



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO ICEA
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA
CON METODI AGLI SPOSTAMENTI PER PILE DA
PONTE IN C.A.

Relatore:

Ch.mo Prof. MODENA CLAUDIO

Correlatori:

Dott. TECCHIO GIOVANNI

Ing. LONGO FRANCESCO

Laureando: GRANELLO GABRIELE

Anno accademico 2012/2013

Indice

1	Modelli di valutazione della capacità delle colonne	5
1.1	Tipologie di rottura dell'elemento strutturale	5
1.2	Modelli di involuppo di Resistenza al Taglio	7
1.3	Modello UCSD modificato (2000)	8
1.4	Modello di Sezen (2002)	9
1.5	Curve di Risposta	11
1.6	Determinazione degli stati limite	11
1.6.1	Flexural cracking	11
1.6.2	Shear cracking	13
1.6.3	First Yield	13
1.6.4	Spalling	14
1.7	Calcolo delle rigidezze nella risposta	14
1.7.1	Fase I: risposta Elastica	14
1.7.1.1	Rigidezza Flessionale	14
1.7.1.2	Rigidezza Tagliante	14
1.7.2	Fase II: Fase post Fessurazione Flessionale	15
1.7.2.1	Rigidezza Flessionale	15
1.7.2.2	Rigidezza Tagliante	15
1.7.3	Fase III: Fase post Fessurazione a Taglio	15
1.7.3.1	Rigidezza Tagliante	16
1.7.4	Fase IV: Fase post Plasticizzazione	16
1.7.4.1	Rigidezza Flessionale	16
1.8	Combinazione delle rigidezze	17
2	Modellazione dell'elemento strutturale	19
2.1	Modello a fibre	19
2.2	Formulazione dell'elemento Force-Based	20
2.2.1	Determinazione dello stato dell'elemento	22
2.2.2	Determinazione dello stato della sezione	24
2.3	Lunghezza di Cerniera Plastica e punti di Integrazione	25
2.4	Legami costitutivi dei materiali	26
2.4.1	Legame costitutivo del calcestruzzo: Concrete02	26
2.4.2	Calcestruzzo confinato	26

2.4.2.1	Equazione di base per il calcestruzzo confinato	27
2.4.2.2	Pressione efficace di confinamento	28
2.4.2.3	Efficacia del confinamento per sezioni circolari	29
2.4.2.4	Efficacia del confinamento per sezioni rettangolari	30
2.4.2.5	Resistenza del calcestruzzo confinato	31
2.4.3	Legame costitutivo dell'acciaio: Steel02	32
2.5	Scorrimento delle barre di ancoraggio	32
2.5.1	Zero-length Section Element	32
2.5.2	Legame costitutivo	32
2.6	Livelli Prestazionali	35
2.7	Livelli Prestazionali in riferimento al diagramma $M - \phi$. . .	35
2.7.1	Livelli Prestazionali in riferimento alla curva di Pushover	36
2.7.2	Livelli prestazionali in termini di spostamento	37
2.8	Scelta dei campioni di riferimento per la calibrazione del modello	38
2.8.1	Colonne circolari	38
2.8.2	Colonne rettangolari	39
2.8.2.1	Colonne rettangolari tipo square	39
2.8.2.2	Colonne rettangolari tipo wall	39
3	Metodi Displacement-Based Assessment	41
3.1	Introduzione	41
3.2	Un Approccio di tipo prestazionale	41
3.3	Caratteristiche dei due Approcci	43
3.4	Force Based vs Displacement Based	48
3.5	Displacement Based Assessment per l'analisi sismica dei ponti	49
3.6	DBA per strutture SDOF	50
3.7	Costruzione delle curve di fragilità	51
3.8	Parametri dei materiali	52
3.9	Input sismico	53
4	Ponti della rete regionale del Veneto	55
4.1	Ponti della Rete Veneta	55
4.2	Presentazione del campione di riferimento	56
4.3	Ponti appartenenti alla classe tipo PSC	58
4.4	Ponti appartenenti alla classe tipo PFM	59
4.5	Ponti appartenenti alla classe tipo PF2	60
4.6	Ponti appartenenti alla classe tipo WALLS	61
5	Analisi dei Risultati	63
5.1	Introduzione	63
5.2	Analisi in Direzione Longitudinale	63
5.2.1	Colonne Tozze	64

5.2.2	Colonne Snelle	65
5.2.3	Colonne Medie	66
5.2.4	Pile a Muro	67
5.3	Analisi in Direzione Trasversale	68
5.3.1	Colonne Tozze	68
5.3.2	Colonne Snelle	69
5.3.3	Colonne Medie	70
5.4	Conclusioni e Sviluppi	70
A	Curve di fragilità dei singoli ponti	73
A.1	Introduzione	73
A.1.1	Ponte 33	74
A.1.2	Ponte 35	75
A.1.3	Ponte 74	76
A.1.4	Ponte 221	77
A.1.5	Ponte 242	78
A.1.6	Ponte 304	79
A.1.7	Ponte 305	80
A.1.8	Ponte 341	81
A.1.9	Ponte 344	82
A.1.10	Ponte 420	83
A.1.11	Ponte 422	84
A.1.12	Ponte 426	85
A.1.13	Ponte 496	86
A.1.14	Ponte 8	87
A.1.15	Ponte 9	88
A.1.16	Ponte 21	89
A.1.17	Ponte 22	90
A.1.18	Ponte 30	91
A.1.19	Ponte 87	92
A.1.20	Ponte 134	93
A.1.21	Ponte 144	94
A.1.22	Ponte 200	95
A.1.23	Ponte 286	96
A.1.24	Ponte 312	97
A.1.25	Ponte 353	98
A.1.26	Ponte 370	99
A.1.27	Ponte 372	100
A.1.28	Ponte 381	101
A.1.29	Ponte 402	102
A.1.30	Ponte 471	103
A.1.31	Ponte 472	104
A.1.32	Ponte 473	105
A.1.33	Ponte 5	106

A.1.34 Ponte 12	107
A.1.35 Ponte 18	108
A.1.36 Ponte 24	109
A.1.37 Ponte 37	110
A.1.38 Ponte 59	111
A.1.39 Ponte 78	112
A.1.40 Ponte 91	113
A.1.41 Ponte 196	114
A.1.42 Ponte 290	115
A.1.43 Ponte 295	116
A.1.44 Ponte 348	117
A.1.45 Ponte 355	118
A.1.46 Ponte 373	119
A.1.47 Ponte 374	120
A.1.48 Ponte 380	121
A.1.49 Ponte 382	122
A.1.50 Ponte 383	123
A.1.51 Ponte 416	124
A.1.52 Ponte 36	125
A.1.53 Ponte 38	126
A.1.54 Ponte 71	127
A.1.55 Ponte 75	128
A.1.56 Ponte 90	129
A.1.57 Ponte 96	130
A.1.58 Ponte 98	131
A.1.59 Ponte 148	132
A.1.60 Ponte 162	133
A.1.61 Ponte 215	134
A.1.62 Ponte 280	135
A.1.63 Ponte 303	136
A.1.64 Ponte 322	137
A.1.65 Ponte 334	138
A.1.66 Ponte 343	139
A.1.67 Ponte 347	140
A.1.68 Ponte 349	141
A.1.69 Ponte 358	142
A.1.70 Ponte 359	143
A.1.71 Ponte 360	144
A.1.72 Ponte 377	145
A.1.73 Ponte 379	146
A.1.74 Ponte 399	147
A.1.75 Ponte 415	148

B	Risultati sperimentali sulle colonne modello	149
B.1	Caratteristiche delle colonne sperimentali	149
B.2	Risultati dei test per i campioni rettangolari	150
B.2.1	Campione S14	150
B.2.2	Campione S18	151
B.2.3	Campione S19	152
B.2.4	Campione S20	153
B.2.5	Campione S27	154
B.2.6	Campione S28	155
B.2.7	Campione S29	156
B.2.8	Campione W16	157
B.2.9	Campione W17	158
B.3	Risultati dei test per i campioni circolari	159
B.3.1	Campione C10	159
B.3.2	Campione C11	160
B.3.3	Campione C12	161
B.3.4	Campione C13	162
B.3.5	Campione C14	163
B.3.6	Campione C15	164
B.3.7	Campione C16	165

Elenco delle figure

1.1	Esempio di una curva di Pushover in un grafico Forza-Spostamento.	6
1.2	Classificazione delle diverse tipologie di rottura.	7
1.3	Fattore di duttilità γ .	8
1.4	Coefficienti correttivi nella resistenza del calcestruzzo.	9
1.5	Fattore di duttilità K_{Δ} .	10
1.6	Curva di risposta forza-deformazione combinata.	12
1.7	Curve di risposta indipendenti.	12
2.1	Forze e deformazioni generalizzate sull'elemento e sulla sezione.	20
2.2	Schema iterativo per la determinazione della soluzione.	23
2.3	Legame costitutivo di <i>Concrete02</i> .	26
2.4	Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo per carico monotono.	27
2.5	Area effettivamente confinata per sezioni circolari.	29
2.6	Area effettivamente confinata per sezioni rettangolari.	30
2.7	Pressione di confinamento per sezioni rettangolari.	31
2.8	Diagramma costitutivo per l'acciaio.	32
2.9	Modellazione dell'elemento con <i>Opensees</i> .	33
2.10	Diagramma del legame costitutivo.	34
2.11	Bond Slip dovuto alla penetrazione delle deformazioni in una barra di ancoraggio.	34
2.12	Diagramma Momento Curvatura bilinearizzato.	36
2.13	Curva di Pushover bilinearizzata.	37
3.1	Obbiettivi prestazionali definiti secondo il documento Vision 2000.	43
3.2	Diagramma Momento-Curvatura per una colonna in c.a.	45
3.3	Influenza della resistenza sulla rigidezza nel diagramma M-C.	45
3.4	Influenza dell'altezza sulla valutazione delle pile da ponte.	46
3.5	Valutazione della domanda e della capacità secondo la procedura.	50
3.6	Esempio della distribuzione dei parametri dei materiali.	52
3.7	Distribuzione delle diverse suite di accelerogrammi.	53

4.1	Distribuzione dei ponti lungo la rete veneta.	56
4.2	Panorama dei ponti soggetti all'analisi.	57
4.3	Esempio di pila tipo PSC.	58
4.4	Esempio di pila tipo PFM.	59
4.5	Esempio di pila tipo PF2.	60
4.6	Esempio di pila tipo WALLS.	61
5.1	Curve di fragilità longitudinali per colonne Tozze.	64
5.2	Curve di fragilità longitudinali per colonne Snelle.	65
5.3	Curve di fragilità longitudinali per colonne Medie.	66
5.4	Curve di fragilità longitudinali per colonne a Muro.	67
5.5	Curve di fragilità trasversali per colonne Tozze.	68
5.6	Curve di fragilità trasversali per colonne Snelle.	69
5.7	Curve di fragilità trasversali per colonne Medie.	70
1.1	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	74
1.2	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	74
1.3	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	75
1.4	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	75
1.5	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	76
1.6	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	76
1.7	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	77
1.8	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	77
1.9	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	78
1.10	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	78
1.11	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	79
1.12	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	79
1.13	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	80
1.14	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	80

1.15	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	81
1.16	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	81
1.17	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	82
1.18	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	82
1.19	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	83
1.20	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	83
1.21	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	84
1.22	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	84
1.23	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	85
1.24	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	85
1.25	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	86
1.26	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	86
1.27	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	87
1.28	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	87
1.29	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	88
1.30	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	88
1.31	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	89
1.32	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	89
1.33	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	90
1.34	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	90
1.35	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	91
1.36	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	91

1.37	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	92
1.38	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	92
1.39	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	93
1.40	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	93
1.41	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	94
1.42	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	94
1.43	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	95
1.44	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	95
1.45	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	96
1.46	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	96
1.47	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	97
1.48	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	97
1.49	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	98
1.50	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	98
1.51	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	99
1.52	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	99
1.53	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	100
1.54	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	100
1.55	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	101
1.56	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	101
1.57	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	102
1.58	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	102

1.59	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	103
1.60	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	103
1.61	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	104
1.62	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	104
1.63	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	105
1.64	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	105
1.65	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	106
1.66	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	106
1.67	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	107
1.68	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	107
1.69	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	108
1.70	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	108
1.71	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	109
1.72	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	109
1.73	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	110
1.74	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	110
1.75	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	111
1.76	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	111
1.77	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	112
1.78	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	112
1.79	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	113
1.80	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	113

1.81	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	114
1.82	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	114
1.83	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	115
1.84	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	115
1.85	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	116
1.86	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	116
1.87	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	117
1.88	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	117
1.89	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	118
1.90	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	118
1.91	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	119
1.92	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	119
1.93	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	120
1.94	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	120
1.95	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	121
1.96	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	121
1.97	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	122
1.98	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	122
1.99	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	123
1.100	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	123
1.101	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	124
1.102	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.	124

1.103	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	125
1.104	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	126
1.105	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	127
1.106	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	128
1.107	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	129
1.108	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	130
1.109	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	131
1.110	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	132
1.111	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	133
1.112	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	134
1.113	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	135
1.114	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	136
1.115	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	137
1.116	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	138
1.117	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	139
1.118	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	140
1.119	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	141
1.120	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	142
1.121	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	143
1.122	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	144
1.123	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	145
1.124	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	146

1.125	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	147
1.126	Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.	148
2.1	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S14	150
2.2	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S14	150
2.3	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S18	151
2.4	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S18	151
2.5	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S19	152
2.6	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S19	152
2.7	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S20	153
2.8	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S20	153
2.9	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S27	154
2.10	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S27	154
2.11	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S28	155
2.12	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S28	155
2.13	Diagramma Momento-Curvatura della colonna S29	156
2.14	Diagramma Forza-Spostamento della colonna S29	156
2.15	Diagramma Momento-Curvatura della colonna W16	157
2.16	Diagramma Forza-Spostamento della colonna W16	157
2.17	Diagramma Momento-Curvatura della colonna W17	158
2.18	Diagramma Forza-Spostamento della colonna W17	158
2.19	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C10	159
2.20	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C10	159
2.21	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C11	160
2.22	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C11	160
2.23	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C12	161
2.24	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C12	161
2.25	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C13	162
2.26	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C13	162
2.27	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C14	163
2.28	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C14	163
2.29	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C15	164
2.30	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C15	164
2.31	Diagramma Momento-Curvatura della colonna C16	165
2.32	Diagramma Forza-Spostamento della colonna C16	165

Elenco delle tabelle

1.1	Assemblaggio delle rigidzze.	17
2.1	distribuzione dei punti di integrazione secondo lo schema di Gauss-Lobatto.	25
2.2	Tabella riassuntiva dei parametri di Concrete02.	26
2.3	Tabella riassuntiva dei livelli prestazionali con riferimento al grafico Momento-Curvatura.	36
2.4	Livelli prestazionali con riferimento alla curva di Pushover.	38
2.5	Classificazione delle colonne circolari secondo il PEER.	38
2.6	Classificazione delle colonne rettangolari square secondo il PEER.	39
2.7	Classificazione delle colonne rettangolari wall secondo il PEER.	39
4.1	Numerosità di ciascuna classe.	57
4.2	Ponti appartenenti alla classe PSC.	58
4.3	Ponti appartenenti alla classe PFM.	59
4.4	Ponti appartenenti alla classe PF2.	60
4.5	Ponti appartenenti alla classe WALLS.	61
1.1	Caratteristiche identificative del ponte 33.	74
1.2	Caratteristiche identificative del ponte 35.	75
1.3	Caratteristiche identificative del ponte 74.	76
1.4	Caratteristiche identificative del ponte 221.	77
1.5	Caratteristiche identificative del ponte 242.	78
1.6	Caratteristiche identificative del ponte 304.	79
1.7	Caratteristiche identificative del ponte 305.	80
1.8	Caratteristiche identificative del ponte 341.	81
1.9	Caratteristiche identificative del ponte 344.	82
1.10	Caratteristiche identificative del ponte 420.	83
1.11	Caratteristiche identificative del ponte 422.	84
1.12	Caratteristiche identificative del ponte 426.	85
1.13	Caratteristiche identificative del ponte 496.	86
1.14	Caratteristiche identificative del ponte 8.	87
1.15	Caratteristiche identificative del ponte 9.	88

1.16	Caratteristiche identificative del ponte 21.	89
1.17	Caratteristiche identificative del ponte 22.	90
1.18	Caratteristiche identificative del ponte 30.	91
1.19	Caratteristiche identificative del ponte 87.	92
1.20	Caratteristiche identificative del ponte 134.	93
1.21	Caratteristiche identificative del ponte 144.	94
1.22	Caratteristiche identificative del ponte 200.	95
1.23	Caratteristiche identificative del ponte 286.	96
1.24	Caratteristiche identificative del ponte 312.	97
1.25	Caratteristiche identificative del ponte 353.	98
1.26	Caratteristiche identificative del ponte 370.	99
1.27	Caratteristiche identificative del ponte 372.	100
1.28	Caratteristiche identificative del ponte 381.	101
1.29	Caratteristiche identificative del ponte 402.	102
1.30	Caratteristiche identificative del ponte 471.	103
1.31	Caratteristiche identificative del ponte 472.	104
1.32	Caratteristiche identificative del ponte 473.	105
1.33	Caratteristiche identificative del ponte 5.	106
1.34	Caratteristiche identificative del ponte 12.	107
1.35	Caratteristiche identificative del ponte 18.	108
1.36	Caratteristiche identificative del ponte 24.	109
1.37	Caratteristiche identificative del ponte 37.	110
1.38	Caratteristiche identificative del ponte 59.	111
1.39	Caratteristiche identificative del ponte 78.	112
1.40	Caratteristiche identificative del ponte 91.	113
1.41	Caratteristiche identificative del ponte 196.	114
1.42	Caratteristiche identificative del ponte 290.	115
1.43	Caratteristiche identificative del ponte 295.	116
1.44	Caratteristiche identificative del ponte 348.	117
1.45	Caratteristiche identificative del ponte 355.	118
1.46	Caratteristiche identificative del ponte 373.	119
1.47	Caratteristiche identificative del ponte 374.	120
1.48	Caratteristiche identificative del ponte 380.	121
1.49	Caratteristiche identificative del ponte 382.	122
1.50	Caratteristiche identificative del ponte 383.	123
1.51	Caratteristiche identificative del ponte 416.	124
1.52	Caratteristiche identificative del ponte 36.	125
1.53	Caratteristiche identificative del ponte 38.	126
1.54	Caratteristiche identificative del ponte 71.	127
1.55	Caratteristiche identificative del ponte 75.	128
1.56	Caratteristiche identificative del ponte 90.	129
1.57	Caratteristiche identificative del ponte 96.	130
1.58	Caratteristiche identificative del ponte 98.	131
1.59	Caratteristiche identificative del ponte 148.	132

1.60	Caratteristiche identificative del ponte 162.	133
1.61	Caratteristiche identificative del ponte 215.	134
1.62	Caratteristiche identificative del ponte 280.	135
1.63	Caratteristiche identificative del ponte 303.	136
1.64	Caratteristiche identificative del ponte 322.	137
1.65	Caratteristiche identificative del ponte 334.	138
1.66	Caratteristiche identificative del ponte 343.	139
1.67	Caratteristiche identificative del ponte 347.	140
1.68	Caratteristiche identificative del ponte 349.	141
1.69	Caratteristiche identificative del ponte 358.	142
1.70	Caratteristiche identificative del ponte 359.	143
1.71	Caratteristiche identificative del ponte 360.	144
1.72	Caratteristiche identificative del ponte 377.	145
1.73	Caratteristiche identificative del ponte 379.	146
1.74	Caratteristiche identificative del ponte 399.	147
1.75	Caratteristiche identificative del ponte 415.	148
2.1	Principali caratteristiche delle colonne rettangolari.	149
2.2	Principali caratteristiche delle colonne circolari.	149

Ringraziamenti

Sono convinto che nessun uomo da solo senza l'aiuto di nessun'altro possa riuscire a fare qualcosa di veramente importante nella propria vita. Con questa consapevolezza nei confronti tutte le persone che mi sono state vicino, desidero fortemente che la prima pagina sia esclusivamente dedicata ai ringraziamenti.

Innanzitutto desidero ringraziare i miei genitori che mi hanno dato la possibilità di studiare, cosa che ritengo essere un dono prezioso e gratuito, e per nulla dovuto.

Desidero poi ringraziare i miei parenti tutti, che si sono presi cura di me in quei frangenti dove non arrivavano i miei genitori.

Vorrei ringraziare inoltre il Professor Modena, che con questa tesi mi ha dato la possibilità di lavorare ad argomenti molto più che affascinanti dal punto di vista ingegneristico, a contatto con un gruppo di ricerca formato da persone preparatissime.

Ringrazio inoltre di cuore Giovanni e Francesco, poichè mi hanno sempre seguito con continuità in questi ultimi mesi, dedicandomi il loro tempo e dandomi la possibilità di imparare davvero molto.

Infine ci tengo particolarmente a ringraziare tutti i miei amici, in particolare Martino, Nicolò e Riccardo, poichè ogni volta che sono caduto non mi avete mai lasciato solo, e questo ha fatto la differenza nella mia vita.

Introduzione

Nel periodo successivo all'Ordinanza n.3274/2003 da parte del Primo Ministro e le successive disposizioni di attuazione, Decreto della Protezione Civile n.21/2003, le autorità di gestione delle reti stradali e delle reti ferroviarie sono state chiamate a farsi carico non solo della manutenzione ordinaria della rete, ma anche della valutazione sismica delle infrastrutture.

È di fondamentale importanza in questo senso, che le strutture strategiche siano completamente operative per le attività di emergenza ad opera della Protezione Civile. Tra queste, i ponti rappresentano dei manufatti che giocano un ruolo chiave nella rete di trasporto, ed è pertanto necessario quantificarne l'affidabilità in caso di sisma.

Le autorità che gestiscono le reti, siano esse pubbliche o private, stanno integrando programmi di valutazione e gestione del rischio sismico come già fatto da dipartimenti locali esteri (FEMA, 1999 e 2003; Shinozuka et al., 2000). Questo permette di determinare una miglior gestione delle risorse, in modo da massimizzare la sicurezza e la funzionalità della rete di trasporto. È importante prevedere quindi il livello di operatività del ponte in uno scenario post-terremoto. Questo è possibile solo attraverso la formulazione di un modello che sia in grado di prevedere la distribuzione dei danni attraverso la convoluzione della probabilità di accadimento dell'evento sismico e della vulnerabilità delle strutture.

Tali informazioni permetterebbero non solo una pianificazione più efficiente delle eventuali operazioni di soccorso, ma anche la mitigazione del rischio attraverso la redazione di un piano di interventi di adeguamento in funzione delle diverse distribuzioni dei danni nelle strutture.

Per descrivere la vulnerabilità sismica si utilizzano le curve di fragilità, cioè delle curve che esprimono la probabilità di una struttura di eccedere un prefissato livello di danno per un dato livello di intensità di terremoto.

È possibile valutare il livello di danno secondo diverse criteri e diverse metodologie.

Innanzitutto è necessario chiarire quali componenti di un ponte siano particolarmente soggetti a danneggiamento, e decidere una funzione di quantificazione di tale danno. Nello sviluppo di questo lavoro verranno chiariti

questi due aspetti.

In particolare modo l'attenzione si concentrerà sul ruolo svolto dalle pile nel meccanismo resistente alle azioni orizzontali, e verranno proposti dei modelli per lo studio del comportamento delle pile sotto l'azione sismica, tenendo in particolare considerazione la problematica della rottura a taglio.

Una volta tarato il modello numerico su alcune colonne sperimentali, tale procedura verrà applicata ad alcuni casi reali con la conseguente costruzione delle rispettive curve di fragilità.

Infine verranno analizzati i risultati con l'obiettivo di costruire degli abachi per macroclassi di colonne, utilizzabili per eventuali elaborazioni nello sviluppo della mitigazione del rischio sismico per ponti esistenti.

Capitolo 1

Modelli di valutazione della capacità delle colonne

1.1 Tipologie di rottura dell'elemento strutturale

Le colonne sono elementi strutturali il cui compito è quello di trasmettere alle fondazioni un carico sottoforma di uno sforzo assiale di compressione. Nel caso delle pile da ponte, le colonne diventano inoltre fondamentali come elementi strutturali resistenti nel caso di forze orizzontali, prime tra tutte il sisma. Queste forze si traducono in parametri di sollecitazione quali Taglio e Momento di elevata intensità, che possono compromettere la capacità portante delle colonne stesse se non vengono presi in considerazione nel dimensionamento di quest'ultima.

È necessario in primo luogo classificare le diverse tipologie di rottura di un elemento strutturale, poichè tali tipologie presentano caratteristiche tra loro molto differenti. Per questi motivi infatti esistono meccanismi di collasso preferibili rispetto ad altri, poichè permettono ad esempio una maggiore dissipazione di energia oppure un'eventuale redistribuzione degli sforzi di sollecitazione.

Nel caso di una colonna soggetta ad uno spostamento laterale in sommità, è possibile schematizzare la risposta attraverso una curva forza-duttilità. Il principio di classificazione risiede nella possibilità o meno della colonna di esprimere un'adeguata capacità rotazionale alla base, che si traduce in termini fisici in spostamenti ammissibili più elevati e in una maggior dissipazione di energia, poichè si hanno di fatto cicli di carico-scarico più ampi.

A seconda di quanto la colonna permetta o meno questa domanda di spostamento senza tuttavia perdere la sua capacità portante, è possibile classificare il tipo di rottura che avviene nell'elemento.

Per poter esprimere questa idea, è necessario analizzare il comportamento

della colonna sotto l'azione di un carico orizzontale.

Immaginando di applicare una forza costantemente crescente ad una colonna e misurandone lo spostamento in sommità, quello che si ottiene è una curva dalla forma seguente:

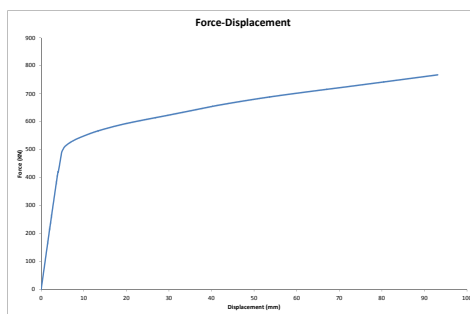


Figura 1.1 – Esempio di una curva di Pushover in un grafico Forza-Spostamento.

La rottura dell'elemento avviene quando quest'ultimo raggiunge il suo limite di resistenza. Tale limite può essere raggiunto o perchè viene raggiunta la massima resistenza a flessione (si parla di rottura per flessione) o perchè viene raggiunta la massima resistenza a taglio (si parla di rottura per taglio). In realtà questa classificazione sommaria assume una sfumatura leggermente più complessa se si rapporta la rottura anche in funzione dello snervamento o meno della sezione, come verrà chiarito in seguito.

È comunemente accettato che la resistenza a taglio sia funzione della duttilità, dove per duttilità si intende il rapporto tra lo spostamento laterale e lo spostamento laterale in corrispondenza dello snervamento della sezione. Esistono diversi modelli che descrivono l'andamento della resistenza a taglio in funzione della duttilità, alcuni dei quali (Sezen 2002, UCSD 2000) verranno espressi nei paragrafi successivi.

La classificazione del tipo di rottura viene pertanto fatta sulla reciproca posizione tra la curva forza-duttilità, che rappresenta la risposta dell'elemento alla sollecitazione esterna, e la curva di capacità, che ne rappresenta la resistenza all'azione tagliente. Chiarito questo concetto, si possono riscontrare, così operando, le seguenti casistiche:

In caso si verifichi una rottura per flessione (tipo F), l'elemento riesce ad esprimere interamente la sua capacità rotazionale nella sezione di base, raggiungendo valori di duttilità di norma piuttosto elevati. Come si nota in figura 1.2a la curva di risposta non interseca l'involuppo di resistenza al ta-

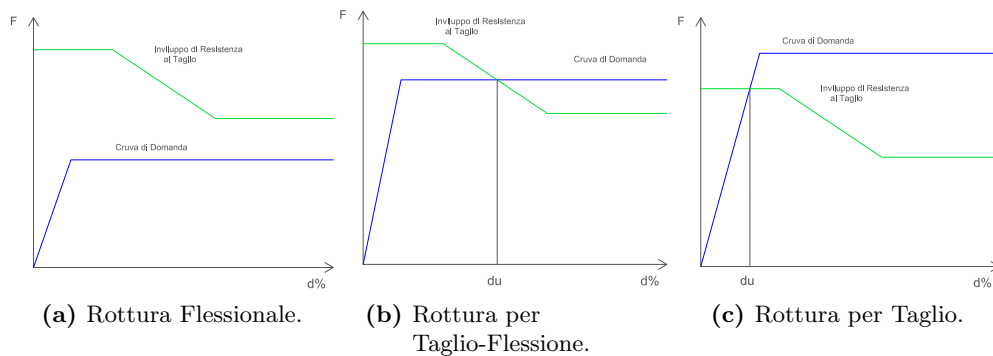


Figura 1.2 – Classificazione delle diverse tipologie di rottura.

glio.

Nel caso in cui la colonna non riesca ad esprimere in toto quella che sarebbe la sua capacità rotazionale, poichè si verifica la rottura dovuta allo sforzo agente di taglio, è possibile distinguere due casi separati.

Nel primo caso la rottura avviene nei primi valori di spostamento, e cioè senza che la sezione raggiunga lo snervamento. Si parlerà in questo caso di rottura per taglio (tipo S). È possibile notare in figura 1.2c come l'involuppo a taglio intersechi la curva di risposta nel primissimo tratto senza che quest'ultima riesca a cambiare pendenza.

Nel seconda caso la rottura avviene dopo lo snervamento dell'armatura, quindi in termini di duttilità più elevati rispetto a prima, ma comunque senza che la colonna riesca a raggiungere il suo massimo livello di prestazione in termini di duttilità. Si parlerà in questo caso di rottura per taglio-flessione. Dalla figura 1.2b si individua che l'intersezione delle due curve avviene dopo la fase di ramo puramente elastico.

1.2 Modelli di involuppo di Resistenza al Taglio

Come è stato descritto nei paragrafi precedenti, risulta di chiara importanza descrivere come varia la resistenza al taglio della colonna in funzione della duttilità richiesta. In questa direzione si sono sviluppati diversi studi negli ultimi anni, che hanno portato alla pubblicazione di alcuni modelli per la determinazione di tale legge.

I modelli che di seguito verranno riportati sono il modello di Sezen e il modello UCSD. Entrambi questi modelli cercano di scomporre la resistenza totale in più parti che concorrono in diverse misure alla resistenza globale dell'elemento.

Una volta individuati i parametri che regolano la resistenza, sono state

proposte delle leggi che ne descrivano, per ogni componente, la propria dipendenza o meno dal fattore duttilità.

1.3 Modello UCSD modificato (2000)

In questo modello, presentato da Kowalsky e Priestley nel 2000, la resistenza a taglio dell'elemento strutturale è costituita dalla somma di tre componenti differenti e indipendenti tra loro:

$$V_{ris} = V_c + V_s + V_p \quad (1.1)$$

dove V_c è il contributo apportato alla resistenza dal calcestruzzo, V_s è il contributo apportato dall'acciaio e V_p è il contributo apportato dal carico assiale. Kowalsky e Priestley nel loro modello propongono di valutare il termine V_c secondo la seguente relazione:

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f_c}A_e \quad (1.2)$$

l'area effettiva A_e può essere stimata come $0,8A_g$, indicando con A_g l'area lorda della sezione. La resistenza del calcestruzzo è rappresentata dal termine $\gamma\sqrt{f_c}$. Il fattore γ descrive come varia tale resistenza in funzione della duttilità, e il suo andamento è rappresentato in Figura 1.3.

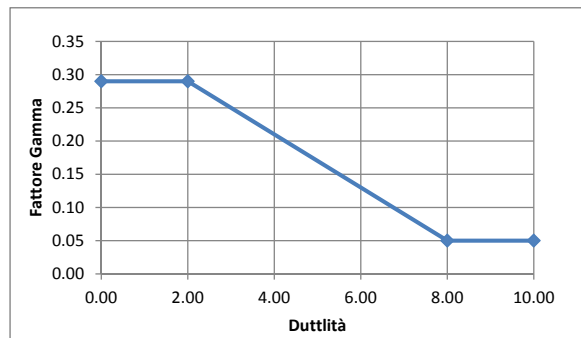
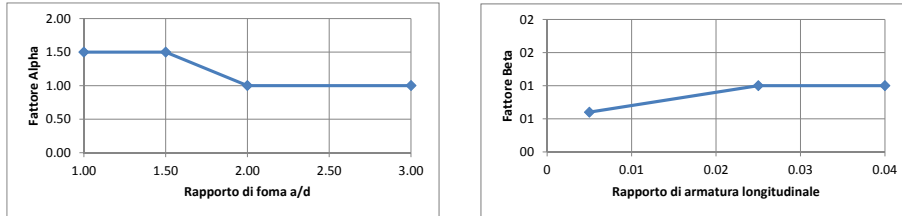


Figura 1.3 – Fattore di duttilità γ .

I coefficienti correttivi α e β vogliono tenere in considerazione l'effetto della forma e il contributo di armatura longitudinale. Analiticamente tali coefficienti assumono valori:

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{a}{d} \leq 1,5$$

$$\beta = 0,5 + 20\rho_L \leq 1$$



(a) Fattore di forma α .

(b) Fattore di forma β .

Figura 1.4 – Coefficienti correttivi nella resistenza del calcestruzzo.

Il suo andamento è rappresentato in Figura 1.4.

Il contributo offerto alla resistenza dall'armatura trasversale è stato ipotizzato tenendo conto della formazione di un meccanismo puntone-tirante. In particolare, la resistenza offerta dalla biella tesa è pari a:

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yh} D'}{s} \cot \theta \quad (1.3)$$

Nell'equazione (1.4) θ rappresenta l'angolo di apertura delle diagonali rispetto all'asse della colonna. Gli autori suggeriscono di assumere $\theta=30^\circ$. Il termine A_{st} è l'area di armatura intercettata dalla fessura, calcolata come il numero di barre n_b intercettate per l'Area della singola barra A_h . È stato osservato da Priestly e Kowalsky che nella parte compressa della colonna, non essendoci l'apertura di fessure, l'armatura trasversale non dava alcun contributo. Per questo motivo gli autori hanno introdotto il termine:

$$D' = D - c_m - c$$

in cui D è la profondità della sezione, c_m il copriferro delle barre longitudinali e c è la profondità dell'asse neutro a rottura. Il contributo al carico assiale deriva invece dalla formazione di un puntone compresso lungo l'altezza della colonna. Proiettando questa componente lungo la direzione orizzontale si ottiene in contributo V_p :

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D - c}{2H} P \quad (1.4)$$

1.4 Modello di Sezen (2002)

In questo modello Sezen esprime la resistenza al taglio come la somma di due componenti distinte e indipendenti, considerando il contributo del

carico assiale incluso nel contributo del calcestruzzo:

$$V_{ris} = K_{\Delta}(V_c + V_s) \quad (1.5)$$

Secondo Sezen anche il contributo della biella tesa si riduce con l'aumento della duttilità. Questo fatto è spiegato dall'ipotesi che si verifichi un fenomeno di danneggiamento degli ancoraggi ed un disallineamento dell'armatura trasversali, il quale influenza il meccanismo resistente di puntone e tirante che si viene a creare all'interno della colonna. L'andamento del parametro K_{Δ} è rappresentato in Figura 1.5: Il contributo del calcestruzzo è espresso

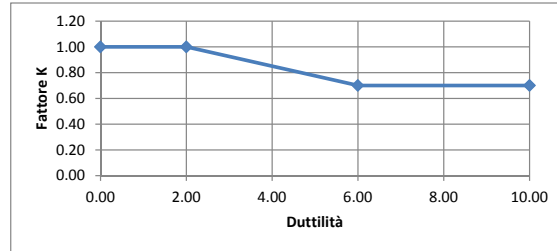


Figura 1.5 – Fattore di duttilità K_{Δ} .

dall'equazione (1.6):

$$V_c = \frac{0,5\sqrt{f_c}}{\frac{a}{d}} \sqrt{1 + \frac{P}{0,5\sqrt{f_c}A_g}} A_e \quad (1.6)$$

L'equazione (1.6) tiene già conto del coefficiente di forma della colonna, e come già visto precedentemente nell'equazione (1.2), il termine A_e può essere assunto come $0,8A_g$. Il termine

$$f_t = 0,5\sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{P}{0,5\sqrt{f_c}A_g}}$$

rappresenta la resistenza a trazione del calcestruzzo non fessurato. Tale valore è stato ricavato da Sezen calcolando la τ corrispondente alla tensione principale e imponendo la resistenza a trazione massima del calcestruzzo pari a $0,5\sqrt{f_c}$.

La componente di resistenza dovuta all'armatura trasversale è stata valutata da Sezen utilizzando il modello a traliccio di Ritter-Mörsch, ipotizzando la formazione di un angolo di fessurazione pari a 45° :

$$V_s = \frac{A_{st}f_y h d}{s} \quad (1.7)$$

Il termine *altro* indica la profondità effettiva della sezione, e cioè la distanza misurata dalla fibra maggiormente compressa al baricentro della fibra di armatura maggiormente tesa.

Sezen ha ipotizzato una riduzione lineare della resistenza del calcestruzzo con l'aumentare del coefficiente di forma, tuttavia i suoi risultati sperimentali sono stati acquisiti restando in un determinato intervallo di coefficienti di forma, in particolare in un intervallo $2 \leq \frac{a}{d} \leq 4$. Al di fuori di tale intervallo tale relazione potrebbe non essere lineare, e pertanto il modello potrebbe non essere in grado di spiegare in maniera sufficientemente adeguata il fenomeno indagato.

1.5 Curve di Risposta

Il problema dell'effetto del taglio diventa fondamentale nel caso in cui ci si trovi ad esaminare colonne che sono suscettibili appunto ad una rottura dovuta al taglio. Per questo motivo, per descrivere correttamente il legame forza-spostamento o forza-duttilità, è necessario tenere conto dell'effetto del taglio nella risposta dell'elemento, in particolare della formazione di fessure dovute appunto alla sollecitazione tagliante.

Il primo modello di curva di risposta forza-duttilità che tenesse in considerazione gli effetti della fessurazione dovuta al taglio è stato proposto da Calvi et al nel 2005. Tale modello è stato poi ripreso e modificato da Miranda, Calvi et al nella pubblicazione *Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance*[2005]. La curva di risposta costruita da Miranda, Calvi et al può essere pensata come la combinazione di una curva di risposta flessionale e una curva di risposta tagliante. Gli stati limite caratterizzanti le diverse fasi nell'evoluzione del comportamento della colonna sono:

1. Flexural cracking
2. Shear cracking
3. First Yield
4. Spalling

1.6 Determinazione degli stati limite

1.6.1 Flexural cracking

Questo stato limite corrisponde al passaggio tra una sezione interamente reagente in campo elastico ad una sezione fessurata, in quanto è stata raggiunta la resistenza a trazione nella fibra di calcestruzzo più esterna. Il

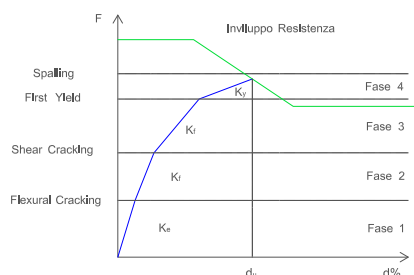
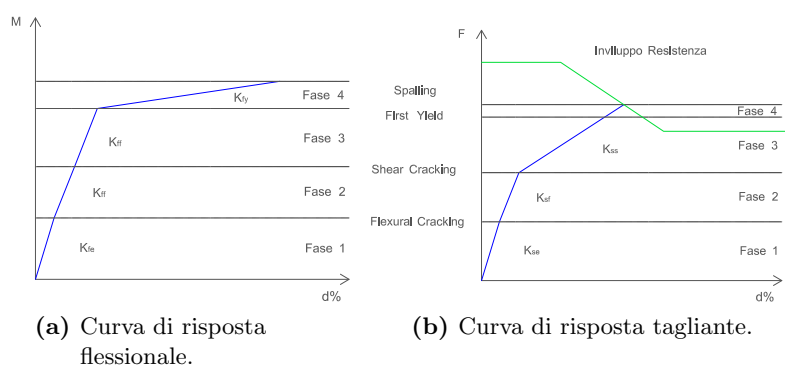


Figura 1.6 – Curva di risposta forza-deformazione combinata.



(a) Curva di risposta flessionale.

(b) Curva di risposta tagliante.

Figura 1.7 – Curve di risposta indipendenti.

Momento di Fessurazione M_{cr} viene valutato come il prodotto tra il modulo di resistenza corrispondente alla fibra più esterna e la tensione critica, somma tra la tensione di decompressione e la tensione massima di trazione:

$$M_{cr} = W_{el}(f_t + f_{pc}) = \frac{I_g}{y_f}((f_t + f_{pc})) \quad (1.8)$$

In cui:

I_g è il momento di inerzia della sezione lorda

y_f è la distanza dal baricentro della fibra considerata

$f_t = C_t\sqrt{f_c}$ è la resistenza massima a trazione espressa dal calcestruzzo

$f_{pc} = \frac{P}{A_g}$ è la tensione indotta dal carico assiale

Il coefficiente C_t è preso pari a 0,5. Per risalire alla Forza di Fessurazione è sufficiente dividere il Momento per la lunghezza di taglio, cioè per quella lunghezza definita come la distanza tra il massimo momento e il cambio di curvatura nella deformata dell'elemento. Tale distanza dipende dalla configurazione dei test sperimentali, di solito condotti su schemi di trave a mensola (a coincide con H , altezza della colonna) o di trave in doppio

incastro (a coincide con $H/2$):

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{a}$$

1.6.2 Shear cracking

Lo stato limite di Shear Cracking corrisponde alla formazione di fessure diagonali per taglio, dalle quali ne consegue una considerevole perdita di rigidità da parte della colonna. La valutazione dell'entità della forza corrispondente a questo stato limite è tutt'ora oggetto di ricerca. In letteratura esistono diverse formulazioni di natura sperimentale (ACI, Mattock, Zsutty, Eurocodice 2, Miranda Calvi et al), tuttavia la loro applicazione presenta notevoli limitazioni. La maggior parte di queste relazioni sono di natura sperimentale, in particolare esse sono il risultato di interpolazioni statistiche. Pertanto la loro affidabilità è da ricercarsi nei campi di variabilità definiti dal campione che le ha costituite. Per motivi di coerenza si è scelta la formulazione di Miranda Calvi et al, la quale prevede il valore della tensione limite pari a:

$$v_{cr} = 0,5\sqrt{f_c}\sqrt{1 + \frac{P}{0,5\sqrt{f_c}A_g}} \quad (1.9)$$

I test sperimentali effettuati da Miranda mostrano che il parametro fisico il quale domina la maggior parte della variabilità tra i risultati del modello e i risultati sperimentali è il parametro $\frac{s}{d}$. Tale parametro esprime il rapporto tra il passo dell'armatura trasversale e la profondità effettiva della sezione. Individuato questo stretto legame tra il valore di Shear Cracking e il rapporto $\frac{s}{d}$, gli autori hanno proposto un'equazione sperimentale direttamente derivata dall'interpolazione dei dati:

$$V_{cr} = 0,215 \left(\frac{s}{d}\right)^{-0.57} v_{cr} A_w \quad (1.10)$$

dove con A_w è indicata l'area effettiva a taglio della sezione.

1.6.3 First Yield

Questo stato limite corrisponde all'inizio della fase di plasticizzazione della sezione. Si considera come criterio di valutazione il raggiungimento della deformazione di snervamento nella prima fibra di acciaio oppure il raggiungimento di una deformazione pari al 0,002 nella prima fibra di calcestruzzo. Da questo momento in poi, la rigidità flessionale dell'elemento strutturale cala in maniera vistosa con l'aumentare della forza laterale. A partire dall'analisi Momento-Curvatura, noto il momento di prima plasticizzazione si ricava la forza attraverso la relazione:

$$F_y = \frac{M_y}{a}$$

1.6.4 Spalling

Gli autori hanno introdotto questo stato limite per poter idealizzare la risposta dopo la fase di plasticizzazione. Esso viene raggiunto quando il calcestruzzo del copriferro viene espulso, e si ha pertanto una redistribuzione delle forze interne come conseguenza della riduzione della sezione. Il valore di deformazione associato al quale si considera avvenga il fenomeno dello Spalling è del 0,004. Noto il Momento di Spalling si risale alla forza corrispondente:

$$F_{spall} = \frac{M_{spall}}{a}$$

1.7 Calcolo delle rigidzze nella risposta

1.7.1 Fase I: risposta Elastica

Nella Fase Elastica le rigidzze vengono calcolate attraverso le formule della Scienza delle Costruzioni in ipotesi di sezione interamente reagente.

1.7.1.1 Rigidezza Flessionale

Definiti i parametri E_c modulo elastico del calcestruzzo, I_g momento d'inerzia dell'intera sezione e H altezza del provino, la rigidzza flessionale è espressa dalle equazioni 1.11 e 1.12 :

$$K_{fe} = \frac{3E_c I_g}{H^3} \quad \text{per lo schema a mensola} \quad (1.11)$$

$$K_{fe} = \frac{12E_c I_g}{H^3} \quad \text{per lo schema a doppio incastro} \quad (1.12)$$

1.7.1.2 Rigidezza Tagliante

Definiti i parametri ν coefficiente di Poisson, A_g area della sezione e χ fattore di taglio, la rigidzza tagliante è espressa dall' equazione 1.13:

$$K_{se} = \frac{GA_g \chi}{H} \quad (1.13)$$

dove G è il modulo di taglio definito nel seguente modo:

$$G = \frac{E_c}{1 + 2\nu} \quad (1.14)$$

Il coefficiente χ è funzione della forma della sezione. In questo caso per le colonne testate:

$$\chi = \begin{cases} 0.8 & \text{per sezioni rettangolari piene} \\ 0.9 & \text{per sezioni circolari piene} \end{cases} \quad (1.15)$$

Si definisce area di taglio A_v il prodotto $A_v = \chi A_g$

1.7.2 Fase II: Fase post Fessurazione Flessionale

In questa fase le rigidzze sono proporzionali alle caratteristiche geometriche valutate per la sezione fessurata.

1.7.2.1 Rigidezza Flessionale

Definito il parametro I_e momento d'inerzia della sezione fessurata, la rigidzza flessionale è espressa dalle equazioni 1.16 e 1.17 :

$$K_{ff} = \frac{3E_c I_e}{H^3} \quad \text{per lo schema a mensola} \quad (1.16)$$

$$K_{ff} = \frac{12E_c I_e}{H^3} \quad \text{per lo schema a doppio incastro} \quad (1.17)$$

La determinazione del fattore I_e viene fatta attraverso un'analisi Momento-Curvatura. Considerando il legame costitutivo espresso come:

$$\frac{M}{\phi} = EI$$

si valutano i termini considerando il coefficiente angolare della retta secante i due stati limite che racchiudono la fase nel diagramma Momento-Curvatura. In particolare:

$$E_c I_e = \frac{M_y - M_{cr}}{\phi_y - \phi_{cr}} \quad (1.18)$$

1.7.2.2 Rigidezza Tagliante

Gli autori valutano la rigidzza tagliante in maniera proporzionale al decadimento delle caratteristiche geometriche effettive della sezione dovute alla fessurazione flessionale. Pertanto la nuova area di taglio sarà espressa dall'equazione 1.19

$$A_{ve} = A_v \frac{E_c I_e}{E_c I_g} \quad (1.19)$$

Di conseguenza, la rigidzza tagliante è espressa dall'equazione 1.20

$$K_{sf} = \frac{GA_{ve}}{H} \quad (1.20)$$

1.7.3 Fase III: Fase post Fessurazione a Taglio

Si assume che la resistenza flessionale rimanga inalterato dopo la fessurazione a taglio. Ciò che subisce una drastica riduzione è la rigidzza a taglio.

1.7.3.1 Rigidezza Tagliante

Si utilizzano le espressioni di Park e Paulay [1975] valutate seguendo gli stessi principi del traliccio di Ritter-Mörsch. La rigidezza unitaria è espressa dal termine k_v come mostrato nell'equazione 1.21:

$$k_v = \frac{\rho_x \sin^4 \alpha_s \sin^4 \beta_h (\cot \alpha_s + \cot \beta_h)^2}{\sin^4 \alpha_s + n\rho - s \sin^4 \beta_h} E_s b_w d \quad (1.21)$$

Dove:

$$\rho_x = \frac{A_{st}}{s b_w \sin \beta_h}$$

è il rapporto trasversale di armatura tra l'area di armatura a taglio A_{st} e le dimensioni della sezione resistente in calcestruzzo. I termini α_s e β_h rappresentano rispettivamente gli angoli di inclinazione del puntone compresso e l'angolo di orientazione delle staffe. Si è assunto $\alpha_s = 45^\circ$.

Il termine n è il coefficiente di omogenizzazione, rapporto tra i moduli elastici dei due materiali $n = \frac{E_s}{E_c}$

La rigidezza tagliante è pertanto definita dall'equazione 1.22

$$K_{ss} = \frac{k_v}{H} \quad (1.22)$$

1.7.4 Fase IV: Fase post Plasticizzazione

Si suppone che unicamente la resistenza flessionale subisca un cambiamento, mentre a rigidezza tagliante resti invariata.

1.7.4.1 Rigidezza Flessionale

Analogamente alla fase successiva post fessurazione flessionale, si utilizza il concetto di coefficiente angolare della retta secante nel diagramma Momento-Curvatura. In particolare il termine I_y viene calcolato attraverso la relazione:

$$E_c I_y = \frac{M_{spall} - M_y}{\phi_{spall} - \phi_y} \quad (1.23)$$

Noti questi valori è possibile calcolare la rigidezza flessionale secondo le equazioni 1.24 e 1.25 :

$$K_{fy} = \frac{3E_c I_y}{H^3} \quad \text{per lo schema a mensola} \quad (1.24)$$

$$K_{fy} = \frac{12E_c I_y}{H^3} \quad \text{per lo schema a doppio incastro} \quad (1.25)$$

1.8 Combinazione delle rigidzze

Per ottenere il comportamento dell'elemento che combini la risposta tagliante e la risposta flessionale si devono combinare in serie le due rigidzze per ogni fase:

$$K_{Ti} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fi}} + \frac{1}{K_{si}}} \quad (1.26)$$

Si riassumono le componenti da sommare per ogni fase per ottenere la rigidzza totale nella Tabella 1.1 :

Fase di Risposta	Flessione	Taglio	Totale
Fase I	K_{fe}	K_{se}	K_{Te}
Fase II	K_{ff}	K_{sf}	K_{Tf}
Fase III	K_{ff}	K_{ss}	K_{Ts}
Fase IV	K_{fy}	K_{ss}	K_{Ty}

Tabella 1.1 – Assemblaggio delle rigidzze.

Capitolo 2

Modellazione dell'elemento strutturale

Le analisi sugli colonne sono state effettuate tramite il software agli elementi finiti denominato OpenSEES (Open System Earthquake Engineering Simulation). Per poter cogliere le non linearità del problema in esame ci si è serviti di una modellazione a fibre in quanto tale modellazione permette di associare all'elemento unitario, la fibra appunto, un proprio legame costitutivo rappresentante il materiale. Una volta deciso questo, si è dovuto scegliere che tipo di formulazione usare per l'elemento: il software permette infatti la scelta tra una formulazione alle forze e una formulazione agli spostamenti.

Ognuna di queste scelte fatte, come le successive riguardanti ad esempio il numero di elementi o il numero di punti di integrazione, mira alla ricerca di una soluzione il più possibile aderente alla realtà che sia allo stesso tempo non eccessivamente onerosa da gestire computazionalmente.

2.1 Modello a fibre

Il modello a fibre presuppone la suddivisione della sezione in un numero discreto di elementi detti appunto *fibre*, alle quali viene associato un legame costitutivo monoassiale non lineare. La risposta dell'elemento è ottenuta dalla somma delle risposte valutate nelle sezioni lungo la lunghezza dell'asse, la cui posizione dipende dallo schema di integrazione della soluzione. In questo caso si è utilizzato lo schema di integrazione di Gauss-Lobatto e il numero di punti di integrazione è stato scelto in funzione della zona di plasticizzazione prevista come indicato nel paragrafo successivo.

La modellazione a fibre di una sezione può essere applicata sia ad un elemento denominato *Force-Based* sia ad un elemento denominato *Displacement-Based*. Si è deciso di utilizzare un elemento basato sulla formulazione al-

le forze in modo da poter utilizzare un unico elemento. Tale formulazione infatti permette di aumentare la precisione dell'integrazione aumentando il numero di punti di integrazione lungo l'elemento stesso ma senza aumentare il numero di elementi. Si è potuto ridurre così il carico computazionale in termini di tempo di risoluzione.

2.2 Formulazione dell'elemento Force-Based

La formulazione dell'elemento *ForceBased* è stata proposta da Spacone e Taucer nella pubblicazione *Fibre Beam-Column model for non-linear analysis of R/C frames* di cui si riporta una breve descrizione.

Il procedimento si basa su equazioni integrali di equilibrio alle quali vengono associate le relazioni in termini di forza-deformazione costruite sulla sezione. In questo metodo vengono usate due diverse tipologie di funzioni interpolanti per il campo delle deformazioni e per il campo delle forze.

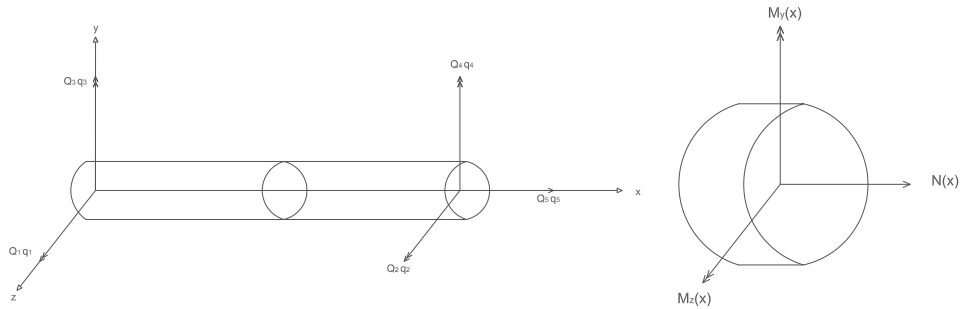


Figura 2.1 – Forze e deformazioni generalizzate sull'elemento e sulla sezione.

Le forze e le deformazioni generalizzate dell'elemento così come le forze e le deformazioni corrispondenti nella sezione sono indicate nella figura ?? e possono essere raggruppati nei seguenti vettori:

Vettore delle forze sull'elemento

$$\mathbf{Q} = (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5)^T \quad (2.1)$$

Vettore delle deformazioni sull'elemento

$$\mathbf{q} = (q_1, q_2, q_3, q_4, q_5)^T \quad (2.2)$$

Vettore delle forze sulla sezione

$$\mathbf{D}(x) = (M_z(x), M_y(x), N(x))^T \quad (2.3)$$

Vettore delle deformazioni sulla sezione

$$\mathbf{d}(x) = (\chi_z(x), \chi_y(x), \epsilon(x))^T \quad (2.4)$$

Nell'equazione 2.4 i termini χ sono le curvature rispetto agli assi corrispondenti, mentre si il termine ϵ si riferisce alla deformazione assiale dell'asse di riferimento. Alla base del modello si assume che le sezioni rimangano piane e normali rispetto all'asse dell'elemento, pertanto le deformazioni nelle fibre vengono ricavate a partire da una normale trasformazione geometrica dalle deformazioni nella sezione.

Indicando con Δ l'incremento delle quantità sopra riportate, è possibile scrivere:

$$\Delta \mathbf{d}(x) = \mathbf{a}(x) \Delta \mathbf{q} \quad (2.5)$$

$$\Delta \mathbf{D}(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{Q} \quad (2.6)$$

dove $\mathbf{a}(x)$ sono le funzioni interpolanti delle deformazioni e $\mathbf{b}(x)$ sono le funzioni interpolanti delle forze. Una volta espresse, queste equazioni vengono combinate per ottenere la relazione tra le forze e le deformazioni nell'elemento. Al passo j di integrazione si ha che:

$$\Delta \mathbf{d}^j(x) = \mathbf{f}^{j-1}(x) \Delta^j(x) + \mathbf{r}^{j-1}(x) \quad (2.7)$$

dove $\mathbf{f}^{j-1}(x)$ e \mathbf{r}^{j-1} rappresentano rispettivamente la funzione di flessibilità della sezione e il residuo calcolati all'iterazione precedente.

Esprese in forma integrale l'equazione soprastante assume la forma:

$$\int_0^L \delta \mathbf{Q}^T [\Delta \mathbf{d}^j(x) - \mathbf{f}^{j-1}(x) \Delta^j(x) - \mathbf{r}^{j-1}(x)] dx = 0 \quad (2.8)$$

Sostituendo la 2.5 e la 2.6 nella 2.8, ed essendo quest'ultima indipendente da $\delta \mathbf{Q}$, l'integrale assume la forma:

$$\mathbf{T} \Delta \mathbf{q}^j - \mathbf{F}^{j-1} \Delta \mathbf{Q}^j - \mathbf{s}^{j-1} = 0 \quad (2.9)$$

dove \mathbf{T} è la matrice che dipende dalle funzioni interpolanti

$$\mathbf{T} = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{a}^T(x) dx \quad (2.10)$$

\mathbf{F} la matrice di flessibilità

$$\mathbf{F} = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}(x) \mathbf{b}(x) dx \quad (2.11)$$

e \mathbf{s} il residuo

$$\mathbf{s} = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{r}(x) dx \quad (2.12)$$

L'equilibrio è espresso in conseguenza al principio dei lavori virtuali:

$$\int_0^L \delta \mathbf{d}^T [\mathbf{D}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^j(x)] dx = \delta \mathbf{q}^T \mathbf{Q}^j \quad (2.13)$$

dove \mathbf{Q}^j è il vettore delle forze nodali in equilibrio con la distribuzione delle forze interne $\mathbf{D}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^j(x)$. Sostituendo la 2.5 e la 2.6 nella 2.13, e dovendo essere vera qualunque $\delta \mathbf{q}$ si ottiene:

$$\mathbf{T}^T \mathbf{Q}^{j-1} + \mathbf{T}^T \Delta \mathbf{Q}^j = \mathbf{Q}^j \quad (2.14)$$

che è l'equazione di equilibrio espressa in forma matriciale. Raccogliendo a sistema la 2.9 e la 2.14 si ottiene la seguente scrittura:

$$\begin{bmatrix} -\mathbf{F}^{j-1} & \mathbf{T} \\ \mathbf{T}^T & \mathbf{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{Q}^j \\ \Delta \mathbf{q}^j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{s}^{j-1} \\ \mathbf{Q}^j - \mathbf{T}^T \mathbf{Q}^{j-1} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

Risolvendo la prima equazione del sistema per $\Delta \mathbf{Q}^j$ e sostituendola nella seconda si ottiene

$$\mathbf{T}^T [\mathbf{F}^{j-1}]^{-1} (\mathbf{T} \Delta \mathbf{q}^j - \mathbf{s}^{j-1}) = \mathbf{Q}^j - \mathbf{T}^T \mathbf{Q}^{j-1} \quad (2.16)$$

Le funzioni di forma $\mathbf{b}(x)$ sono ottenuta imponendo l'equilibrio dello sforzo assiale e dei momenti all'interno dell'elemento. La scelta delle funzioni $\mathbf{a}(x)$ non influenza la formulazione a causa di come sono stati scelti i vettori \mathbf{Q} e \mathbf{q} , i quali risultano coniugati dal punto della formulazione del lavoro esterno sull'elemento $\mathbf{q}^T \mathbf{Q}$. Questo fatto porta a far coincidere \mathbf{T} con la matrice identità, semplificando la 2.16 come segue:

$$[\mathbf{F}^{j-1}]^{-1} (\Delta \mathbf{q}^j - \mathbf{s}^{j-1}) = \Delta \mathbf{Q}^j \quad (2.17)$$

L'equazione 2.17 rappresenta la relazione tra l'incremento di forze $\Delta \mathbf{Q}^j$ e il corrispondente incremento di deformazioni $\Delta \mathbf{q}^j - \mathbf{s}^{j-1}$.

2.2.1 Determinazione dello stato dell'elemento

Per implementare la formulazione in un programma agli elementi finiti è necessario risalire alla matrice di rigidezza e alle forze resistenti che si generano in conseguenza agli spostamenti unitari nei nodi dell'elemento. Mentre la matrice di rigidezza si può ottenere invertendo la matrice di flessibilità, le forze sull'elemento non possono essere derivate immediatamente dalle forze agenti sulla sezione. Lo schema iterativo proposto da Spacone et al simile allo schema di Newton-Raphson, vuole ridurre sotto una prefissata tolleranza le forze sbilanciati al corrispondente step di carico.

All' $-i$ esima iterazione si vogliono determinare le forze resistenti in corrispondenza dell'incremento di deformazioni:

$$\mathbf{q}^i = \mathbf{q}^{i-1} + \Delta \mathbf{q}^i \quad (2.18)$$

Viene introdotta una procedura iterativa all'interno al passo i di indice j . All'iterazione $j = 0$ l'elemento si trova al punto A in figura 2.2. La matrice

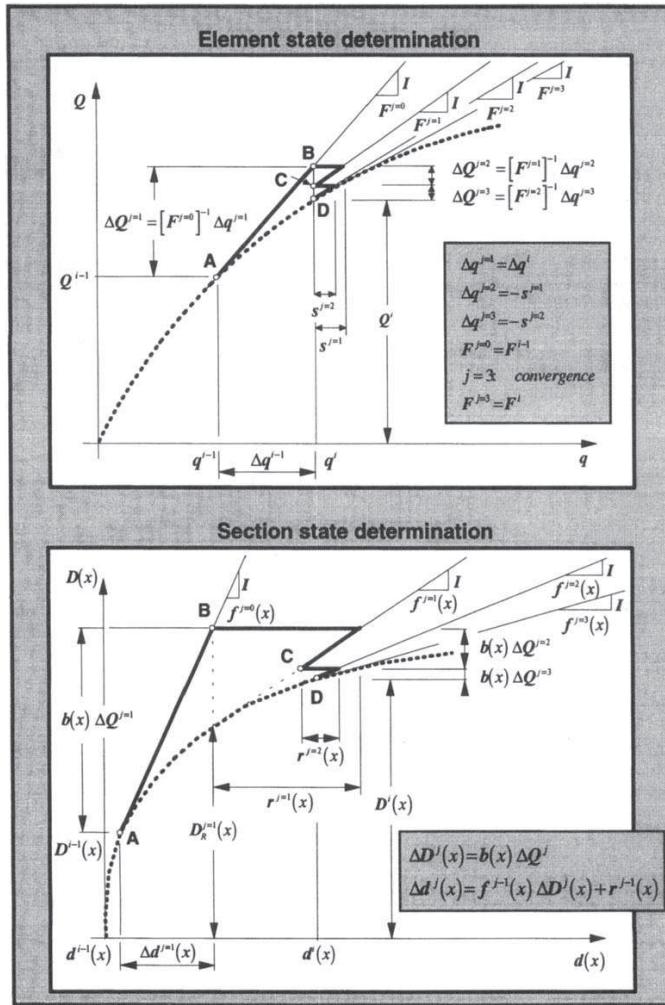


Figura 2.2 – Schema iterativo per la determinazione della soluzione.

di rigidezza è assunta pari al passo precedente $[\mathbf{F}^{j=0}]^{-1} = [\mathbf{F}^{i-1}]^{-1}$. All'incremento di deformazione $\Delta \mathbf{q}^{j=1} = \Delta \mathbf{q}^i$ corrisponde un incremento di forze pari a:

$$\Delta \mathbf{Q}^{j=1} = [\mathbf{F}^{j=0}]^{-1} \Delta \mathbf{q}^{j=1} \quad (2.19)$$

Gli incrementi di forze $\Delta \mathbf{D}^{j=1}(x)$ sono ottenute dalla 2.6. Attraverso la matrice di flessibilità è possibile risalire agli incrementi di deformazioni nella sezione:

$$\Delta \mathbf{d}^{j-1}(x) = \mathbf{f}^{j=0}(x) \Delta \mathbf{D}^{j=1}(x) \quad (2.20)$$

Le deformazioni nella sezione vengono aggiornate e la configurazione si riporta al punto B con $\mathbf{d}^{j=1}(x) = \mathbf{d}^{i-1}(x) \Delta \mathbf{d}^{j=1}(x)$. Le forze resistenti nella sezione vengono calcolate attraverso una procedura simile che sarà indicata nel paragrafo successivo. Le forze sbilanciati sono rappresentate dalla

differenza tra le forze agenti e le forze resistenti:

$$\mathbf{D}_U^{j=1}(x) = \mathbf{D}^{j=1}(x) - \mathbf{D}_R^{j=1}(x) \quad (2.21)$$

Il prodotto delle forze sbilanciati con la matrice di flessibilità fornisce poi il residuo attraverso la 2.22:

$$\mathbf{r}^{j=1}(x) = \mathbf{f}^{j=1}(x) \mathbf{D}_U^{j=1}(x) \quad (2.22)$$

Integrando il residuo lungo l'elemento si ottengono le deformazioni residue dell'elemento:

$$\mathbf{s}^{j=1} = \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{r}^{j=1}(x) dx \quad (2.23)$$

Per ripristinare l'equilibrio ai nodi, dove le deformazioni dovrebbero valere \mathbf{q}^i vengono applicati ai nodi dell'elemento delle forze pari a $-\mathbf{[F}^{j=1}]^{-1} \mathbf{s}^{j=1}$. A questo corrisponde un incremento di forze nei punti di integrazione pari a $-\mathbf{b}(x) \mathbf{[F}^{j=1}]^{-1} \mathbf{s}^{j=1}$ che inducono a loro volta un incremento di deformazione pari a $-\mathbf{f}^{j=1} \mathbf{b}(x) \mathbf{[F}^{j=1}]^{-1} \mathbf{s}^{j=1}$.

Alla seconda iterazione si avrà pertanto $\Delta \mathbf{Q}^{j=2} = -\mathbf{[F}^{j=1}]^{-1} \mathbf{s}^{j=1}$ e prosegue aggiornando di nuovo le deformazioni analogamente a quanto descritto sopra.

2.2.2 Determinazione dello stato della sezione

Dall'ipotesi di sezioni piane e perpendicolari all'asse dell'elemento, il vettore ϵ delle deformazioni è pari a:

$$\epsilon(x, y, z) = \mathbf{I}(y, z) \mathbf{d}(x) \quad (2.24)$$

dove \mathbf{I} rappresenta il vettore $\mathbf{I} = (-y, z, 1)$. Noto il legame costitutivo del materiale, è possibile ottenere la matrice di rigidezza e le forze resistenti attraverso le espressioni:

$$\mathbf{k}(x) = \int_{A(x)} \mathbf{I}^T(y, z) \mathbf{E}(x, y, z) \mathbf{I}(y, z) dA \quad (2.25)$$

$$\mathbf{D}_R(x) = \int_{A(x)} \mathbf{I}^T(y, z) \sigma(x, y, z) dA \quad (2.26)$$

L'integrazione viene risolta per via numerica suddividendo la sezione in fibre, pertanto la precisione dello schema è legata strettamente al numero di fibre utilizzate:

$$\mathbf{k}(x) = \sum_{-ifibra}^{n\,fibre} \mathbf{I}^T(x, y_{ifibra}, z_{ifibra}) (EA)_{ifibra} \mathbf{I}(x, y_{ifibra}, z_{ifibra}) \quad (2.27)$$

$$\mathbf{D}_R(x) = \sum_{-ifibra}^{n\,fibre} \mathbf{I}^T(x, y_{ifibra}, z_{ifibra}) (\sigma A)_{ifibra} \quad (2.28)$$

2.3 Lunghezza di Cerniera Plastica e punti di Integrazione

Il software *OpenSees* integra le deformazioni delle fibre attraverso lo schema di Gauss-Lobatto. Si voleva scegliere un numero di punti di integrazione tale che l'integrazione della zona plasticizzata risultasse confinata tra due punti successivi. Per prima cosa è stato necessario implementare il calcolo della zona plasticizzata. In letteratura sono presenti diverse formulazioni tra le quali è stata scelta la formulazione presentata da Miranda:

$$L_p = 0.08L + L_{sp} \quad (2.29)$$

dove

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_l \quad (2.30)$$

è definita come la lunghezza di penetrazione della deformazione, e tiene conto della lunghezza delle barre longitudinali che plasticizzano all'interno dell'ancoraggio. Tale lunghezza dipende dalla tensione di snervamento e dal diametro delle barre longitudinali.

In particolare essendo la lunghezza snervata del solo elemento proporzionale a $0.08L$ si è scelto di utilizzare 10 punti di integrazione di cui si riporta la disposizione:

Integrazione con 10 punti	
ξ_1	-1
ξ_2	-0.919533908
ξ_3	-0.738773865
ξ_4	-0.47792495
ξ_5	-0.165278958
ξ_6	0.165278958
ξ_7	0.47792495
ξ_8	0.738773865
ξ_9	0.919533908
ξ_{10}	1

Tabella 2.1 – distribuzione dei punti di integrazione secondo lo schema di Gauss-Lobatto.

Si vuole in questo modo forzare la soluzione a concentrare la deformazione nel primo intervallo, che è circa pari alla lunghezza proposta dalla formulazione di Miranda per il calcolo della cerniera plastica.

Operando in questo modo è stato possibile avere un controllo delle deformazioni in maniera efficace. In particolare per ogni colonna è stato possibile confrontare le deformazioni nella sezione di base, nella sezione alla fine della zona plasticizzata e nelle sezioni successive in modo da verificare che non superassero il limite elastico.

2.4 Legami costitutivi dei materiali

La libreria del software *OpenSees* dispone di una notevole quantità di materiali implementati al suo interno.

Alle fibre dell'elemento sono stati generalmente associati tre diversi legami costitutivi. I tre diversi materiali vogliono rappresentare il comportamento delle fibre di acciaio, delle fibre in calcestruzzo confinato e delle fibre in calcestruzzo non confinato.

2.4.1 Legame costitutivo del calcestruzzo: Concrete02

Il materiale *Concrete02* deriva dal modello di Kent-Scott-Park (Kent, Park 1971) per il ramo a compressione mentre è costituito da funzione lineare nel ramo delle tensioni positive. Si riporta in figura 2.3 il diagramma costitutivo del materiale e in tabella 2.2 i parametri riassuntivi.

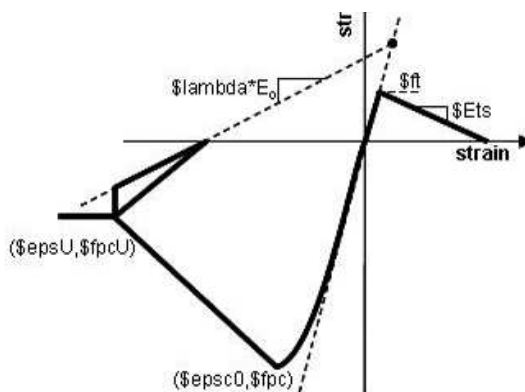


Figura 2.3 – Legame costitutivo di *Concrete02*.

f_c	Resistenza di picco a compressione
ϵ_0	Deformazione corrispondente alla resistenza di picco
f_{cu}	Resistenza ultima a compressione
ϵ_{cu}	Deformazione corrispondente alla resistenza ultima
E_c	Modulo elastico iniziale
λ	Fattore che riduce la pendenza di scarico
E_{ts}	Modulo elastico a trazione (softening)
f_t	Resistenza a trazione

Tabella 2.2 – Tabella riassuntiva dei parametri di *Concrete02*.

2.4.2 Calcestruzzo confinato

Un adeguato grado di confinamento migliora sensibilmente le prestazioni del calcestruzzo sia in termini di resistenza a compressione sia in termini

di duttilità, come mostrano gli studi condotti da Mander, Priestly e Park (Theoretical stress-strain model for confined concrete).

Questo principio è particolarmente influente nelle colonne. Dovendo infatti trasmettere carichi assiali di natura elevata, la profondità dell'asse neutro nella sezione risulta molto estesa. Per questo motivo una notevole quantità di resistenza è affidata al calcestruzzo compresso. Inoltre il grado di duttilità che il calcestruzzo riesce ad esprimere permette la redistribuzione delle sollecitazioni, aumentando in generale la capacità dell'intero elemento strutturale.

È importante pertanto avere un'idea il più possibile corretta del comportamento del materiale, valutando l'influenza del confinamento sul comportamento globale del calcestruzzo.

2.4.2.1 Equazione di base per il calcestruzzo confinato

Il modello di Mander, rappresentato in figura 2.6, si basa sull'equazione proposta da Popovics (1973) e può essere applicato sia a sezioni di forma circolare sia a sezioni di forma rettangolare. È stato proposto per un carico agente di tipo monotono e quasi-statico. La tensione f_c , corrispondente alla

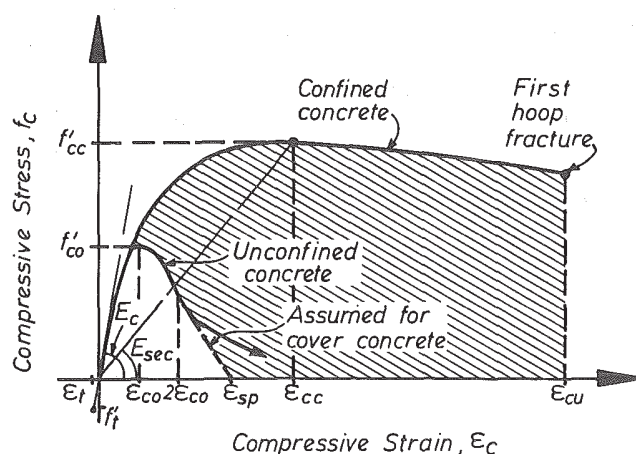


Figura 2.4 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo per carico monotono.

deformazione ϵ_c , è data dall'equazione 2.31:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.31)$$

dove i parametri che compaiono nella 2.31 sono

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.32)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.33)$$

in cui i parametri con pedice 0 rappresentano le caratteristiche del calcestruzzo non confinato. Generalmente il valore ϵ_{c0} può essere assunto pari a 0,002. Inoltre

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.34)$$

dove E_c rappresenta il modulo di elasticità tangente, ed è pari a

$$E_c = 5,0 \sqrt{f'_{c0}} \quad (2.35)$$

Il modulo di elasticità secante è invece espresso dalla 2.36:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.36)$$

Il calcestruzzo del copriferro, e quindi non confinato, per una deformazione $\epsilon_c > 2\epsilon_{c0}$ segue un andamento lineare fino alla deformazione di *spalling*. Tale deformazione oscilla in range $0.004 < \epsilon_{sp} < 0.0064$.

2.4.2.2 Pressione efficace di confinamento

La massima pressione di confinamento viene esercitata su quella porzione di nucleo tale per cui si possa sviluppare per intero il meccanismo di diffusione delle tensioni. Si suppone che tali pressioni si diffondano attraverso un'arco di parabola con tangente iniziale di 45° come mostrano la figure ?? e ?? . L'area confinata efficacemente pertanto risulta massima in corrispondenza delle staffe e minima in corrispondenza della distanza media tra di esse.

Identificando con A_{cc} l'area di calcestruzzo confinato e con A_e l'area efficacemente confinata, si considerano i seguenti parametri:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.37)$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (2.38)$$

$$f'_l = f_l k_e \quad (2.39)$$

dove ρ_{cc} rappresenta la percentuale geometrica di armatura longitudinale, A_c l'area di nucleo confinato racchiuso dalla linea media delle staffe, k_e un coefficiente di efficacia del confinamento e f_l la pressione laterale esercitata dall'armatura trasversale, la quale viene supposta uniformemente distribuita sulla superficie confinata.

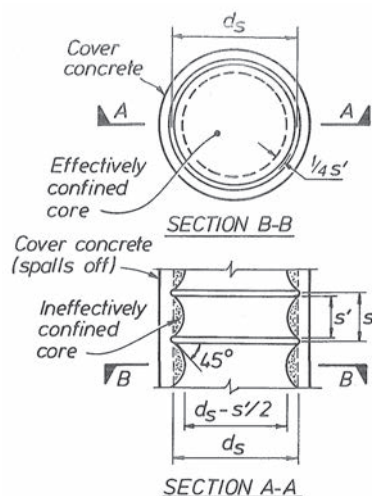


Figura 2.5 – Area effettivamente confinata per sezioni circolari.

2.4.2.3 Efficacia del confinamento per sezioni circolari

L'area efficacemente confinata per una sezione circolare è espressa dalla ??

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (2.40)$$

dove s' è la distanza che intercorre tra le staffe o gli avvolgimenti a spirale e d_s il diametro dell'armatura trasversale. L'area di calcestruzzo confinato è espressa dalla 2.41

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (2.41)$$

Il coefficiente di efficacia del confinamento è espresso dalle 2.42 e 2.43 a seconda del fatto che si tratti di staffe circolari o di armature a spirale:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.42)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.43)$$

L'equilibrio delle tensioni impone che

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s \quad (2.44)$$

in cui f_{yh} rappresenta la tensione di snervamento dell'armatura trasversale, A_{sp} l'area di una barra trasversale e s il passo tra le staffe o la spirale. Indicando con ρ_s il rapporto volumetrico tra l'armatura trasversale e il

calcestruzzo confinato, tale parametro è espresso dalla 2.45

$$\rho_s = \frac{A_{sp}\pi d_s}{\frac{\pi}{4}d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2.45)$$

Sostituendo il valore di ρ_s nella refmand7 si ottiene

$$f_l = \frac{1}{2}\rho_s f_{yh} \quad (2.46)$$

e di conseguenza

$$f'_l = \frac{1}{2}k_c \rho_s f_{yh} \quad (2.47)$$

2.4.2.4 Efficacia del confinamento per sezioni rettangolari

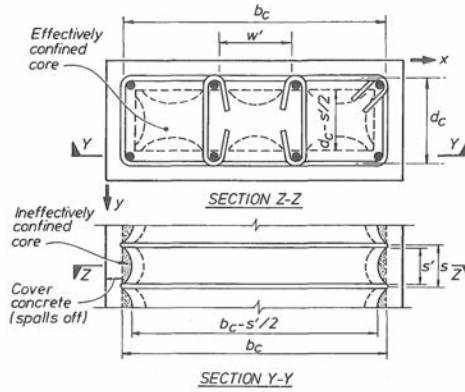


Figura 2.6 – Area effettivamente confinata per sezioni rettangolari.

Indicando con w' la distanza tra due armature longitudinali, l'area inefficace racchiusa dalla parabola passante tra le due armature vale $\frac{(w'_i)^2}{6}$. L'area totale inefficace pertanto è data dalla somma dei singoli contributi:

$$A_i = \sum_{i=1}^{n^{\circ}barre} \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (2.48)$$

L'area efficace pertanto può essere espressa come differenza tra l'area confinata e l'area inefficace:

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^{n^{\circ}barre} \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (2.49)$$

in cui $b_c \geq d_c$ rappresentano le dimensioni del nucleo confinato. Dalla 2.37 il coefficiente k_e risulta

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n^{\circ}barre} \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.50)$$

Poichè la percentuale di armatura trasversale potrebbe essere variabile a seconda della direzione considerata, si considerino i rapporti geometrici di armatura direzionali

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (2.51)$$

e

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (2.52)$$

dove A_{sx} e A_{sy} rappresentano l'area totale delle barre trasversali in direzione x ed y. La tensione di confinamento in direzione x sul calcestruzzo vale pertanto

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (2.53)$$

e in direzione y

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (2.54)$$

Note f_{lx} e f_{ly} si ricavano immediatamente f'_{lx} e f'_{ly} come

$$f_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (2.55)$$

$$f_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2.56)$$

2.4.2.5 Resistenza del calcestruzzo confinato

La resistenza a compressione di picco del calcestruzzo confinato è stata determinata dal modello di William e Warnke (1975) basata sui valori sperimentali ottenuti da prove triassiali di Schickert e Winkler (1979), di cui si riporta a titolo di esempio la figura ???. La resistenza a compressione è

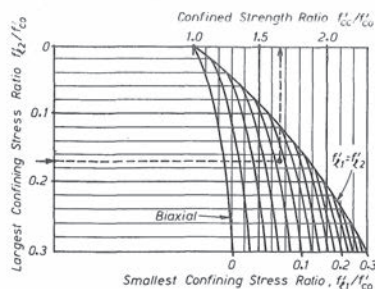


Figura 2.7 – Pressione di confinamento per sezioni rettangolari.

calcolata dalla 2.57:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (2.57)$$

dove f'_{c0} è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato.

2.4.3 Legame costitutivo dell'acciaio: Steel02

Il materiale *Steel02* segue la legge costitutiva proposta dal modello di Giuffrè-Menegotto-Pinto. L'acciaio infatti ha una risposta di tipo lineare fino allo snervamento per poi essere caratterizzato da un incrudimento isotropo.

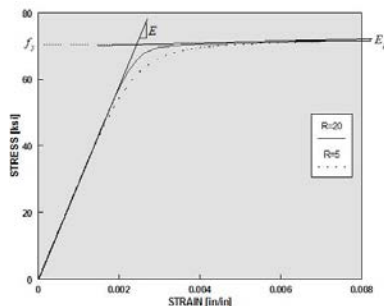


Figura 2.8 – Diagramma costitutivo per l'acciaio.

2.5 Scorrimento delle barre di ancoraggio

A fronte delle forti tensioni che si creano alla base dell'elemento strutturale, le barre di ancoraggio che collegano l'elemento alla base stessa sono soggette ad un parziale scorrimento lungo la lunghezza di ancoraggio. Per tenere in considerazione gli effetti di questo fenomeno fisico, è stato necessario utilizzare un particolare elemento che potesse rappresentare il comportamento delle barre di ancoraggio.

2.5.1 Zero-length Section Element

Il Software *OpenSees* ha implementato al suo interno un particolare elemento denominato *Zero-lengthSectionElement*. Questo elemento permette la creazione di una sezione a fibre tra due nodi a distanza zero l'uno dall'altro. Alle fibre di tale sezione è poi possibile associare una serie di materiali come ad un normale elemento finito modellato a fibre.

Una volta posto alla base della colonna, è possibile cogliere l'ulteriore fonte di deformabilità legata allo scorrimento delle barre di ancoraggio.

2.5.2 Legame costitutivo

Come proposto nell'articolo *Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures* di Jian Zhao e Sri Sridharan, si utilizza un legame costitutivo che lega la tensione e lo scorrimento delle barre di ancoraggio: I termini che compaiono nel legame costitutivo

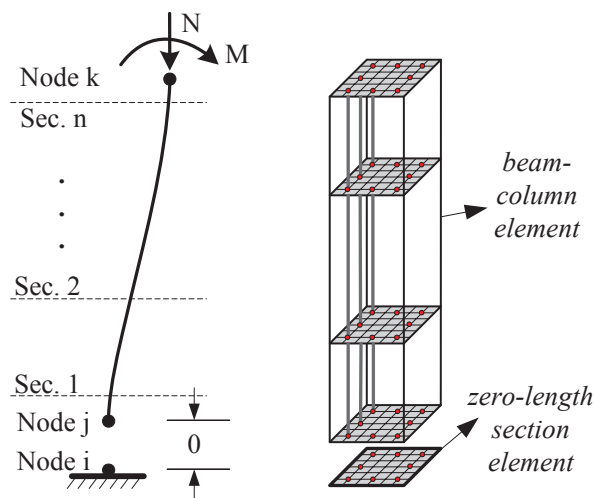


Figura 2.9 – Modellazione dell'elemento con Opensees.

sono:

- $\tilde{\sigma} = \frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}$ è la tensione normalizzata.
- $\tilde{s} = \frac{s - s_y}{s_y}$ è lo scorrimento normalizzato.
- $\mu = \frac{s_u - s_y}{s_y}$ è il coefficiente di duttilità.
- b è il fattore di riduzione della rigidezza che descrive come varia la rigidezza del materiale una volta raggiunte le condizioni di plasticizzazione.
- R_e è un indice di involuppo della curva da assumere leggermente più grande di 1. Gli Autori suggeriscono di assumere $R_e = 1,01$.

Poichè tale modellazione vuole catturare gli effetti di scorrimento dovuti alla normale aderenza tra le barre e il calcestruzzo, e non invece dovuti a lunghezze di ancoraggi insufficienti, gli Autori hanno fissato una lunghezza di ancoraggio minima da verificare:

$$l_{a,min} = \frac{f_y \pi d_h^2 / 4}{1.75 \sqrt{f_c} \pi d_h} = \frac{f_y d_h}{7 \sqrt{f_c}} \quad (2.58)$$

Tale valore deriva da un studio fatto da Lowes e Altoontash, i quali hanno calcolato la lunghezza $l_{a,min}$ eguagliando la tensione nella barra nell'estremità caricata pari a f_y e considerando una tensione media pari a $1.75 \sqrt{f_c}$ sopra $l_{a,min}$. Tale valor medio è stato calcolato assumendo una distribuzione lineare dello scorrimento lungo la lunghezza $l_{a,min}$.

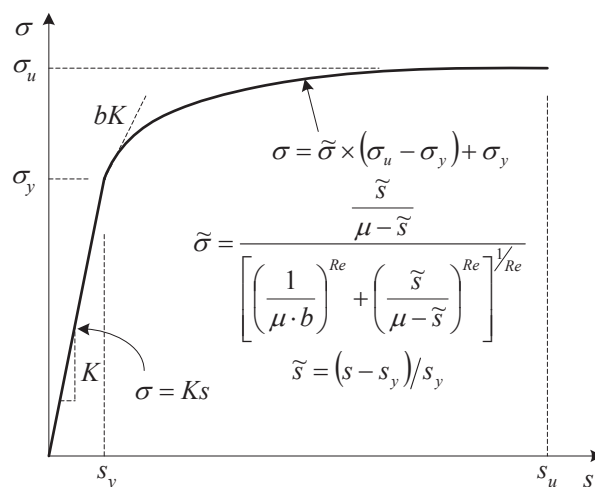


Figura 2.10 – Diagramma del legame costitutivo.

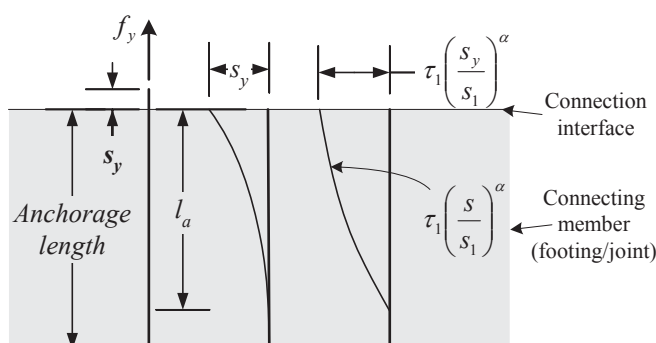


Figura 2.11 – Bond Slip dovuto alla penetrazione delle deformazioni in una barra di ancoraggio.

Nel caso in cui tale lunghezza risulti inferiore si potrebbero avere problemi inerenti alle scarse condizioni di vincolo che però esulano da questa modellazione.

Il parametro s_y è stato valutato attraverso un'interpolazione statistica di dati sperimentali dagli autori Jian Zhao e Sri Sritharan. Si propone di seguito tale formulazione, tuttavia tali valori sono stati utilizzati come un riferimento, e il valore di s_y è stato tarato caso per caso:

$$s_y(mm) = 2.54 \left[\frac{d_l f_y}{8437 \sqrt{f_c}} (2\alpha + 1) \right]^{\frac{1}{\alpha}} + 0.34 \quad (2.59)$$

Si nota che il valore s_y dipende dal diametro delle barre di ancoraggio d_l e dalle tensioni dei due materiali. Inoltre compare un parametro α che gli

autori suggeriscono di assumere pari a 0,4 in accordo con il CEB-FIP Model Code 90. Infine l'ultimo parametro definito come scorrimento ultimo s_u può essere scelto in un range di variabilità tra $s_u = 30/40s_y$.

2.6 Livelli Prestazionali

Per valutare il livello di danno su una pila si può fare riferimento a diversi indici di danneggiamento a cui poter associare un determinato Livello Prestazionale. Un Livello Prestazionale, pertanto, non è altro che una misura che ci fornisce un'informazione sullo stato di salute della colonna. Questa misura può essere valutata, ad esempio, in termini di deformazioni o in termini di spostamento laterale, e può essere valutata tenendo in considerazione la sola sezione o l'intero elemento strutturale a seconda della tipologia di analisi effettuata.

Nel caso di un'analisi Momento-Curvatura su una sezione si potrebbero far coincidere i Livelli Prestazionali con una variazione del comportamento fisico della sezione stessa. Ad esempio, come suggerito da Miranda e Priestly, i Livelli Prestazionali (PL) vengono associati rispettivamente alla punto di Prima Plasticizzazione, al punto di Capacità Nominale e al punto di Capacità Ultima.

2.7 Livelli Prestazionali in riferimento al diagramma $M - \phi$

Si consideri un diagramma Momento-Curvatura. Si consideri ora la risposta idealizzata della sezione, costruita a partire dal diagramma $M - \phi$. Esistono varie possibilità e tecniche per bilinearizzare la curva in modo da ottenere la risposta ideale; una di queste, ad esempio, consiste nel far sì che le due aree racchiuse tra le due curve prima e dopo l'intersezione siano uguali fra loro. In questo modo si possono individuare 3 specifici punti a cui poter assegnare un PL:

- PL1: Prima Plasticizzazione. Tale PL viene raggiunto quando inizia lo snervamento della prima barra di acciaio o quando il calcestruzzo non confinato raggiunge una deformazione tale da esprimere la tensione di picco.
- PL2: Capacità Nominale. A questo PL viene associato il raggiungimento di una deformazione tale da indurre un danneggiamento visibile nella colonna. Si considera raggiunto il PL2 quando l'acciaio ha una deformazione tale per cui si aprono delle fessure pari ad 1 mm, o quando il calcestruzzo non confinato viene espulso dalla sezione.

- **PL3: Capacità Ultima.** Il PL3 si raggiunge quando la sezione subisce una deformazione tale da non consentire più una configurazione di equilibrio.

Come si può osservare dal Grafico 2.12 i punti corrispondono a precisi valori deformativi.

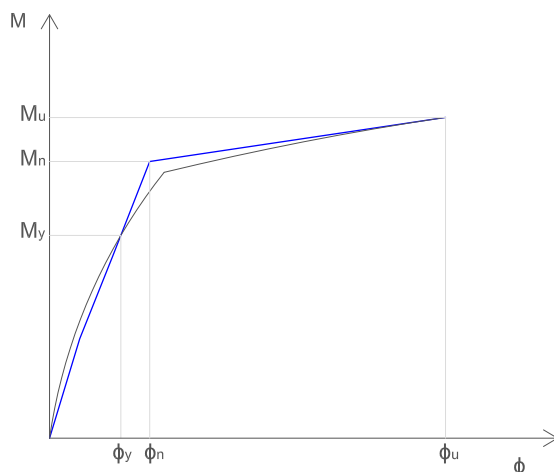


Figura 2.12 – Diagramma Momento Curvatura bilinearizzato.

Si sottolinea come in questo caso ai livelli prestazionali corrispondano dei cambiamenti fisici nel comportamento della sezione. Si riportano in Tabella 2.3 i valori numerici ai quali vengono associati tali fenomeni fisici.

PL1	$\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ $\epsilon_c = -0.002$	Deformazione dell'acciaio a snervamento Deformazione del calcestruzzo al picco di tensione.
PL2	$\epsilon_s = 0.015$ $\epsilon_c = -0.004$	Deformazione dell'acciaio con aperture di fessure pari a 1 mm Deformazione ultima del calcestruzzo non confinato (Spalling).
PL3	$\epsilon_s = 0.6\epsilon_{su}$ $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$	Deformazione ultima effettiva dell'acciaio. Deformazione ultima del calcestruzzo confinato.

Tabella 2.3 – Tabella riassuntiva dei livelli prestazionali con riferimento al grafico Momento-Curvatura.

2.7.1 Livelli Prestazionali in riferimento alla curva di Pushover.

Il fatto di considerare i livelli prestazionali nella maniera sopra riportata ha dovuto però essere rivista nel corso dello sviluppo delle analisi.

Innanzitutto si presentava il problema che, pur avendo questi PL un preciso significato fisico nel comportamento della sezione, non erano distribuiti in maniera adeguata. In un'ottica di un'analisi probabilistica poiché il PL2 si trova troppo vicino al PL1 e troppo lontano dal PL3, non si avrebbero avuto risultati soddisfacenti.

In secondo luogo poiché le curve di fragilità sono state concepite in termini di spostamento, era necessario ricondursi ad una analisi di Pushover e non solo ad una analisi Momento Curvatura.

Per questi motivi si è visto necessario ridefinire i livelli prestazionali.

2.7.2 Livelli prestazionali in termini di spostamento

Si consideri una curva derivante da un'analisi di Pushover espressa in un grafico Forza-Spostamento come in figura 2.13. Anche in questo caso è possibile bilinearizzare la curva in modo da ottenere una risposta ideale. I livelli

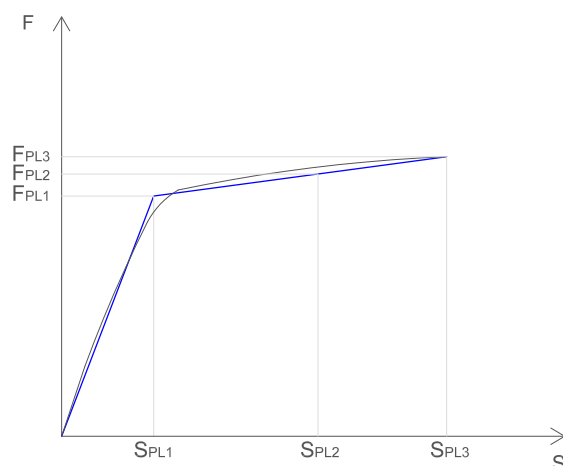


Figura 2.13 – Curva di Pushover bilinearizzata .

prestazionali considerati sono stati associati questa volta agli spostamenti. Mentre il PL3 è rimasto invariato e correlato alla rottura dell'elemento, il PL1 e il PL2 hanno una conformazione diversa. Al PL1 è stato associato lo stato limite di Capacità Nominale raggiunto in termini di spostamento e al PL2 è stato associato uno spostamento pari a $\frac{2}{3}S_{PL3}$. Questa volta il PL2 non ha alcun significato fisico come aveva invece in riferimento al diagramma Momento-Curvatura, tuttavia permette di distribuire i livelli prestazionali in maniera più uniforme in tutto il dominio degli spostamenti ammissibili per l'elemento strutturale. Nel caso in cui la colonna non riesca a raggiungere lo snervamento, ma andasse in crisi per taglio prima di uscire dal ramo elastico si avrà un unico PL corrispondente alla rottura dell'elemento. Riepilogando:

PL1	s_{PL1}	Spostamento associato alla raggiunta Capacità Nominale.
PL2	s_{PL2}	Spostamento pari a $\frac{2}{3}$ di s_{PL3} .
PL3	s_{PL3}	Spostamento associato alla raggiunta Capacità Ultima.

Tabella 2.4 – Livelli prestazionali con riferimento alla curva di Pushover.

2.8 Scelta dei campioni di riferimento per la calibrazione del modello

Il campione di colonne scelto per verificare la correttezza in particolare degli inviluppi sono state prese dalla banca dati del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), un database che raccoglie i risultati di numerosi test sperimentali condotti su colonne di diversa sezione e dimensione. Per ogni colonna sono note le caratteristiche geometriche, le caratteristiche riguardanti la disposizione delle armature e le caratteristiche del test effettuato. Il database fornisce i risultati in termini di curve in Forza-Spostamento di carico e scarico, e fornisce indicazioni sulla tipologia di rottura.

Poichè il database reale su cui sono state costruite le curve di fragilità comprende colonne di grandi dimensioni, all'interno del database PEER si sono scelte le colonne campione con le sezioni più grandi.

2.8.1 Colonne circolari

Tra tutte le colonne presenti nel database PEER si sono scelte le colonne rotte per taglio (denominazione S) e con diametro maggiore di 400 mm. Si riporta in tabella 2.5 la denominazione identificativa del campione, la fonte e l'identificazione PEER. Le caratteristiche geometriche di ogni singola colonna sono riportate in appendice.

ID Column	References	n° PEER
C10	McDaniel, 1997, S1	163
C11	McDaniel, 1997, S1-2	164
C12	McDaniel, 1997, S2	165
C13	Ohtaki et al, 1997, L1	166
C14	Iwasaki, 1985, P-30	168
C15	Verma et al, 1993, 5	176
C16	Verma et al, 1993, 7	177

Tabella 2.5 – Classificazione delle colonne circolari secondo il PEER.

2.8.2 Colonne rettangolari

2.8.2.1 Colonne rettangolari tipo square

Le colonne rettangolari di tipo *square* sono state scelte tra le colonne rettangolari rotte per taglio (denominazione S), il cui rapporto tra le dimensioni della sezione risulta inferiore a 1,5 e con profondità di sezione maggiore di 400 mm. Inoltre si è imposto un limite al passo delle staffe scartando le colonne con passo delle staffe superiore a d volte le dimensioni della sezione, poichè non si volevano considerare colonne il cui effetto dell'armatura trasversale fosse praticamente trascurabile.

Si riporta in tabella 2.6 la denominazione identificativa del campione, la fonte e l'identificazione PEER. Le caratteristiche geometriche di ogni singola colonna sono riportate in appendice.

ID Column	References	n° PEER
S14	Lynn et al. 1998, 3CMD12	141
S18	Xiao et al, 1994, R1A	276
S19	Xiao et al, 1994, R3A	277
S20	Xiao et al, 1994, R5A1	278
S27	Iwasaki, 1985, P-18	290
S28	Iwasaki, 1985, P-21	291
S29	Iwasaki, 1985, P-25	292

Tabella 2.6 – Classificazione delle colonne rettangolari square secondo il PEER.

2.8.2.2 Colonne rettangolari tipo wall

Si voleva avere un'idea se la procedura andasse bene anche eventuali pile a muro. Purtroppo il database del PEER presenta due sole colonne con dimensioni paragonabili ad un muro. Si riportano le colonne sopracitate, precisando che la geometria è la stessa ma cambia la direzione in cui viene applicato il carico.

ID Column	References	n° PEER
W16	Aboutaha et al. 1999, SC3	199
W17	Aboutaha et al. 1999, SC9	200

Tabella 2.7 – Classificazione delle colonne rettangolari wall secondo il PEER.

Capitolo 3

Metodi Displacement-Based Assessment

3.1 Introduzione

I terremoti sollecitano le strutture introducendo nel sistema delle forze e degli spostamenti. Nel caso il sistema sia puramente elastico esiste una diretta correlazione tra questi due campi. Tuttavia nel caso delle strutture reali, che nella maggior parte si comportano in maniera inelastica, la relazione tra questi due campi diventa molto più complessa. Tale legame dipende non solo dallo spostamento corrente, ma bensì è funzione dell'intera storia degli spostamenti.

Tradizionalmente la progettazione si è sempre basata su un criterio legato alle forze: se i carichi agenti risultano minori della resistenza della struttura, allora ci troviamo in condizioni di sicurezza; viceversa, se i carichi esterni superano la resistenza della costruzione allora avviene il collasso.

In realtà quando si entra nel dominio della sismica esistono diversi fattori che contribuiscono alla sicurezza strutturale, tra i quali la resistenza non è che solo una componente di questo insieme.

Una corretta progettazione sismica presuppone di dotare la struttura di una sufficiente capacità deformativa tale da soddisfare la domanda in termini di deformazioni richiesta dal terremoto, senza tuttavia perdere la sua resistenza. Questo si traduce nell'accettare che la struttura possa subire dei danneggiamenti correlati a tali deformazioni, senza però arrivare al collasso.

3.2 Un Approccio di tipo prestazionale

I terremoti di elevata intensità hanno una probabilità di accadimento molto bassa rispetto ai normali carichi agenti di esercizio e non, pertanto la probabilità di subire un danno può essere economicamente accettabile ri-

spetto alla riduzione del costo di progettazione per un più basso livello di forza.

Questa idea è alla base di un approccio di tipo prestazionale alla progettazione di una struttura, che mira alla realizzazione di sistemi strutturali in grado di sostenere un predefinito livello di danno sotto una prefissata intensità di terremoto. Questo modo di progettare prende il nome di Performance-Based-Design (PBD).

Negli anni 90 lo sviluppo dell'approccio PBD è stata la diretta conseguenza delle procedure di valutazione e di ammodernamento per gli edifici esistenti, inizialmente pensata in termini qualitativi.

Nel 1992 la Federal Emergency Management Agency (FEMA) ha sponsorizzato lo sviluppo delle linee guida nazionali di consenso per l' adeguamento sismico degli edifici, il progetto ATC. Il progetto identificò e classificò le descrizioni qualitative in una serie di parametri quantificabili per la classificazione delle prestazioni richieste. Uno stesso tentativo di standardizzare l'approccio è stato proposto dalla SEAOC (Structural Engineers Association of California) nel progetto Vision 2000, il quale mirava inoltre anche alla tematica della progettazione di nuovi edifici.

Un predefinito livello prestazionale può essere definito come la condizione di danno considerata accettabile per una certa struttura in relazione alla sua importanza e al tipo di praticabilità richiesta a quest'ultima dopo l'avvento del terremoto. Questa valutazione viene fatta in funzione sia dei danni non strutturali che strutturali, i quali sono trattati indipendentemente e poi combinati per dare un livello globale delle prestazioni attese. Nel documento Vision 2000 vengono identificati quattro diversi livelli prestazionali:

- Livello I Operatività: L'edificio mantiene le sue rigidità e resistenze originali ed è immediatamente disponibile per l'uso normale.
- Livello II Immediata occupazione: Si è verificato solo un minimo danno strutturale e non strutturale. La struttura continua ad essere utilizzabile con l'interruzione dei servizi non essenziali. L'edificio mantiene quasi per intero la sua rigidità e la sua resistenza originale.
- Livello III Salvaguardia della vita: Si sono verificati significativi danni strutturali e non strutturali, ma c'è ancora una riserva in termini di capacità prima del collasso.
- Livello IV Stabilità Strutturale: Danni strutturali e danni non strutturali gravi. Deve comunque essere impedito il collasso.

La relazione che intercorre tra l'intensità dell'evento sismico e i livelli prestazionali elencati è indicata in figura 3.1 Utilizzando terminologie differenti,

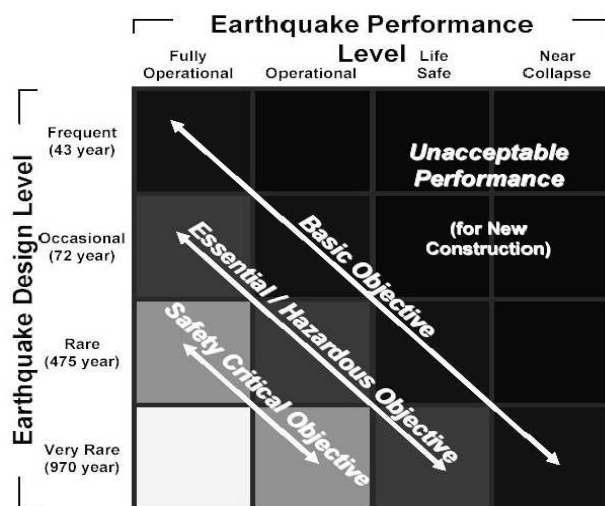


Figura 3.1 – Obiettivi prestazionali definiti secondo il documento Vision 2000

anche l'ATC riporta una classificazione molto simile in termini di livelli prestazionali, introducendo una diretta correlazione tra la prestazione richiesta e la riconosciuta dipendenza che intercorre tra il danno e lo spostamento raggiunto dalla struttura.

La relazione introdotta dal Vision 2000 tra i livelli di danno e le possibilità in spostamento della struttura, nonché la sua traduzione in criteri progettuali, fu il primo punto di partenza per lo sviluppo del Displacement-Based Seismic Design ad opera di Priestley e dei suoi collaboratori.

Questo approccio (Displacement-Based-Approach o DBA) si contrappone all'approccio tradizionale (Force-Based-Approach o FBA), il quale è basato su una analisi puramente elastica lineare dove la duttilità viene considerata unicamente attraverso l'introduzione di un coefficiente riduttivo della forza agente. Per capire l'innovazione introdotta dal DBA è necessario richiamare le caratteristiche fondamentali del FBA.

3.3 Caratteristiche dei due Approcci

Come accennato nel paragrafo precedente, il metodo FBD è legato alla risoluzione di un sistema elastico lineare dove tutti i contributi inelastici vengono riassunti in un unico coefficiente. Nella progettazione alle forze, la rigidità elastica della struttura viene fornita come input all'inizio dell'iter

progettuale. Nota la rigidezza, si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura dal quale si ottiene immediatamente la forza sismica agente. Le sollecitazioni derivanti da questa vengono poi ripartite negli elementi strutturali, in funzioni dei rapporti di rigidezza che intercorrono tra questi ultimi.

Per quanto riguarda gli edifici in calcestruzzo ad esempio, la valutazione delle rigidezze viene effettuata considerando le sezioni non fessurate. Questo porta ad avere periodi di vibrazioni più piccoli, e quindi forze inerziali maggiori. Tuttavia, pur sembrando una soluzione a favore di sicurezza in quanto conservativa dal punto di vista delle forze, tale scelta implica una sottostima degli spostamenti laterali, e quindi una sottostima del danno.

Un leggero miglioramento può essere ottenuto considerando gli effetti della fessurazione utilizzando un valore ridotto della rigidezza della sezione non fessurata. La normativa sul calcestruzzo della Nuova Zelanda propone di assumere un fattore di riduzione compreso tra 0,3 e 0,5. Pur migliorando i risultati rispetto alla soluzione adottata in precedenza, questo approccio presuppone comunque un rapporto costante tra la rigidezza della sezione fessurata e la rigidezza della sezione non fessurata. Ciò che tale semplificazione trascurava è il rapporto che intercorre tra la rigidezza della sezione e la resistenza di quest'ultima, la quale a sua volta dipende dai carichi applicati e dalla percentuale di armatura.

Definiamo la rigidezza elastica di una sezione a partire da un diagramma Momento-Curvatura come illustrato in figura 3.2

$$EI_{cr} = \frac{M_n}{\phi_n} \quad (3.1)$$

dove la coppia $(M_n; \phi_n)$ rappresenta lo snervamento nominale della sezione. Tale punto è ottenuto dalla bilinearizzazione del diagramma momento-curvatura, che può essere operata con diversi criteri. La coppia $(M_u; \phi_u)$ rappresenta invece la condizione ultima della sezione.

Considerare la rigidezza indipendente dalla resistenza implica una diretta proporzionalità tra M_n e ϕ_n , legata appunto all'equazione 3.1.

Diversi test sperimentali hanno mostrato che invece esiste una correlazione tra rigidezza e resistenza. Basti pensare di considerare un punto di snervamento della sezione, il quale dipende dalle caratteristiche di resistenza, che la curva cambia pendenza, e quindi rigidezza.

Il concetto è espresso in maniera chiara dalla figura 3.3.

Nota la rigidezza della struttura si calcolano i modi di vibrare, e successivamente, le forze inerziali elastiche. Per disporre l'esatta quantità di armatura negli elementi strutturali, si dimensionano le barre tenendo conto

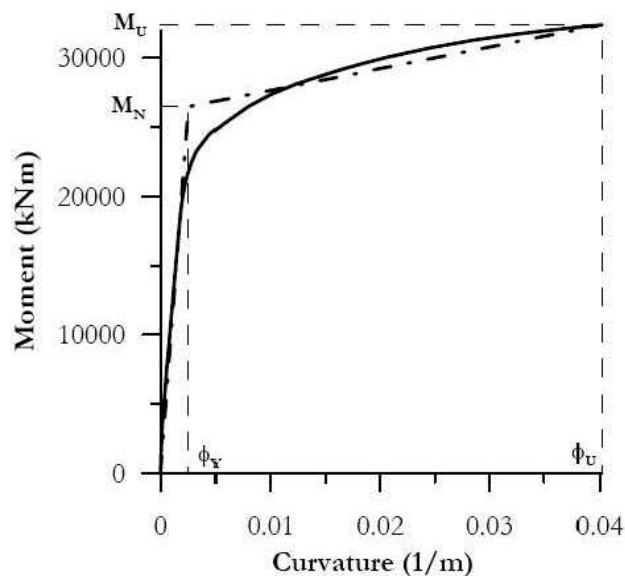


Figura 3.2 – Diagramma Momento-Curvatura per una colonna in c.a.

conto di una forza elastica ridotta. Tale riduzione vuole essere l'espressione delle riserve inelastiche della struttura stessa.

Tale fattore di duttilità R è determinato come il rapporto tra la richiesta spostamento inelastico della struttura e lo spostamento del relativo sistema elastico, determinato dalla stessa rigidezza iniziale e da una resistenza illimitata. A questo proposito è riconosciuta valida nei codici di progettazione dei paesi europei l'uguaglianza in spostamento tra un sistema inelastico e il suo rispettivo sistema elastico. Pertanto:

$$R = \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.2)$$

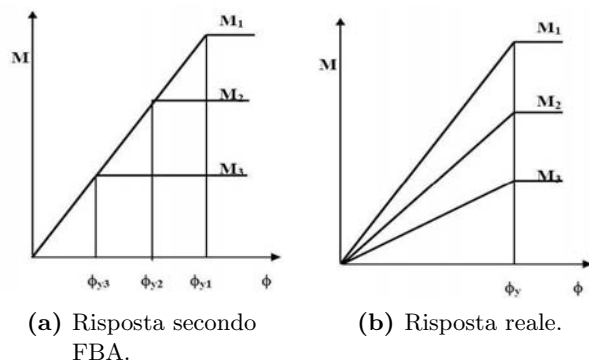


Figura 3.3 – Influenza della resistenza sulla rigidezza nel diagramma M-C.

Questa ipotesi non è però rappresentativa di quelle strutture il cui periodo di vibrazione è molto piccolo o molto grande, per cui l'ipotesi di uguaglianza degli spostamenti tra i due sistemi può non essere considerata accettabile. Inoltre tale riduzione di forza si esprime in particolar modo nei modi di vibrare principali, e il suo effetto si riduce progressivamente nei modi superiori.

Applicare pertanto un unico coefficiente di riduzione, porta alla sottostima degli effetti dei modi superiori.

Si considerino, a titolo di esempio, due pile da ponte con le stesse caratteristiche geometriche di sezione e con la stessa armatura, ma che differiscano per la loro altezza come in figura 3.4: Le pile hanno la stessa sezione

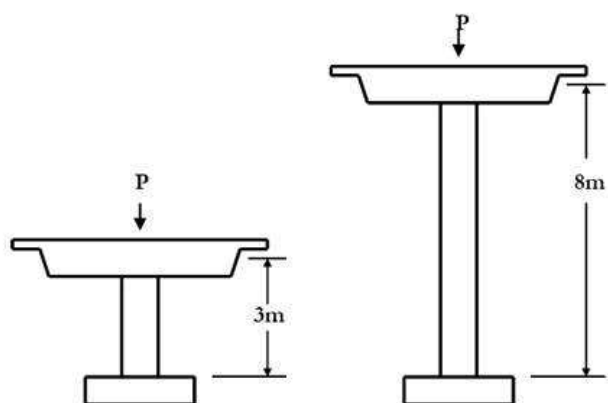


Figura 3.4 – Influenza dell'altezza sulla valutazione delle pile da ponte.

e quantità di armatura, pertanto hanno gli stessi valori di curvatura ultima e di curvatura a snervamento. Analogamente presenteranno lo stesso coefficiente di duttilità dato dalla 3.3:

$$R = \mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad (3.3)$$

Lo spostamento laterale in sommità al raggiungersi delle condizioni di snervamento, è dato dall'equazione 3.4

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y H^2}{3} \quad (3.4)$$

Lo spostamento plastico invece, in sommità vale:

$$\Delta_p = \Phi_p L_p H \quad (3.5)$$

dove $\Phi_p = \Phi_u - \Phi_y$ è la curvatura plastica definita come differenza tra la curvatura ultima e la curvatura a snervamento e L_p è definita come lunghezza di cerniera plastica.

Di tale lunghezza si trovano diverse stime in letteratura. Tra tutte quella che è stata successivamente utilizzata e discussa, è la stima data dall'equazione 3.6:

$$L_p = 0,08H + 0,022f_y d_{bl} \quad (3.6)$$

dove f_y rappresenta la tensione di snervamento delle barre, e d_{bl} il diametro delle barre laterali. A partire dall'equazione 3.2, e sostituendo i valori ottenuti dalla 3.4 e dalla 3.5 si ottiene:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\Phi_p L_p}{\Phi_y H} \quad (3.7)$$

Considerando le altezze delle due pile e valori realistici delle curvature si ottengono valori diversi, che differiscono anche per un fattore pari a 2.

A partire da queste considerazioni è stato sviluppato da Shibata e Sozen un approccio che possa ovviare alle problematiche sopra riscontrate denominato Displacement Based Design.

Il Displacement-Based Design richiede innanzi tutto la scelta di un determinato livello di performance, il quale può essere fissato in termini di spostamento o di deformazione.

Il processo di progettazione riconduce la struttura reale ad una struttura equivalente dotata di un singolo grado di libertà (SDOF). Di questa struttura se ne calcolano la massa equivalente, lo spostamento di progetto e lo spostamento a snervamento. Da questi ultimi è facilmente ricavabile la duttilità, ed è possibile stimare il coefficiente di smorzamento viscoso ed isteretico. Successivamente, utilizzando uno spettro di risposta in spostamento, il periodo di vibrazione del sistema equivalente è subito determinato. Il taglio alla base di progetto può essere ricavato attraverso la relazione:

$$V_b = K_{eff} \Delta_u^d \quad (3.8)$$

dove Δ_u^d è il massimo spostamento fissato all'inizio del processo e K_{eff} è la rigidezza secante equivalente riferita a tale spostamento. È fondamentale notare che in questo secondo approccio non è richiesto un fattore di riduzione delle forze di progetto, correlato alla capacità di duttilità come invece veniva richiesto per il metodo delle forze. Inoltre la rigidezza globale della struttura è uno dei risultati dell'intero processo di progettazione, e non un parametro di input come nella filosofia FBD.

Infine è importante sottolineare che, nonostante entrambi gli approcci FBD e DBD si costruiscano a partire dal concetto di performance based design, mentre il metodo FBD utilizza come indicatore di performance la forza e la resistenza richiesta alla costruzione, il metodo DBD utilizza lo spostamento o la deformazione dei materiali.

Poichè però il livello di performance è relazionata direttamente allo spostamento (o al drift o alla deformazione dei materiali), e non essendoci invece una correlazione diretta tra il livello di performance e la forza, il metodo DBD rappresenta l'approccio di progettazione più logico.

3.4 Force Based vs Displacement Based

Il tradizionale metodo di progettazione sismica FBD utilizzato assieme ai principi di capacità e sul concetto di duttilità con particolare attenzione dedicata ai dettagli costruttivi, porta comunque a progettazioni sicure e soddisfacenti.

Tuttavia, per quanto si può dedurre dal paragrafo precedente, tale metodo offre un diverso grado di protezione contro un'azione sismica di data intensità da struttura a struttura.

Per questo motivo, per poter analizzare come verrà esposto in seguito il concetto di rischio uniforme non solo per una struttura, ma addirittura per classi di strutture, il metodo FBD si rivela inadeguato. A fronte di questo il metodo DBD mostra una via sicuramente più razionale per lo scopo prefissato.

Per questo motivo si vogliono ricapitolare ed elencare di seguito i vantaggi del secondo metodo rispetto al primo:

- I dati di input richiesti sono lo spostamento ultimo della struttura o la deformazione ultima del materiale. Tali parametri sono infatti direttamente collegati al livello di performance della struttura stessa.
- Non è necessario calcolare a priori la rigidezza della struttura come dato iniziale. Infatti tale grandezza rappresenta un dato di output del metodo.
- La forza sismica totale, calcolata sull'analisi del SDOF elastico equivalente, si distribuisce non sulla base della rigidezza iniziale ma sulla base di una più opportuna rigidezza secante calcolata sulla base dello spostamento ultimo.
- Il metodo DBD consente il calcolo di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente che tiene in considerazione sia lo smorzamento viscoso che lo smorzamento isteretico. Quest'ultimo è dovuto ai cicli isteretici compiuti dalla struttura sollecitata dall'azione sismica. Attraverso la corretta taratura di questo coefficiente il metodo DBD riesce a tenere in considerazione anche gli effetti legati alla durata nel tempo dell'azione sismica. Tali effetti invece vengono completamente trascurati nel metodo FBD.
- Non sono necessarie assunzioni semplificate, come ad esempio uguaglianza di spostamenti o uguaglianza di energia, per relazionare la richiesta di spostamento del sistema inelastico e la richiesta di spostamento del relativo sistema elastico. Il fattore R è infatti sostituito dal fattore μ_{DELTA} .
- Avedo noto in partenza il valore dello spostamento ultimo relativo al sistema SDOF equivalente, è possibile tenere in considerazione gli effetti

$P-\Delta$ in modo più efficace rispetto ai metodi semplificati dell'approccio FBD.

- Il metodo DBD, infine, permette di progettare con un grado di protezione uniforme per le varie strutture diversamente dal metodo FBD.

3.5 Displacement Based Assessment per l'analisi sismica dei ponti

È importante chiarire alcune considerazioni preliminari in merito alla valutazione di ponti in calcestruzzo armato. Per prima cosa bisogna selezionare un appropriato stato limite che la struttura sia in grado di raggiungere. Anche se lo stato limite di controllo del danno è il più utilizzato per il progetto dei nuovi ponti, lo stato limite di prevenzione del collasso è quello più utilizzato per la valutazione delle strutture esistenti.

Oltre a questo aspetto è inoltre fondamentale chiarire il criterio di accettazione della verifica condotta, cioè definire cosa si intende per risposta soddisfacente in un adeguamento.

Nella progettazione del nuovo esiste in genere una mentalità legata al concetto di pass-fail. Questo si traduce nel fatto che se la resistenza risulta minore del 5% del livello richiesto dal calcolo, o il drift di adeguamento supera il drift di calcolo oltre il 5%, allora l'adeguamento non è considerato soddisfacente. In passato questa idea è stata utilizzata per l'adeguamento delle strutture esistenti, anche se i criteri di accettazione sono spesso stati ricondotti a quelli utilizzati per strutture nuove.

Una tale riduzione sui criteri di accettazione può essere ricondotta alla seguente considerazione. Si pensi ad esempio ad una struttura costruita 50 anni fa con una vita utile di 100 anni. Teoricamente la probabilità di collasso della struttura nei rimanenti 50 anni dovrebbe essere più bassa rispetto a una struttura nuova di eguali caratteristiche.

Tuttavia questo modo di ragionare non tiene in considerazione che mentre il pericolo (hazard) che si verifichi l'evento sismico è lo stesso per entrambe le strutture, la vulnerabilità che dipende invece della capacità della struttura, è decisamente peggiore per le strutture più datate.

Il concetto di rischio, che esprime il legame tra il pericolo sismico e vulnerabilità della struttura, è decisamente più elevato per le strutture vecchie.

Per questi motivi l'adeguamento di strutture esistenti non può essere legato ad un concetto di tipo pass-fail, ma bensì deve includere quanto più possibile informazioni di tipo probabilistico. Naturalmente l'introduzione di metodi probabilistici introduce una notevole complicazione e onere computazionale nelle tradizionali procedure di verifica. Tuttavia è lecito e più che sensato considerare in maniera probabilistica tutti quei parametri affetti da incertezza come ad esempio le caratteristiche dei materiali.

3.6 DBA per strutture SDOF

La procedura utilizzata per la valutazione sismica dei ponti esistenti basata sul DBD è illustrata in figura 3.5. Per prima cosa è necessario costruire la risposta forza-spostamento della struttura. In questo caso si suppone che l'elemento fonte di deformabilità sia la pila. In questo modo pertanto si ottiene la capacità in spostamento della pila, indicata con Δ_{cap} . La domanda in spostamento viene ricavata attraverso l'utilizzo dello spettro in spostamento come indicato sempre in figura 3.5.

La procedura si articola nel seguente modo:

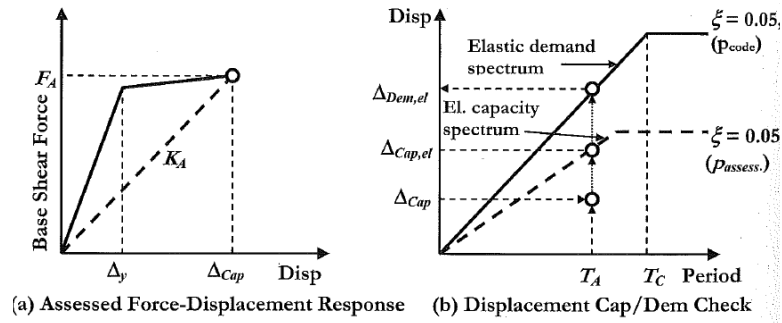


Figura 3.5 – Valutazione della domanda e della capacità secondo la procedura.

1. Si calcola la massa equivalente m_e . Nel caso SDOF coincide con la massa totale.
2. A partire dalla curva di risposta si determina la capacità in spostamento Δ_{cap} dipendente dal livello prestazionale scelto, la rigidità equivalente K_A e il valore di spostamento a snervamento Δ_y .
3. Si calcola il periodo proprio della struttura SDOF, e quindi $T_A = 2\pi\sqrt{\frac{m_e}{K_A}}$.
4. Si calcola la duttilità in spostamento $\mu = \frac{\Delta_{cap}}{\Delta_y}$.
5. Si calcola il fattore di smorzamento effettivo $\xi_A = 0.005 + 0.444\frac{\mu-1}{\mu\pi}$.
6. Si calcola il fattore di riduzione spettrale $R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02+\xi}\right)^0 .25$.
7. Si calcola il valore di capacità equivalente elastica $\Delta_{cap,el} = \frac{\Delta_{cap}}{R_\xi}$.
8. Si calcola il valore di domanda elastico Δ_{dem} in spostamento attraverso lo spettro, letto in corrispondenza del valore T_A .

9. Si calcola il rapporto $D/C = \frac{\Delta_{dem}}{\Delta_{cap,el}}$ che verrà utilizzato per il calcolo del rischio.

3.7 Costruzione delle curve di fragilità

Questo metodo è stato derivato dalla procedura di Shinozuka et al., (2000) elaborata per analisi statiche non lineari. Ogni singolo ponte è stato schematizzato da un set di ponti campione in cui sono stati fatti variare le proprietà dei materiali attraverso determinate distribuzioni statistiche. In particolare sono stati assemblati 15 ponti campione rappresentanti il singolo ponte.

Ognuno di questi è stato poi sottoposto alla procedura DBA per il calcolo del livello di danno.

Il danno può essere correlato all'intensità del terremoto (intensity measure IM) attraverso un'espressione esponenziale del tipo:

$$D = aIM^b \quad (3.9)$$

L'IM può essere espressa da diversi parametri appartenenti al sisma, come ad esempio dalla PGA (Peak Ground Acceleration) o, come in questo caso, dalla domanda di spostamento. Riproponendo l'equazione 3.10 in forma logaritmica si ottiene:

$$\ln(D) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (3.10)$$

In un grafico logaritmico pertanto la relazione 3.10 si presenta come una retta.

Partendo da questa assunzione, una volta ottenuti i valori di danno in funzione della IM, si è potuto costruire sul piano logaritmico la retta di regressione lineare che meglio interpolasse i risultati. Nota la retta di regressione si è potuta stimare la dispersione dei dati calcolandone la varianza e la deviazione standard. La varianza estrapolata quindi è stata utilizzata per il calcolo della probabilità cumulata ipotizzando una funzione di probabilità log-normale. In punti:

1. Si scelgono una serie di accelerogrammi reali o artificiali che esprimano le condizioni di sismicità del luogo.
2. A partire da questi si calcolano lo spettro medio e gli spettri medio \pm deviazione standard relativi allo spostamento elastico.
3. Tramite la procedura DBA descritta sopra, si determina la capacità in spostamento del sistema elastico equivalente per il j-esimo ponte campione $\Delta_{cap,el}^j$.

4. Noto il parametro T_e^j è possibile ricavare le tre domande $\Delta_{Dem,el}^j$ correlate ai tre spettri.
5. Note le tre domande è possibile calcolare i tre rapporti C/D per ogni j-esimo ponte:

$$DM_j^k = \frac{\Delta_{Dem,el}^j}{\Delta_{cap,el}^j} \quad k = 1, 2, 3$$
6. Si riportano i risultati sul piano logartmico Danno-Domanda di Spostamento.
7. Attraverso una retta di regressione lineare si determina la relazione $\ln(D) = \ln(a) + b \ln(IM)$.
8. Si calcola la varianza, parametro che esprime la dispersione dei dati rispetto alla retta di regressione.
9. Si costruisce la curva di probabilità cumulata log-normale del danno del ponte. la probabilità di superare il prefissato livello di danno è data da $P_f[S_d(a) \geq d_l]$ dove Φ rappresenta la funzione di distribuzione normale.

3.8 Parametri dei materiali

Come descritto nei capitoli precedenti, per tenere in considerazione l'incertezza relativa al comportamento dei materiali, questi ultimi sono stati descritti attraverso delle opportune funzioni probabilistiche. In particolare la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio sono state rappresentate attraverso due distribuzioni statistiche di carattere normale.

I valori sono stati assegnati sulla base dei test di laboratorio o sulla base

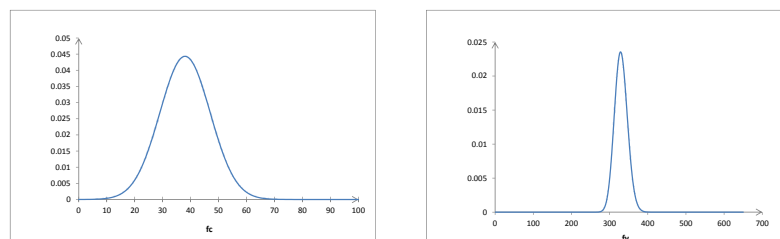


Figura 3.6 – Esempio della distribuzione dei parametri dei materiali.

dei progetti esistenti e, dove i dati non erano disponibili, sono stati dedotti a partire dalle normative di costruzione dell'epoca. In particolare, poichè

la resistenza a compressione del calcestruzzo è dotata di una maggiore variabilità rispetto alla resistenza a snervamento dell'acciaio, il calcestruzzo viene espresso da 5 valori diversi con la relativa probabilità di occorrenza piuttosto che 3 come nel caso dell'acciaio.

Combinando questi due parametri è stato costruito un set di 15 ponti campione per ogni ponte, pesando statisticamente la combinazione dei due parametri in relazione alle rispettive funzioni di probabilità.

3.9 Input sismico

Sono stati scelti 3 set di 7 accelerogrammi spettro compatibili e opportunamente scalati all'interno di un range di valori di PGA come illustrato in figura 3.7. All'interno di un range di PGA [0.05-0.8g] sono stati assegnati i seguenti 17 valori:

- per ciascuno dei valori di PGA 0.05g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g sono stati scalati i 7 accelerogrammi corrispondenti al PL1.
- per ciascuno dei valori di PGA 0.2g, 0.25g, 0.3g, 0.35g, 0.4g, 0.45g sono stati scalati i 7 accelerogrammi corrispondenti al PL2.
- per ciascuno dei valori di PGA 0.4g, 0.45g, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g sono stati scalati i 7 accelerogrammi corrispondenti al PL3.

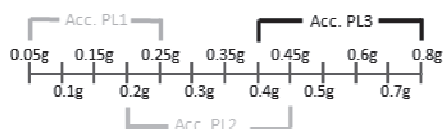


Figura 3.7 – Distribuzione delle diverse suite di accelerogrammi.

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno, dove le informazioni non erano sufficienti, ci si è serviti di una mappatura delle onde di taglio V_s , 30 scaricabile gratuitamente dal sito <http://earthquake.usgs.gov/hazards/apps/vs30/>.

Capitolo 4

Ponti della rete regionale del Veneto

4.1 Ponti della Rete Veneta

Il database è costituito da una serie di ponti costituenti la rete regionale gestita da Veneto Strade, per lo più situati in aree medio-alta sismicità (zona 2 e 3 secondo la mappatura italiana di classificazione del livello di sismicità). Una parte di questi sono presenti sul database organizzato dal Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale all'indirizzo *http://ibrid.dic.unipd.it*, il quale contiene informazioni su oltre 500 ponti della rete. La campagna di rilevazione dei dati e la ricerca delle informazioni è stata compiuta dall'Università di Padova nel corso degli anni 2007-2010 su 1476,8 Km di strade regionali e provinciali nelle province di Venezia, Treviso, Belluno, Padova, Verona e Rovigo, con 347 ponti situati in zona sismica 2, 3 e 4, e successivamente estesa a 1250 Km di rete nella Provincia di Vicenza includendo altri 149 ponti.

Sulla base del materiale di cui sono costruiti, è possibile dividere questi ponti in 5 categorie:

1. Ponti in calcestruzzo armato (DC)
2. Ponti in calcestruzzo armato precompresso (PDC)
3. Ponti in muratura (DM)
4. Ponti in struttura mista (DCS)
5. Ponti che non rientrano nelle categorie precedenti (ND)

I ponti in calcestruzzo armato e i ponti in calcestruzzo armato precompresso rappresentano il 66.7% dei ponti totali. All'interno di questa prima categoria i ponti sono stati suddivisi ulteriormente in ponti a travata, ponti

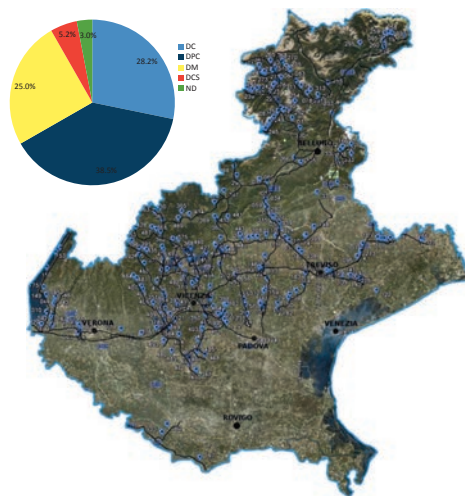


Figura 4.1 – Distribuzione dei ponti lungo la rete veneta.

ad arco e ponti a telaio. La categoria dei ponti a travata è costituita da 329 ponti che rappresentano il 66,3% dei ponti totali. Lo studio effettuato in questa tesi riguarda una piccola parte di questi ponti scelta sulla base dello schema statico. In particolar modo si sono considerati quei 75 ponti multicampata il cui schema statico può essere ricondotto ad uno schema di semplice appoggio o ad uno schema statico di trave Gerber.

Lo schema statico di semplice appoggio (si considerano semplicemente appoggiate anche i ponti a travata Gerber, dato che l'unica continuità è garantita dal sottile strato di soletta) porta ad una notevole semplificazione nel valutare la vulnerabilità dell'intero ponte. Infatti la probabilità di collasso dell'intera struttura coincide con la probabilità di collasso della singola pila, poichè ciascuna pila viene considerata non interagente con le altre. Per questo motivo le analisi per la costruzione delle curve di fragilità dell'intera struttura si basano sulla valutazione della fragilità della singola pila.

4.2 Presentazione del campione di riferimento

Si è deciso di suddividere i 75 ponti sulla base di alcune considerazioni atte valutare sia il comportamento longitudinale che trasversale. Si volevano isolare quei parametri geometrici che si supponeva influenzassero in maniera caratterizzante la risposta dell'elemento sottoposto alle analisi. Per considerazioni analoghe si è deciso invece di non diversificare la classificazione in funzione della forma geometrica della sezione. Alla luce di ciò, le classi riscontrate potranno essere divise come segue:

1. Classe PSC: costituita da colonne singole in uno schema a mesola.

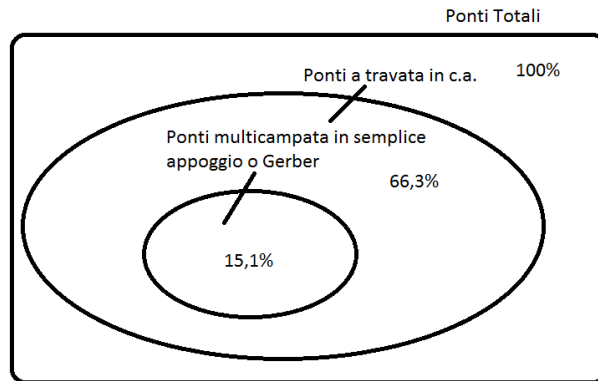


Figura 4.2 – Panorama dei ponti soggetti all'analisi.

2. Classe PFM: costituita da più colonne che si comportano a telaio.
3. Classe PF2: costituita da una coppia di colonne che si comportano a telaio.
4. Classe WALLS: costituita da pile a muro, con sezioni in cui una dimensione è nettamente preponderante sull'altra.

La prima categoria è composta da 13 ponti, i quali rappresentano il 17,3% della categoria in semplice appoggio. La seconda e la terza categoria presentano la stessa numerosità: ciascuna è composta da 19 ponti e ciascuna rappresenta il 25,3% dei ponti analizzati. La quarta categoria è invece la più numerosa con 24 ponti, e quindi rappresenta il 32,1% del campione sottoposto all'analisi.

Brevemente:

Classe	Numerosità	Percentuale
PSC	13	17,3%
PFM	19	25,3%
PF2	19	25,3%
WALLS	24	32,1%
Totale	75	100%

Tabella 4.1 – Numerosità di ciascuna classe.

4.3 Ponti appartenenti alla classe tipo PSC

Il campione dei ponti appartenenti a questa categoria è rappresentato dai ponti elencati in tabella 4.2, di cui si riportano le principali caratteristiche. Inoltre si riporta a titolo di esempio un'immagine della pila in questione per poter rendere in maniera chiara l'idea che sussiste alla base della classificazione stessa.

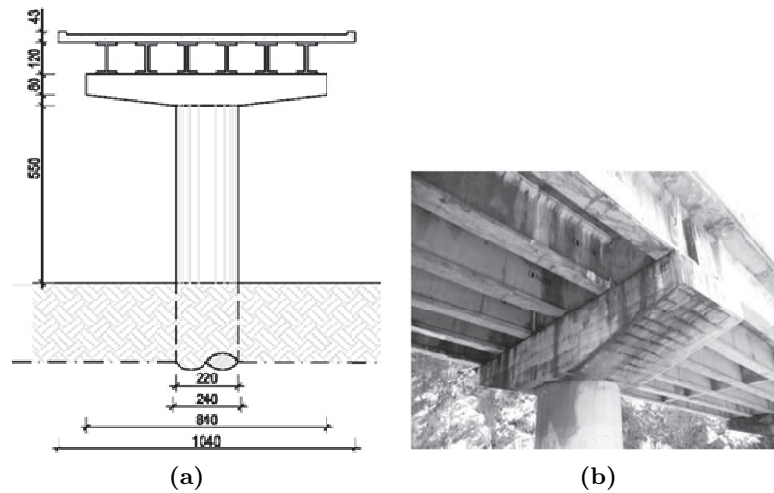


Figura 4.3 – Esempio di pila tipo PSC.

ID Ponte	Classe	H	Profondità	Larghezza
33	PSC	6.3	2.5	2.5
35	PSC	39.4	2.5	7.8
74	PSC3.6	1.9	1.9	
221	PSC	10.0	3.1	3.1
242	PSC	9.3	2.3	2.3
304	PSC	6.5	2.2	2.2
305	PSC	10.9	2.2	2.2
341	PSC	2.0	1.0	3.5
344	PSC	4.8	1.0	3.5
420	PSC	7.0	3.5	3.5
422	PSC	7.0	3.5	3.5
426	PSC	6.0	3.5	3.5
496	PSC	16.0	1.8	3.5

Tabella 4.2 – Ponti appartenenti alla classe PSC.

4.4 Ponti appartenenti alla classe tipo PFM

Analogamente per la classe delle pile di tipo PFM si presenta una tabella che racchiuda le principali caratteristiche di ogni pila.

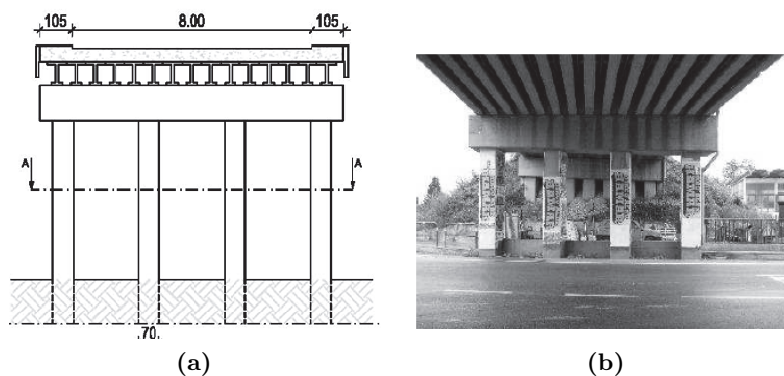


Figura 4.4 – Esempio di pila tipo PFM.

ID Ponte	Classe	H	Profondità	Larghezza
8	PFM	5.3	1.0	0.7
9	PFM	8.6	0.7	1.0
21	PFM	2.6	1.3	1.3
22	PFM	5.7	1.0	0.6
30	PFM	6.0	1.0	1.0
87	PFM	10.0	1.0	1.0
134	PFM	2.9	0.9	0.9
144	PFM	6.5	1.0	1.0
200	PFM	6.5	1.5	1.5
286	PFM	5.0	1.5	1.5
312	PFM	3.9	0.5	0.6
353	PFM	5.5	1.0	1.0
370	PFM	5.6	1.2	1.2
372	PFM	7.0	1.2	1.2
381	PFM	5.5	1.3	1.3
402	PFM	6.0	0.5	1.0
471	PFM	3.0	0.3	0.3
472	PFM	2.5	0.3	0.3
473	PFM	2.5	0.3	0.3

Tabella 4.3 – Ponti appartenenti alla classe PFM.

4.5 Ponti appartenenti alla classe tipo PF2

Anche per la classe delle pile di tipo PF2 si riporta una tabella che raccoglie le principali caratteristiche di ogni pila.

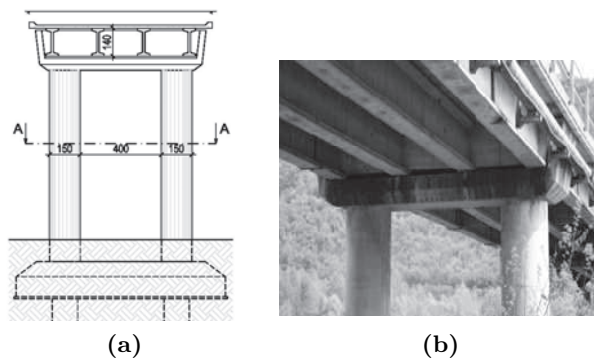


Figura 4.5 – Esempio di pila tipo PF2.

ID Ponte	Classe	H	Profondità	Larghezza
5	PF2	5.5	1.3	1.3
12	PF2	7.0	1.6	1.6
18	PF2	6.8	1.6	1.6
24	PF2	6.0	1.6	1.6
37	PF2	18.9	1.6	1.6
59	PF2	9.5	1.5	1.5
78	PF2	3.4	1.5	1.5
91	PF2	3.7	1.5	1.5
196	PF2	3.8	0.9	0.9
290	PF2	6.0	1.2	1.2
295	PF2	3.6	1.5	1.5
348	PF2	6.3	1.4	1.4
355	PF2	5.5	1.0	1.0
373	PF2	8.6	1.5	1.5
374	PF2	5.2	1.5	1.5
380	PF2	5.5	1.3	1.3
382	PF2	5.5	1.3	1.3
383	PF2	5.5	1.3	1.3
416	PF2	6.6	1.6	1.6

Tabella 4.4 – Ponti appartenenti alla classe PF2.

4.6 Ponti appartenenti alla classe tipo WALLS

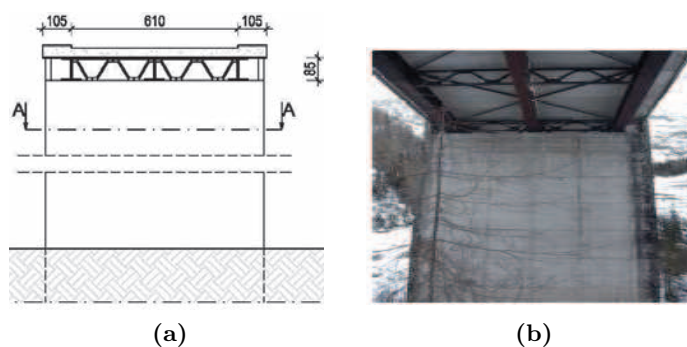


Figura 4.6 – Esempio di pila tipo WALLS.

ID Ponte	Classe	H	Profondità	Larghezza
36	WALLS	3.5	2.0	15.0
38	WALLS	5.9	1.0	12.9
71	WALLS	5.2	1.4	12.0
75	WALLS	8.0	1.1	5.0
90	WALLS	7.9	1.1	9.5
96	WALLS	6.0	2.3	8.0
98	WALLS	6.0	1.0	10.0
148	WALLS	3.2	0.4	13.9
162	WALLS	4.1	0.9	7.4
215	WALLS	4.9	0.6	13.2
280	WALLS	5.0	2.0	9.0
303	WALLS	5.2	1.6	12.1
322	WALLS	5.5	1.7	7.5
334	WALLS	18.0	1.5	8.0
343	WALLS	6.6	0.8	9.5
347	WALLS	5.5	0.7	6.5
349	WALLS	7.0	1.4	7.0
358	WALLS	3.5	0.8	9.5
359	WALLS	3.5	1.0	8.5
360	WALLS	3.5	1.5	5.5
377	WALLS	3.6	0.9	17.0
379	WALLS	3.8	1.2	9.4
399	WALLS	8.0	2.0	9.0
415	WALLS	3.0	0.6	6.0

Tabella 4.5 – Ponti appartenenti alla classe WALLS.

Capitolo 5

Analisi dei Risultati

5.1 Introduzione

L'analisi sulle pile per la costruzione delle curve di fragilità è stata condotta sia in senso longitudinale che in senso trasversale, ad eccezione per la classe WALLS per la quale ci si è limitati all'analisi in direzione longitudinale. A scanso di equivoci si precisa che per direzione longitudinale si intende la direzione lungo la quale si profila l'impalcato del ponte.

In appendice sono riportati i risultati delle curve di fragilità per ogni singolo ponte assieme agli output del modello numerico.

Di seguito invece si illustreranno i risultati a livello di classe con l'obiettivo di creare delle curve medie che rappresentino una ben precisa classe di pile.

5.2 Analisi in Direzione Longitudinale

Si è deciso di unire le classi PSC, PF2 e PFM poichè si è visto che in direzione longitudinale il comportamento era molto simile. Tuttavia si è scelto invece di tenere separata la classe dei muri poichè non presentava le medesime caratteristiche in termini di risposta. Questo può essere dovuto a diversi fattori, non solo dipendenti dalla geometria ma anche correlati all'armatura trasversale, la quale nei muri risulta più rada e quindi l'area di calcestruzzo confinata è minore in proporzione rispetto alle colonne di dimensioni in pianta più ridotte.

All'interno di queste classi si sono prodotti degli abachi per alcuni fasci di curve. Poichè la risposta in termini di spostamento è strettamente correlata a parametri geometrici (H altezza della colonna, B dimensione della sezione lungo la direzione della sollecitazione), si è deciso di suddividere ogni classe in 3 diverse sottoclassi:

1. Sottoclasse I con $H/B < 2,5$: Tale sottoclasse è caratterizzata da colonne che si sono rotte per taglio. Tali rotture avvengono infatti a spostamenti molto piccoli.

2. Sottoclasse II con $H/B > 8$: Questa sottoclasse è caratterizzata da colonne molto snelle che hanno notevoli capacità in spostamento.
3. Sottoclasse III con $2,5 < H/B < 8$: Infine la terza sottoclasse ha un comportamento intermedio che si posiziona tra le altre due.

5.2.1 Colonne Tozze

La rottura di queste colonne molto tozze avviene per taglio, ed avviene dopo spostamenti molto piccoli come si può notare dall'involuppo refLonT].

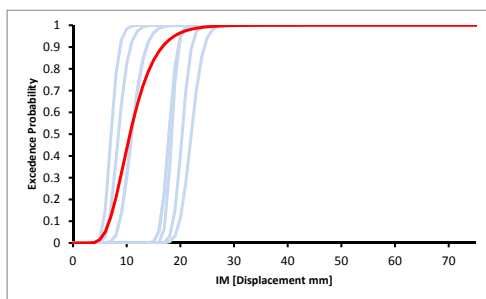
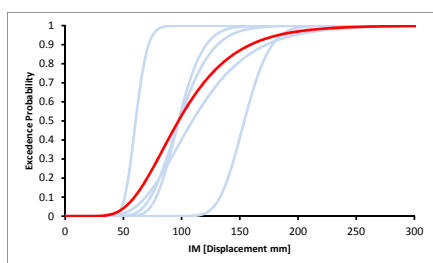


Figura 5.1 – Curve di fragilità longitudinali per colonne Tozze.

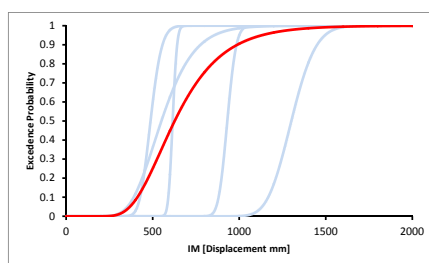
5.2.2 Colonne Snelle

La risposta di queste colonne è caratterizzata da spostamenti di ampiezza notevole, per cui le curve di fragilità si posizionano molto più a destra rispetto alle altre. I fasci risultano molto più aperti e questo è indice di una notevole variabilità.

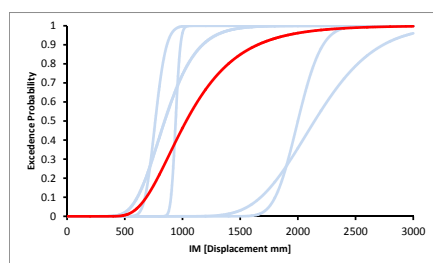
Questo fatto può essere dovuto non solo alla ristrettezza del campione di colonne ricadente in questa categoria, ma anche alla maggior incisività di parametri correlati al confinamento e al comportamento dei materiali. Si riportano di seguito i fasci costruiti per tale categoria:



(a) Curve di fragilità riferite al PL1



(b) Curve di fragilità riferite al PL2

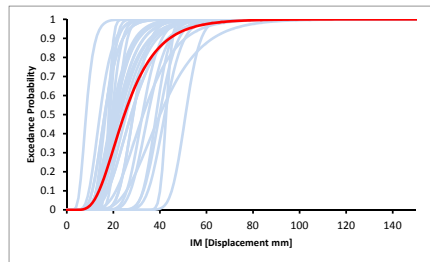


(c) Curve di fragilità riferite al PL3

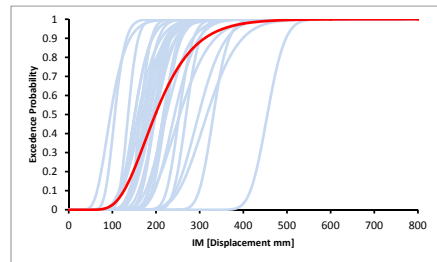
Figura 5.2 – Curve di fragilità longitudinali per colonne Snelle.

5.2.3 Colonne Medie

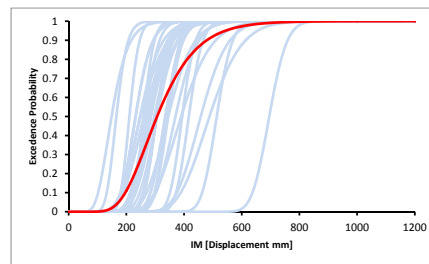
Le curve di fragilità relative alle colonne con rapporto $2,5 < H/B < 8$ si posizionano tra le le curve delle due classi precedenti. Si riportano di seguito i risultati ottenuti:



(a) Curve di fragilità riferite al PL1



(b) Curve di fragilità riferite al PL2



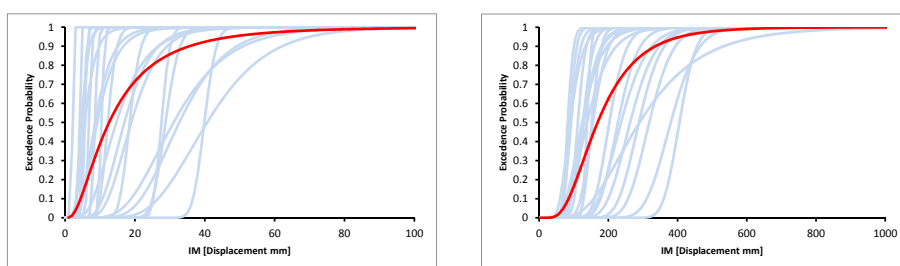
(c) Curve di fragilità riferite al PL3

Figura 5.3 – Curve di fragilità longitudinali per colonne Medie.

5.2.4 Pile a Muro

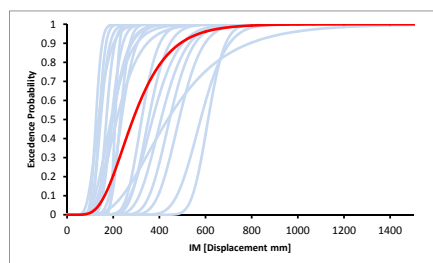
Le pile a muro hanno un comportamento molto simile alle colonne medie, tuttavia si è deciso di tenerle separate per le considerazioni fatte in precedenza sul confinamento. Per tale classe poi è stato valutato solo il comportamento in direzione longitudinale e pertanto si è deciso di trattarla separatamente.

Il motivo di ciò è legato al fatto che la vulnerabilità globale deve essere studiata tenendo in considerazione entrambe le direzioni, pertanto in un'ottica di possibili sviluppi ulteriori di questi dati si è deciso di non accorpate la classe WALL alle altre tre.



(a) Curve di fragilità riferite al PL1

(b) Curve di fragilità riferite al PL2



(c) Curve di fragilità riferite al PL3

Figura 5.4 – Curve di fragilità longitudinali per colonne a Muro.

5.3 Analisi in Direzione Trasversale

In direzione trasversale si sono analizzate le classi PFM e PF2 bloccando nel modello il grado di libertà corrispondente alla rotazione in sommità. Anche in questo caso si sono suddivise in tre sottoclassi in funzione del rapporto geometrico H/B :

1. Sottoclasse I con $H/B < 2,5$: Le colonne appartenenti a questa categoria presentano tutte una rottura per taglio con capacità in spostamento molto ridotta.
2. Sottoclasse II con $H/B > 8$: Le colonne con rapporto geometrico molto alto presentano un comportamento flessionale con grandi capacità in spostamento.
3. Sottoclasse III con $2,5 < H/B < 8$: La terza categoria presenta invece comportamento intermedio rispetto alle altre due.

5.3.1 Colonne Tozze

Si riportano i risultati ottenuti per le colonne Tozze:

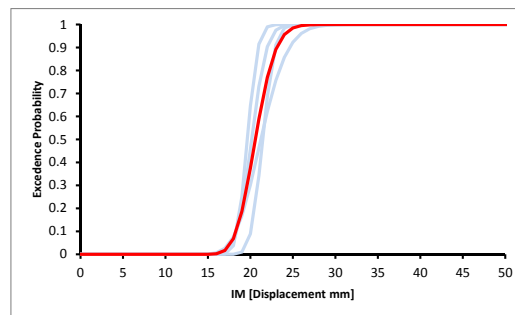
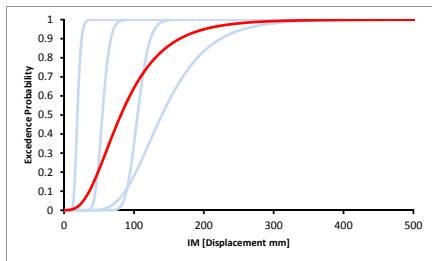


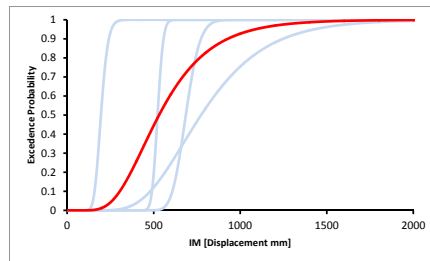
Figura 5.5 – Curve di fragilità trasversali per colonne Tozze.

5.3.2 Colonne Snelle

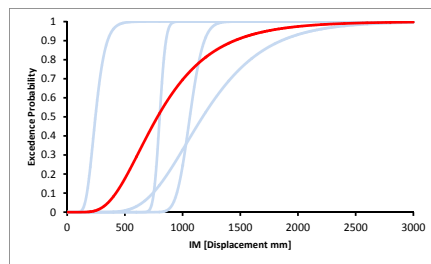
Le colonne molto snelle presentano, come nel caso longitudinale, una notevole variabilità oltre che una notevole possibilità di spostamento:



(a) Curve di fragilità riferite al PL1



(b) Curve di fragilità riferite al PL2

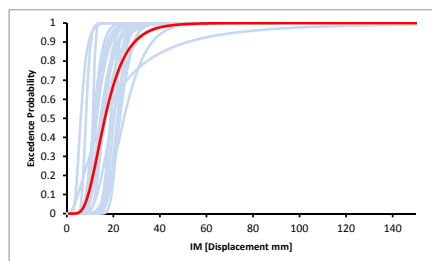


(c) Curve di fragilità riferite al PL3

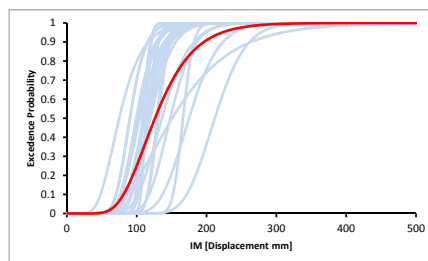
Figura 5.6 – Curve di fragilità trasversali per colonne Snelle.

5.3.3 Colonne Medie

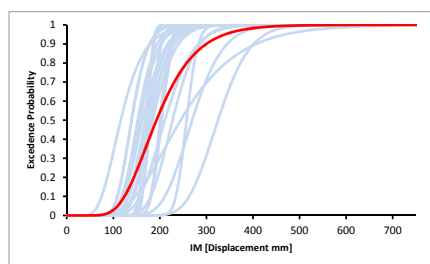
Le curve di fragilità relative alle colonne con rapporto $2,5 < H/B < 8$ occupano una posizione intermedia rispetto alle due classi precedenti. Si riportano di seguito i risultati ottenuti:



(a) Curve di fragilità riferite al PL1



(b) Curve di fragilità riferite al PL2



(c) Curve di fragilità riferite al PL3

Figura 5.7 – Curve di fragilità trasversali per colonne Medie.

5.4 Conclusioni e Sviluppi

Il seguente lavoro si inserisce in un contesto più ampio all'interno delle ricerche effettuate dal Dipartimento ICEA dell'Università degli Studi di Padova. L'Ingegneria sismica è un campo dove la continua ricerca di nuovi modelli e di nuove metodologie tenta in qualche modo di rispondere al problema della sicurezza strutturale in caso di terremoto. Avere una chiara e corretta idea, per quanto possibile, del rischio sismico, è fondamentale per quanto riguarda la redazione di piani di manutenzione del patrimonio esistente, così come per una più efficiente pianificazione nella gestione delle emergenze.

In questo scenario il metodo Displacement-Based offre notevoli vantaggi

attraverso la diretta correlazione tra il danno e lo spostamento, cosa che permette di sviluppare ad un livello successivo la filosofia di progettazione basata sul concetto di performance.

La possibilità di potersi servire di una modellazione a fibre ha permesso l'implementazione di modelli molto accurati nel descrivere il comportamento non lineare degli elementi strutturali, accuratezza che viene inoltre incrementata da modelli che tengono in considerazione gli effetti del taglio (Calvi et al, Miranda).

Le notevoli informazioni disponibili nel database del Dipartimento, risultato di una classificazione ordinata e accurata, hanno permesso infine di modellare in maniera precisa ogni elemento sottoposto all'analisi.

La costruzione delle curve di fragilità mostra come il rapporto geometrico H/B sia una variabile dominante del valutare il comportamento di una colonna soggetta ad azioni orizzontali. Dagli abachi si può notare come la possibilità di spostamento delle colonne tozze sia notevolmente ridotta così come ne è ridotta la variabilità essendo infatti il fascio di curve molto stretto.

Tale discorso è antitetico per le pile molto snelle dove non solo le possibilità di spostamento sono notevoli, ma anche la variabilità risulta di gran lunga maggiore con fasci di curve di notevole ampiezza.

Queste curve rappresentano solo una parte di un progetto più complesso, da sole infatti forniscono unicamente la probabilità di eccedere un predifinito livello di danno in funzione di una domanda in termini di spostamento.

In questo senso possono essere considerate come la parte di un macro modello che sia in grado di dare una panoramica completa dello scenario riguardante la vulnerabilità sismica.

Lo sviluppo si delinea nella direzione di combinare tali curve con precisi spettri di domanda in spostamento insieme ad un modello che riesca a descrivere l'aspetto economico del danno, fornendo così le informazioni necessarie alla valutazione di eventuali operazioni di manutenzione e adeguamento in relazione alle probabilità di accadimento dell'evento sismico, accoppiate ad una stima economica in grado di ottimizzare la gestione dei costi e di benefici.

Appendice A

Curve di fragilità dei singoli ponti

A.1 Introduzione

Si riportano di seguito le curve di fragilità per i singoli ponti ottenuti con la procedura descritta nei capitoli precedenti. È stata inserita una tabella riassuntiva delle principali caratteristiche identificative del ponte e della pila per ogni ponte sottoposto alle analisi. I risultati vengono di seguito presentati in ordine per ciascuna classe secondo la tabella ??.

A.1.1 Ponte 33

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	33	Altezza pila [m]	6.3
Località	Feltre	Profondità pila [m]	2.5
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	2.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	34.1

Tabella 1.1 – Caratteristiche identificative del ponte 33.

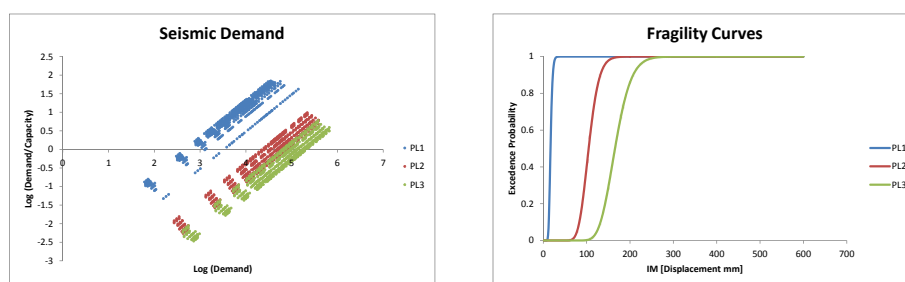


Figura 1.1 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

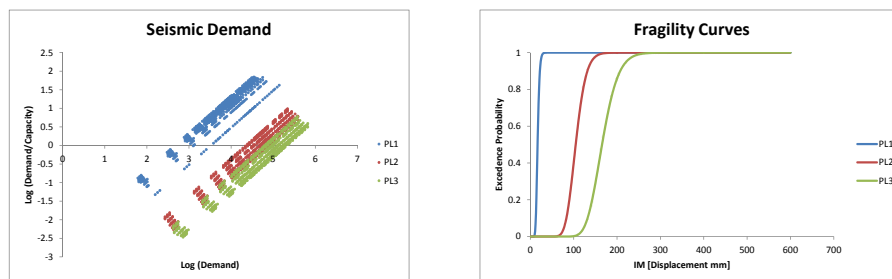


Figura 1.2 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.2 Ponte 35

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	35	Altezza pila [m]	39.4
Località	Quero/Vas	Profondità pila [m]	2.5
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	7.8
Sezione	cava	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.0

Tabella 1.2 – Caratteristiche identificative del ponte 35.

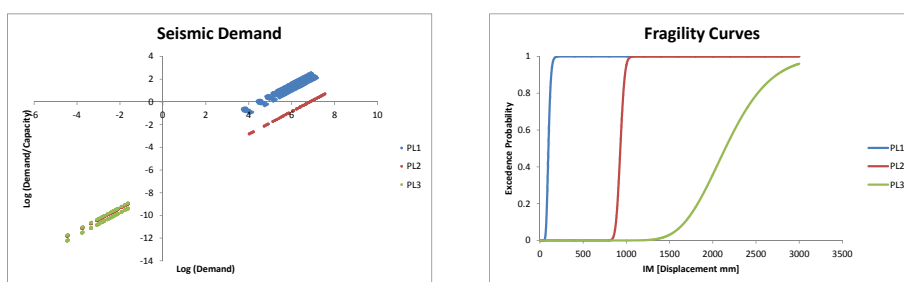


Figura 1.3 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

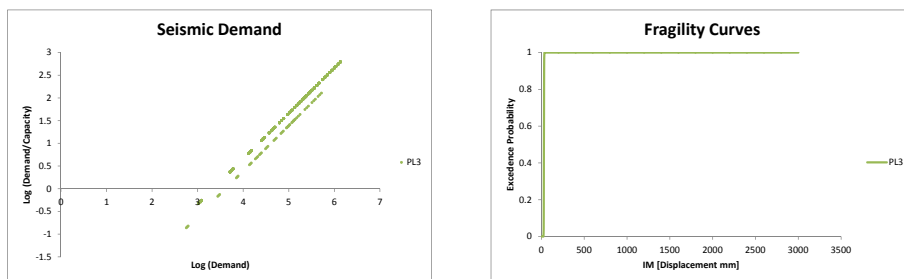


Figura 1.4 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.3 Ponte 74

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	74	Altezza pila [m]	3.6
Località	Cencenighe	Profondità pila [m]	1.9
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	1.9
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	26.1

Tabella 1.3 – Caratteristiche identificative del ponte 74.

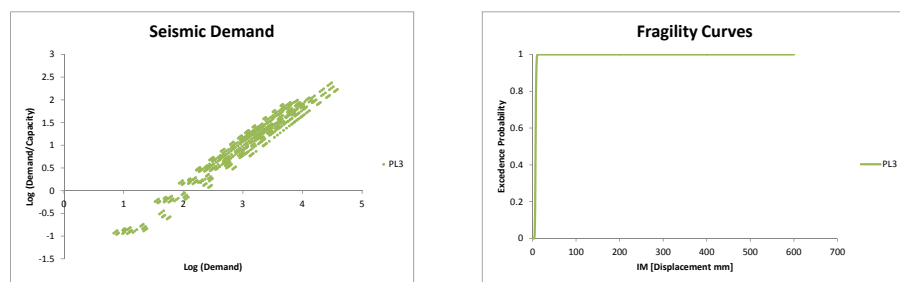


Figura 1.5 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

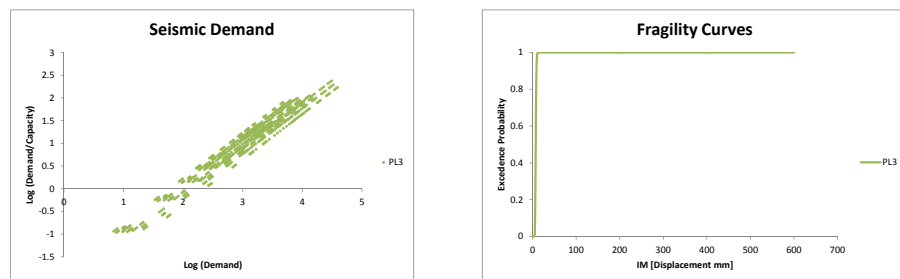


Figura 1.6 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.4 Ponte 221

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	221	Altezza pila [m]	10.0
Località	San Tomaso	Profondità pila [m]	3.1
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.1
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	3.1

Tabella 1.4 – Caratteristiche identificative del ponte 221.

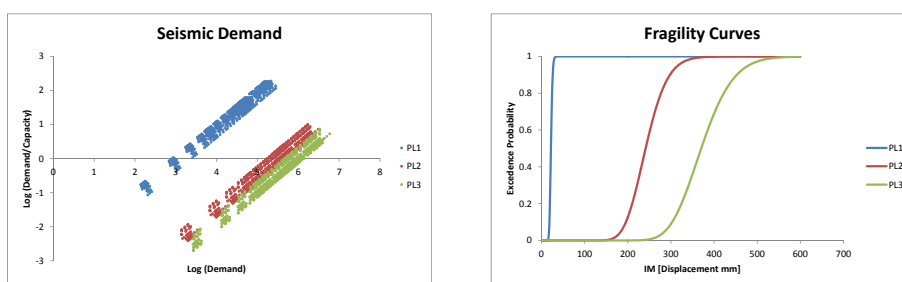


Figura 1.7 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

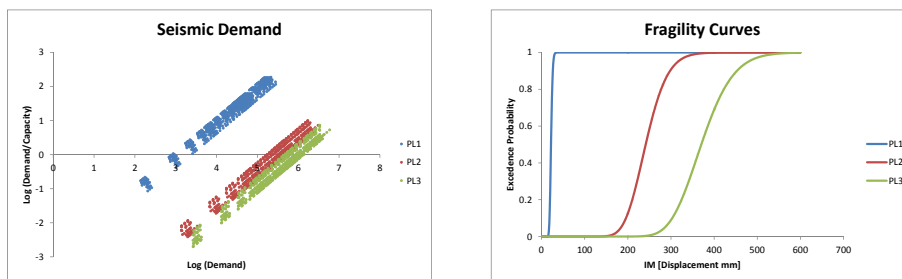


Figura 1.8 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.5 Ponte 242

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	242	Altezza pila [m]	9.3
Località	FalCADE	Profondità pila [m]	2.3
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	2.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	26.1

Tabella 1.5 – Caratteristiche identificative del ponte 242.

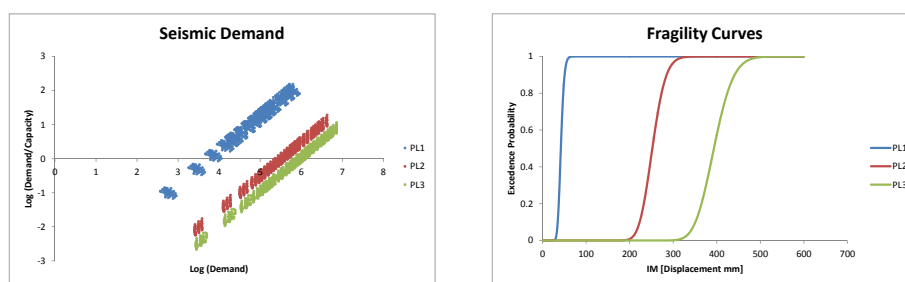


Figura 1.9 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

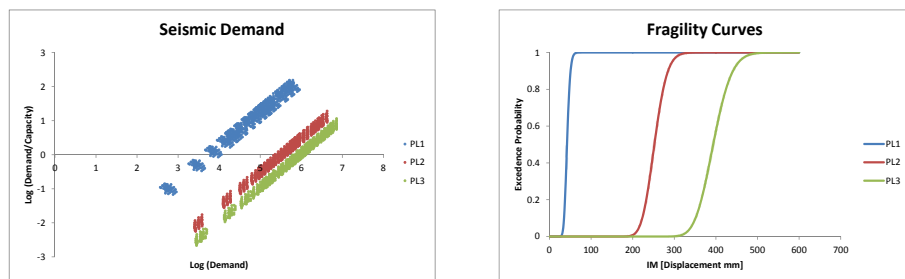


Figura 1.10 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.6 Ponte 304

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	304	Altezza pila [m]	6.5
Località	Cencenighe	Profondità pila [m]	2.2
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	2.2
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	40.9

Tabella 1.6 – Caratteristiche identificative del ponte 304.

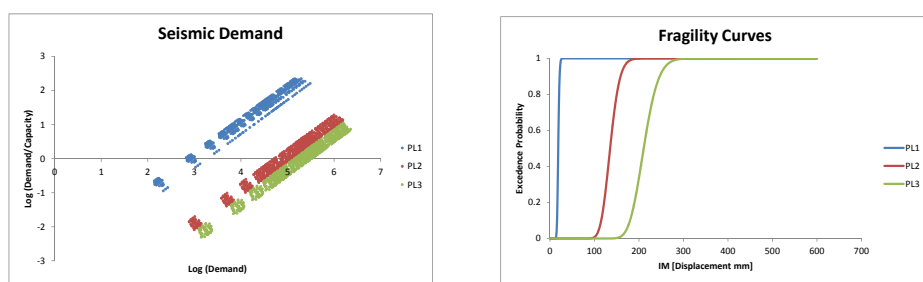


Figura 1.11 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

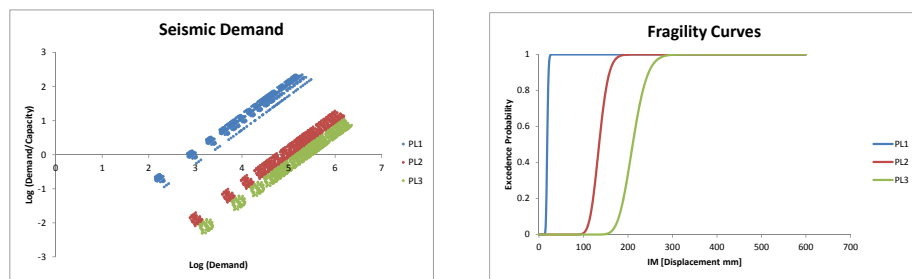


Figura 1.12 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.7 Ponte 305

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	305	Altezza pila [m]	10.9
Località	San Tomaso	Profondità pila [m]	2.2
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	34.1
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	61.9

Tabella 1.7 – Caratteristiche identificative del ponte 305.

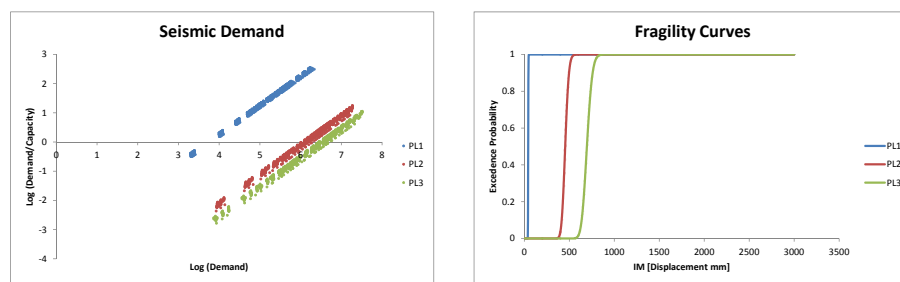


Figura 1.13 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

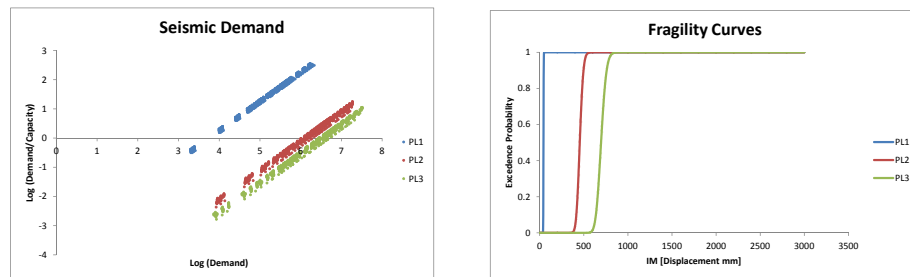


Figura 1.14 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.8 Ponte 341

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	341	Altezza pila [m]	2.0
Località	Rocca Pietore	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	39.4

Tabella 1.8 – Caratteristiche identificative del ponte 341.

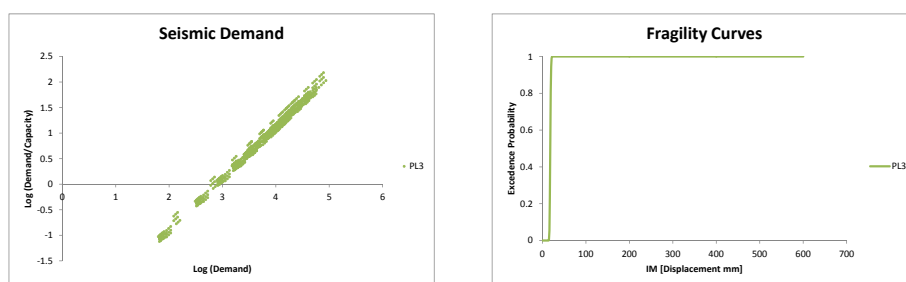


Figura 1.15 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

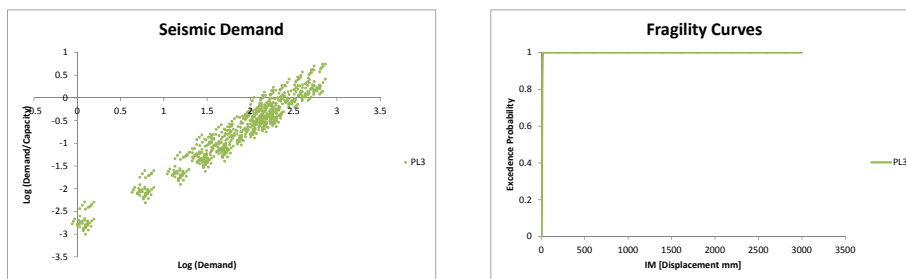


Figura 1.16 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.9 Ponte 344

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	344	Altezza pila [m]	4.8
Località	Rocca Pietore	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	34.0

Tabella 1.9 – Caratteristiche identificative del ponte 344.

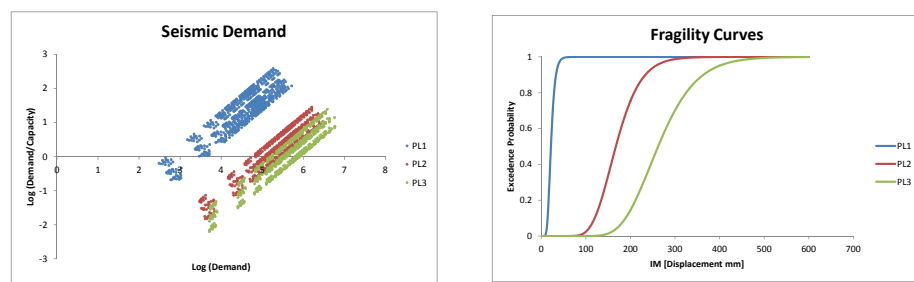


Figura 1.17 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

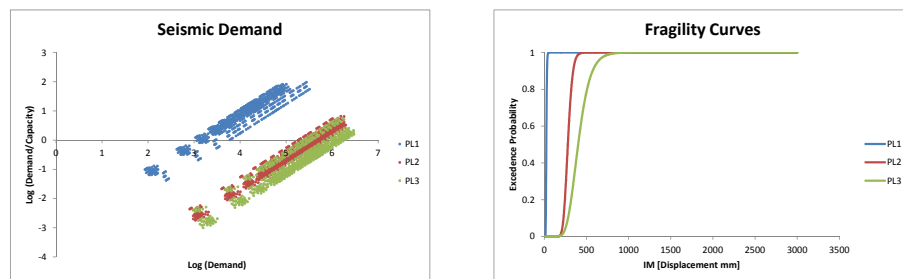


Figura 1.18 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.10 Ponte 420

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	420	Altezza pila [m]	7.0
Località	Malo	Profondità pila [m]	3.5
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.10 – Caratteristiche identificative del ponte 420.

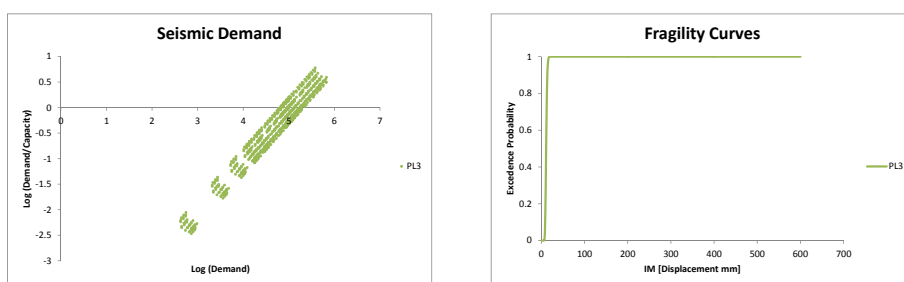


Figura 1.19 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

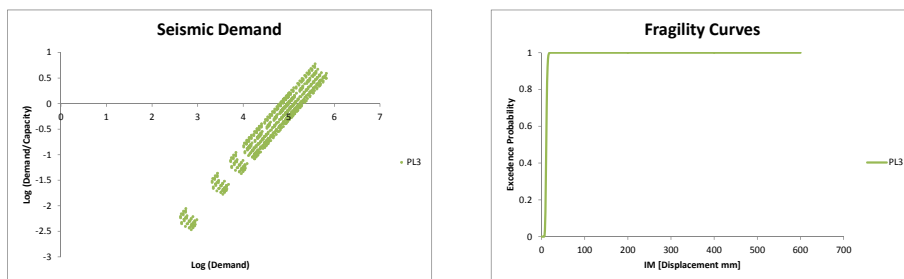


Figura 1.20 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.11 Ponte 422

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	422	Altezza pila [m]	7.0
Località	Marano Vicentino	Profondità pila [m]	3.5
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.11 – Caratteristiche identificative del ponte 422.

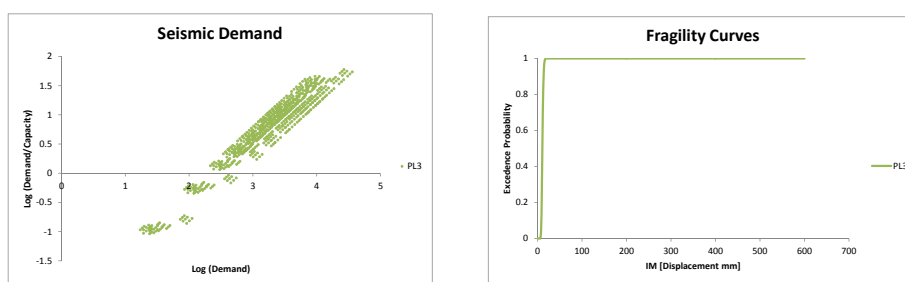


Figura 1.21 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

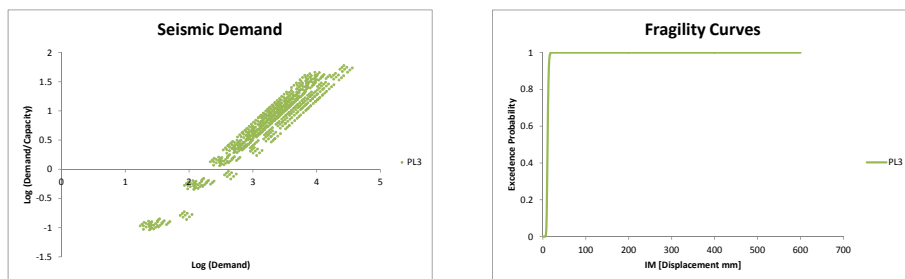


Figura 1.22 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.12 Ponte 426

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	426	Altezza pila [m]	6.0
Località	Duevilleo	Profondità pila [m]	3.5
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.12 – Caratteristiche identificative del ponte 426.

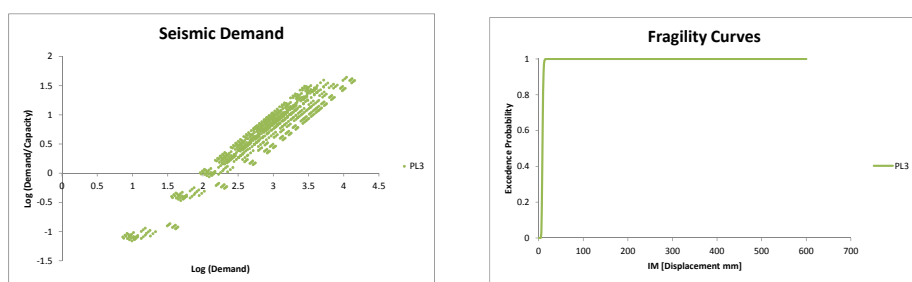


Figura 1.23 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

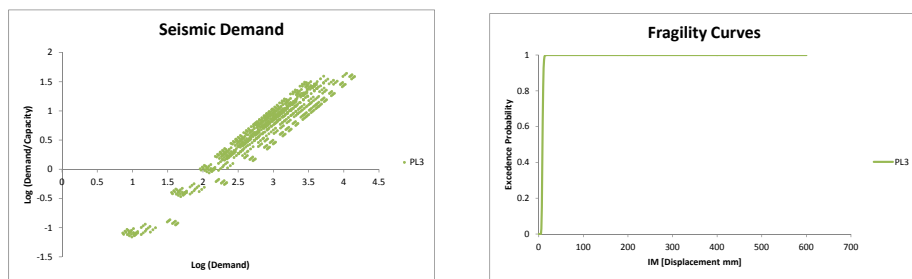


Figura 1.24 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.13 Ponte 496

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	496	Altezza pila [m]	16.0
Località	Fadalto	Profondità pila [m]	1.75
Classe	PSC	Larghezza pila [m]	3.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	42.0

Tabella 1.13 – Caratteristiche identificative del ponte 496.

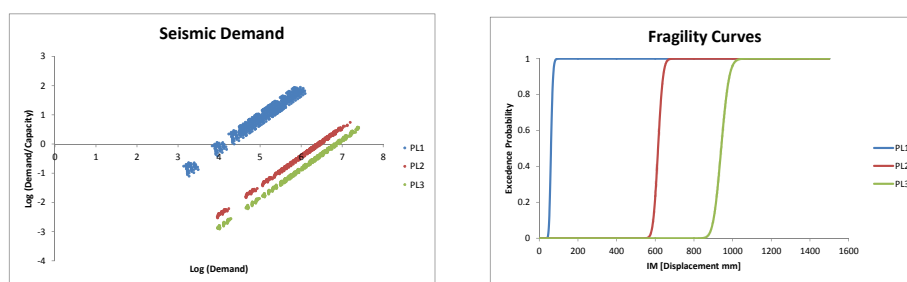


Figura 1.25 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

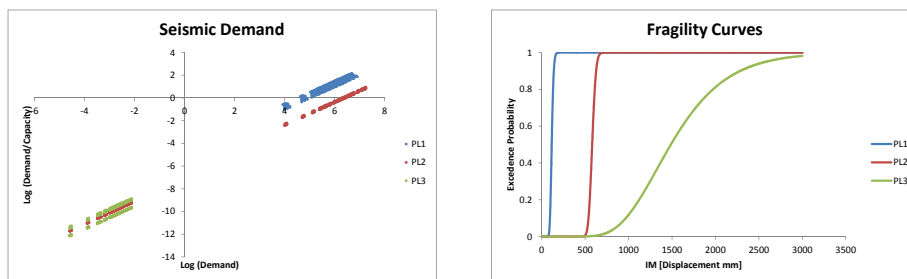


Figura 1.26 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.14 Ponte 8

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	8	Altezza pila [m]	5.3
Località	Montebelluna	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.7
Sezione	rettangolare $f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.7	

Tabella 1.14 – Caratteristiche identificative del ponte 8.

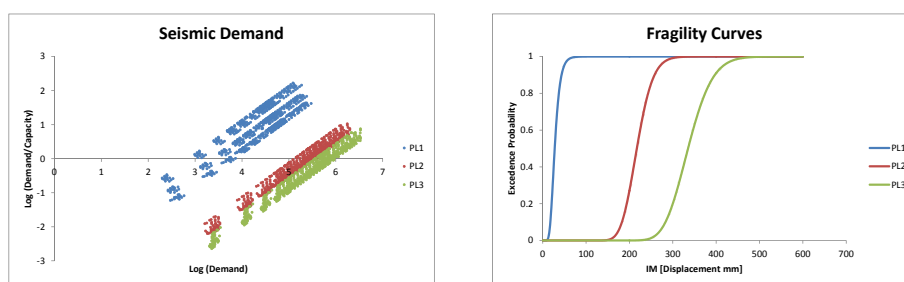


Figura 1.27 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

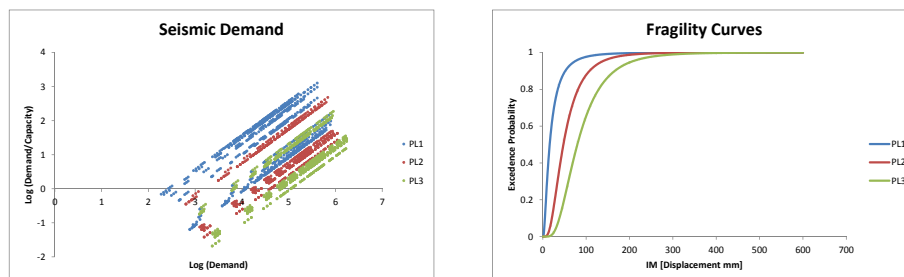


Figura 1.28 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.15 Ponte 9

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	9	Altezza pila [m]	8.6
Località	Montebelluna	Profondità pila [m]	0.7
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	14.5

Tabella 1.15 – Caratteristiche identificative del ponte 9.

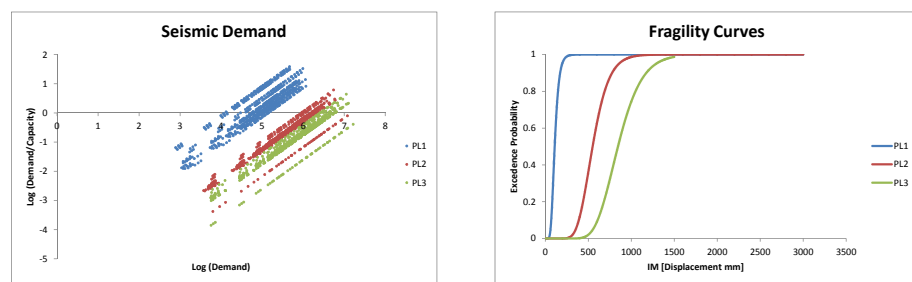


Figura 1.29 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

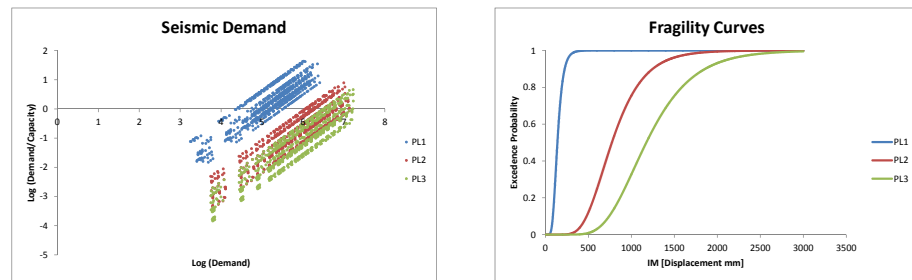


Figura 1.30 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.16 Ponte 21

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	21	Altezza pila [m]	2.6
Località	Portogruaro	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.25
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	22.2

Tabella 1.16 – Caratteristiche identificative del ponte 21.

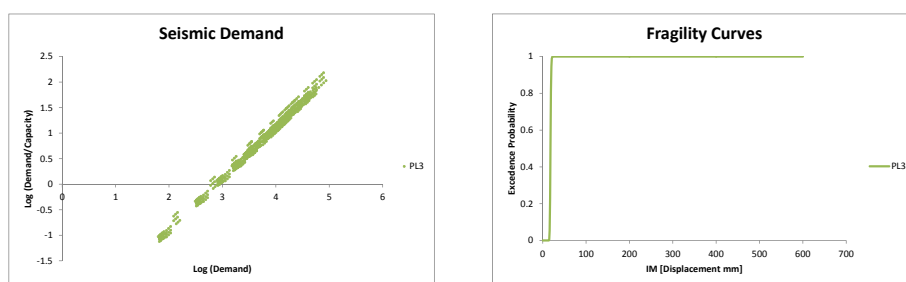


Figura 1.31 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

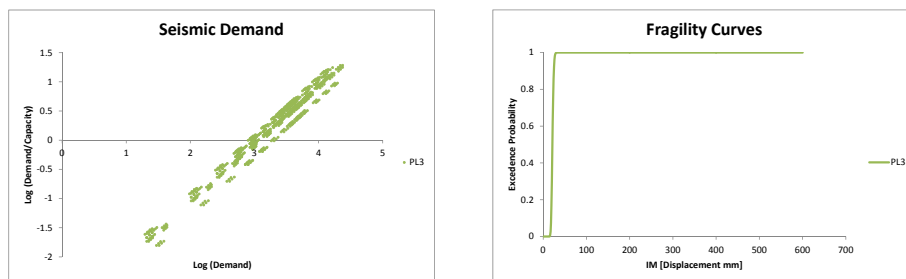


Figura 1.32 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.17 Ponte 22

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	22	Altezza pila [m]	5.7
Località	Portogruaro	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.6
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.8

Tabella 1.17 – Caratteristiche identificative del ponte 22.

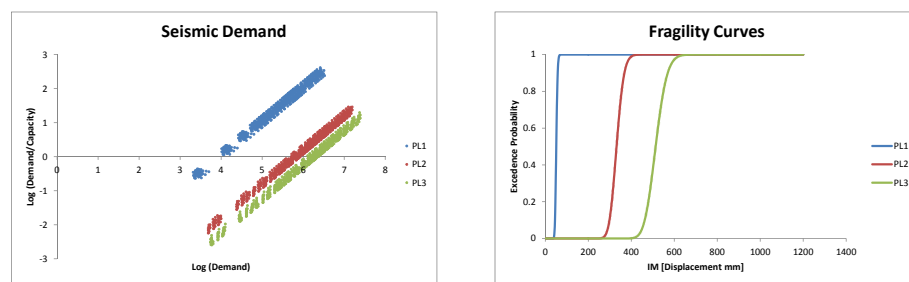


Figura 1.33 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

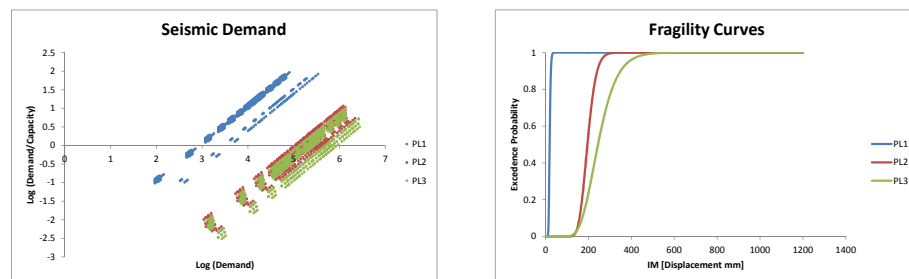


Figura 1.34 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.18 Ponte 30

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	30	Altezza pila [m]	6.0
Località	Cittadella	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	29.0

Tabella 1.18 – Caratteristiche identificative del ponte 30.

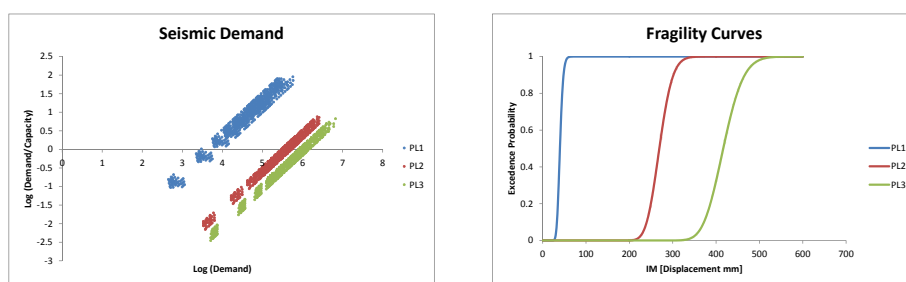


Figura 1.35 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

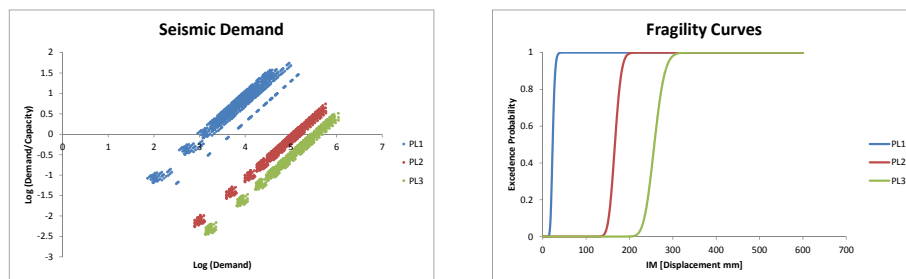


Figura 1.36 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.19 Ponte 87

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	87	Altezza pila [m]	10.0
Località	Voltago Agordino	Profondità pila [m]	1.1
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.1
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	26.1

Tabella 1.19 – Caratteristiche identificative del ponte 87.

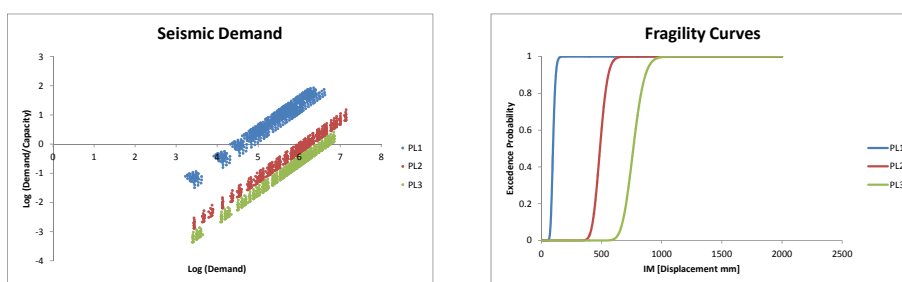


Figura 1.37 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

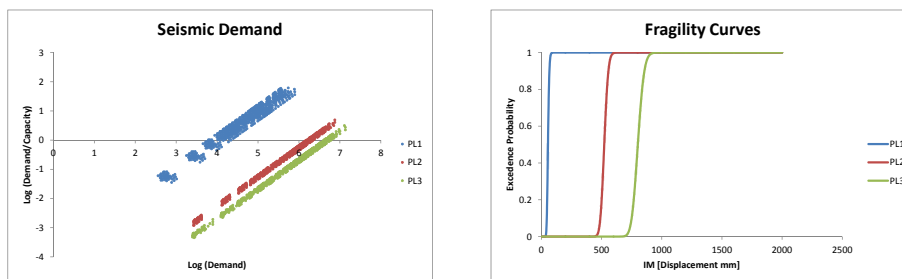


Figura 1.38 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.20 Ponte 134

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	134	Altezza pila [m]	2.9
Località	Silea	Profondità pila [m]	0.9
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.9
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.2

Tabella 1.20 – Caratteristiche identificative del ponte 134.

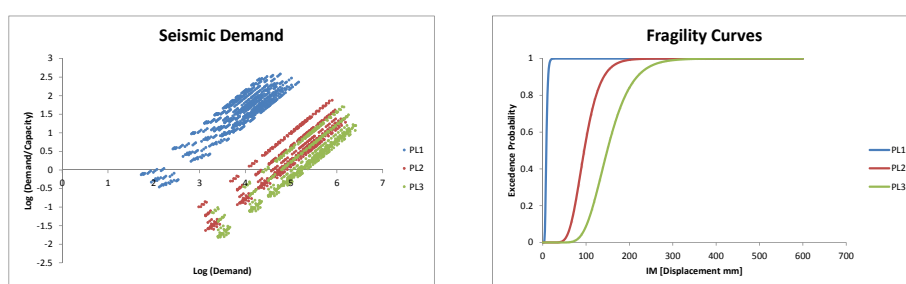


Figura 1.39 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

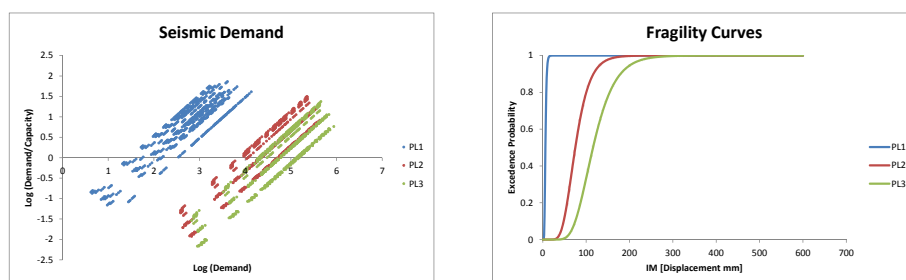


Figura 1.40 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.21 Ponte 144

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	144	Altezza pila [m]	6.5
Località	Meolo	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	34.0

Tabella 1.21 – Caratteristiche identificative del ponte 144.

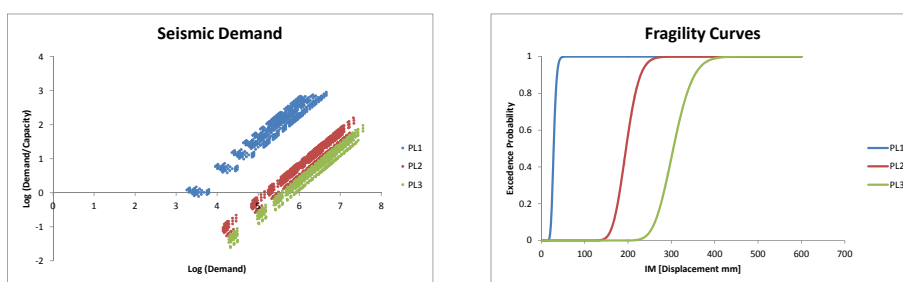


Figura 1.41 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

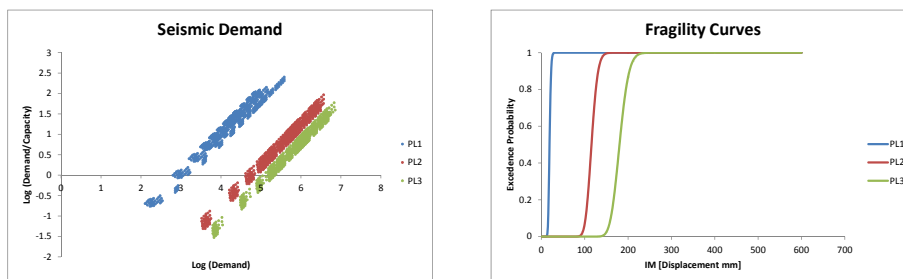


Figura 1.42 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.22 Ponte 200

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	200	Altezza pila [m]	6.5
Località	Verona	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	26.1

Tabella 1.22 – Caratteristiche identificative del ponte 200.

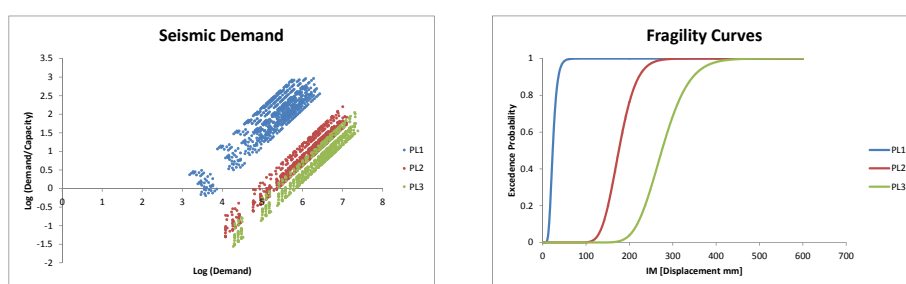


Figura 1.43 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

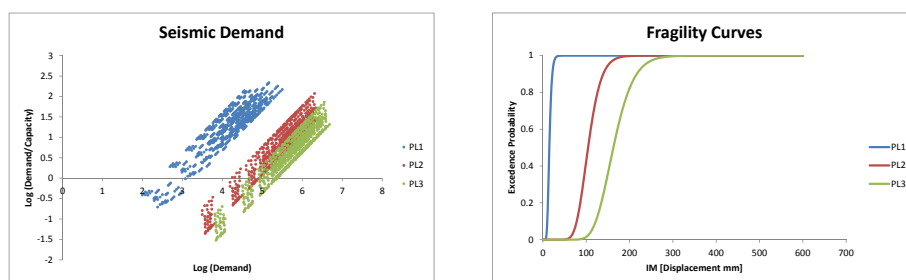


Figura 1.44 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.23 Ponte 286

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	286	Altezza pila [m]	5.0
Località	Montebello	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	49.0

Tabella 1.23 – Caratteristiche identificative del ponte 286.

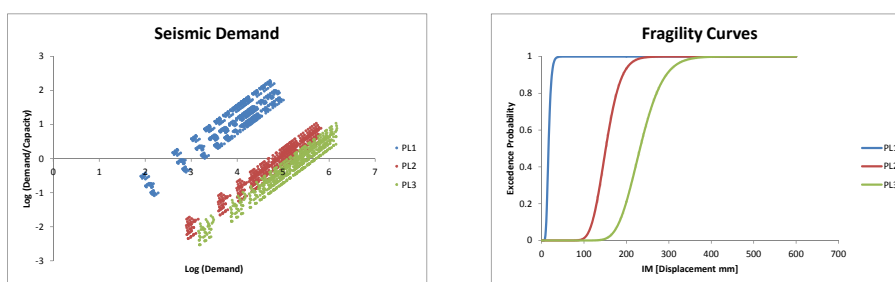


Figura 1.45 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

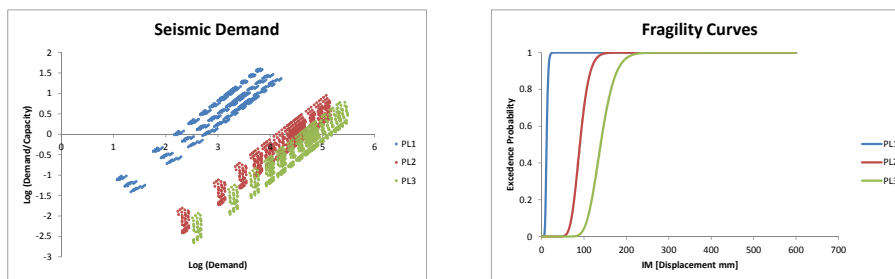


Figura 1.46 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.24 Ponte 312

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	312	Altezza pila [m]	3.9
Località	Loreggia	Profondità pila [m]	0.5
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.6
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.0

Tabella 1.24 – Caratteristiche identificative del ponte 312.

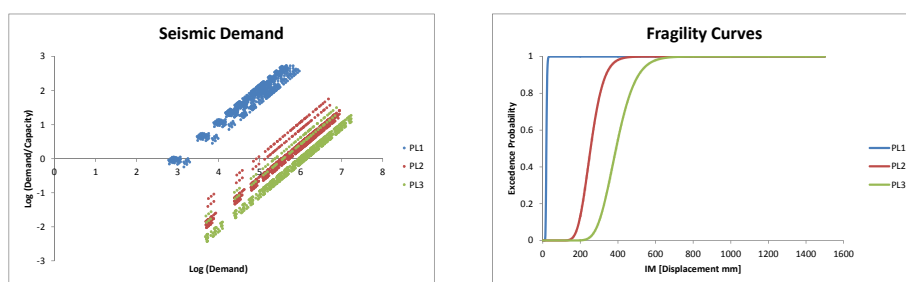


Figura 1.47 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

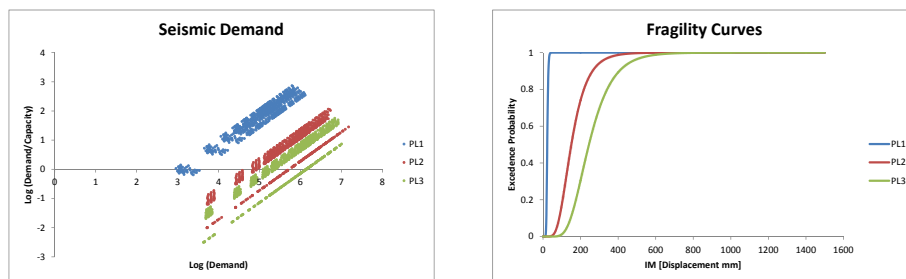


Figura 1.48 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.25 Ponte 353

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	353	Altezza pila [m]	5.5
Località	Arzignano	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.25 – Caratteristiche identificative del ponte 353.

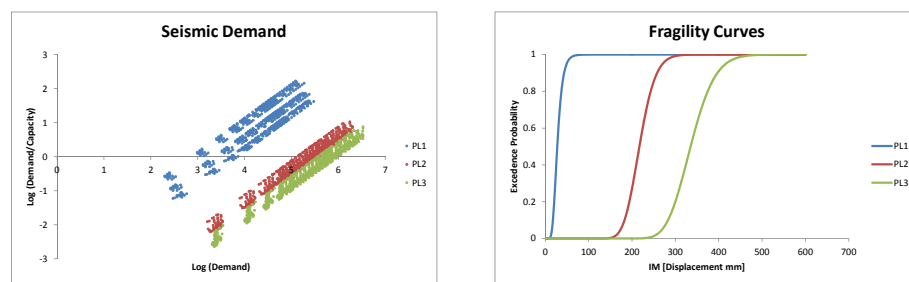


Figura 1.49 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

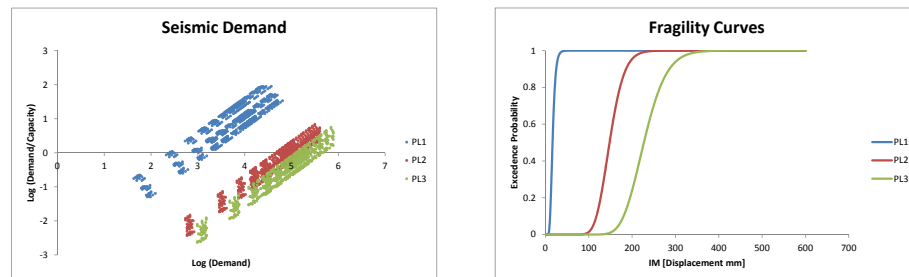


Figura 1.50 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.26 Ponte 370

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	370	Altezza pila [m]	5.6
Località	Bassano del Grappa	Profondità pila [m]	1.2
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.2
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.26 – Caratteristiche identificative del ponte 370.

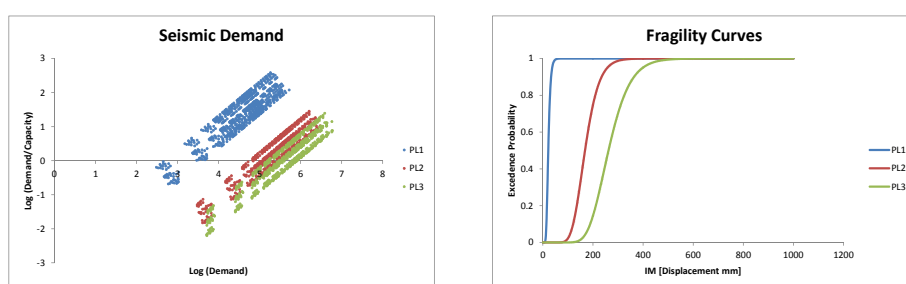


Figura 1.51 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

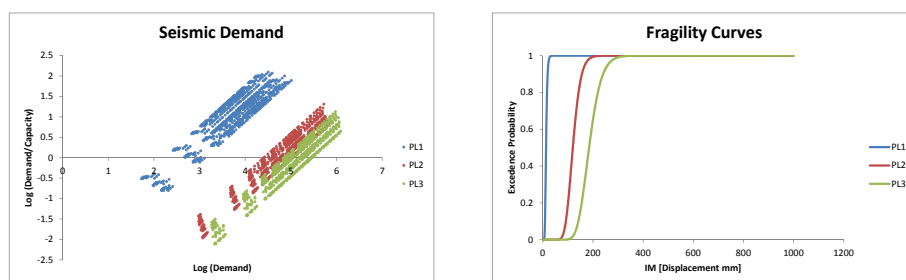


Figura 1.52 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.27 Ponte 372

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	372	Altezza pila [m]	7.0
Località	Bassano del Grappa	Profondità pila [m]	1.2
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.2
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.27 – Caratteristiche identificative del ponte 372.

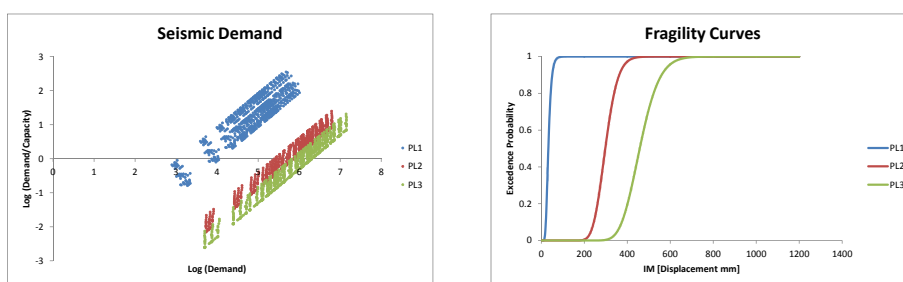


Figura 1.53 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

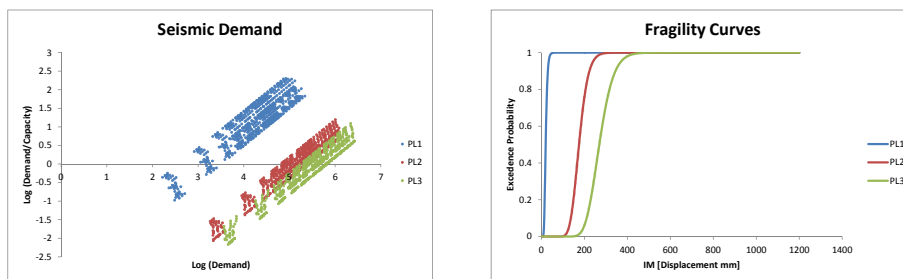


Figura 1.54 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.28 Ponte 381

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	381	Altezza pila [m]	5.5
Località	Bassano del Grappa	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.28 – Caratteristiche identificative del ponte 381.

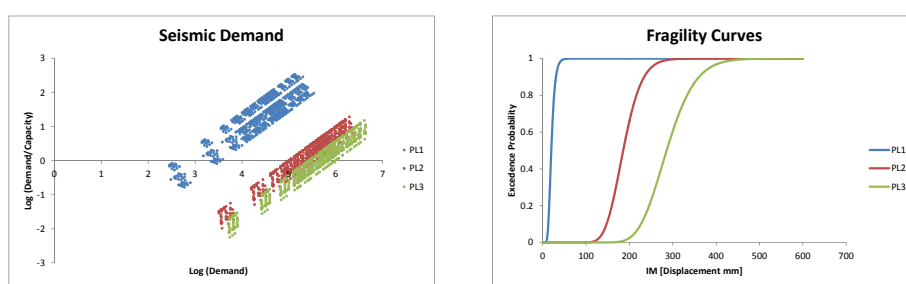


Figura 1.55 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

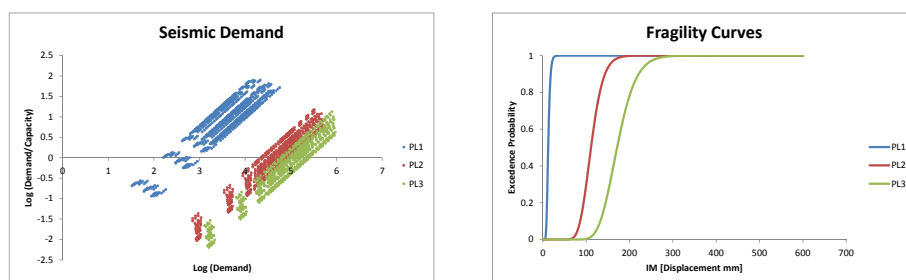


Figura 1.56 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.29 Ponte 402

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	402	Altezza pila [m]	6.0
Località	Torri di Quartesolo	Profondità pila [m]	0.5
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.29 – Caratteristiche identificative del ponte 402.

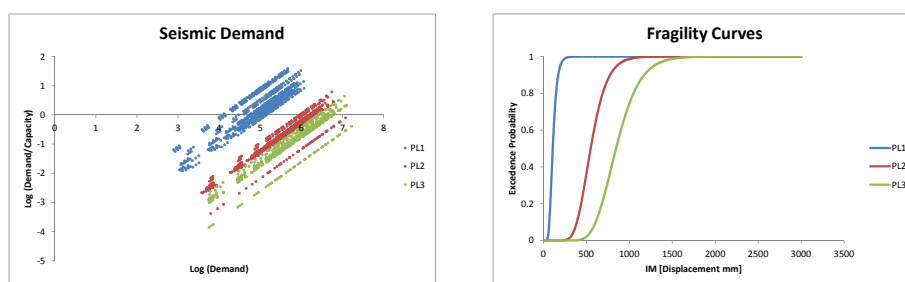


Figura 1.57 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

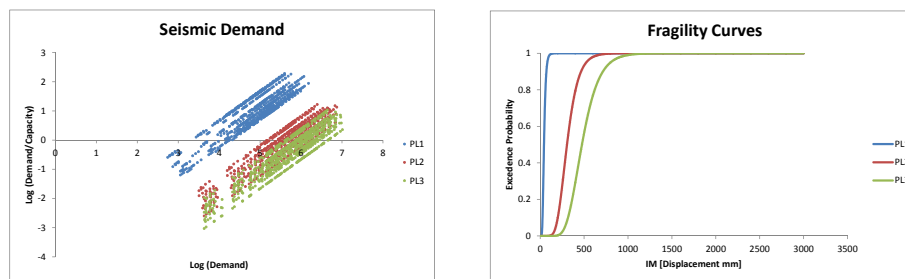


Figura 1.58 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.30 Ponte 471

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	471	Altezza pila [m]	3.0
Località	Noventa Vicentina	Profondità pila [m]	0.3
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.30 – Caratteristiche identificative del ponte 471.

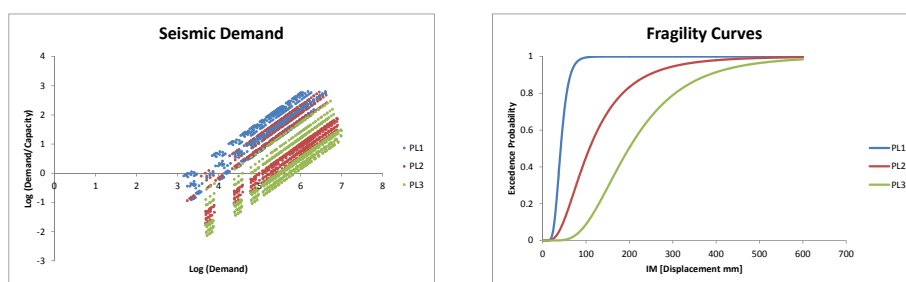


Figura 1.59 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

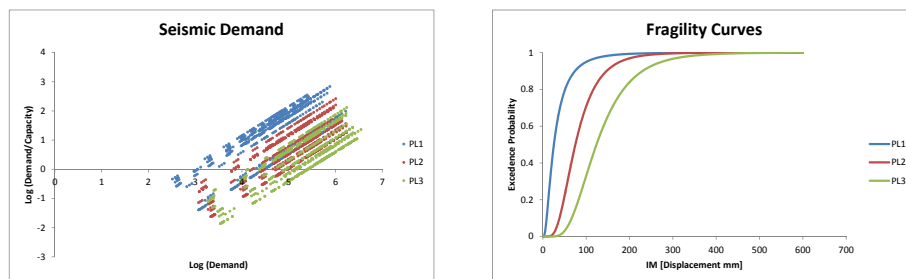


Figura 1.60 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.31 Ponte 472

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	472	Altezza pila [m]	2.5
Località	Pojana Maggiore	Profondità pila [m]	0.3
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	34.1
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	0.3

Tabella 1.31 – Caratteristiche identificative del ponte 472.

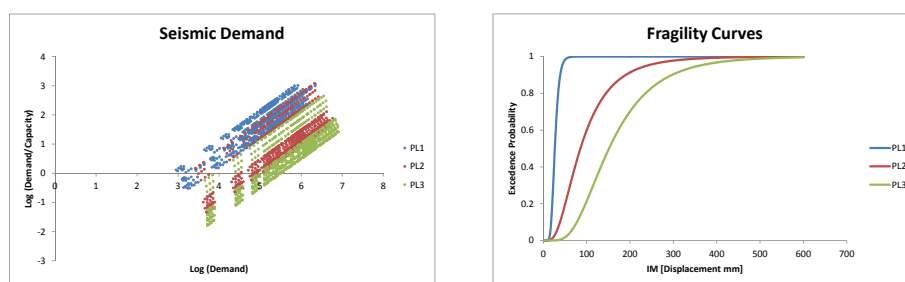


Figura 1.61 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

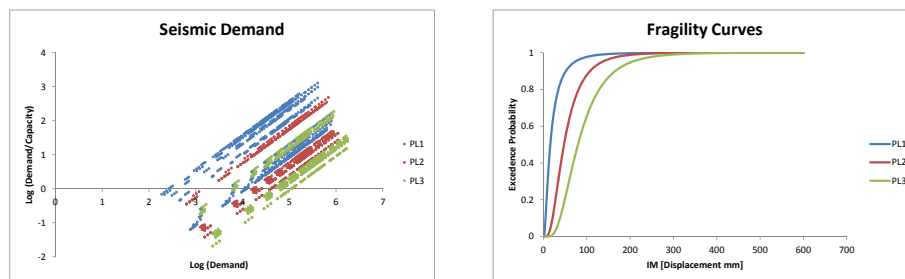


Figura 1.62 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.32 Ponte 473

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	473	Altezza pila [m]	2.5
Località	Sossano	Profondità pila [m]	0.3
Classe	PFM	Larghezza pila [m]	0.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.32 – Caratteristiche identificative del ponte 473.

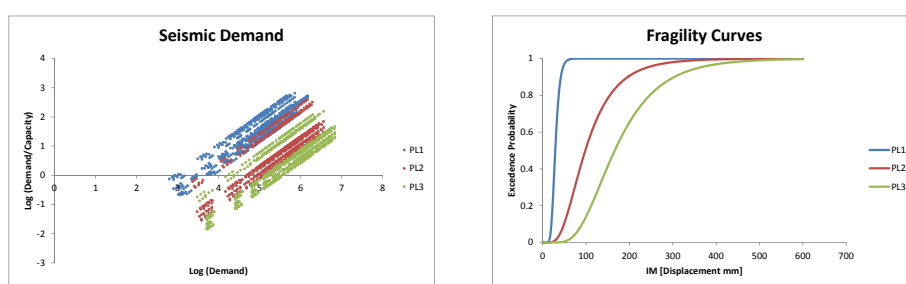


Figura 1.63 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

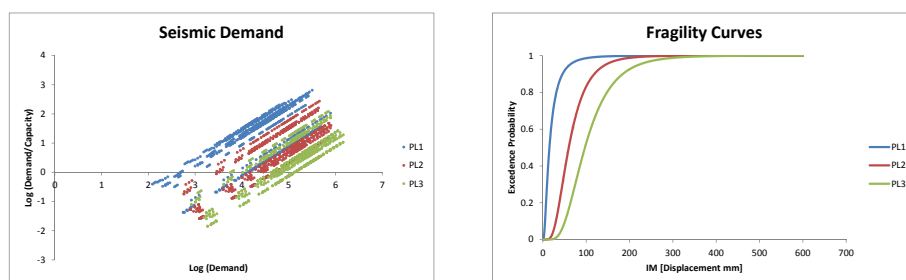


Figura 1.64 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.33 Ponte 5

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	5	Altezza pila [m]	5.5
Località	Longarone	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	64.1

Tabella 1.33 – Caratteristiche identificative del ponte 5.

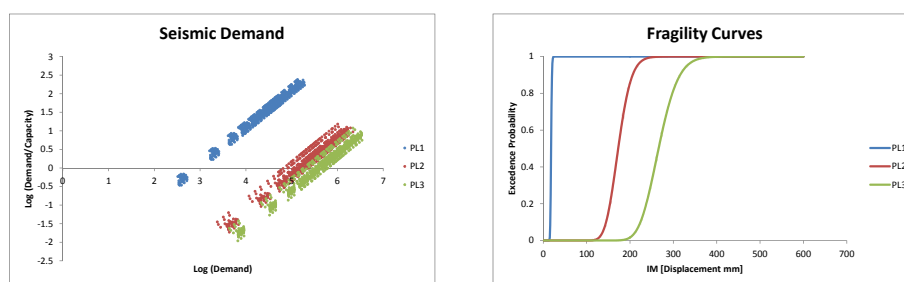


Figura 1.65 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

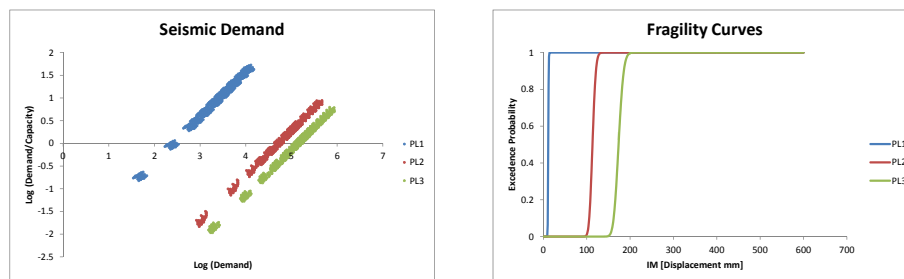


Figura 1.66 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.34 Ponte 12

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	12	Altezza pila [m]	7.0
Località	Crocetta del Montello	Profondità pila [m]	1.6
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.6
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	23.6

Tabella 1.34 – Caratteristiche identificative del ponte 12.

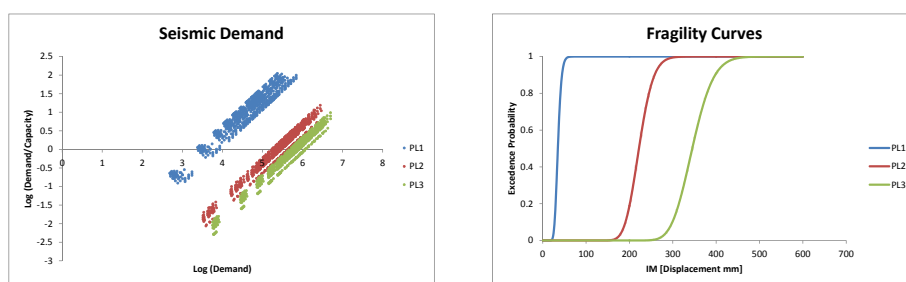


Figura 1.67 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

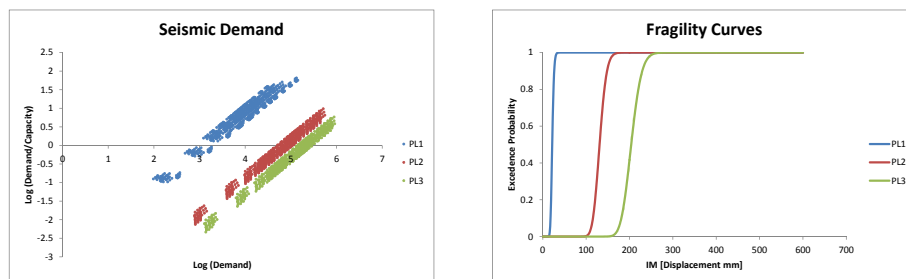


Figura 1.68 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.35 Ponte 18

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	18	Altezza pila [m]	6.8
Località	Pederobba	Profondità pila [m]	1.6
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.6
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	25.9

Tabella 1.35 – Caratteristiche identificative del ponte 18.

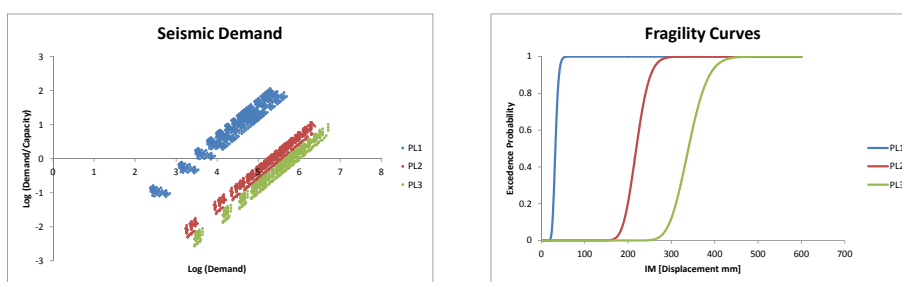


Figura 1.69 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

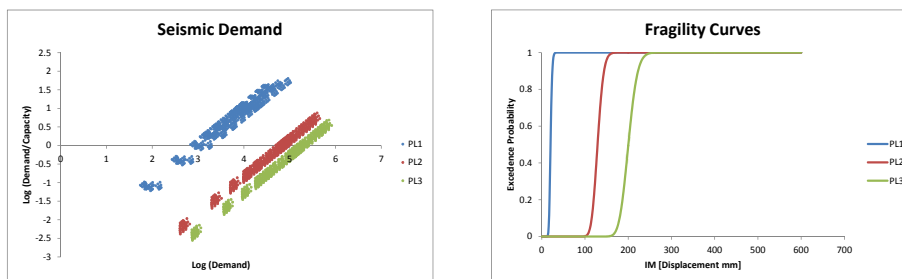


Figura 1.70 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.36 Ponte 24

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	24	Altezza pila [m]	6.0
Località	Crocetta del Montello	Profondità pila [m]	1.6
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.6
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	30.6

Tabella 1.36 – Caratteristiche identificative del ponte 24.

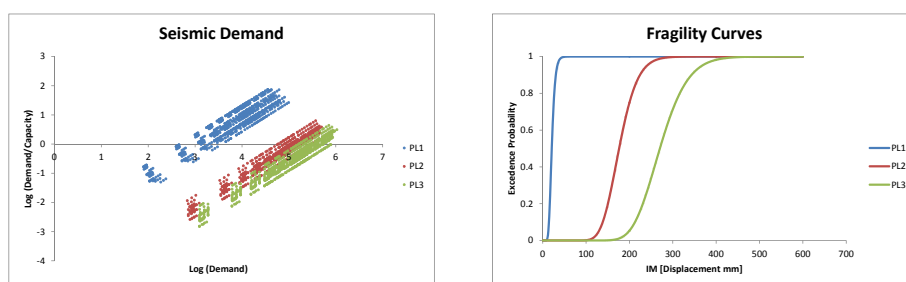


Figura 1.71 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

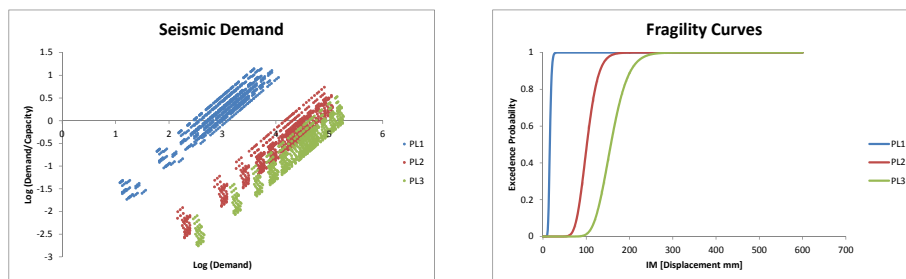


Figura 1.72 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.37 Ponte 37

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	37	Altezza pila [m]	18.9
Località	San Pietro di Cadore	Profondità pila [m]	1.6
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.6
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	40.1

Tabella 1.37 – Caratteristiche identificative del ponte 37.

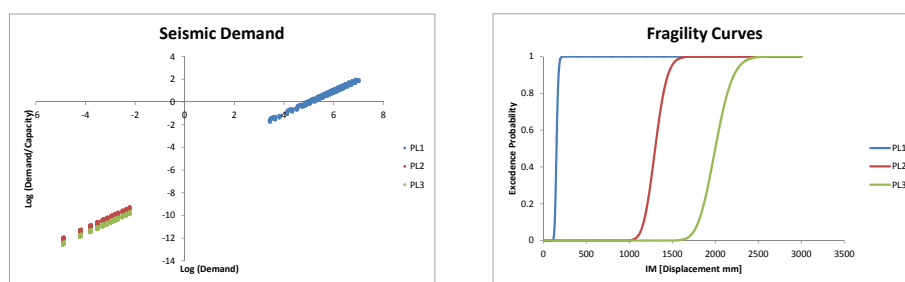


Figura 1.73 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

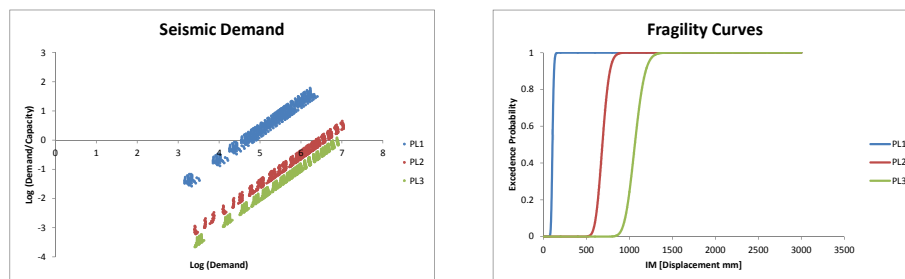


Figura 1.74 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.38 Ponte 59

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	59	Altezza pila [m]	9.5
Località	Alano di Piave	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	51.7

Tabella 1.38 – Caratteristiche identificative del ponte 59.

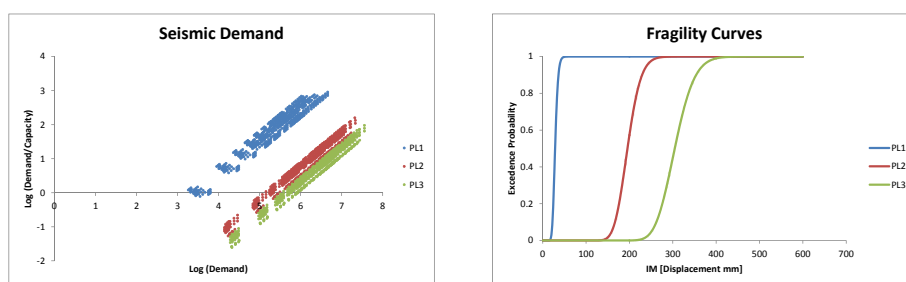


Figura 1.75 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

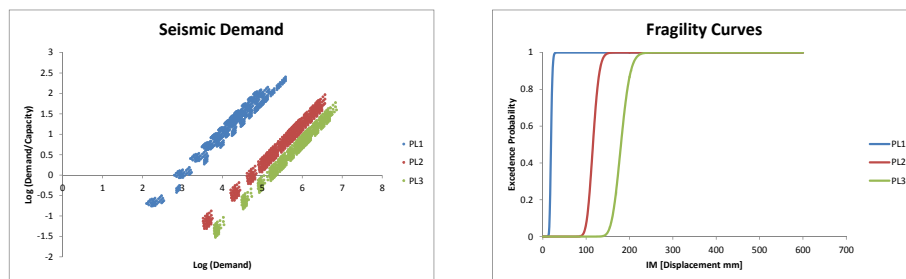


Figura 1.76 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.39 Ponte 78

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	78	Altezza pila [m]	3.4
Località	Forno di Zoldo	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	23.2

Tabella 1.39 – Caratteristiche identificative del ponte 78.

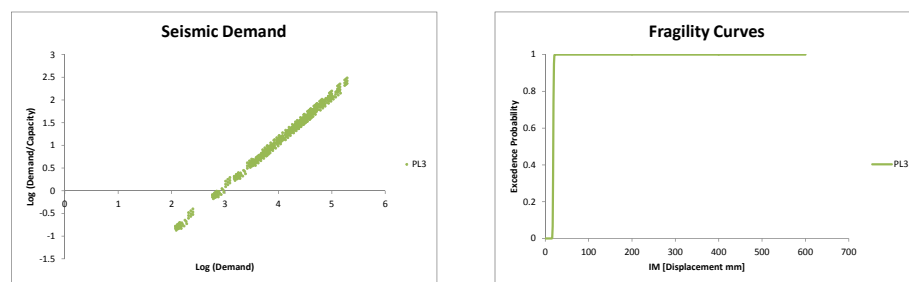


Figura 1.77 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

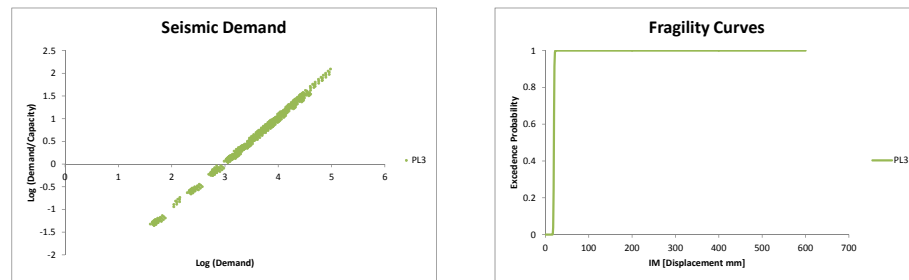


Figura 1.78 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.40 Ponte 91

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	91	Altezza pila [m]	3.7
Località	Zoldo Alto	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.6

Tabella 1.40 – Caratteristiche identificative del ponte 91.

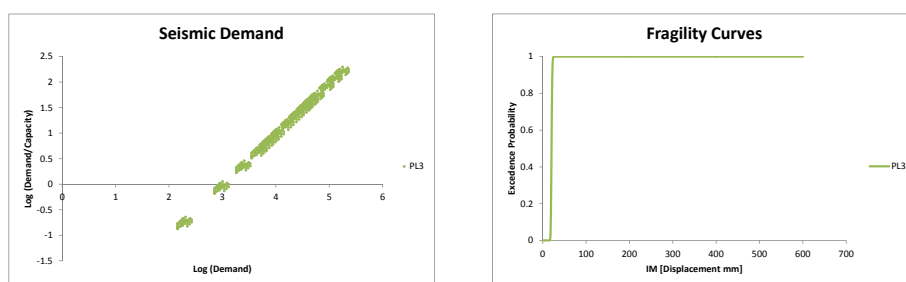


Figura 1.79 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

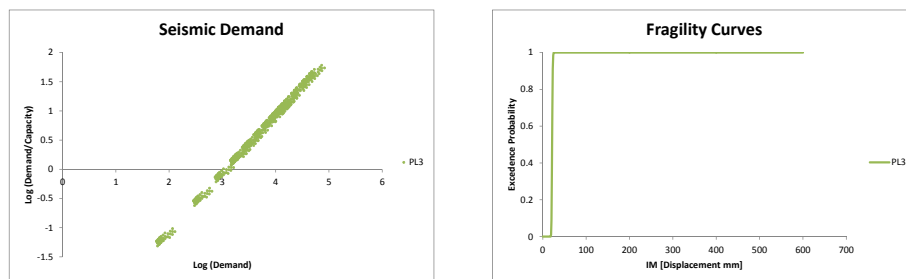


Figura 1.80 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.41 Ponte 196

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	196	Altezza pila [m]	3.8
Località	Silea	Profondità pila [m]	0.9
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	0.9
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	26.1

Tabella 1.41 – Caratteristiche identificative del ponte 196.

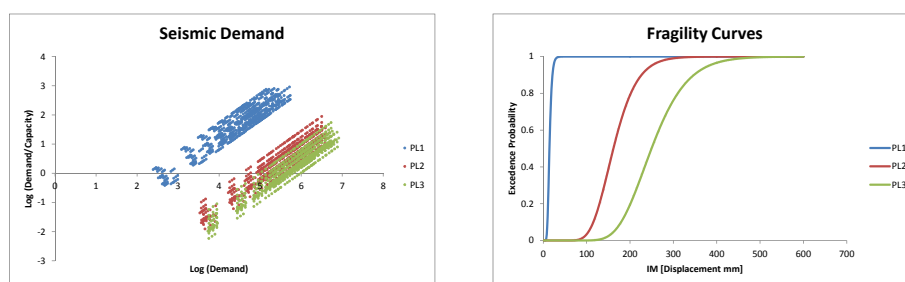


Figura 1.81 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

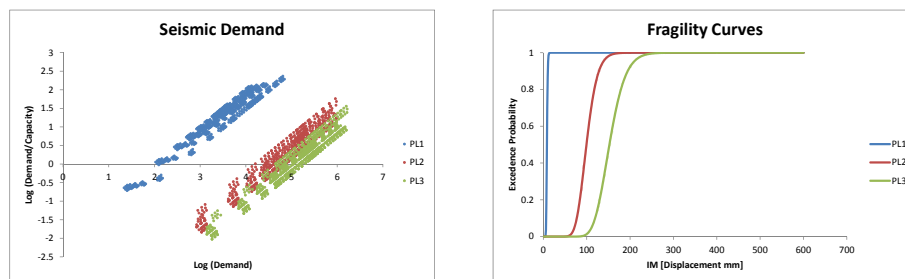


Figura 1.82 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.42 Ponte 290

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	290	Altezza pila [m]	6.0
Località	Piazzola sul Brenta	Profondità pila [m]	1.2
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.2
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.4

Tabella 1.42 – Caratteristiche identificative del ponte 290.

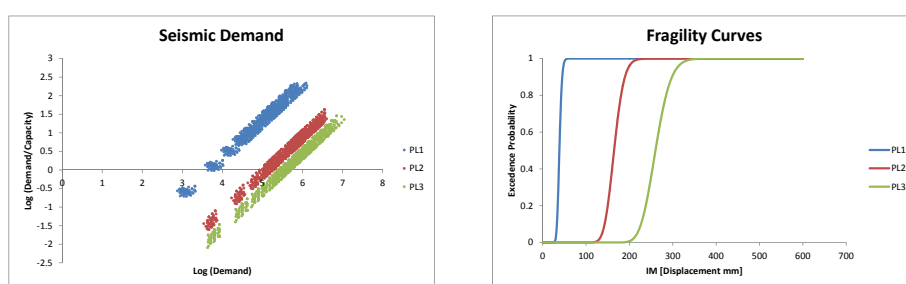


Figura 1.83 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

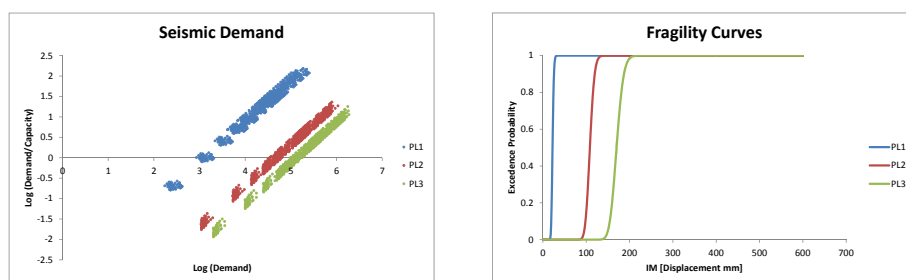


Figura 1.84 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.43 Ponte 295

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	295	Altezza pila [m]	3.6
Località	Auronzo di Cadore	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	34.6

Tabella 1.43 – Caratteristiche identificative del ponte 295.

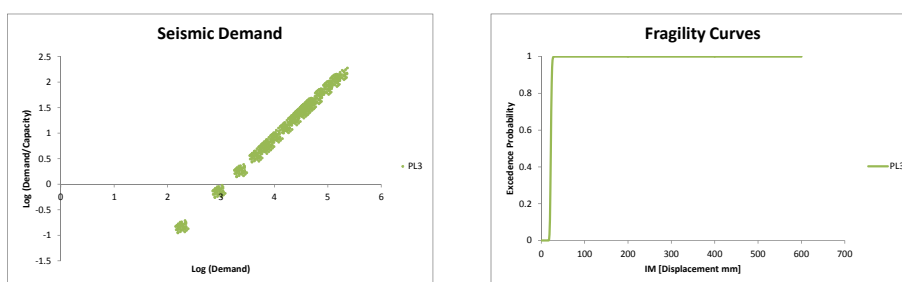


Figura 1.85 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

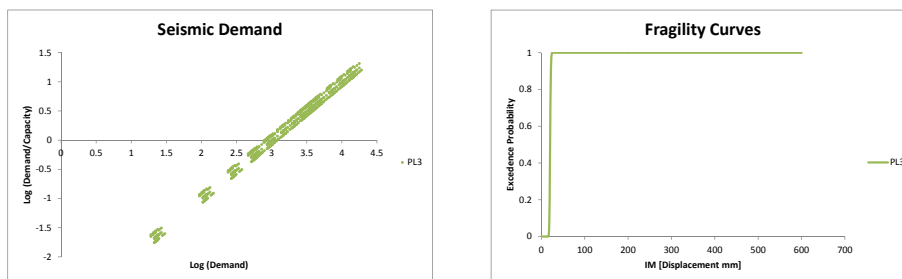


Figura 1.86 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.44 Ponte 348

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	348	Altezza pila [m]	6.3
Località	Torri di Quartesolo	Profondità pila [m]	1.4
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.4
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.44 – Caratteristiche identificative del ponte 348.

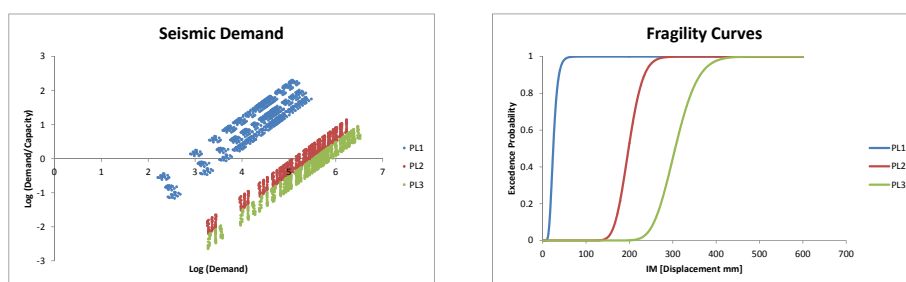


Figura 1.87 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

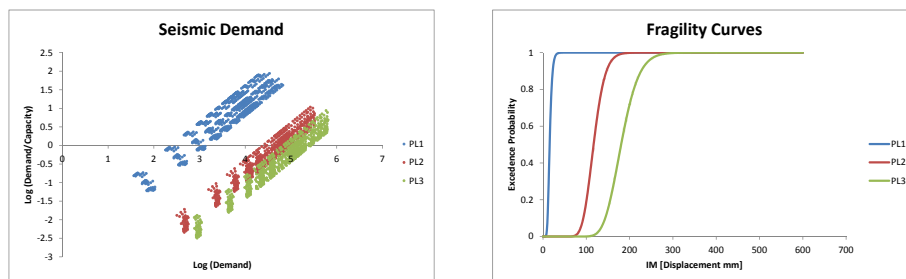


Figura 1.88 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.45 Ponte 355

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	355	Altezza pila [m]	5.5
Località	Cartigliano	Profondità pila [m]	1.0
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.0
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.45 – Caratteristiche identificative del ponte 355.

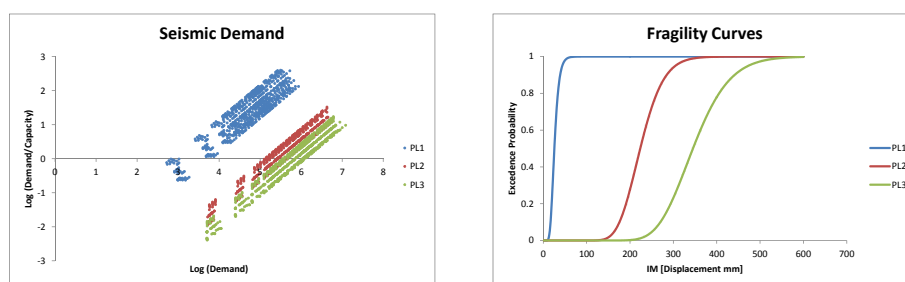


Figura 1.89 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

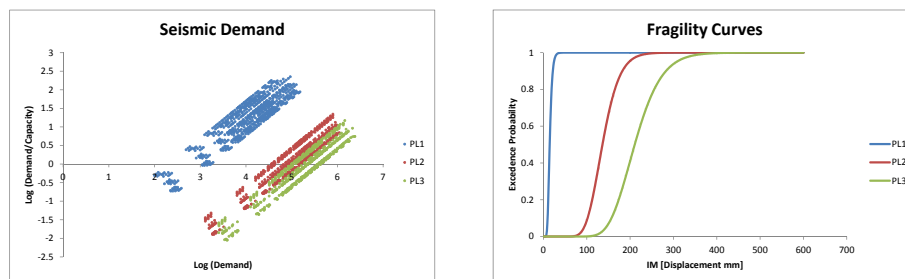


Figura 1.90 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.46 Ponte 373

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	373	Altezza pila [m]	8.6
Località	Zugliano	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.46 – Caratteristiche identificative del ponte 373.

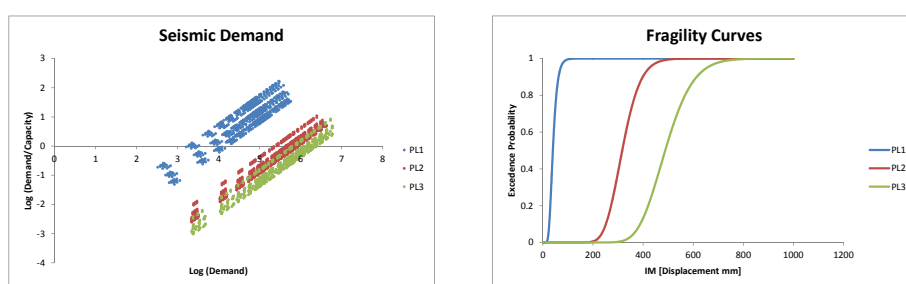


Figura 1.91 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

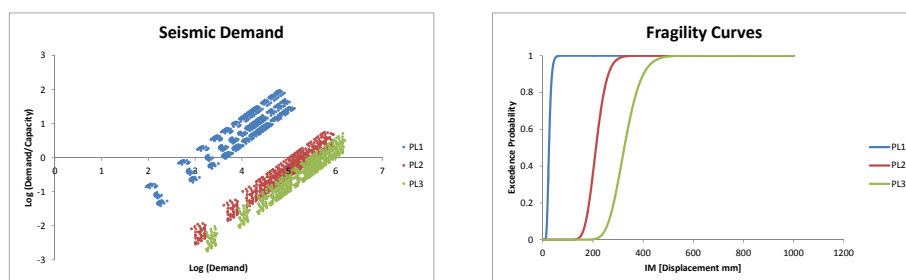


Figura 1.92 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.47 Ponte 374

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	374	Altezza pila [m]	5.2
Località	Lugo di Vicenza	Profondità pila [m]	1.5
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.5
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.47 – Caratteristiche identificative del ponte 374.

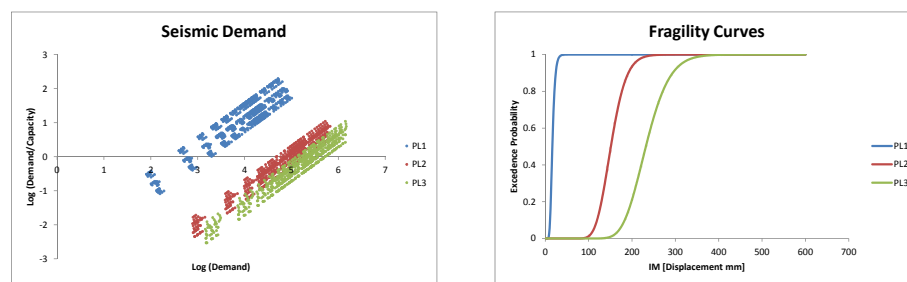


Figura 1.93 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

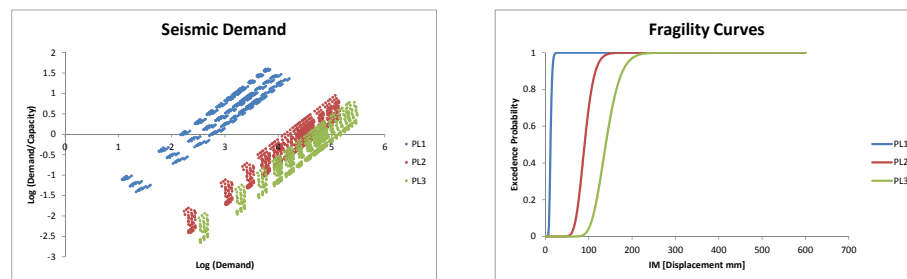


Figura 1.94 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.48 Ponte 380

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	380	Altezza pila [m]	5.5
Località	Sandrigo	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.48 – Caratteristiche identificative del ponte 380.

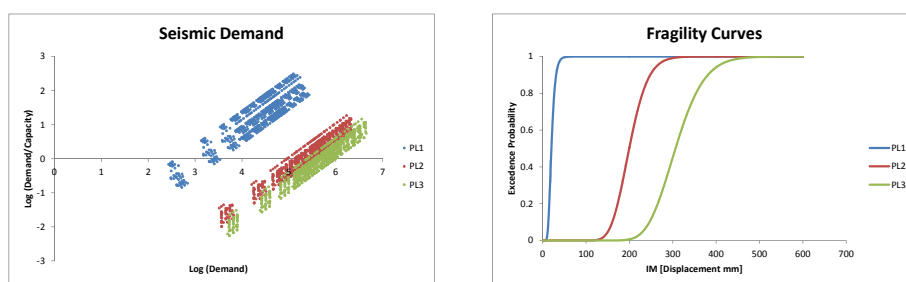


Figura 1.95 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

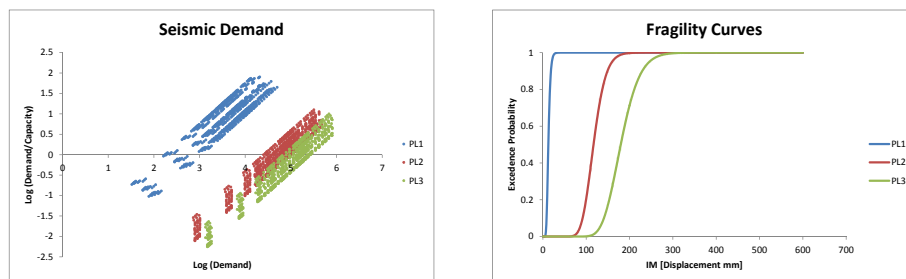


Figura 1.96 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.49 Ponte 382

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	382	Altezza pila [m]	5.5
Località	Pozzoleone	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.49 – Caratteristiche identificative del ponte 382.

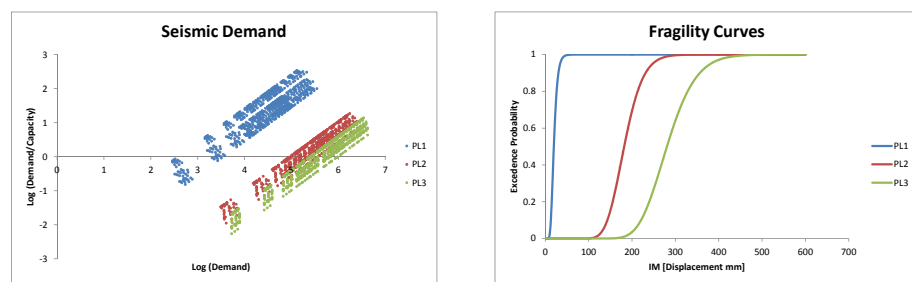


Figura 1.97 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

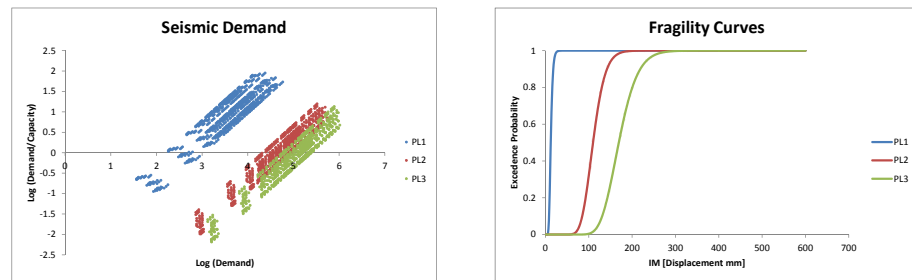


Figura 1.98 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.50 Ponte 383

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	383	Altezza pila [m]	5.5
Località	Sarcedo	Profondità pila [m]	1.3
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.3
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.50 – Caratteristiche identificative del ponte 383.

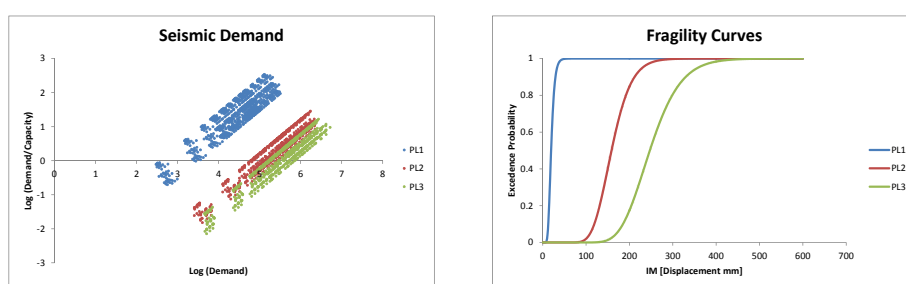


Figura 1.99 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

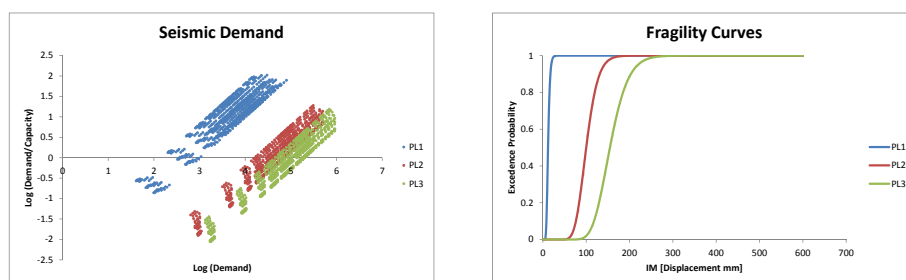


Figura 1.100 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.51 Ponte 416

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	416	Altezza pila [m]	6.6
Località	Bolzano Vicentino	Profondità pila [m]	1.6
Classe	PF2	Larghezza pila [m]	1.6
Sezione	circolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.51 – Caratteristiche identificative del ponte 416.

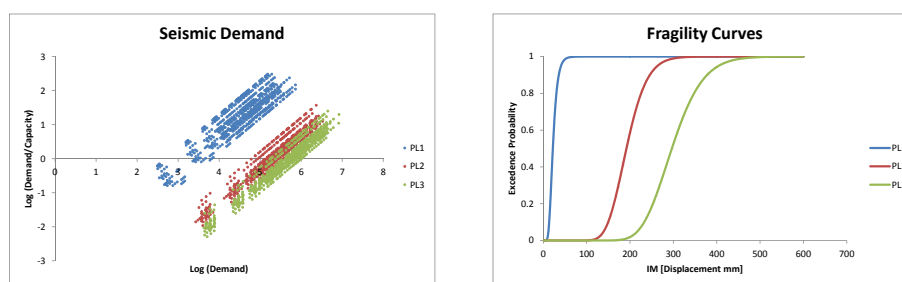


Figura 1.101 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

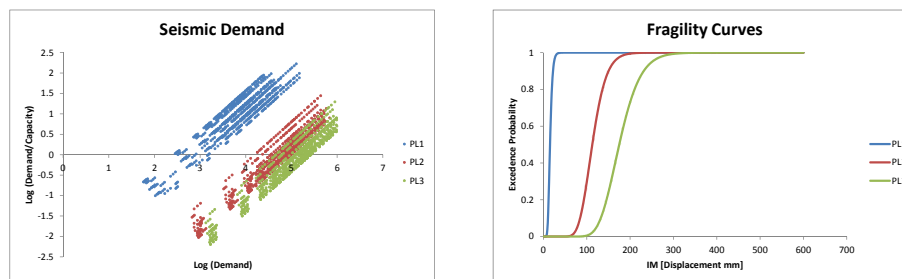


Figura 1.102 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità trasversali.

A.1.52 Ponte 36

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	36	Altezza pila [m]	3.5
Località	Motta di Livenza	Profondità pila [m]	2.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	15.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.7

Tabella 1.52 – Caratteristiche identificative del ponte 36.

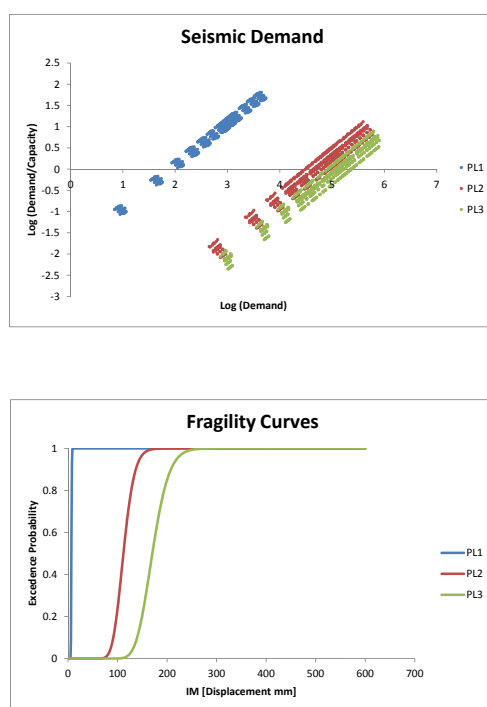


Figura 1.103 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.53 Ponte 38

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	38	Altezza pila [m]	5.9
Località	Paese	Profondità pila [m]	1.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	12.9
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	28.7

Tabella 1.53 – Caratteristiche identificative del ponte 38.

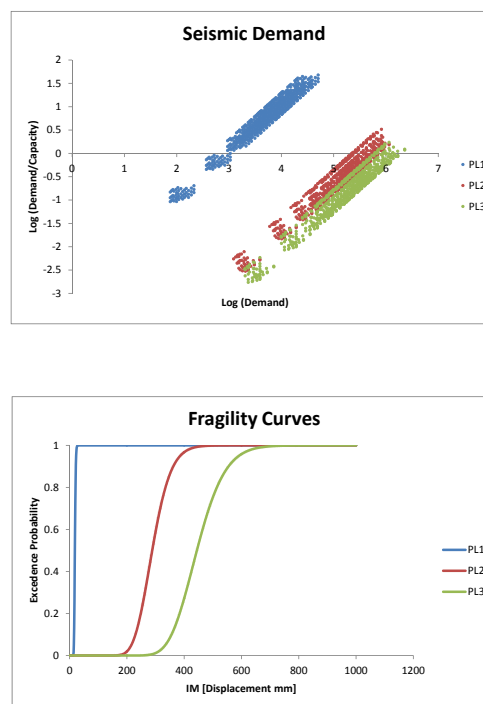


Figura 1.104 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.54 Ponte 71

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	71	Altezza pila [m]	5.2
Località	La Valle Agordina	Profondità pila [m]	1.4
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	12.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	22.8

Tabella 1.54 – Caratteristiche identificative del ponte 71.

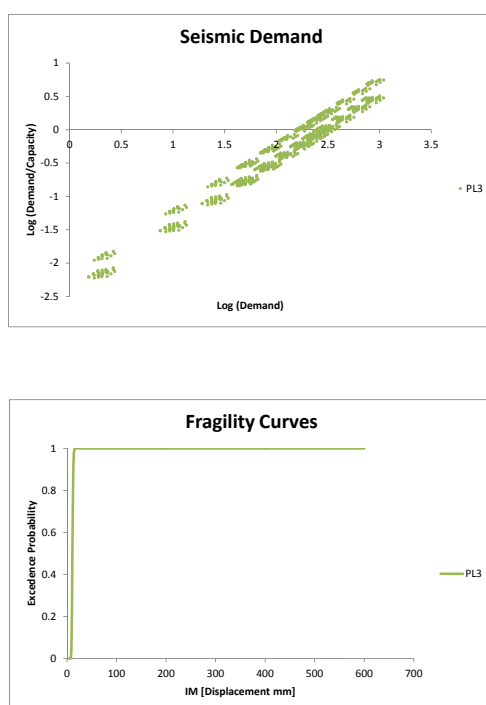


Figura 1.105 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.55 Ponte 75

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	75	Altezza pila [m]	8.0
Località	Masarè	Profondità pila [m]	1.1
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	5.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	27.4

Tabella 1.55 – Caratteristiche identificative del ponte 75.

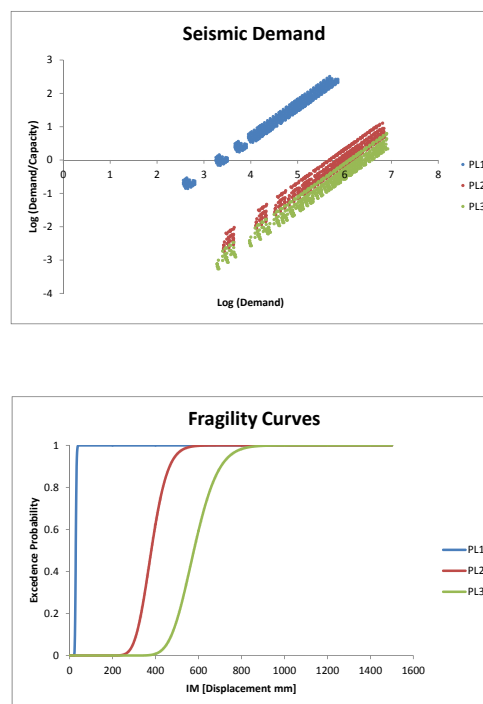


Figura 1.106 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.56 Ponte 90

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	90	Altezza pila [m]	7.9
Località	Taibon Agordo	Profondità pila [m]	1.1
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	23.2

Tabella 1.56 – Caratteristiche identificative del ponte 90.

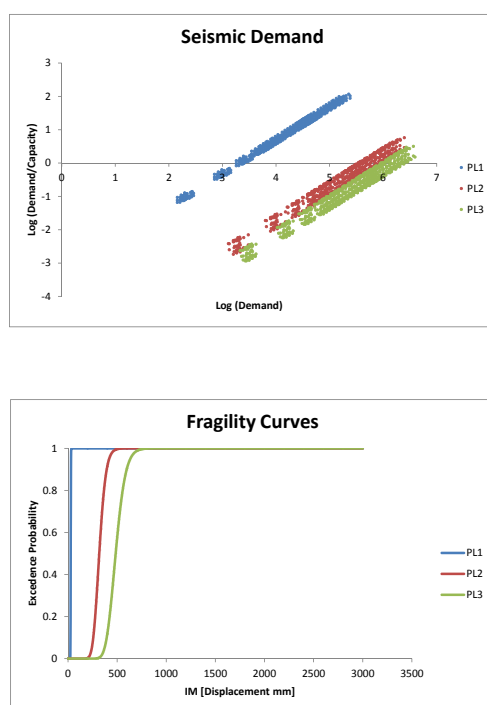


Figura 1.107 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.57 Ponte 96

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	96	Altezza pila [m]	6.0
Località	San Biagio di Callalta	Profondità pila [m]	2.3
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	8.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	25.9

Tabella 1.57 – Caratteristiche identificative del ponte 96.

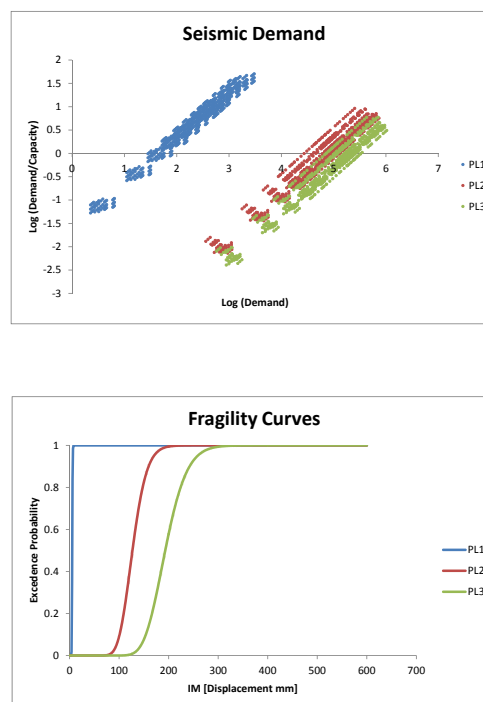


Figura 1.108 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.58 Ponte 98

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	98	Altezza pila [m]	6.0
Località	Motta di Livenza	Profondità pila [m]	1.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	10.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	23.0

Tabella 1.58 – Caratteristiche identificative del ponte 98.

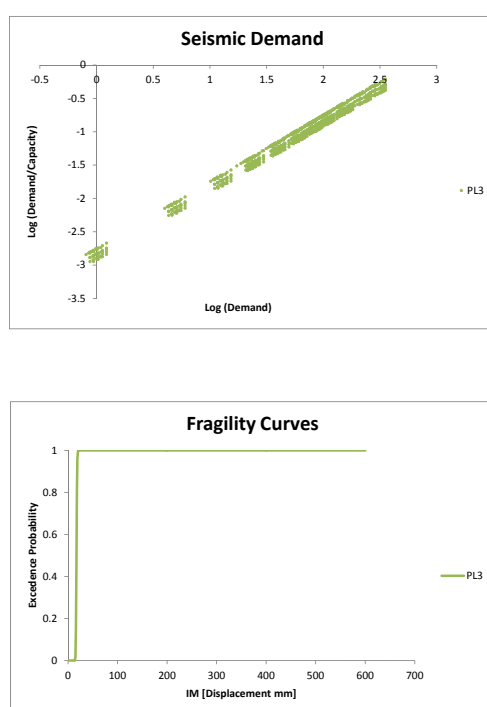


Figura 1.109 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.59 Ponte 148

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	148	Altezza pila [m]	3.2
Località	Nervesa della Battaglia	Profondità pila [m]	0.4
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	13.9
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	22.4

Tabella 1.59 – Caratteristiche identificative del ponte 148.

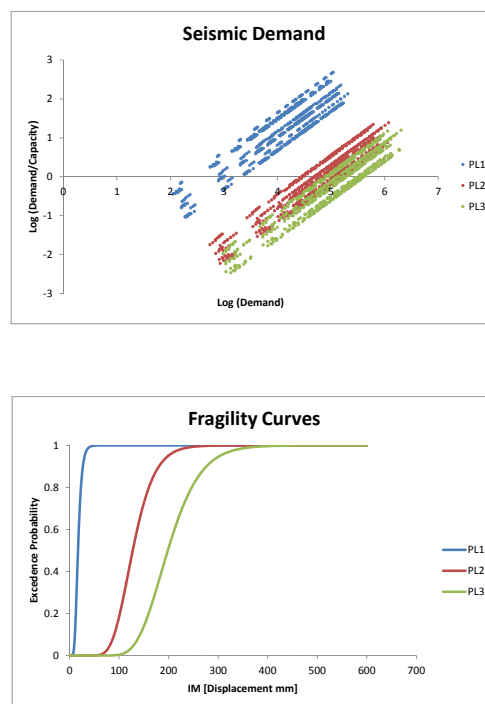


Figura 1.110 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.60 Ponte 162

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	162	Altezza pila [m]	4.1
Località	Ceneselli	Profondità pila [m]	0.9
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	7.4
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	39.0

Tabella 1.60 – Caratteristiche identificative del ponte 162.

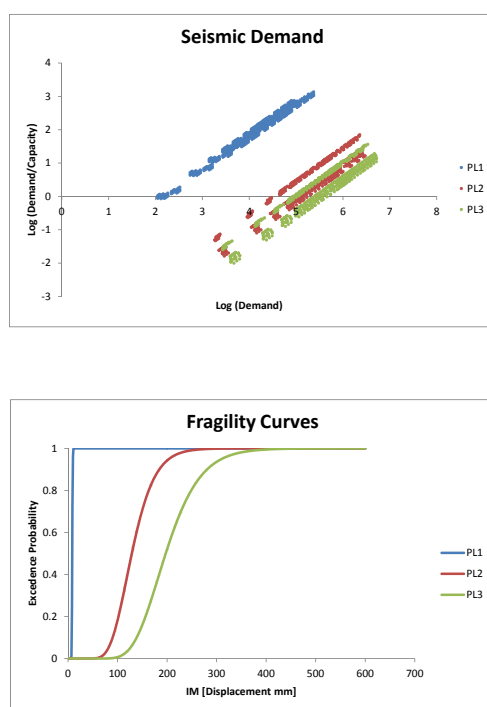


Figura 1.111 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.61 Ponte 215

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	215	Altezza pila [m]	4.9
Località	Meolo	Profondità pila [m]	0.6
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	13.2
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	25.9

Tabella 1.61 – Caratteristiche identificative del ponte 215.

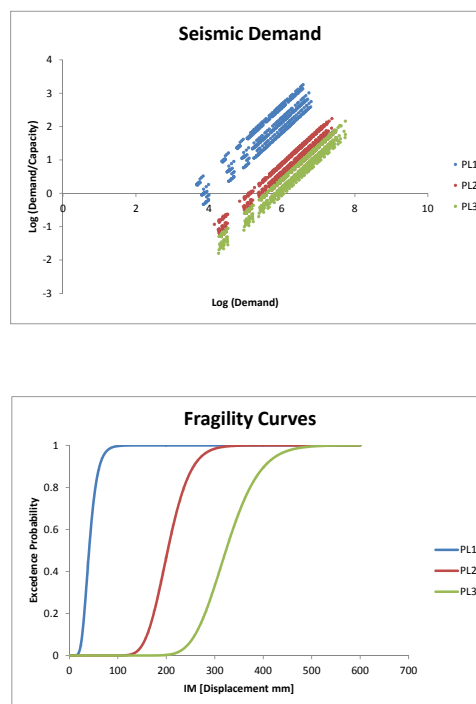


Figura 1.112 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.62 Ponte 280

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	280	Altezza pila [m]	5.0
Località	Alano di Piave	Profondità pila [m]	2.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	38.7

Tabella 1.62 – Caratteristiche identificative del ponte 280.

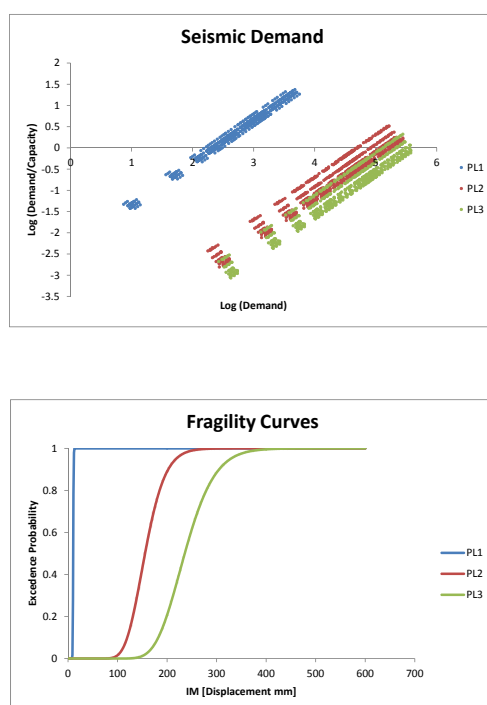


Figura 1.113 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.63 Ponte 303

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	303	Altezza pila [m]	5.2
Località	Agordo	Profondità pila [m]	1.6
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	12.1
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	48.9

Tabella 1.63 – Caratteristiche identificative del ponte 303.

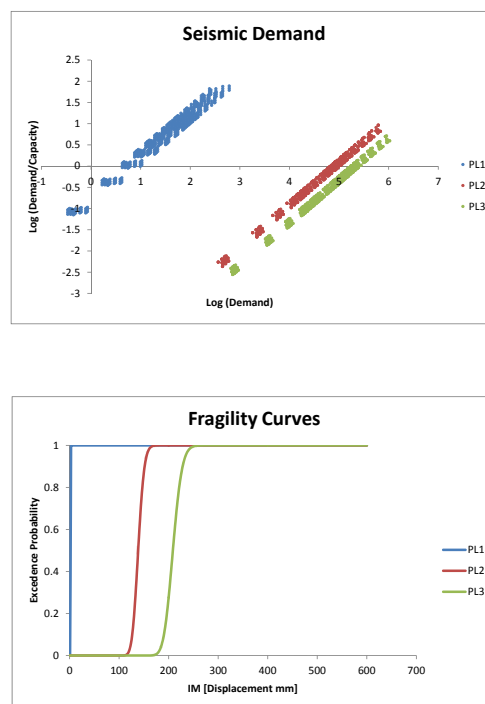


Figura 1.114 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.64 Ponte 322

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	322	Altezza pila [m]	5.5
Località	San Pietro di Cadore	Profondità pila [m]	1.7
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	7.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	32.0

Tabella 1.64 – Caratteristiche identificative del ponte 322.

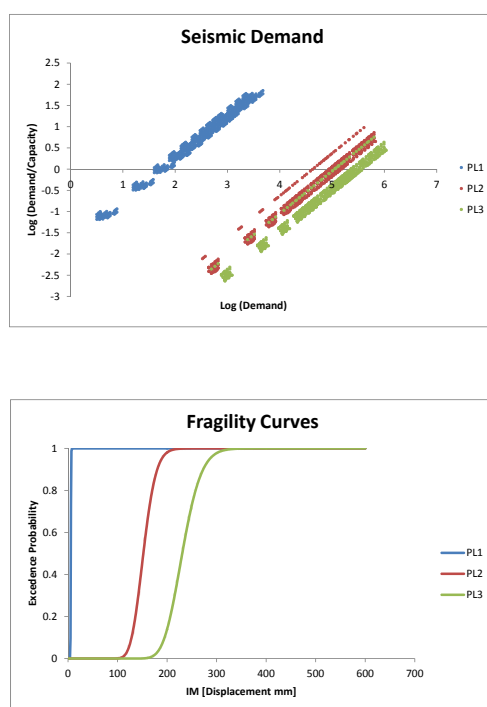


Figura 1.115 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.65 Ponte 334

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	334	Altezza pila [m]	18.0
Località	Santo Stefano di Cadore	Profondità pila [m]	1.5
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	8.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	24.2

Tabella 1.65 – Caratteristiche identificative del ponte 334.

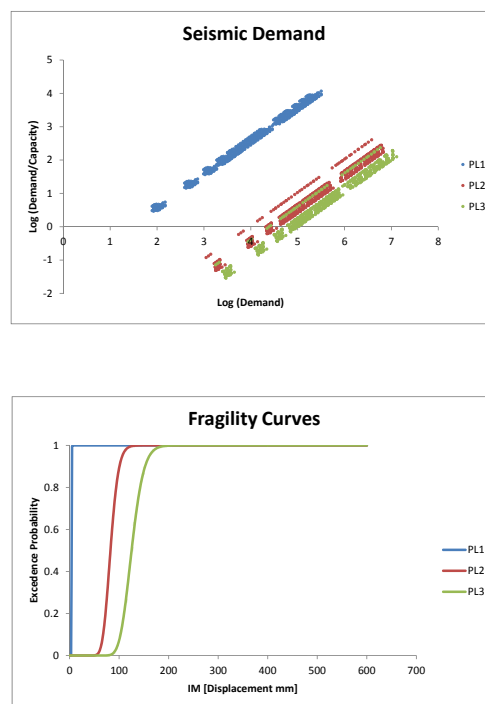


Figura 1.116 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.66 Ponte 343

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	343	Altezza pila [m]	6.6
Località	Rocca Pietore	Profondità pila [m]	0.8
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	14.6

Tabella 1.66 – Caratteristiche identificative del ponte 343.

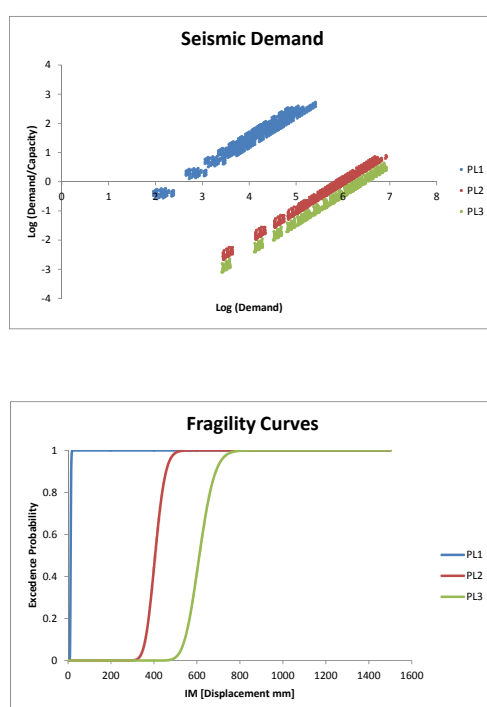


Figura 1.117 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.67 Ponte 347

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	347	Altezza pila [m]	5.5
Località	Noventa Vicentina	Profondità pila [m]	0.7
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	6.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.67 – Caratteristiche identificative del ponte 347.

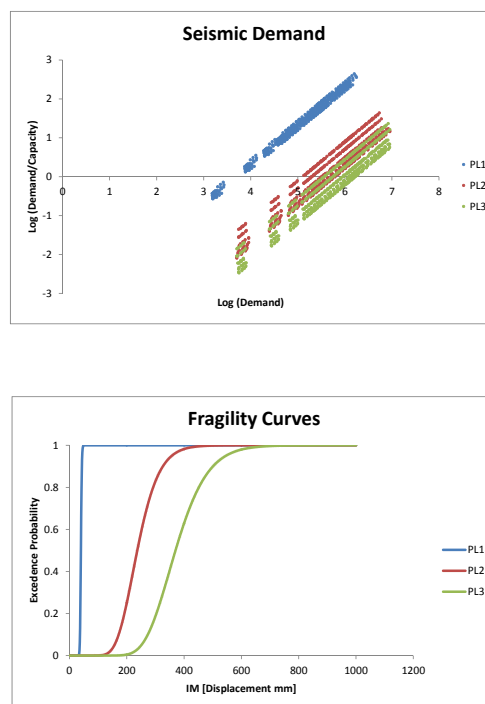


Figura 1.118 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.68 Ponte 349

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	349	Altezza pila [m]	7.0
Località	Grumolo delle Abbadesse	Profondità pila [m]	1.4
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	7.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.68 – Caratteristiche identificative del ponte 349.

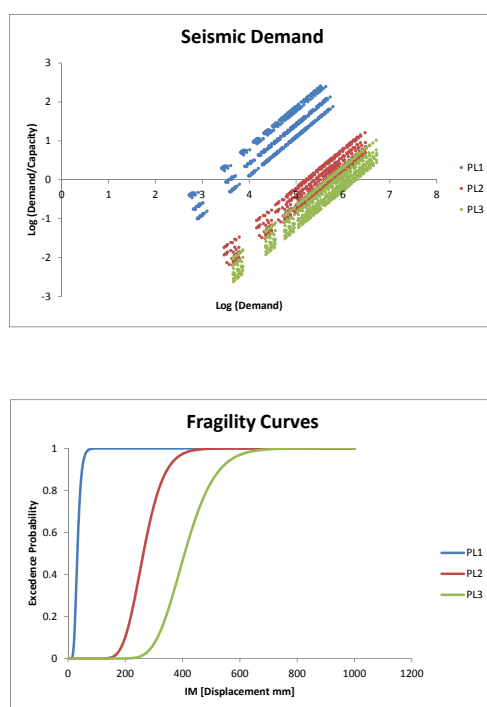


Figura 1.119 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.69 Ponte 358

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	358	Altezza pila [m]	3.5
Località	Marano Vicentino	Profondità pila [m]	0.8
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.69 – Caratteristiche identificative del ponte 358.

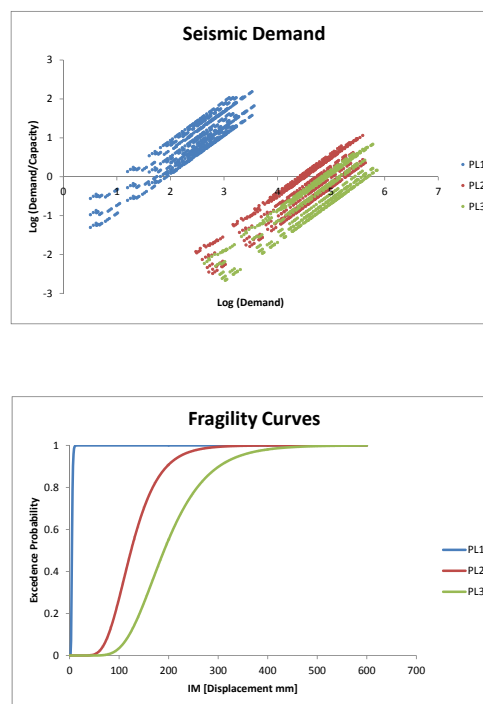


Figura 1.120 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.70 Ponte 359

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	359	Altezza pila [m]	3.5
Località	Dueville	Profondità pila [m]	1.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	8.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.70 – Caratteristiche identificative del ponte 359.

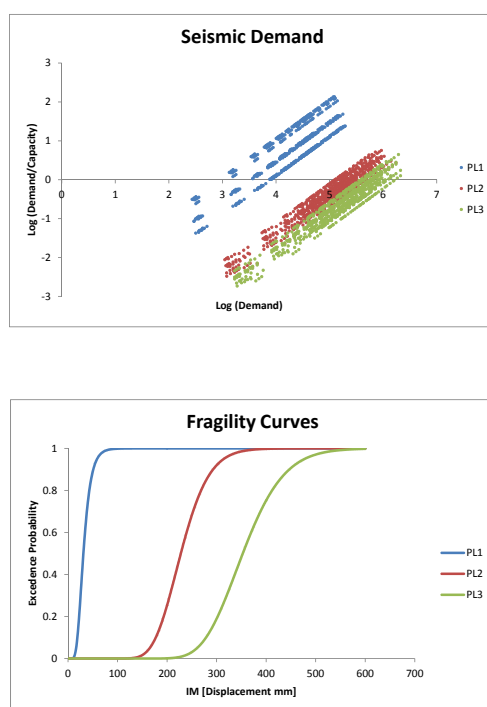


Figura 1.121 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.71 Ponte 360

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	360	Altezza pila [m]	3.5
Località	Oliero	Profondità pila [m]	1.5
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	5.5
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.71 – Caratteristiche identificative del ponte 360.

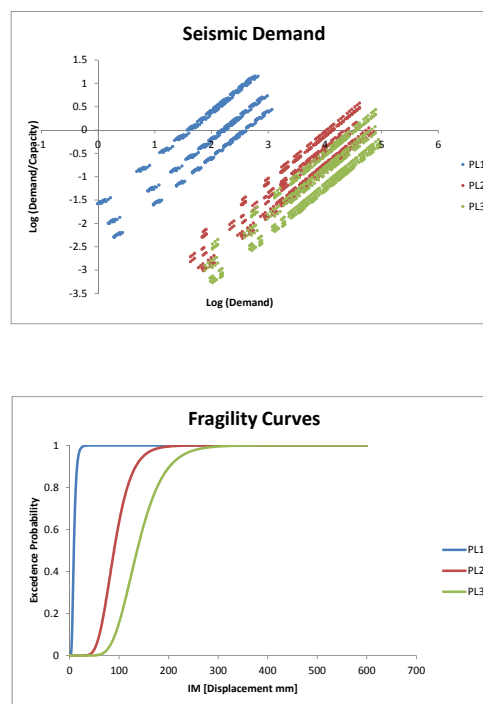


Figura 1.122 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.72 Ponte 377

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	377	Altezza pila [m]	3.6
Località	Schio	Profondità pila [m]	0.9
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	17.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.72 – Caratteristiche identificative del ponte 377.

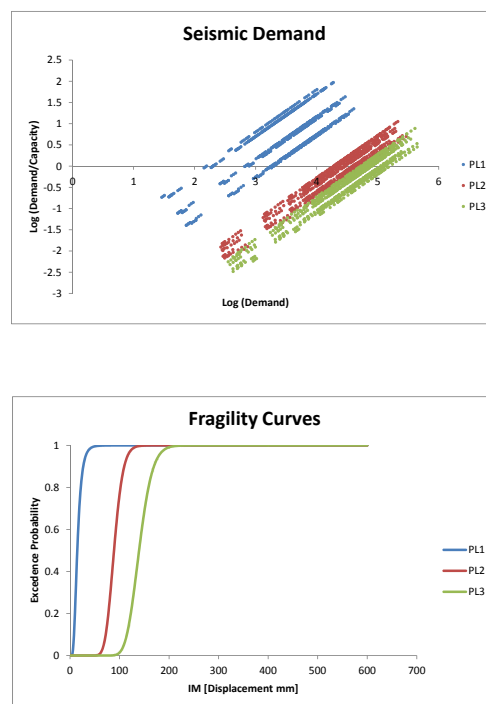


Figura 1.123 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.73 Ponte 379

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	379	Altezza pila [m]	3.8
Località	Caldogno	Profondità pila [m]	1.2
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.4
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.73 – Caratteristiche identificative del ponte 379.

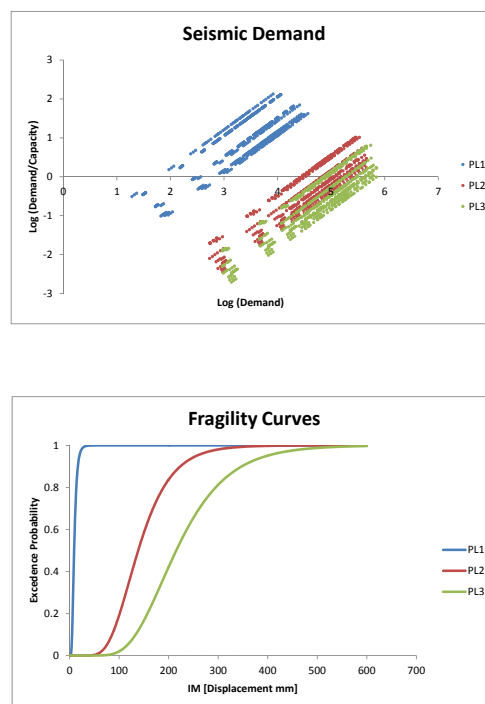


Figura 1.124 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.74 Ponte 399

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	399	Altezza pila [m]	8.0
Località	Grisignano di Zocco	Profondità pila [m]	2.0
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	9.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.74 – Caratteristiche identificative del ponte 399.

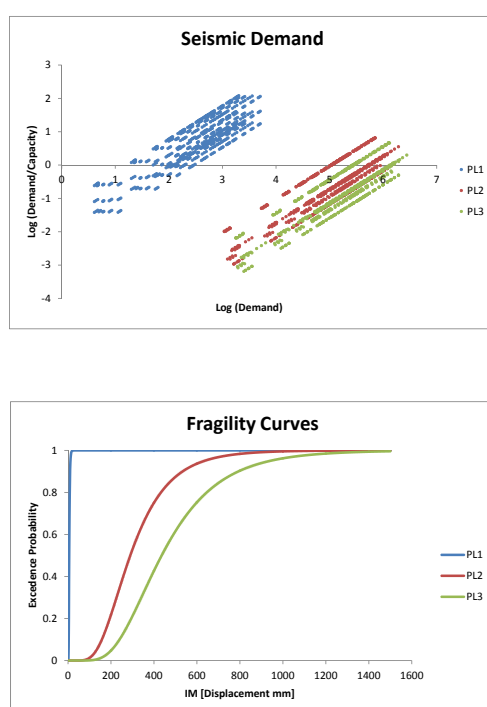


Figura 1.125 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

A.1.75 Ponte 415

Dati identificativi		Dati della pila	
ID Ponte	415	Altezza pila [m]	3.0
Località	Bassano del Grappa	Profondità pila [m]	0.6
Classe	WALLS	Larghezza pila [m]	6.0
Sezione	rettangolare	$f_{c,m}$ calcestruzzo [MPa]	37.1

Tabella 1.75 – Caratteristiche identificative del ponte 415.

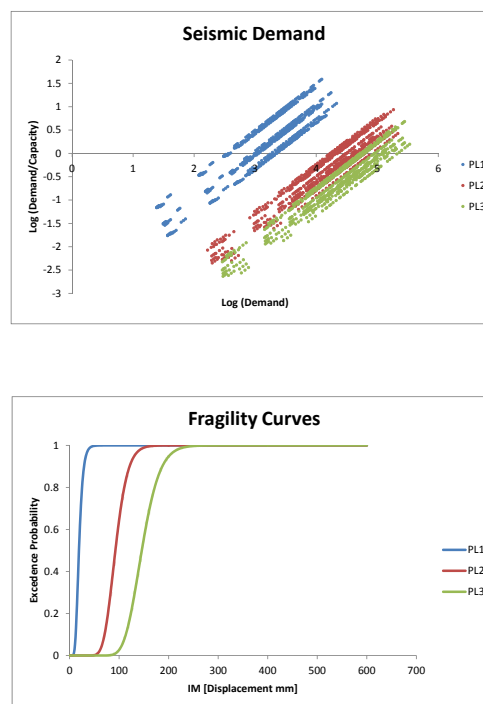


Figura 1.126 – Risultati del modello e costruzione delle curve di fragilità longitudinali.

Appendice B

Risultati sperimentali sulle colonne modello

Si riportano le caratteristiche geometriche e i risultati sperimentali condotti sui campioni del database del PEER per testare il codice.

B.1 Caratteristiche delle colonne sperimentali

ID Column	width (mm)	depth (mm)	f_c (MPa)	height(mm)	P(KN)	n° PEER
S14	457.2	457.2	27.6	1473.2	1512	141
S18	406	610	37.9	1220	507	276
S19	406	610	34.5	1220	507	277
S20	406	610	32.4	915	507	278
S27	500	500	32.8	1000	0	290
S28	500	500	31.5	1000	0	291
S29	500	500	38.2	1162.5	0	292
W16	914.4	457.2	21.9	1219.2	0	199
W17	457.2	914.4	16	1219.2	0	200

Tabella 2.1 – Principali caratteristiche delle colonne rettangolari.

ID Column	diameter (mm)	f_c (MPa)	height(mm)	P(KN)	n° PEER
C10	609.6	29.8	1219.2	18.8	141
C11	609.6	26.8	1219.2	18.8	276
C12	609.6	31.2	1219.2	18.8	277
C13	1828.8	29.6	3658	355.9	278
C14	564	39.8	1000	0	290
C15	609.6	35.9	1219.2	591.9	291
C16	609.6	30.7	914.4	591.9	292

Tabella 2.2 – Principali caratteristiche delle colonne circolari.

B.2 Risultati dei test per i campioni rettangolari

B.2.1 Campione S14

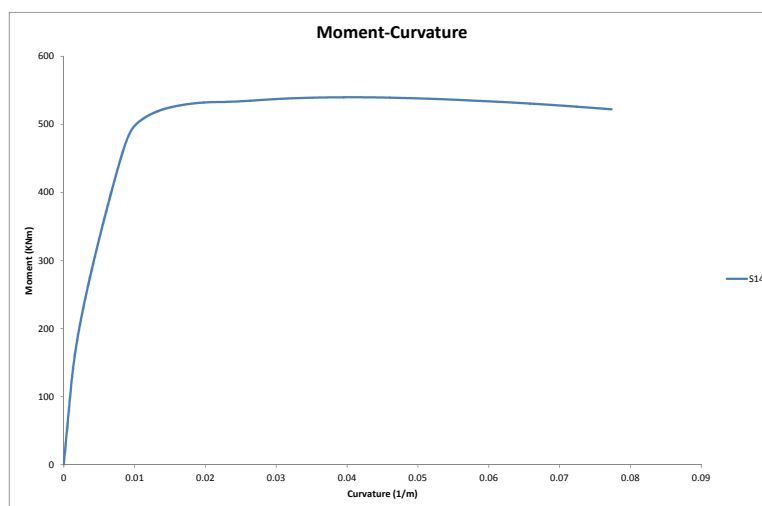


Figura 2.1 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S14

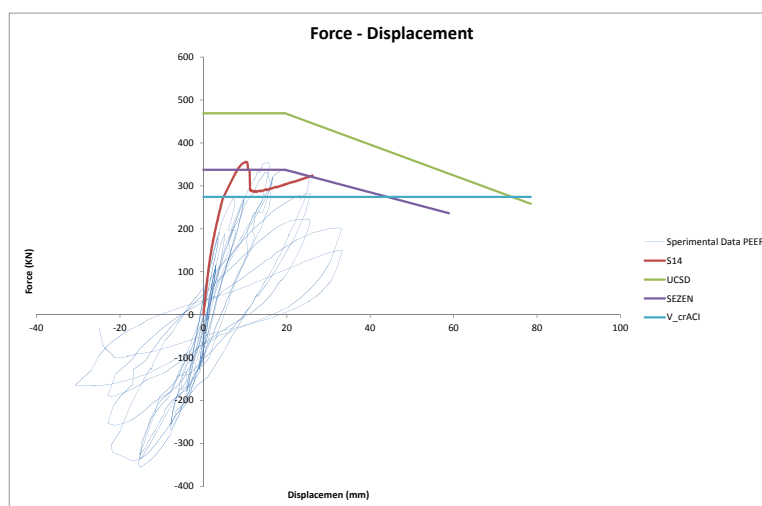


Figura 2.2 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S14

B.2.2 Campione S18

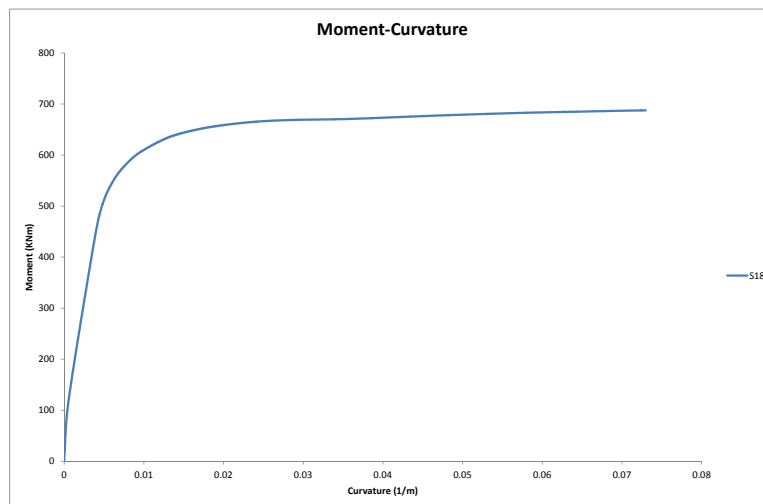


Figura 2.3 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S18

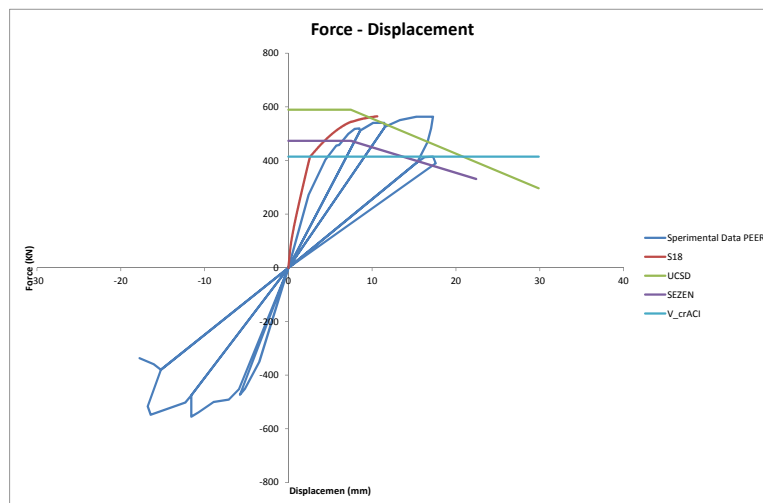


Figura 2.4 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S18

B.2.3 Campione S19

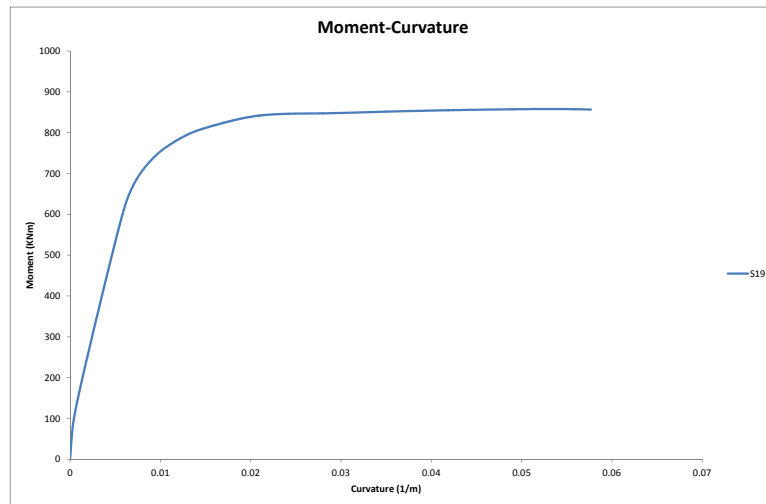


Figura 2.5 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S19

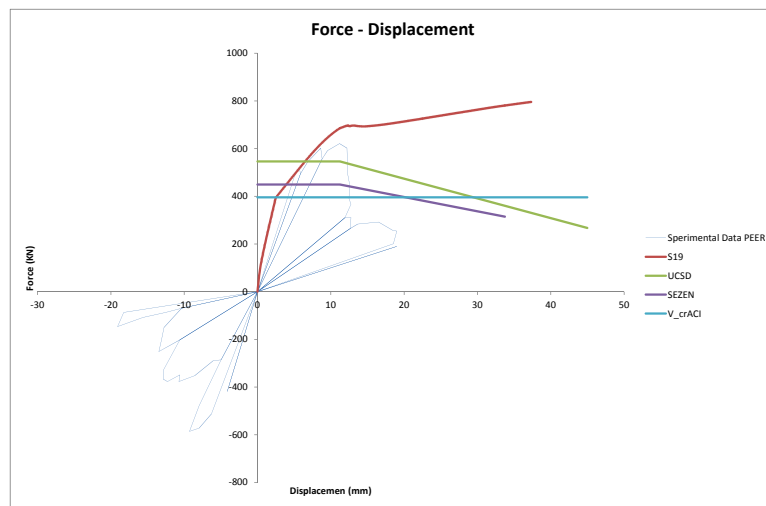


Figura 2.6 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S19

B.2.4 Campione S20

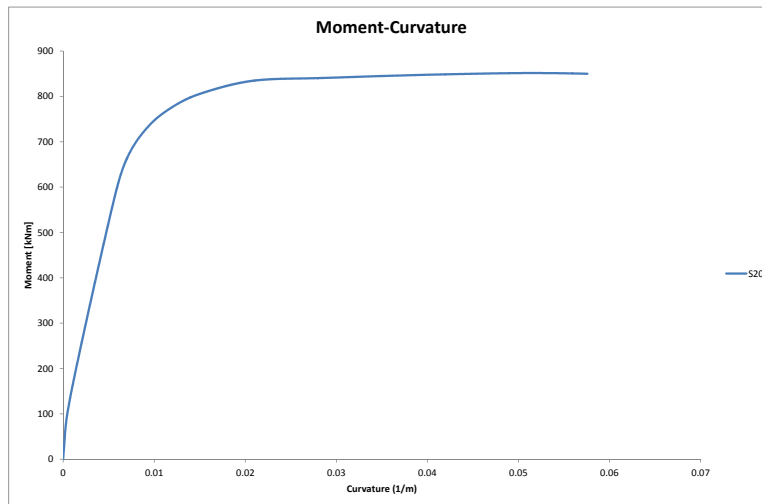


Figura 2.7 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S20

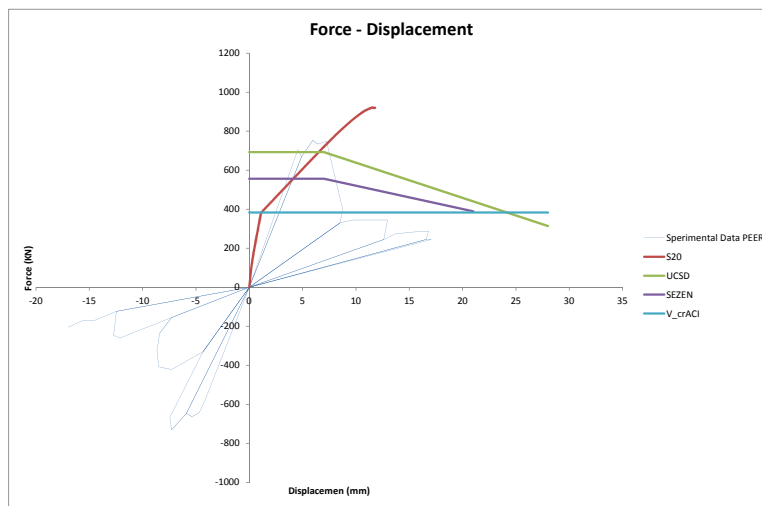


Figura 2.8 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S20

B.2.5 Campione S27

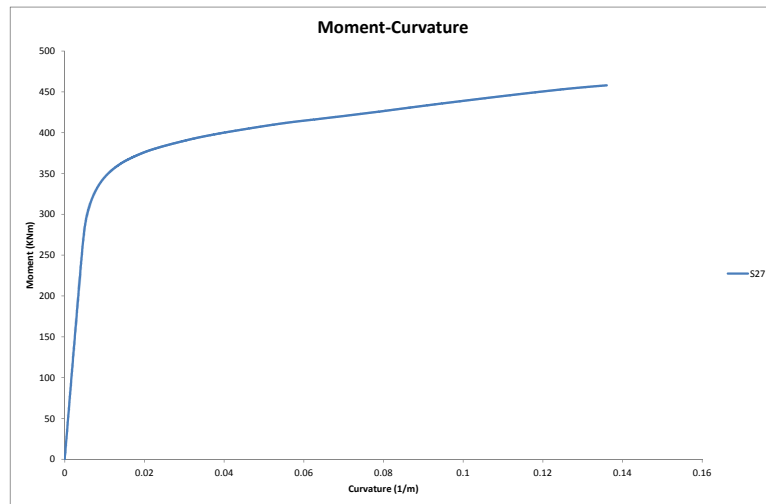


Figura 2.9 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S27

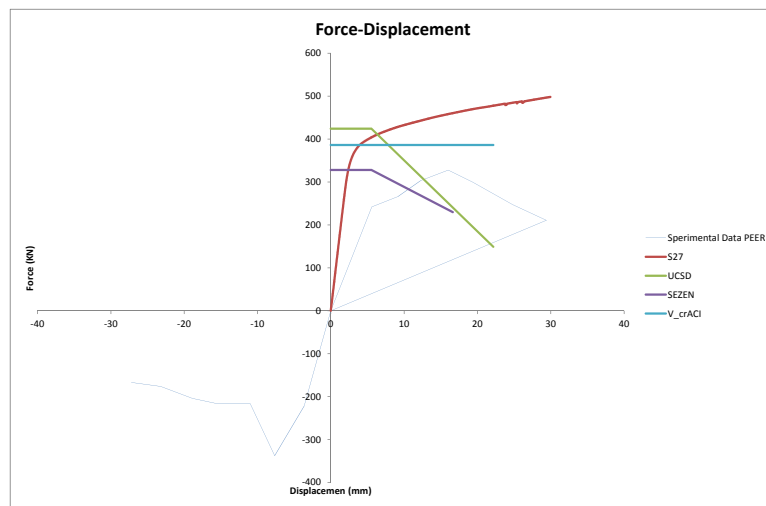


Figura 2.10 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S27

B.2.6 Campione S28

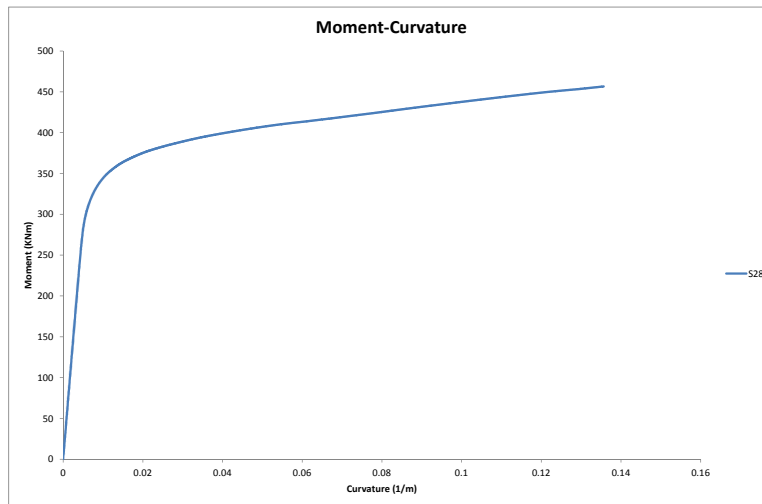


Figura 2.11 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S28

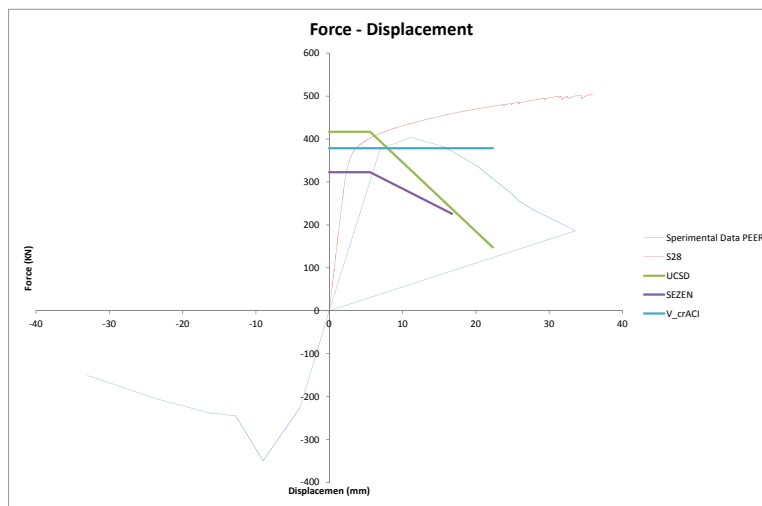


Figura 2.12 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S28

B.2.7 Campione S29

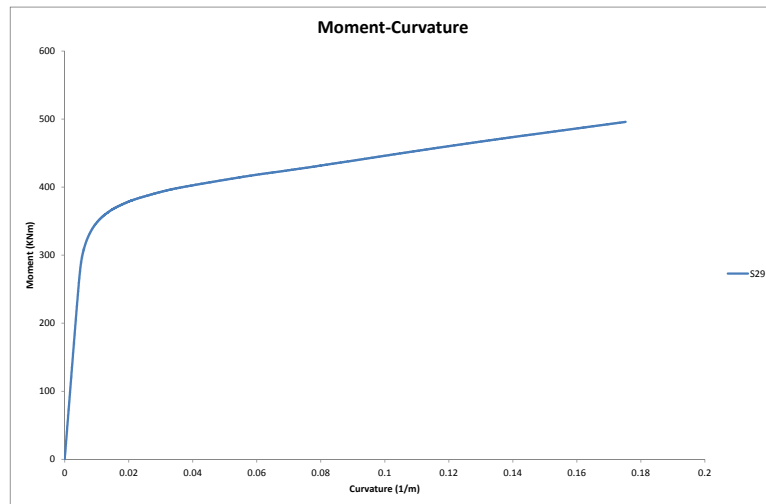


Figura 2.13 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna S29

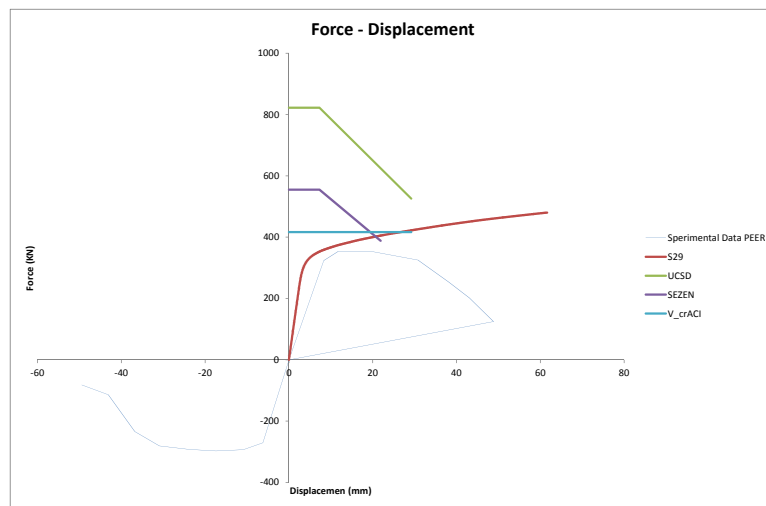


Figura 2.14 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna S29

B.2.8 Campione W16

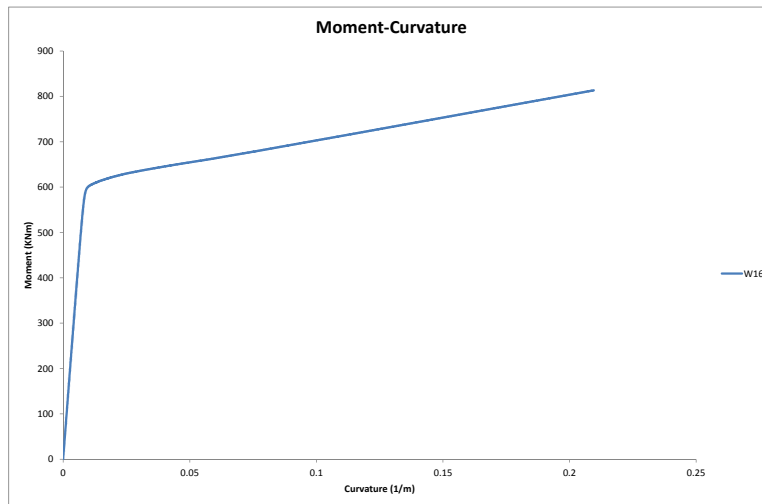


Figura 2.15 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna W16

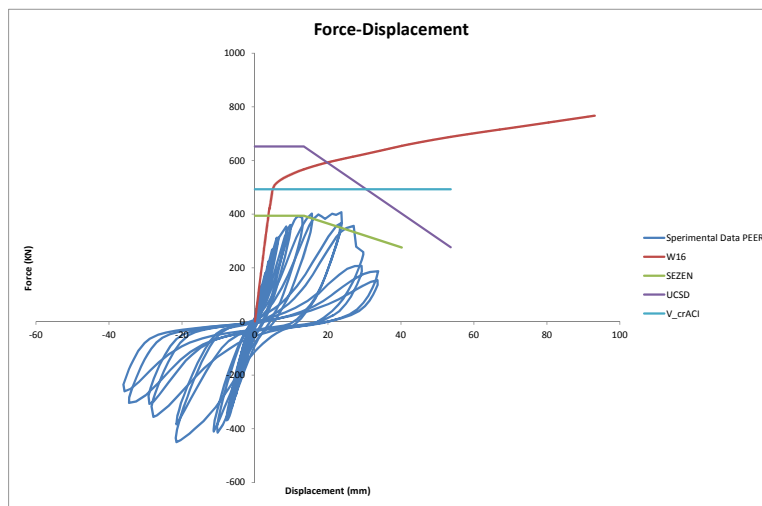


Figura 2.16 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna W16

B.2.9 Campione W17

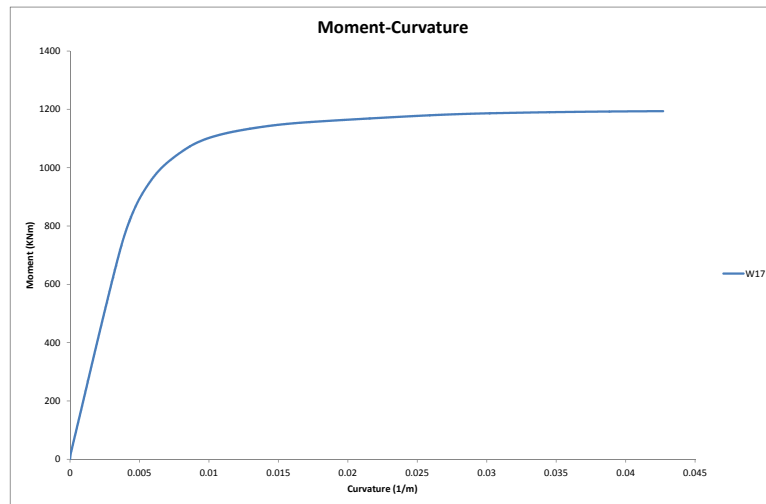


Figura 2.17 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna W17

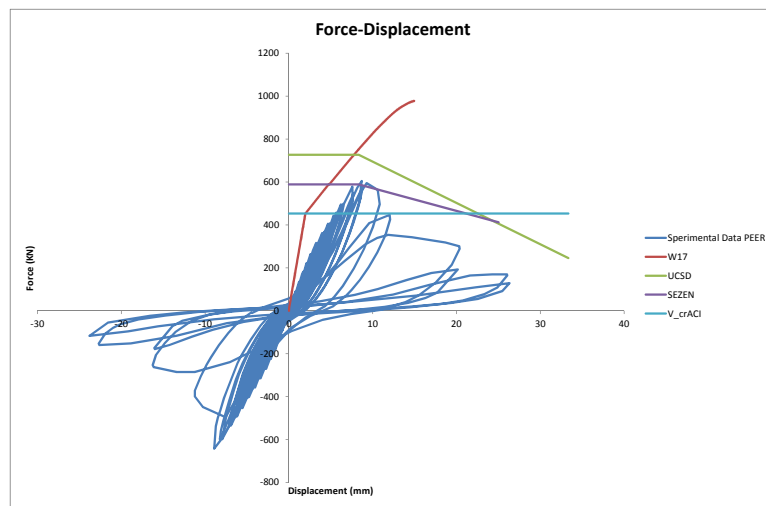


Figura 2.18 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna W17

B.3 Risultati dei test per i campioni circolari

B.3.1 Campione C10

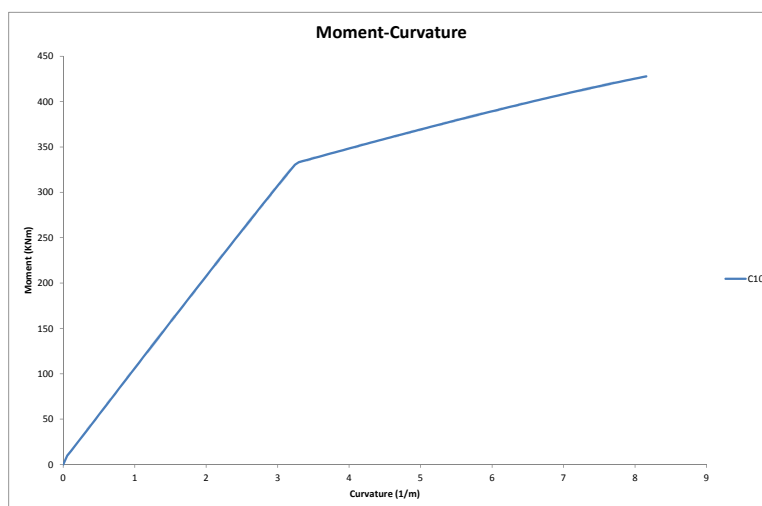


Figura 2.19 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C10

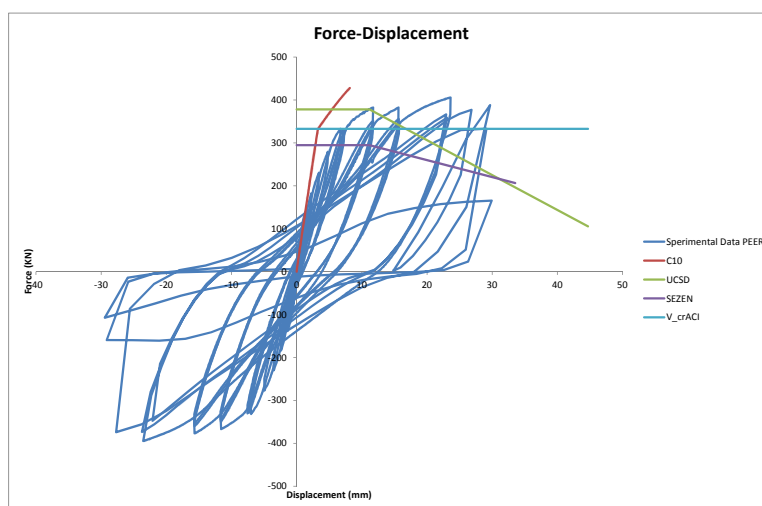


Figura 2.20 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C10

B.3.2 Campione C11

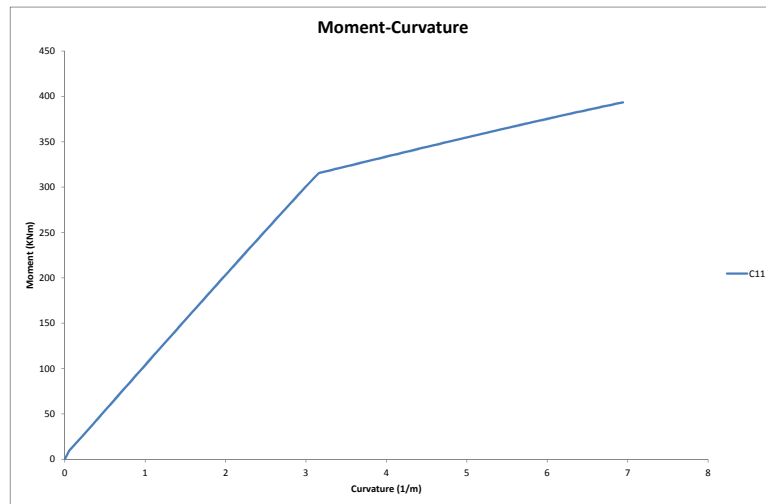


Figura 2.21 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C11

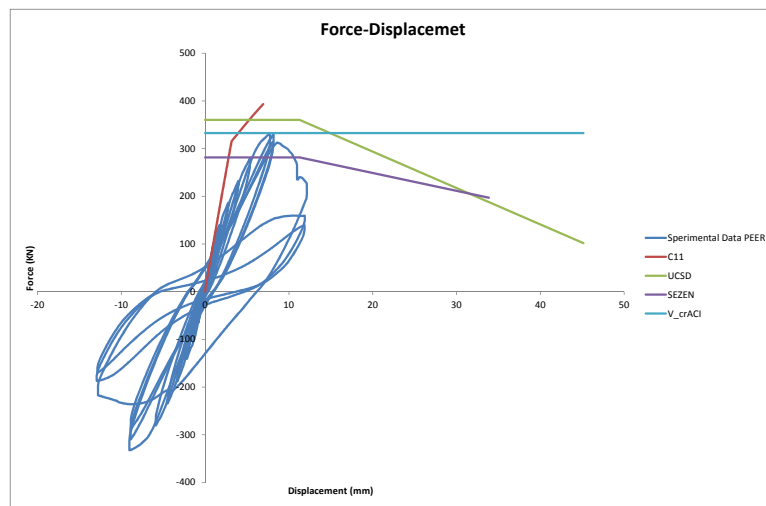


Figura 2.22 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C11

B.3.3 Campione C12

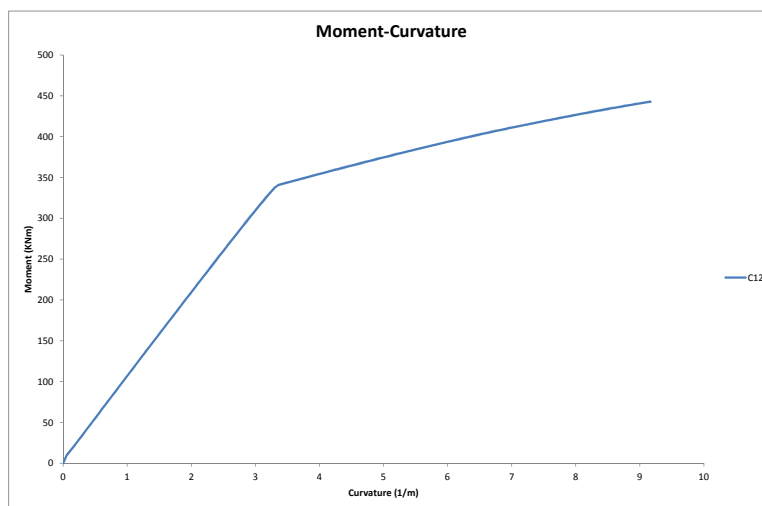


Figura 2.23 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C12

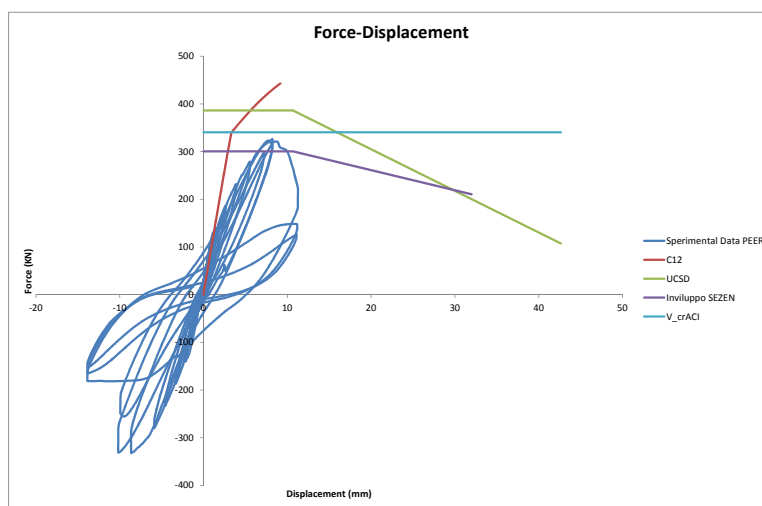


Figura 2.24 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C12

B.3.4 Campione C13

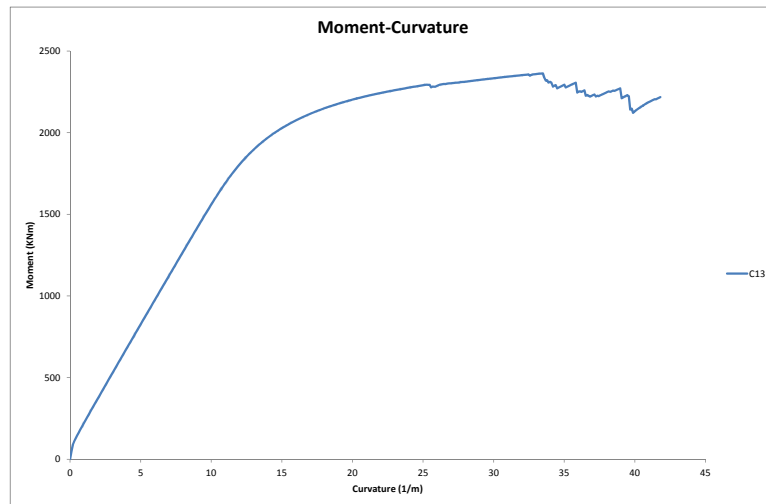


Figura 2.25 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C13

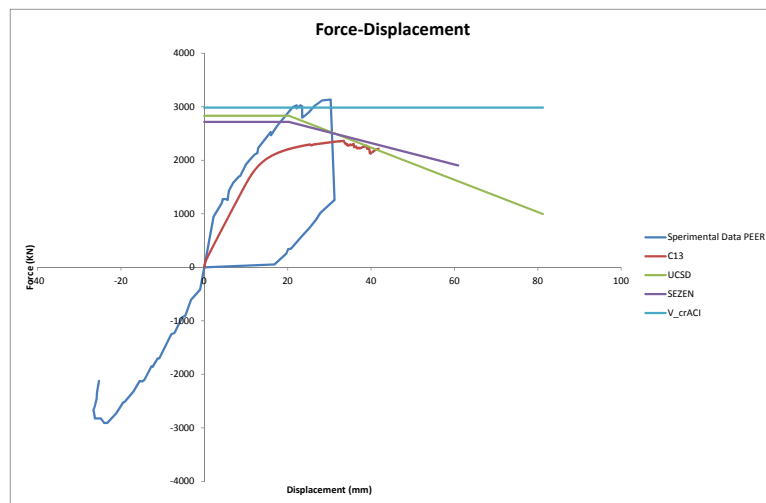


Figura 2.26 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C13

B.3.5 Campione C14

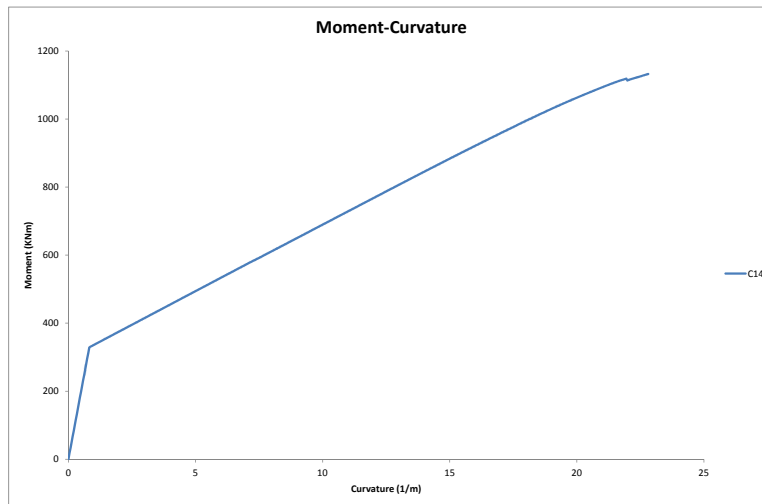


Figura 2.27 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C14

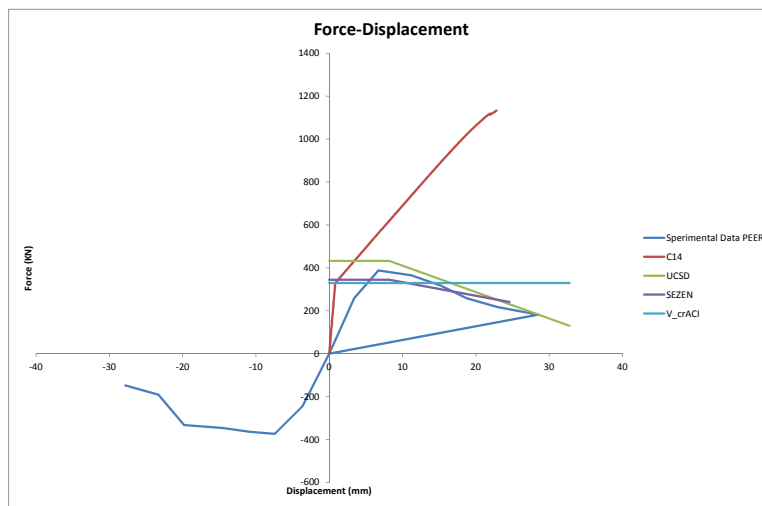


Figura 2.28 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C14

B.3.6 Campione C15

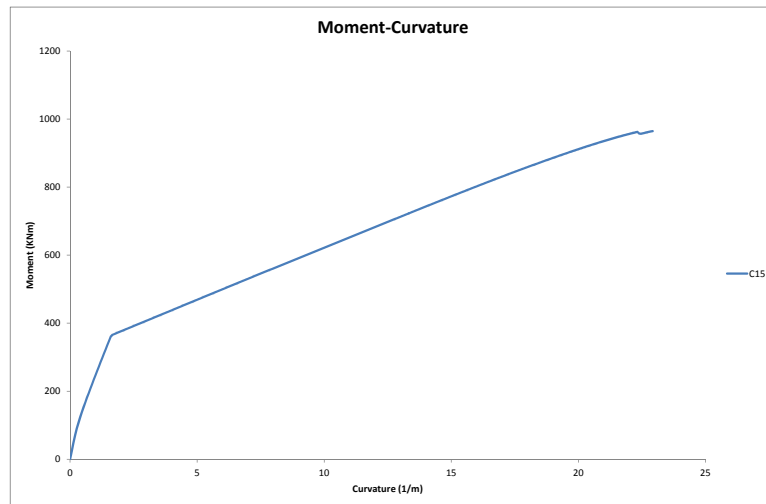


Figura 2.29 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C15

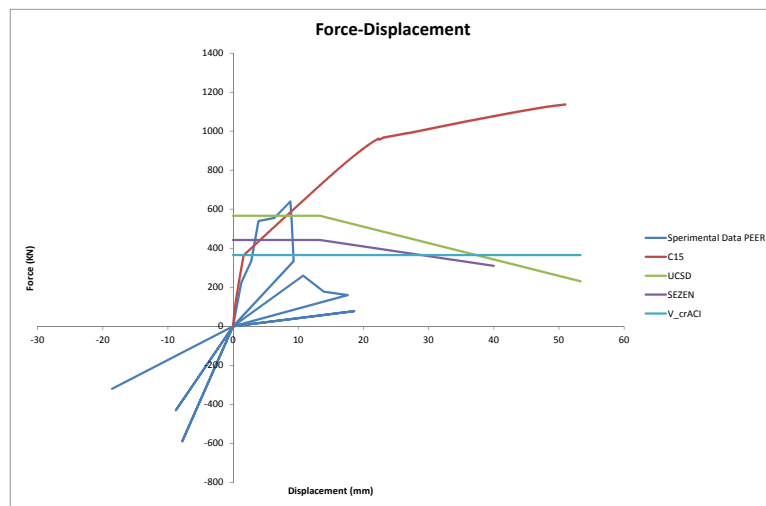


Figura 2.30 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C15

B.3.7 Campione C16

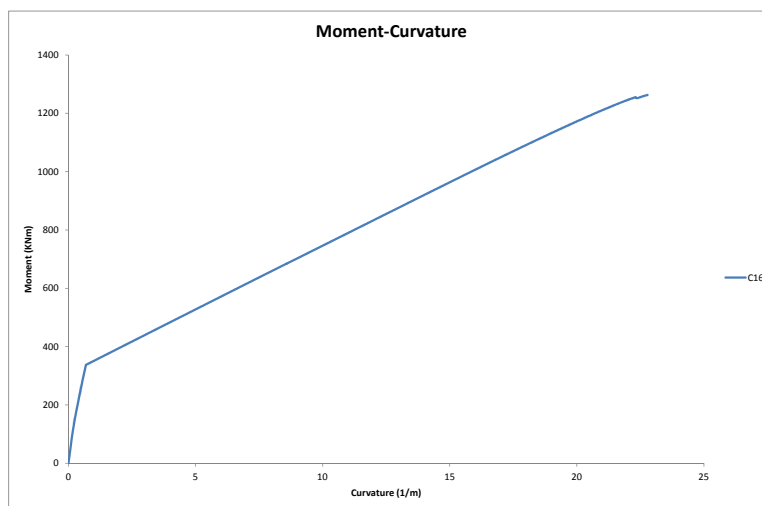


Figura 2.31 – Diagramma Momento-Curvatura della colonna C16

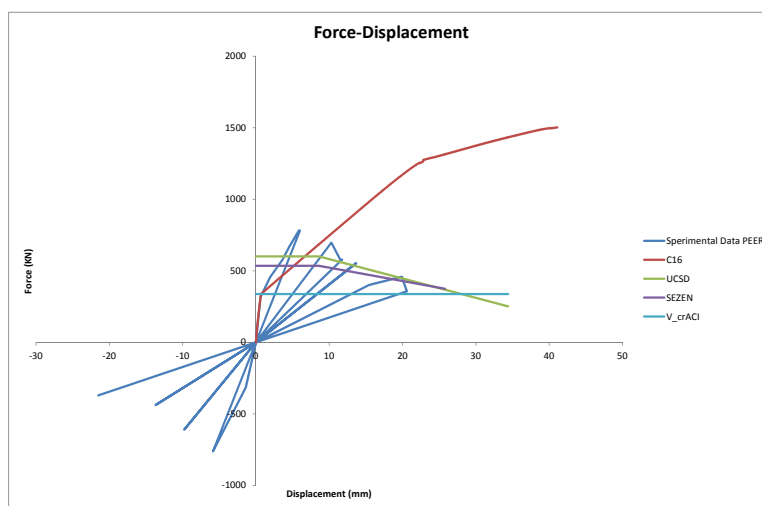


Figura 2.32 – Diagramma Forza-Spostamento della colonna C16

Bibliografia

- [1] Spacone E., Filippou F., Taucer F., *Fiber beam-column model for non-linear analysis of r/c frames: part I Formulation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996
- [2] Tsubaki T., Dragoi M., Onishi J., *Shear crack width of RC column with cut-off rebar under cyclic loading*, Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction, 2010
- [3] Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, 1988
- [4] Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, 2007
- [5] Zhao J., Sritharan S., *Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures*, ACI Structural Journal, 2007
- [6] Calvi G. M., Pavese A., Rasulo A., Bolognini D., *Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piers*, Bulletin of Earthquake Engineering, 2005
- [7] Miranda P. A., Priestley M. J. N., Calvi G. M., Pinho. R., *Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance*, 2005
- [8] Priestley M. J. N., Verma R., Xiao Y. *Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns*, ASCE Journal of Structural Engineering, 1994
- [9] Spacone E., Monti G. *Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip*, ASCE Journal of Structural Engineering, 2000
- [10] Ick-Hyun K., Chang-Ho S., Myoungsu S., *Concrete contribution to initial shear strength of RC hollow bridge columns*, Structural Engineering and Mechanics, 2011

- [11] Sezen H., Moehle J. P., *Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns*, ASCE Journal of Structural Engineering, 2004
- [12] Hines E. M., Seible F., Priestley M. J. N., *Seismic Performance of Hollow Rectangular Reinforced Concrete Piers with Highly-Confined Boundary Elements Phase I. Flexural Test Phase II: Shear Test*, 2002
- [13] Progetto DPC-Reluis 2005-2008, *Linee Guida e Manuale Applicativo per la valutazione della Sicurezza Sismica e il Consolidamento dei Ponti Esistenti in c.a.*, 2009
- [14] Eunsoo Choi, Reginald DesRoches, Bryant Nielson *Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones*, Elsevier Engineering Structures, 2003
- [15] Huseyin Bilgin, *Fragility based assessment of public buildings in Turkey*, Elsevier Engineering Structures, 2013
- [16] V. Silva, H. Crowley, R. Pinho, H. Varum, *Extending displacement-based earthquake loss assessment (DBELA) for the computation of fragility curves*, Elsevier Engineering Structures, 2013
- [17] Danusa H. Tavares, Jamie E. Padgett, Patrick Paultre, *Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada*, Elsevier Engineering Structures, 2012
- [18] Tecchio Giovanni *Simplified displacement-based approaches for seismic design and vulnerability assessment of multi-span rc bridges*, 2013