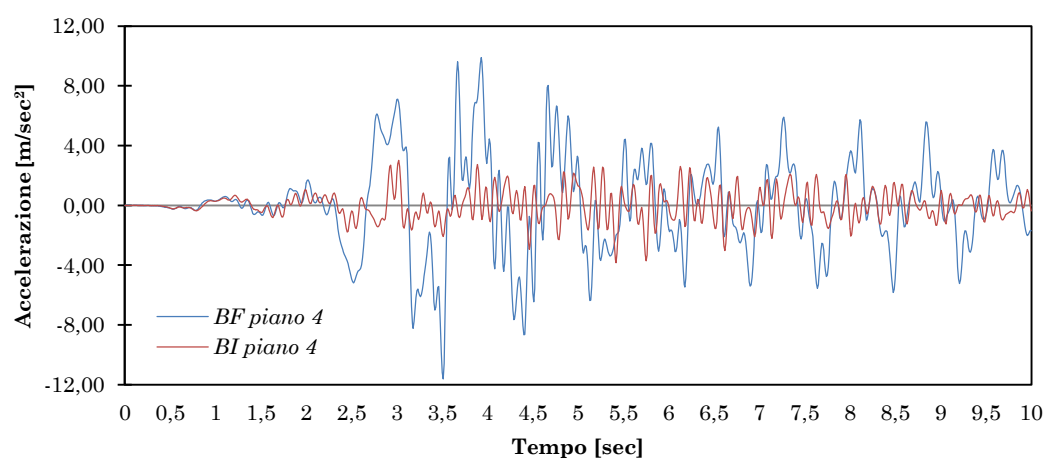
IRPINIA



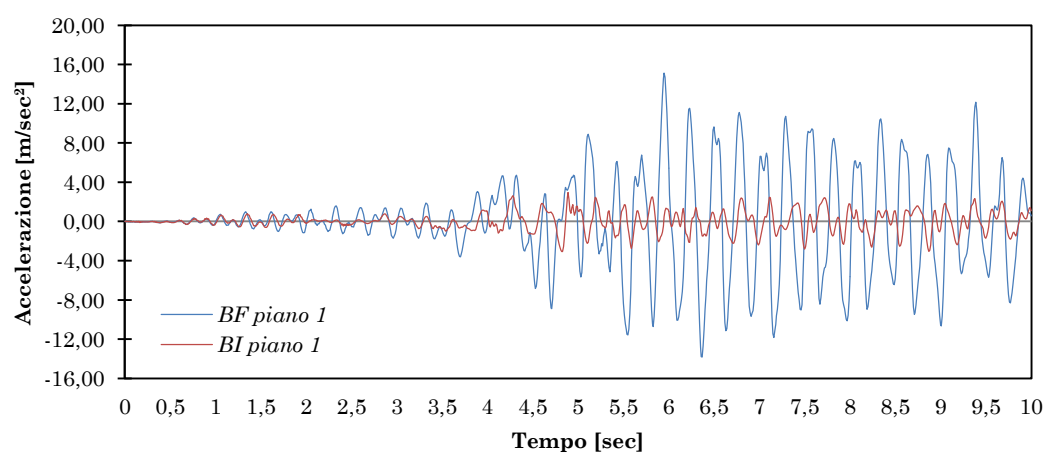


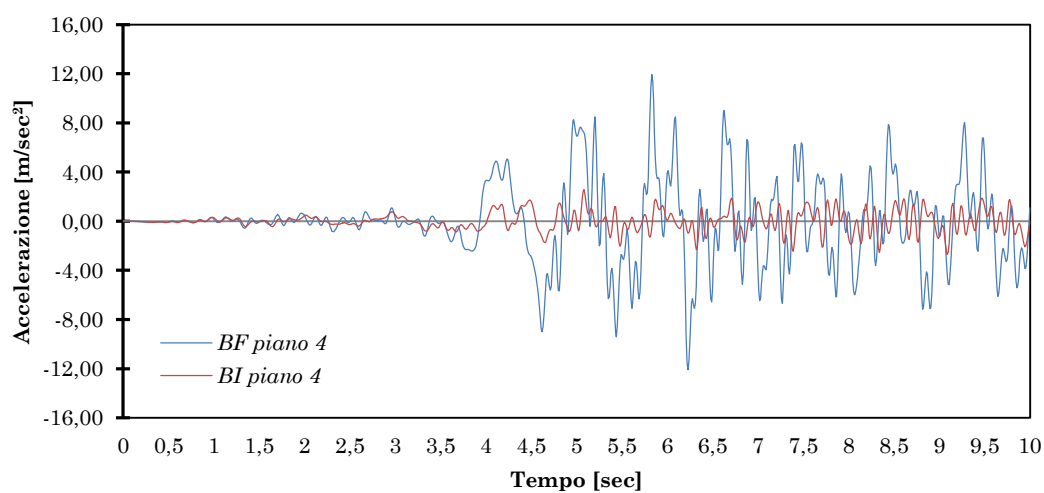
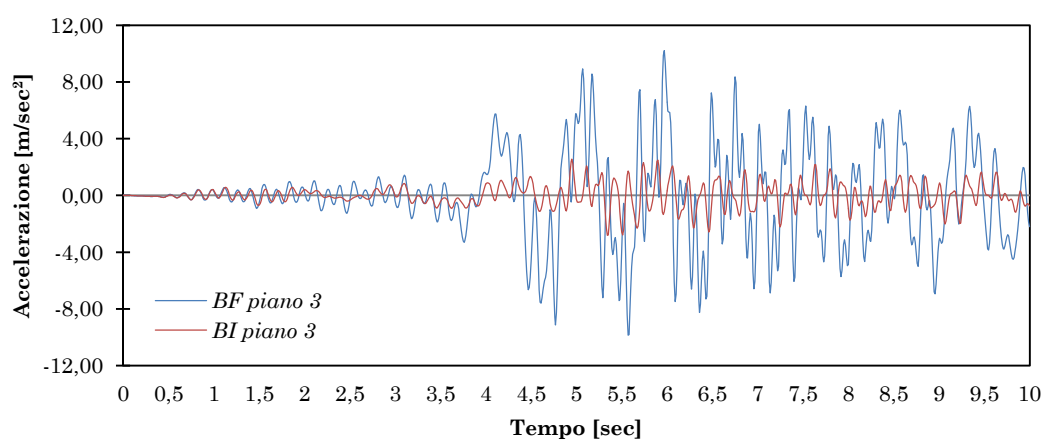
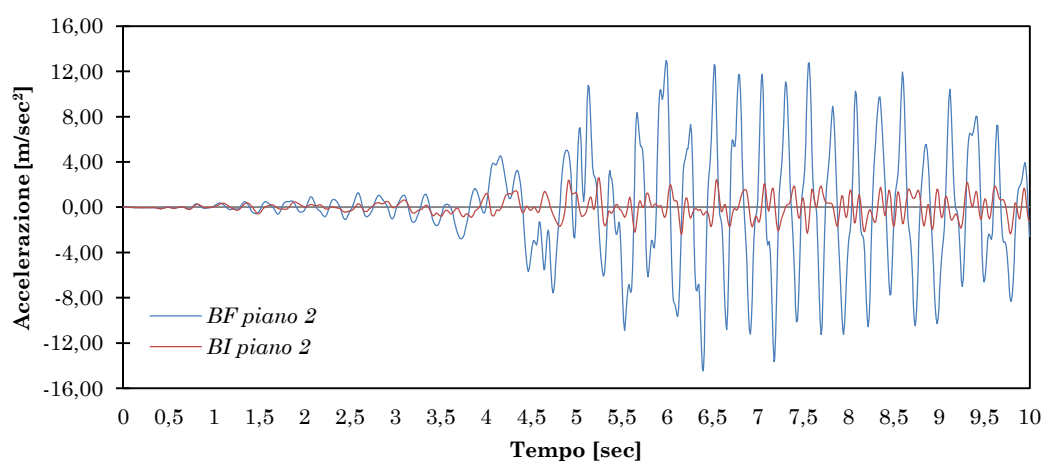
UMBRO – MARCHIGIANO





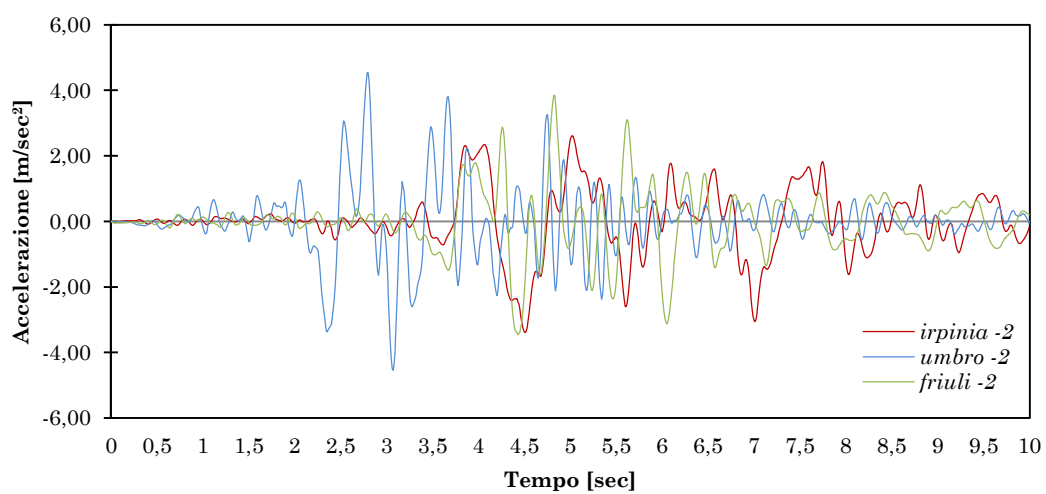
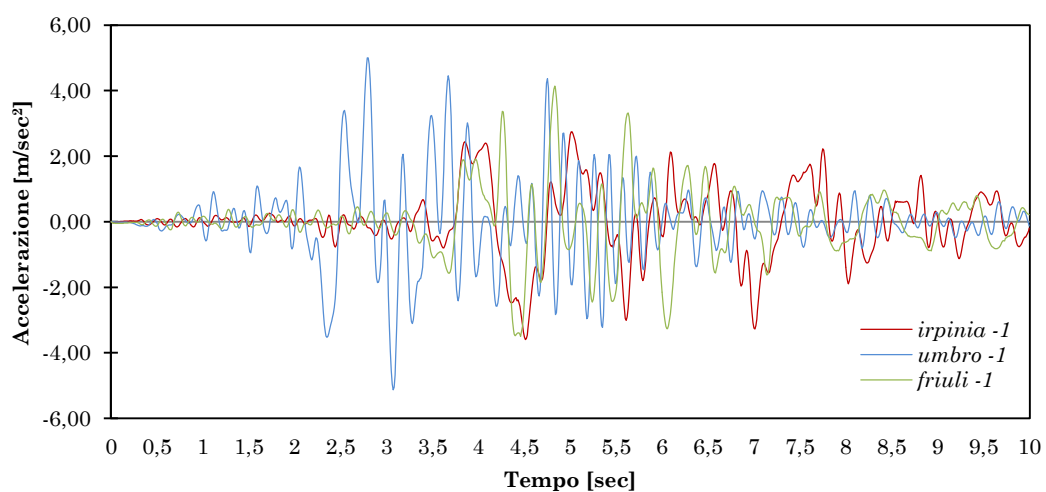
FRIULI

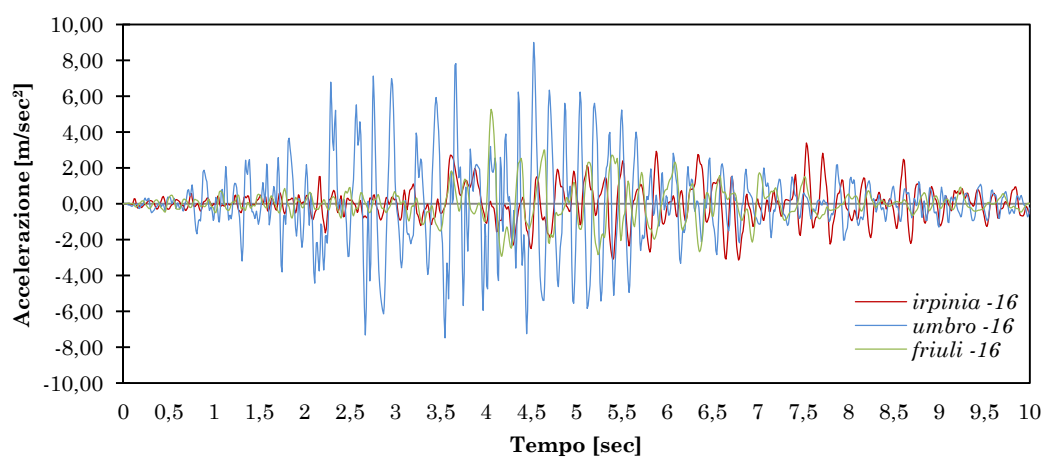
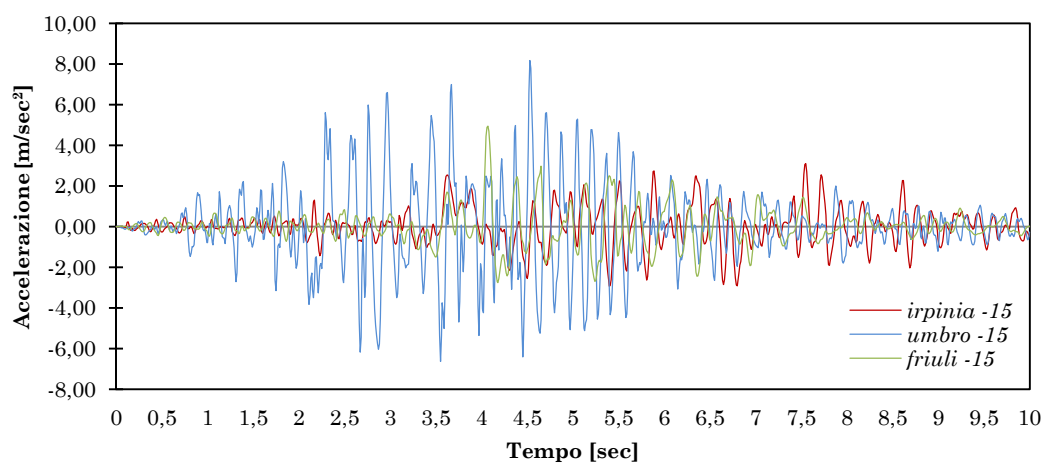
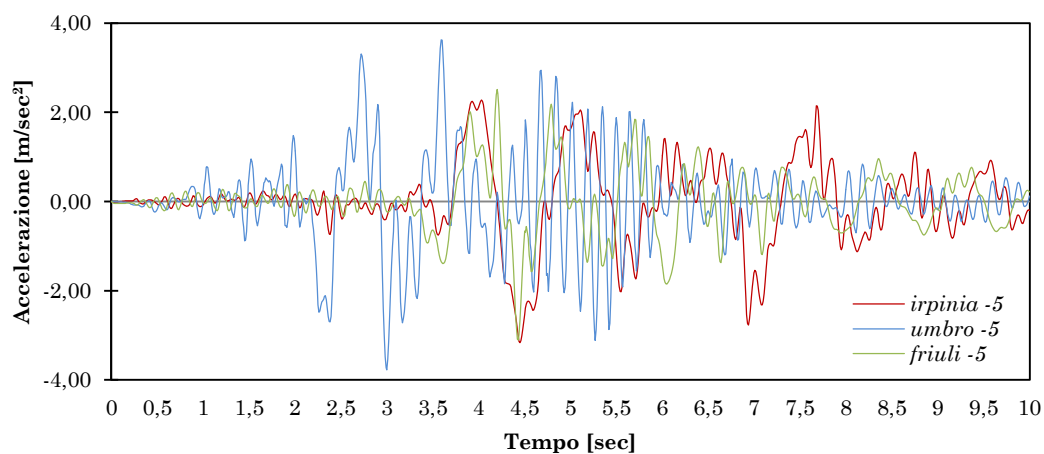


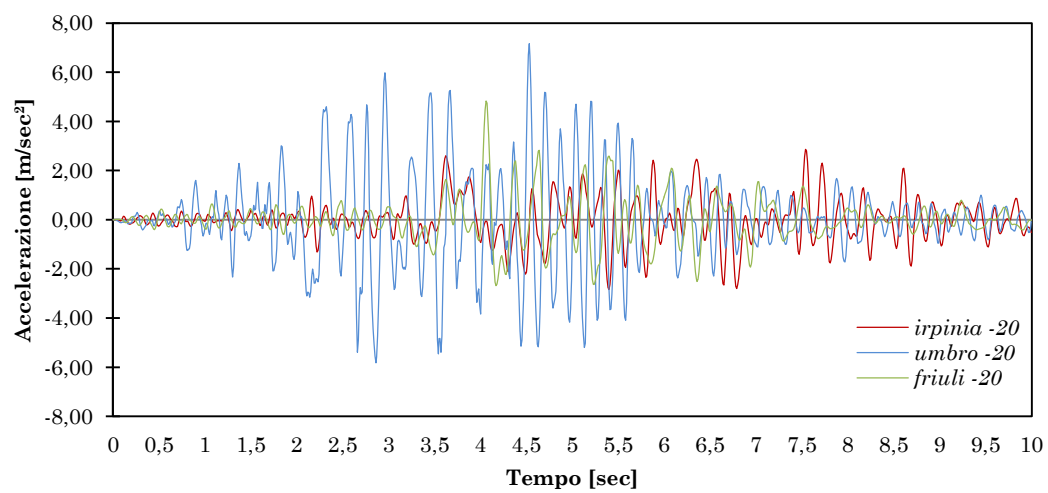


A.2 ACCELERAZIONI SUL PALO

Si riportano di seguito i valori delle accelerazioni agenti sul palo, ad alcune profondità, nel caso di struttura a base fissa, per ciascuno dei tre eventi sismici applicati.







RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

14WCEE, *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Carbonari S., Dezi F., Gara F., Leoni G. Effects of soil-pile structure interaction on the non-linear seismic response of coupled wall-frame systems, Pechino, Cina, 2008.

14WCEE, *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Chiou J.S., Yang H.H., Chen C.H. Plastic Hinge setting for nonlinear pushover analysis of pile foundations, Pechino, Cina, 2008.

14WCEE, *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Morgan T.A., Mahin S.A. The Optimization of Multi-Stage Friction Pendulum Isolators for Loss Mitigation Considering a Range of Seismic Hazard, Pechino, Cina, 2008.

15WCEE, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Effective Subgrade Coefficients for Seismic Performance Assessment of Pile Foundations, Lisbona, Portogallo, 2012.

15WCEE, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Moeindarbari H., Taghikhany T. Optimum Design of Triple Friction Pendulum Bearing Subjected by Near-Field Ground Motions, Lisbona, Portogallo, 2012.

15WCEE, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Soil-Pile-Structure Interaction Under Seismic Loads: Influence Of Ground Motion Intensity, Duration and Non Linearity, Lisbona, Portogallo, 2012.

15WCEE, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Tombari A., Dezi F., El Naggar M.H. Soil-Pile-Structure Interaction Under Seismic Loads: Influence Of Ground Motion Intensity, Duration And Non Linearity, Lisbona, Portogallo, 2012.

Allotey N., El Naggar M.H. A numerical study into lateral cyclic nonlinear soil-pile response. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 45:1268-1281, 2008.

Allotey N., El Naggar M.H. An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 28:44-57, 2008.

Allotey N., El Naggar M.H. Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 45:560-573, 2008.

Almazàn J.L., De la Llera J.C. Analytical model of structures with frictional pendulum isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 31:305-332, 2002.

Almazàn J.L., De la Llera J.C. Physical model for dynamic analysis of structures with FPS isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 32:1157-1184, 2003.

Besseling F., Langkeek A. Soil-structure interaction modelling in performance-based seismic jetty design: Final Report. *MSc Thesis study (TU Delft)*, Giugno 2012.

Bracci J.M., Kunnath S.K., Reinhorn A.M. Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, Volume 123:3-10, 1997.

Calabrese A., Pinho R. Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia*, 2008.

Carrubba P., Maugeri M. Determinazione delle proprietà dinamiche di un'argilla mediante prove di colonna risonante. *Rivista Geotecnica Italiana*, Volume 2:101-113, 1988.

Carrubba P., Maugeri M. Impedenza del palo singolo: evidenze sperimentali alle basse deformazioni. *Rivista Geotecnica Italiana*, Volume 1/95:3-16, 1995.

Chiou J-S., Lin C-L., Chen C-H. Exploring influence of sectional flexural yielding on experimental pile response analysis and applicability of distributed plastic hinge model in inelastic numerical simulation for laterally loaded piles, *Computers and Geotechnics*, Volume 56:40-49, 2014.

Coleman J., Spacone E., Associate Members, ASCE. Localization Issues in Force-Based Frame Elements. *Journal of Structural Engineering*, Volume 127:1257-1265, 2001.

Crespellani T., Facciorusso J., 2010. *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche*. Dario Flaccovio Editore s.r.l., Palermo, pp. 1-16.

De Stefano A., Foti S., Lancellotta R., Roma V. Isolamento sismico di strutture su pali. *Politecnico di Torino*.

Dezi F., Carbonari S., Leoni G. Kinematic bending moments in pile foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 30:119-132, 2010.

Di Laora R., Mandolini A., Mylonakis G. Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 43:309-322, 2012.

Dolce M., Ponzo F.C., Di Cesare A., Arleo G., 2010. Progetto di Edifici con Isolamento sismico – Seconda Edizione. *Collana di manuali di progettazione antisismica-Volume 3, IUSS Press editore*, Pavia.

Fadi F., Constantinou M.C. Evaluation of simplified methods of analysis for structures with triple friction pendulum isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 39:5-22, 2009.

Fenz D.M., Constantinou M.C. Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 35: 1403-1424, 2006.

Fenz D.M., Constantinou M.C. Modeling Triple Friction Pendulum Bearings for Response-History Analysis. *Earthquake Spectra*, Volume 24:1011-1028, 2008.

Gugliotta A. Elementi finiti – Parte IV. *Politecnico di Torino*, 2002.

Kelly T.E, 2001. Base Isolation of Structures: design guidelines, *Holmes Consulting Group Ltd*.

Kramer S.L. Development of p-y curves for analysis of laterally loaded piles in Western Washington. *Washington State Transportation Commission, Department of Transportation and in cooperation with U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration*, 1998.

Maiorano R.M.S., Aversa S. Importanza relativa di interazione cinematica ed inerziale nell'analisi dei pali di fondazione sotto azioni sismiche. *Atti del V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Geotecnica*, Bari, Italia, Settembre 2006.

Patalano G., Terenzi G., Spinelli P. Sistemi di tipo pendolare ad attrito per l'isolamento alla base degli edifici. *Bollettino Ingegneri*, n. 5 – 2009.

Ray T., Sarlis A.A., Reinhorn A.M., Constantinou M.C. Nuysteretic models for sliding bearings with varying frictional force. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2013.

Scott M.H., Fenves G.L., Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 244-252, 2006.

Seismosoft. *SeismoStruct: Manuale Utente per la versione 6.5*. 2013.

Sica S., Mylonakis G., Simonelli A.L. Transient kinematic pile bending in two-layer soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 31:891-905, 2011.

Simpson M., Brown D.A. Development of p-y curves for piedmont residual soils. *Highway Research Center, Harbert Engineering Center, Auburn University, Alabama*, 2003.

Viesi F. Confronto tra modellazioni a plasticità diffusa e concentrata per strutture in c.a.: la scuola di Bisignano. *Università degli Studi di Bologna*, 2008.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

SITI DI RIFERIMENTO

www.seismosoft.com

www.fip-group.it

www.fipindustriale.it