

Strit

PROGETTO STRIT – Strumenti e Tecnologie per la gestione del Rischio delle Infrastrutture di Trasporto.

Obiettivo Realizzativo OR1

Attività 1.3

MODELLI E STRUMENTI PER LA STIMA DELLA VULNERABILITÀ DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE

Risultato RT

RAPPORTO PROVE SPERIMENTALI



Contributi al Risultato
RAPPORTO PROVE SPERIMENTALI

<i>Partner</i>	<i>Contributo</i>	<i>Data</i>	<i>Redazione</i>
UNINA (DiSt)	Responsabile Attività: Gerardo Mario Verderame	31/01/2015	Fernando Gómez Martínez
(LOGO)			
(LOGO)			
(LOGO)			



1	INTRODUZIONE	11
2	DEFINIZIONE DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE	15
2.1	Progettazione delle pile in scala	15
2.2	Realizzazione dei provini	20
2.3	Definizione del setup di prova.....	27
2.4	Definizione della strumentazione.....	29
2.5	Protocollo di carico.....	31
3	RISULTATI SPERIMENTALI	33
3.1	Pila P1	33
3.1.1	Risposta isteretica e quadri di danneggiamento.....	35
3.1.2	Strain gauge	41
3.1.3	LVDT.....	50
3.1.4	Potenzimetri lineari.....	53
3.2	Pila P2.....	59
3.2.1	Risposta isteretica e quadri di danneggiamento.....	60
3.2.2	Strain gauge	65
3.2.3	LVDT.....	74
3.2.4	Potenzimetri lineari.....	77
3.3	Pila P3.....	81
3.3.1	Risposta isteretica e quadri di danneggiamento.....	83
3.3.2	Strain gauge	88
3.3.3	LVDT.....	96
3.3.4	Potenzimetri lineari	100
Pila P4	105	
3.3.5	Risposta isteretica e quadri di danneggiamento.....	106
3.3.6	Strain gauges.....	109
3.3.7	LVDT.....	118



3.3.8	Potenzimetri lineari.....	121
4	CONFRONTI: MODELLI E NORMATIVE	126
4.1	Modelli predittivi di resistenza a taglio.....	126
4.1.1	Modello di Priestley et al. e Kowalsky e Priestley	127
4.1.2	Modello di Aschheim e Moehle (1992).....	145
4.1.3	Modello di Biskinis.....	149
4.1.4	Modello di Sezen	152
4.2	Normative	155
4.2.1	Quadro normativo italiano	158
4.2.2	Quadro normativo europeo	165
4.2.3	Quadro normativo americano(FHWA-HRT-06-032).....	169
4.3	Confronto risultati sperimentali – modelli predittivi di letteratura	176
4.3.1	Modellazione della risposta flessionale secondo Priestley	176
4.3.2	Modellazione di risposta flessionale secondo Fardis.....	186
4.3.3	Predizione del massimo valore di resistenza flessionale	195
4.3.4	Confronto con modelli predittivi di capacità a taglio di letteratura	198
4.4	Confronto risultati sperimentali – modelli predittivi di normativa	203
5	CONCLUSIONI.....	210
6	APPENDICE B: Evoluzione qualitativa dei quadri fessurativi delle pile P1, P2, P3 e P4.	219
7	BIBLIOGRAFIA	240



INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Ponte con arco in calcestruzzo dell'A1 (Roma-Firenze) [2]	12
Figura 2: Viadotto "Italia". [2].....	12
Figura 3 – Sezione trasversale (dettaglio armatura longitudinale e trasversale)	17
Figura 4 – Sezione longitudinale (lato lungo)	17
Figura 5 – Sezione longitudinale (lato corto)	18
Figura 6 – Sezioni longitudinali e trasversali della testa della pila	19
Figura 7: Gabbia di armatura del plinto di fondazione	21
Figura 8: Posizionamento della gabbia nella cassaforma	21
Figura 9: Dettaglio anello in acciaio (a sinistra) e sezioni verticali e trasversali dell'anello (a destra).	22
Figura 10: Dettaglio dell'anello in acciaio e del disco in nylon.	22
Figura 11 – Posizionamento del cilindro in polistirolo interno (cavità).....	23
Figura 12: Installazione della strumentazione (strain-gauge).....	24
Figura 13: Getto della fondazione	24
Figura 14: Chiusura della cassaforma del fusto della pila	25
Figura 15: Provinci ultimati.....	26
Figura 16: Setup di prova.....	27
Figura 17: Sistema di trasferimento del carico assiale	28
Figura 18: Esempio di Disposizione strumentazione	29
Figura 19: Caratteristiche geometriche Pila P1	34
Figura 20: Disposizione setup di misurazione Pila P1	35
Figura 21: Disposizione strain gauges Pila P1.....	35
Figura 22: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della Pila P1	36
Figura 23: Diagramma Forza Drift Pila P1.....	37
Figura 24: Quadro fessurativo. Drift =0.45% (sinistra) ; Drift = 0.90% (destra).....	38
Figura 25: Quadro fessurativo in condizioni di spinta e di tiro (Drfit=3.60%)	39
Figura 26: Rottura dell' armatura longitudinale destra di spigolo	40
Figura 27: Strain Gauge_4inf	42
Figura 28: Strain Gauge_1inf	42
Figura 29: Strain Gauge_4sup	43
Figura 30. Strain Gauge_3sup	44
Figura 31: Strain Gauge_1sup	44
Figura 32: Strain Gauge_2sup	45
Figura 33: Strain Gauge_5inf (z=12 cm).....	45
Figura 34: Strain Gauge_6inf (z=12cm).....	46



Figura 35: Strain Gauge_7inf (z=12 cm).....	46
Figura 36: Strain Gauge_8inf (z=12 cm).....	47
Figura 37: Strain Gauge_5sup (z=24 cm).....	47
Figura 38: Strain Gauge_6sup (z=24 cm).....	48
Figura 39: Strain Gauge_7sup (z=24 cm).....	48
Figura 40: Strain Gauge_8sup (z=24 cm).....	49
Figura 41: Lvdt_D	50
Figura 42: Lvdt_E.....	51
Figura 43: Confronto Lvdt D vs Lvdt E	51
Figura 44: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del primo livello.....	53
Figura 45: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello	54
Figura 46: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.....	54
Figura 47: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello	55
Figura 48: Profilo delle curvature.....	55
Figura 49: Deformata a taglio puro del pannello.....	57
Figura 50: Componenti deformative locali.....	58
Figura 51: Caratterizzazione Pila P2	59
Figura 52: Setup di misurazione Pila P2.....	60
Figura 53: Disposizione strain gauge Pila P2	60
Figura 54: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della Pila P2	61
Figura 55: Quadro fessurativo (Drfit=3.60%)	62
Figura 56: Quadro fessurativo associato al Drift= 5.40% (a sinistra) e al Drift=7.20% (a destra).....	62
Figura 57: Diagramma Forza_Drift_Pila_P2.....	63
Figura 58: Buckling delle armature longitudinali in corrispondenza della sezione di base della Pila P2	64
Figura 59: Spanciamento della sezione di base della Pila P2	64
Figura 60: Strain Gauge_1inf	66
Figura 61: Strain Gauge_2inf	67
Figura 62: Strain Gauge_1sup	67
Figura 63: Strain Gauge_2sup	68
Figura 64: Strain Gauge_3sup	69
Figura 65: Strain Gauge_4sup	69
Figura 66: Strain Gauge_5inf (z=12 cm).....	70
Figura 67: Strain Gauge_6inf (z=12 cm).....	70
Figura 68: Strain Gauge_7inf (z=12 cm).....	71
Figura 69: Strain Gauge_8inf (z=12 cm).....	71



Figura 70: Strain Gauge_5sup (z=24 cm).....	72
Figura 71: Strain Gauge_6sup (z=24 cm).....	72
Figura 72: Strain Gauge_7sup (z=24 cm).....	73
Figura 73: Strain Gauge_8sup (z=24 cm).....	73
Figura 74: Lvdt D	74
Figura 75: Lvdt E.....	75
Figura 76: Confronto Lvdt D vs Lvdt E	76
Figura 77: Registrazioni potenziometri verticali del primo livello.....	77
Figura 78: Registrazioni potenziometri verticali del secondo livello.	78
Figura 79: Registrazioni potenziometri diagonali del primo livello.....	78
Figura 80: Registrazioni potenziometri diagonali del secondo livello.	79
Figura 81: Profilo delle curvature.	79
Figura 82: Componenti deformative locali.	80
Figura 83: Caratteristiche Pila_P3	81
Figura 84: Setup di misurazione Pila_P3.....	82
Figura 85: Disposizione Strain Gauge Pila P3.....	82
Figura 86: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della pila P3.....	83
Figura 87: Diagramma Forza Drift	84
Figura 88: Quadro di danneggiamento finale Lato A-Pila P3	85
Figura 89: Quadro di danneggiamento finale Lato B –Pila P3.....	86
Figura 90: Misura dello scorrimento dei due triangoli	87
Figura 91: Strain Gauge_1inf	89
Figura 92: Strain Gauge_4inf.....	89
Figura 93: Strain Gauge_4sup	90
Figura 94: Strain Gauge_1sup	90
Figura 95: Strain Gauge_5inf	91
Figura 96: Strain Gauge_6inf	92
Figura 97: Strain Gauge_7inf	93
Figura 98: Strain Gauge_8inf	93
Figura 99: Strain Gauge_5sup	94
Figura 100: Strain Gauge_6sup	94
Figura 101: Strain Gauge_7sup	95
Figura 102: Strain Gauge_8sup	95
Figura 103: Lvdt D	96
Figura 104: Lvdt E.....	97
Figura 105: Confronto Lvd D vs Lvdt E.....	98
Figura 106: Lvdt N	99



Figura 107: Lvdt O	99
Figura 108: Confronto Lvdt N vs Lvdt O	100
Figura 109: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del primo livello.....	101
Figura 110: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello.	102
Figura 111: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.....	102
Figura 112: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello.	103
Figura 113: Profilo delle curvature.....	103
Figura 114: Componenti deformative locali.	104
Figura 115: Caratterizzazione Pila P4	105
Figura 116: Setup leggero Pila P4	106
Figura 117: Strain Gauge Pila P4	106
Figura 118: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della pila P4.....	107
Figura 119: Diagramma Forza-Drift.....	108
Figura 120: Quadro fessurativo finale Pila P4.....	108
Figura 121: Strain Gauge_1inf	110
Figura 122: Strain Gauge_2inf	111
Figura 123: Strain Gauge_1sup	111
Figura 124: Strain Gauge_2sup	112
Figura 125: Strain Gauge_3sup	113
Figura 126: Strain Gauge_4sup	113
Figura 127: Strain Gauge_5inf	114
Figura 128: Strain Gauge_6inf	114
Figura 129: Strain Gauge_7inf	115
Figura 130: Strain Gauge_8inf	115
Figura 131: Strain Gauge_5sup	116
Figura 132: Strain Gauge_6sup	116
Figura 133: Strain Gauge_7sup	117
Figura 134: Strain Gauge_8sup	117
Figura 135: Lvdt_D	118
Figura 136: Lvdt E.....	119
Figura 137: Confronto Lvdt D vs Lvdt E	120
Figura 138: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del primo livello.....	121
Figura 139: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello.	123
Figura 140: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.....	123
Figura 141: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello.	124
Figura 142: Profilo delle curvature.....	124
Figura 143: Modello ATC di interazione tra resistenza a taglio e duttilità	128



Figura 144: Modello di resistenza a taglio di Ang e Wong	132
Figura 145: Modello di Watanabe/Ichinose:(a) traliccio e (b) arco.....	133
Figura 146:-Degrado della resistenza a taglio del calcestruzzo con la duttilità.....	136
Figura 147: Contributo dello sforzo assiale alla resistenza a taglio	137
Figura 148: Definizione di D'	138
Figura 149: Andamento del coefficiente γ	140
Figura 150: Meccanismo a traliccio con zona compressa di calcestruzzo	141
Figura 151:- Resistenza del meccanismo a traliccio modificato	142
Figura 152:-Fattore α	143
Figura 153:- Fattore β	144
Figura 154:- Fattore γ	144
Figura 155: Quadro fessurativo derivante da carichi ciclici	147
Figura 156: eccanismo a traliccio per colonna soggetta a taglio	147
Figura 157: Zone di ancoraggio.....	148
Figura 158: Modello dell'ATC del taglio degradante	149
Figura 159: Confronto dei valori di taglio stimati con i risultati delle peorve per crisi diagonale dopo lo snervamento flessionale (a) con l'eq.7; (b) con l'eq.8	151
Figura 160: - Terremoto di San Fernando 1971 (a sinistra); terremoto di Kobe, Giappone 1995: collasso del viadotto urbano Hanshin (a destra) [72]	156
Figura 161:- Altezza efficace per analisi in direzione trasversale [72].	163
Figura 162:-Passaggio dal legame momento-curvatura a quello taglio-spostamento [72].	163
Figura 163:Determinazione della curvatura ultima, Φ_u e della curvatura di snervamento Φ_y Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.....	167
Figura 164: Diagramma momento - curvatura [27].....	168
Figura 165: Legame costitutivo del calcestruzzo in compressione [31].....	177
Figura 166: Legami costitutivi dell'acciaio	178
Figura 167: Diagramma M- ϕ per l'assessment [31].....	179
Figura 168: Distribuzione delle curvatures [31].....	180
Figura 169: Pila P1 - Risposta flessionale secondo.	182
Figura 170: Pila P2 - Risposta flessionale secondo Priestley et al.	183
Figura 171: Pila P3 - Risposta flessionale secondo Priestley et al.	184
Figura 172: Pila P4 - Risposta flessionale secondo Priestley et al.	185
Figura 173: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.	189
Figura 174: Pila P2 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.	190
Figura 175: Pila P3 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.	191
Figura 176: Pila P4 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.	192



Figura 177: Pila P1 - Confronto tra i drift di snervamento	193
Figura 178: Pila P2 - Confronto tra i drift di snervamento	193
Figura 179: Pila P3 - Confronto tra i drift di snervamento	194
Figura 180: Pila P4 - Confronto tra i drift di snervamento	194
Figura 181: Pila P1 – Predizione del momento massimo	196
Figura 182: Pila P2 – Predizione del momento massimo	197
Figura 182: Pila P2 – Predizione del momento massimo	197
Figura 183: Pila P4 – Predizione del momento massimo	198
Figura 184: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	199
Figura 185: Pila P2 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	200
Figura 186: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	201
Figura 187: Pila P4 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	202
Figura 188: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	207
Figura 189: Pila P2 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	208
Figura 190: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	208
Figura 191: Pila P4 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	209
Figura 192: Sezione trasversale (dettaglio armatura longitudinale e trasversale)	210
Figura 193: Setup di prova.....	211
Figura 194: Esempio di Disposizione strumentazione	212
Figura 195: Quadro fessurativo di fine prova per la pila snella P1 (a sinistra) e tozza P3 (a destra).....	213
Figura 196: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Priestley et al	214
Figura 197: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.	214
Figura 198: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	215
Figura 199: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura	216
Figura 200: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	217



Figura 201: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa	218
Figura 202: Pila P1 - Cicli I, II e III.....	220
Figura 203: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.	221
Figura 204: Pila P1 - Cicli VII e VIII.	222
Figura 205: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.	223
Figura 206: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.	224
Figura 207: Pila P1 - Cicli VII e VIII.	225
Figura 208: Pila P2 - Cicli I, II e III.....	226
Figura 209: Pila P2 - Cicli IV, V e VI.	227
Figura 210: Pila P2 – Ciclo VII	228
Figura 211: Pila P2 - Cicli I, II e III.....	229
Figura 212: Pila P2 - Cicli IV, V e VI.	230
Figura 213: Pila P2 – Ciclo VII	231
Figura 214: Pila P3 - Cicli I, II e III.....	232
Figura 215: Pila P3 - Cicli IV, V e VI.	233
Figura 216: Pila P3 - Cicli I, II e III.....	234
Figura 217: Pila P3 - Cicli IV, V e VI.	235
Figura 218: Pila P4 - Cicli I, II e III.....	236
Figura 219: Pila P4 - Cicli IV, V e VI.	237
Figura 220: Pila P4 - Cicli I, II e III.....	238
Figura 221: Pila P4 - Cicli IV, V e VI.	239

1 INTRODUZIONE

La percezione del rischio associata alla vulnerabilità delle infrastrutture di trasporto, e in particolare dei sistemi infrastrutturali viari, ha assunto notevole importanza solamente negli ultimi anni quando le autorità competenti hanno avvertito l'esigenza di attuare degli interventi volti a mitigare gli effetti derivanti da un evento sismico. La risposta sismica dei ponti esistenti è un tema di notevole importanza poiché è necessario assicurarne l'operatività in seguito ad un evento sismico per consentire, in modo agevole, le operazioni di soccorso, e limitare il numero di possibili vittime. In questa ottica, ai ponti più importanti è richiesto di avere un danno contenuto e soprattutto riparabile in tempi brevi per evitare un'interruzione del traffico, che comporterebbe ulteriori disagi in una situazione già precaria come quella legata ad un evento sismico.

La maggior parte dei ponti esistenti in Europa in cemento armato è stata realizzata secondo una normativa sismica obsoleta, pertanto, in genere, essi sono poveri di dettagli sismici. Infatti non sono progettati secondo le regole del *capacity design*, hanno un'insufficiente lunghezza di sovrapposizione delle armature longitudinali, che avviene peraltro nelle zone di potenziale formazione della cerniera plastica e, a causa della carenza di armatura trasversale, hanno un effetto di confinamento del calcestruzzo molto ridotto; stante ciò le pile da ponte hanno una limitata capacità di deformazione[4]. Tale problematica è stata recepita in Italia solo recentemente perché probabilmente gli ultimi due eventi sismici distruttivi che hanno colpito il nostro Paese, si sono verificati in Friuli nel 1976 e in Irpinia nel 1980 quando la realizzazione del sistema infrastrutturale viario italiano era appena agli inizi [3].

L'esigenza di aumentare l'attenzione sul tema della vulnerabilità sismica delle infrastrutture viarie esistenti è nata anche a seguito dell'aggiornamento delle mappe sismiche in molti paesi d'Europa che ha infatti portato, nella maggior parte dei casi, ad un aumento della pericolosità sismica. È necessario quindi utilizzare un metodo affidabile per la valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti, in particolare dei ponti autostradali, al fine di quantificare in modo corretto sia le prestazioni effettive che quelle conseguenti ad eventuali interventi di miglioramento o adeguamento sismico e effettuare in tal modo una corretta stima dei costi sia per tecniche di consolidamento convenzionali che per tecniche avanzate.

La valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti in cemento armato è importante soprattutto nei paesi economicamente avanzati, come l'Italia, dove il 90% [2] dei ponti è stato progettato e costruito quando a molte aree geografiche non era ancora stata associata una pericolosità sismica adeguata e quando le normative non riservavano un'attenzione sufficiente a tale problema. Inoltre, la fase di valutazione della prestazione sismica dei ponti è resa ulteriormente complicata dal fatto che le informazioni riguardanti le loro caratteristiche risultano frammentarie e in alcuni casi molto ridotte poiché sono attualmente gestiti non più da un unico ente ma da diverse società.



Figura 1: Ponte con arco in calcestruzzo dell'A1 (Roma-Firenze) [2]



Figura 2: Viadotto "Italia". [2]

L'attenzione per le procedure di valutazione delle prestazioni strutturali dei ponti esistenti italiani è stata sollevata anche perché è emersa, non solo una carenza normativa all'epoca di progettazione, ma anche un'attuale mancanza di normative per l'*assessment*; a partire dal 2003, nell'ottica di armonizzare le leggi nazionali con quelle dell'Eurocodice 8, furono prodotti numerosi lavori prima scientifici, e poi normativi, riguardanti l'*assessment* degli edifici esistenti ma nulla di specifico era stato fatto per i ponti esistenti. Con il passare del

tempo, accortisi di questa carenza normativa, il Dipartimento della Protezione Civile e l'ANAS hanno per primi lanciato un programma per la valutazione di tutti i ponti esistenti in Italia, anche alla luce dell'incremento del traffico sulle reti autostradali italiane. [1].

La valutazione della vulnerabilità sismica dei sistemi infrastrutturali viari non può prescindere da un'affidabile caratterizzazione delle azioni agenti sul sistema e delle prestazioni strutturali la cui determinazione è basata su approcci semi-empirici ed analitici in funzione del tipo di informazioni disponibili e della procedura di valutazione della vulnerabilità da adottare.

In questo contesto si inserisce il presente lavoro che descrive la definizione, l'esecuzione e l'analisi dei risultati di una campagna sperimentale condotta su pile da ponte in cemento armato a sezione rettangolare cava, che riproducono in scala ridotta le caratteristiche geometriche e costruttive tipiche delle infrastrutture viarie italiane esistenti; le pile sono sottoposte a prove cicliche pseudo-statiche in controllo di spostamento in regime monoassiale.

Il principale obiettivo della campagna sperimentale è quello di ottenere risultati empirici che possano costituire una base per la valutazione della vulnerabilità delle strutture viarie esistenti italiane. In particolare, partendo a livello locale dalle deformazioni nel calcestruzzo e nell'acciaio, dall'apertura delle fessure, dalle rotazioni plastiche fino al livello globale, spostamenti laterali, fattori di sovraresistenza e duttilità traslazionale, e infine confrontare tali risultati con i modelli predittivi a disposizione.

Il primo step è la definizione delle pile oggetto della sperimentazione che devono essere rappresentative del patrimonio infrastrutturale viario italiano; la rappresentatività deve rispecchiare ogni aspetto costruttivo dalle dimensioni geometriche, alle caratteristiche dei materiali, al carico assiale a cui sono sottoposte. A tal proposito, al fine di attribuire ai provini, ridotti in scala, le caratteristiche reali delle pile tipiche del costruito italiano, ci si avvale dei risultati di un'attività di revisione dei database presenti in letteratura[8] e messi a disposizione da partner del progetto[9]. I parametri caratteristici investigati sono i seguenti:

- Tipologia di sottosistema verticale
- Morfologia della sezione del fusto (rettangolare, scatolare, circolare, etc.)
- Proprietà dei materiali (f_{cm} , f_{sm})
- Valore dello sforzo assiale nelle pile ($v = N/N_u$)
- Percentuale geometrica di armatura longitudinale e trasversale (ρ_l, ρ_w)

Dall'analisi dei dati a disposizione, emerge che la tipologia di sub-sistema resistente verticale più diffusa è costituito dalle pile a setto continuo, da quelle a fusto unico e da quelle a portale semplice; si rilevano poi, in percentuale ridotta, la presenza di pile a telaio multiplo, a telaio multiplo spaziale, a setto continuo multiplo, a telaio spaziale multiplo interconnesso, a portale semplice interconnesso e a portale doppio. Pertanto si decide di

indagare nel presente lavoro sperimentale, il comportamento delle pile a fusto unico poiché presenta caratteristiche molto meno note rispetto a quelle delle altre tipologie maggiormente diffuse, quali le pile a setto continuo e la tipologia a portale semplice, il cui studio può essere ricondotto rispettivamente a quello di una parete in cemento armato e a quello di un telaio in cemento armato. La tipologia di sezione più utilizzata sul territorio italiano per le pile a fusto unico è quella scatolare, in percentuali minori ma comunque elevate ci sono le pile con sezione circolare, rettangolare e in percentuali ridotte ci sono le pile con sezione ottagonale, a doppio “T” e a biscotto. Non si rilevano sezioni ad I a I90 e ad U.

Altro fattore fondamentale nella caratterizzazione delle pile oggetto di sperimentazione è la resistenza a compressione del calcestruzzo con cui sono state realizzate le pile in cemento armato presenti sul territorio italiano. Si rileva che la resistenza generalmente varia tra 10 e 30 MPa. Più di rado si registrano resistenze a compressione di 30 e 40 MPa e solo raramente classi di calcestruzzo con resistenza variabile tra 40 e 50 MPa, 50 e 60 MPa, e 0 e 10 MPa.

Analogo discorso per quanto riguarda la valutazione della resistenza di snervamento dell'acciaio delle armature longitudinali maggiormente presenti nelle pile esistenti italiane; è emerso che i valori della tensione di snervamento sono per lo più compresi tra i 400 e i 500 MPa, ed in percentuali minori rispetto a questa, ma comunque rilevanti, tra 350 e 400 MPa.

Altri parametri analizzati per i ponti esistenti sono il livello tensionale per carichi gravitazionali, espressi in termini di sforzo normale adimensionalizzato, che varia essenzialmente tra 0.02 e 0.03; in percentuali minori, si rilevano valori che variano tra 0.01 e 0.05. Per quanto riguarda i dettagli costruttivi tipici, per le pile a fusto unico la percentuale geometrica di armatura longitudinale è variabile tra 0.25% e 1% mentre la percentuale di armatura trasversale è compresa tra i valori 0.1% - 0.12%.

Alla luce delle informazioni contenute nei documenti messi a disposizione dai partner del progetto Strit [9], si decide di eseguire la sperimentazione su pile a fusto unico con sezione rettangolare cava. L'esigenza di effettuare una scelta di questo tipo nasce dalla volontà di arricchire il ridotto database, derivante da prove sperimentali su sezioni cave presente in letteratura e studiarne il comportamento in termini di capacità spostamento. L'attenzione ricade su questa sperimentazione anche perché i moderni codici di calcolo non riconoscono particolari problematiche associate alle sezioni cave, al contrario di quanto mostra l'evidenza numerica e sperimentale.

2 DEFINIZIONE DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE

Come già evidenziato al capitolo 1, nella presente attività si procede alla definizione e all'esecuzione di una campagna sperimentale su elementi strutturali che costituiscono il sub-sistema fondamentale in termini di comportamento sismico di un ponte, ovvero pile, con sezioni tipiche del patrimonio infrastrutturale italiano. Queste sono sottoposte a prove cicliche pseudo-statiche in controllo di spostamento, a sforzo normale costante. La tipologia scelta è quella di pile a fusto unico con sezione rettangolare cava. Lo scopo della campagna sperimentale è essenzialmente quello di indagare l'interazione flessionale e tagliante che caratterizza il comportamento delle pile da ponte in ambito sismico, sia in termini di deformazione che di resistenza. Per tale ragione, si considerano quattro provini: due snelli e due tozzi, rappresentativi rispettivamente di una pila da ponte posta in corrispondenza delle zona centrale dello sviluppo longitudinale di un ponte e di una pila posta in vicinanza delle estremità. Essendo le pile rettangolari, si è scelto di indagarne il comportamento lungo le due direzioni che saranno caratterizzate da un'inerzia maggiore (direzione forte) e da un'inerzia minore (direzione debole), essendo entrambi i piani di flessione coinvolti nel caso di evento sismico.

In questo capitolo, si riporta una descrizione della fase di progettazione delle pile oggetto della sperimentazione, del setup di prova e della strumentazione di misurazione adottati.

2.1 Progettazione delle pile in scala

Al fine di indagare il comportamento sismico delle pile, si prevede l'esecuzione di prove di laboratorio in ambito ciclico, che ne riproducano, anche se in ambito ciclico statico, lo stato di sollecitazione e di deformazione. In seguito ad un'attenta revisione di letteratura, si definiscono le dimensioni dei provini da utilizzare, che per ovvie ragioni di fattibilità, devono essere ridotte in scala. In particolare, in seguito a una serie di valutazioni mirate a conciliare la rappresentatività dei provini con la fattibilità di test in laboratorio, si sceglie di adoperare la scala 1:4.

Partendo dallo studio delle normative e delle prassi di calcolo obsolete, si è potuto osservare che in fase di progettazione delle pile da ponte, le azioni sismiche erano sostanzialmente poste in secondo piano rispetto a quelle gravitazionali, stante il fatto che la pericolosità sismica nazionale era definita in maniera obsoleta e lacunosa. La progettazione e la definizione dei dettagli costruttivi delle pile in ambito gravitazionale, era governata dai minimi di normativa, in quanto i valori tipici di sforzo normale e momento flettente erano di modesta entità. Pertanto il criterio di riduzione in scala utilizzato è sostanzialmente di natura geometrica: si adotta una riduzione lineare 1:4 in termini di dimensioni delle sezioni delle pile (Figura 3) e di altezza (Figura 4 e Figura 5). Si sottolinea che la realizzazione di



elementi in cemento armato in scala ridotta ha importanti ripercussioni anche in termini di definizione del materiale calcestruzzo da utilizzare, in quanto interessa anche la dimensione dei materiali che lo compongono che devono essere tali da consentirne il passaggio, in fase di getto, in spazi ridotti (copriferro pari a 1 cm). Per quanto riguarda i valori delle resistenze invece, sulla base dei dati riportati [9] per il calcestruzzo si prevede una resistenza a compressione cilindrica media, f_c , pari circa a 20 MPa, una tensione di snervamento dell'acciaio di 505 MPa per le barre longitudinali e di circa 700 MPa per l'armatura trasversale.

Il calcestruzzo per la realizzazione del fusto della pila presenta una composizione del tutto differente dagli standard di progettazione di opere civili, infatti è stato appositamente progettato per rispettare non solo la resistenza rilevata sul patrimonio infrastrutturale esistente ma anche per far fronte ad esigenze tecnologiche dovute alle ridotte dimensioni in cui deve passare in fase di getto. Da un lato quindi l'esigenza di un calcestruzzo con inerti dalle dimensioni sufficientemente piccole, dall'altro quella della rappresentatività dal punto di vista di composizione volumetrica rispetto al calcestruzzo ordinario. Per tener conto di ciò, il *mix design* prevede l'utilizzo di cemento, acqua, additivo (opportunamente scelto poiché influenza in modo non trascurabile la resa del calcestruzzo) e inerti fini passanti in 1 cm, in modo da riprodurre un calcestruzzo e non una malta. La classe di esposizione scelta per il calcestruzzo in esame è XC1e la classe di consistenza scelta per la tipologia di calcestruzzo utilizzata è S4 (fluida).

L'acciaio utilizzato per le armature longitudinali, ad aderenza migliorata, è del tipo B450C in accordo con le caratteristiche meccaniche degli acciai ricavati dal database [9] che presentano comunque valori di resistenza più elevati rispetto al patrimonio edilizio esistente a causa delle maggiori prestazioni richieste alle infrastrutture. Le armature trasversali invece sono costituite da barre lisce e sono realizzate con acciaio S235 (Fe360), in tondini trafilati di diametro $D = 3\text{mm}$. La percentuale geometrica di armatura è pari a circa 0.85% (barre longitudinali) e a 0.12% (staffe). Lo sforzo normale adimensionalizzato, che simula il carico assiale agente in testa alla pila, è fissato ad un valore di 0.05. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e i dettagli di armatura delle pile oggetto della sperimentazione.

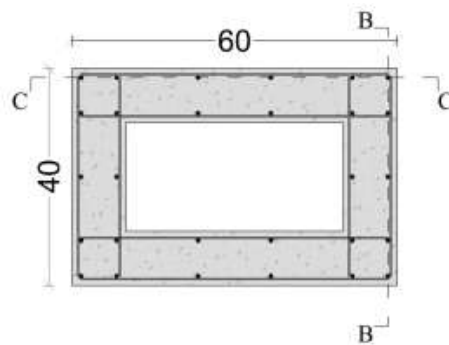


Figura 3 – Sezione trasversale (dettaglio armatura longitudinale e trasversale)

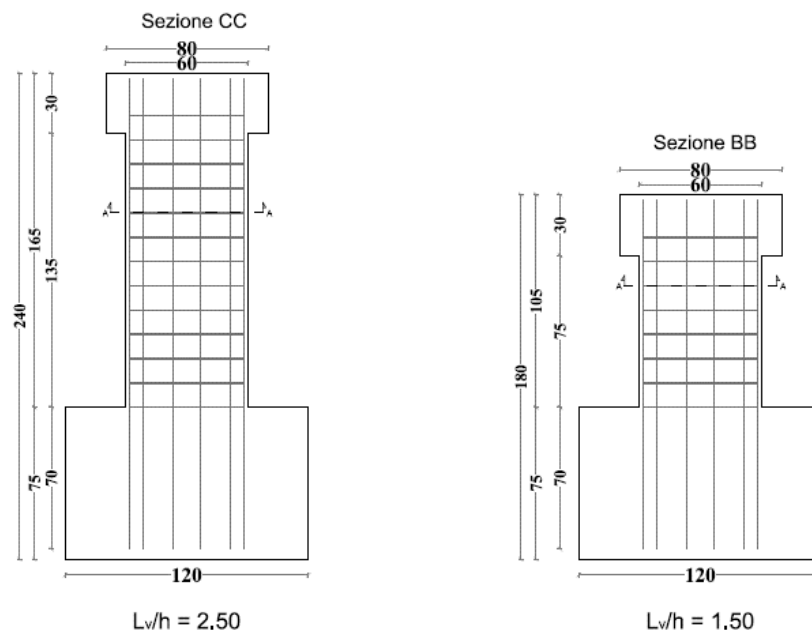


Figura 4 – Sezione longitudinale (lato lungo)

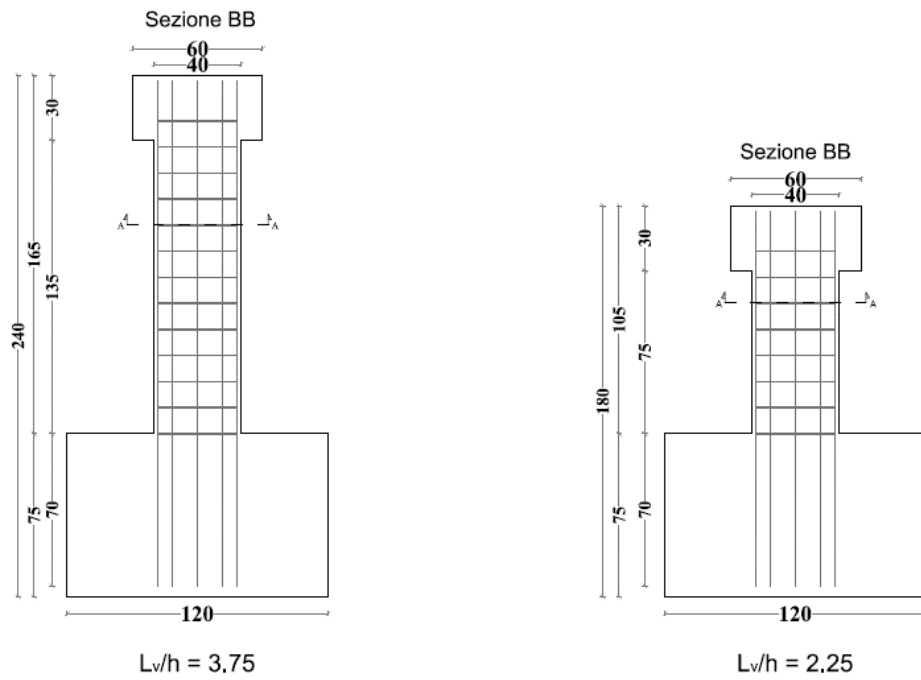


Figura 5 – Sezione longitudinale (lato corto)

Il calcestruzzo utilizzato per la realizzazione della fondazione è del tipo C35/45 con classe di esposizione XC4; l'acciaio utilizzato per le armature è del tipo B450C. Le barre devono essere adeguatamente collegate tra loro mediante legature per evitarne lo sfilamento durante il getto e per garantirne il necessario ricoprimento. Il copriferro, da assicurare mediante appositi distanziatori, è pari a 4 cm.

Si riportano per completezza anche i dettagli di armatura della testa della pila in Figura 6. La testa è realizzata in con un calcestruzzo di resistenza cilindrica media, a 28 giorni, $f_{cm}=20$ MPa, classe di esposizione XC1, classe di fluidità S4 e con diametro massimo dell'inerte pari a 10 mm; l'armatura utilizzata è costituita da barre ad aderenza migliorata del tipo B450C; il copriferro da assicurare in fase di getto è pari a 2 cm.

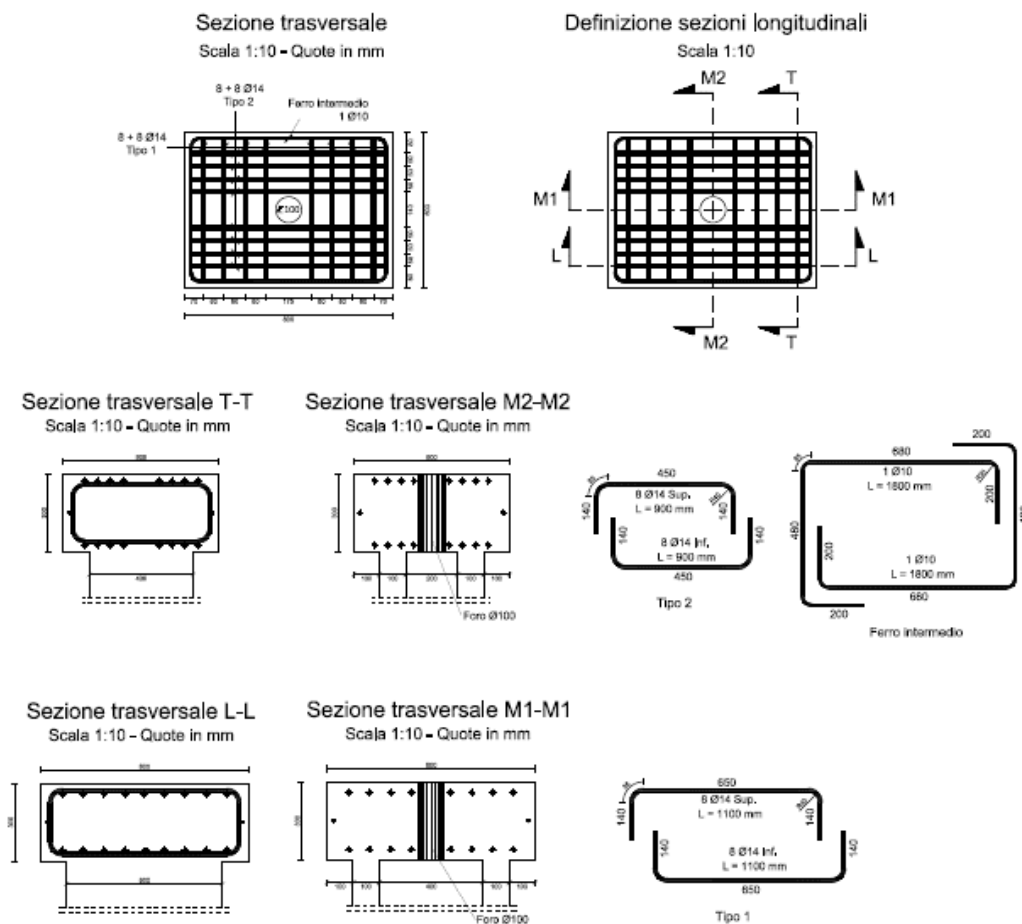


Figura 6 – Sezioni longitudinali e trasversali della testa della pila

La progettazione dei provini è stata eseguita seguendo un approccio a plasticità concentrata, secondo il quale il comportamento flessionale è governato dalla sezione di incastro della mensola, stante l'assenza di irregolarità lungo il fusto (ad esempio: sovrapposizioni di barre longitudinali, riprese di getto, variazioni di forma della sezione).

La risposta flessionale della sezione è stata definita mediante un'analisi a fibre, considerando per il calcestruzzo un comportamento secondo il modello di Mander et al. [58] e per l'acciaio un comportamento elasto-plastico incrudente.

La capacità a taglio è stata valutata secondo i modelli [16] e [54], descritti al paragrafo 4.1.1, riconosciuto come riferimento nel caso di valutazione di elementi strutturali cavi esistenti in c.a. [11].

Di seguito si riportano i risultati ottenuti e i *failure mode* attesi:

	M_y	ϕ_y	M_{max}	ϕ_{max}	x_u
	[kN]	[1/m]	[kN]	[1/m]	[mm]
DIREZIONE FORTE	120.52	9.52E-03	153.2	5.52E-02	63.7
DIREZIONE DEBOLE	181.05	6.31E-03	233.1	3.75E-02	94

Tabella 1 – Analisi della sezione di incastro

	L_v	L_v/h	$V_{R,max}$	$V_{R,min}$	$V_{flex,y}$	$V_{flex,max}$	Failure mode
	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
DIREZIONE FORTE	900	2.25E+0 0	212.5	131.1	133.9	170.2	FS
	1500	3.75	203.3	121.9	80.3	102.1	F
DIREZIONE DEBOLE	900	1.5	321.7	199.7	201.2	259	FS
	1500	2.5	258.7	177.4	120.7	155.4	F

Tabella 2 – Resistenze a taglio e *failure mode* attesi

In Tabella 2 sono riportate le resistenze a taglio massima $V_{R,max}$ (calcestruzzo non degradato) e minima $V_{R,min}$ (calcestruzzo degradato), i valori di taglio in equilibrio con il momento di snervamento $V_{flex,y}$, i valori di taglio in equilibrio con il momento massimo $V_{flex,max}$. La rottura duttile è indicata con “F”, mentre quella duttile limitata con “FS”.

2.2 Realizzazione dei provini

Nel presente paragrafo si riporta la descrizione dei passi fondamentali per la realizzazione dei provini, avvenuta in cantiere; solo dopo la maturazione del calcestruzzo (28 giorni dal getto), i provini vengono trasportati in laboratorio.

Il primo elemento realizzato è la gabbia di armatura per il plinto di fondazione, come mostrato in Figura 7.



Figura 7: Gabbia di armatura del plinto di fondazione

Il primo passo compiuto è la realizzazione della gabbia di armatura, con acciaio B450C. Le armature, sono opportunamente legate al fine di evitarne lo spostamento durante il getto, e in corrispondenza degli spigoli della gabbia di armatura realizzata, vengono inseriti quattro tubi in PVC che consentiranno, una volta giunto in laboratorio, di ancorare il provino al pavimento del laboratorio sede della prova sperimentale, mediante barre di precompressione.

Realizzata la gabbia di armatura, questa viene posizionata all'interno della cassaforma come mostrato in Figura 8.



Figura 8: Posizionamento della gabbia nella cassaforma

Come mostrato in Figura 12, prima di effettuare il getto, in fondazione, insieme all'armatura ordinaria, devono essere predisposti: un anello di acciaio a perdere di spessore 10 mm, altezza 50 mm e diametro esterno $D=100$ mm, un disco di nylon a perdere, che funge anche da dima per i trefoli, opportunamente vincolato all'anello di acciaio e 3 trefoli con ancoraggio a fiore (Dywidag) che consentono l'applicazione dello sforzo assiale al fusto della pila. L'anello in acciaio, infilato dall'alto nei trefoli e collocato in sede, ha lo scopo di centrare in pianta il punto per cui passano i trefoli e la quota della sezione di incastro; esso viene centrato appoggiandolo alle barre superiori che corrono in diagonale, adiacenti ai fori d'angolo, e fissato poi alle stesse.

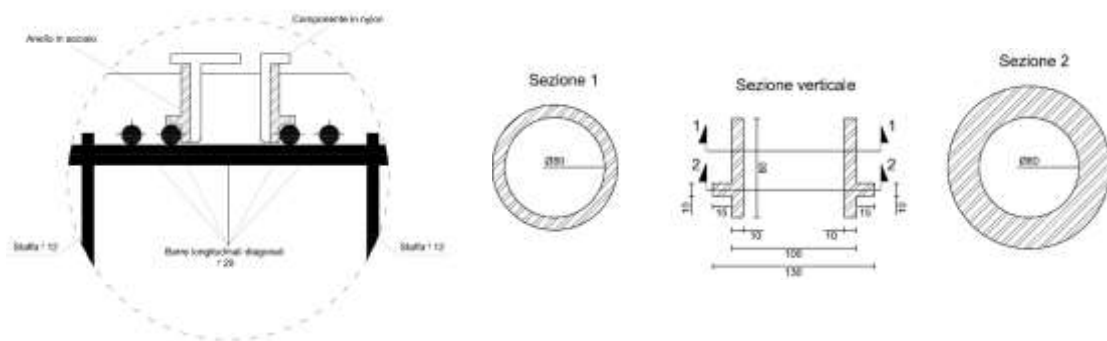


Figura 9: Dettaglio anello in acciaio (a sinistra) e sezioni verticali e trasversali dell'anello (a destra).



Figura 10: Dettaglio dell'anello in acciaio e del disco in nylon.

Si riporta in Figura 10 il posizionamento dell'anello in acciaio e del disco in nylon in fase realizzativa, secondo le specifiche riportate sopra.

Si monta poi la gabbia di armatura per la realizzazione della pila e prima di effettuare il getto, si installano gli strain-gauge per misurare le deformazioni delle armature sia longitudinali che trasversali. Effettuata tale operazione, mediante appositi distanziatori, deve essere assicurato un copriferro di 1 cm, così come previsto in fase di progettazione. Prima di realizzare la gabbia di armatura per il fusto della pila, si inserisce preventivamente un elemento in polistirolo, come mostrato in Figura 11, per consentire la formazione della cavità interna in fase di getto.



Figura 11 – Posizionamento del cilindro in polistirolo interno (cavità)



Figura 12: Installazione della strumentazione (strain-gauge)

Realizzata la gabbia di armatura per la pila ed installati gli strain-gauge, viene effettuato il getto della fondazione, come mostrato in Figura 13, con un calcestruzzo ordinario di classe C35/40, che ha quindi una resistenza chiaramente superiore rispetto a quella del calcestruzzo che sarà utilizzato per la realizzazione della pila, al fine di scongiurare eventuali fenomeni di fessurazione.



Figura 13: Getto della fondazione

Al fine di assicurare le assunzioni alla base della progettazione delle pile, devono essere rispettate, in fase esecutiva, alcune prescrizioni fondamentali in fase di esecuzione: le staffe devono essere adeguatamente collegate alle barre a mezzo di apposite legature, al fine di evitarne lo spostamento durante il getto e garantirne quindi il necessario ricoprimento e si deve poi assicurare la presenza di un copriferro di 1 cm mediante appositi

distanziatori. Dopo il controllo del rispetto di tali prescrizioni, si può passare alla chiusura della cassaforma del fusto della pila come mostrato in Figura 14.



Figura 14: Chiusura della cassaforma del fusto della pila

E' bene sottolineare che la dimensione insolita del copriferro deve essere necessariamente rispettata perché derivante dal processo di riduzione in scala della geometria; da questa osservazione è chiara anche l'esigenza di adottare un calcestruzzo con inerti di dimensioni molto piccole che riescano a passare in questi spazi ridotto

Infine, dopo la predisposizione della cassaforma della testa del provino (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), si procede al posizionamento della gabbia nella cassaforma assicurando in questo caso un copriferro ordinario (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Effettuata questa operazione per tutti i provini oggetto della sperimentazione (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), si effettua il getto con un calcestruzzo delle stesse caratteristiche utilizzate per il fusto, quindi resistenza media a 28 gg pari a 20 MPa, classe di esposizione XC1 e classe di fluidità S4. Ciò è reso necessario al fine di evitare riprese di getto in una zona, quella della testa, soggetta all'applicazione diretta dell'azione di taglio dell'attuatore, e quindi garantire il corretto trasferimento dello stato sollecitativo al fusto.



Figura 15: Provini ultimati

2.3 Definizione del setup di prova

La campagna sperimentale è eseguita in regime quasi-statico applicando cicli di spostamento in corrispondenza della mezzzeria della testa della pila mediante un attuatore orizzontale (Figura 16) che ha una capacità di 500 kN in fase di spinta e 300 kN in fase di tiro. Lo sforzo normale iniziale è trasferito alla pila mediante 3 trefoli $\Phi 15.7$ in acciaio armonico, fissati nella parte inferiore mediante ancoraggi a fiore (Dywidag) annegati in fondazione; nella parte superiore i trefoli vengono bloccati mediante martellamento di cunei in una piastra di ancoraggio. Si crea in tal modo un sistema chiuso di trasferimento dello sforzo assiale: i trefoli vengono messi in trazione tramite l'allungamento servocontrollato del martinetto idraulico, questi vorrebbero allungarsi ma la piastra di ancoraggio non glielo consente e in tal modo il trasferimento dello sforzo di post-tensione ai trefoli avviene per contrasto tra il pistone del martinetto idraulico e la piastra di ancoraggio, e viene diffuso dalla testa rigida al fusto della pila.

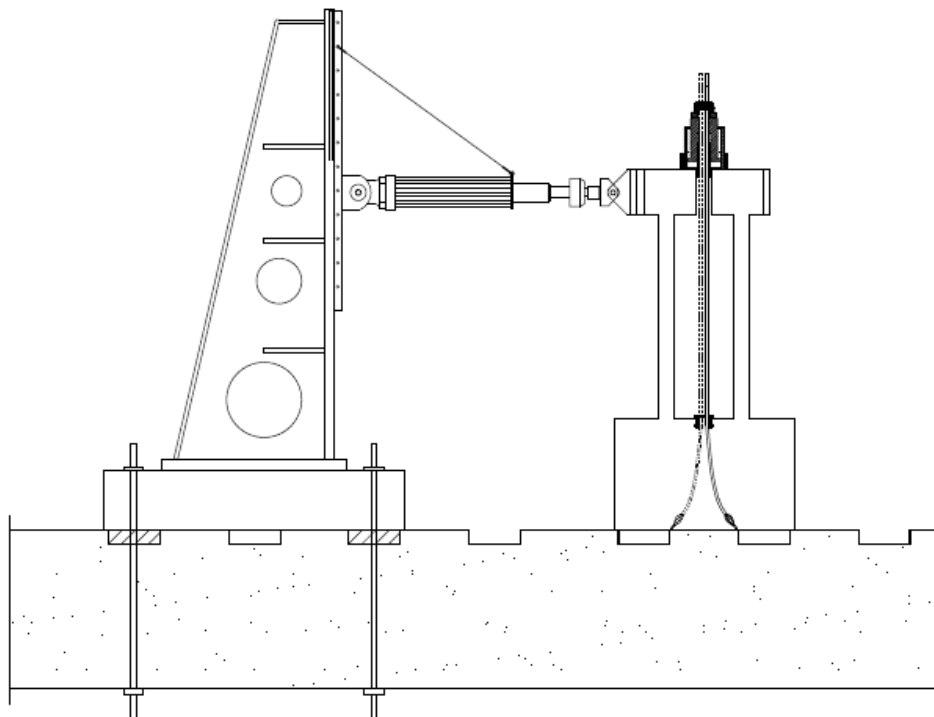


Figura 16: Setup di prova

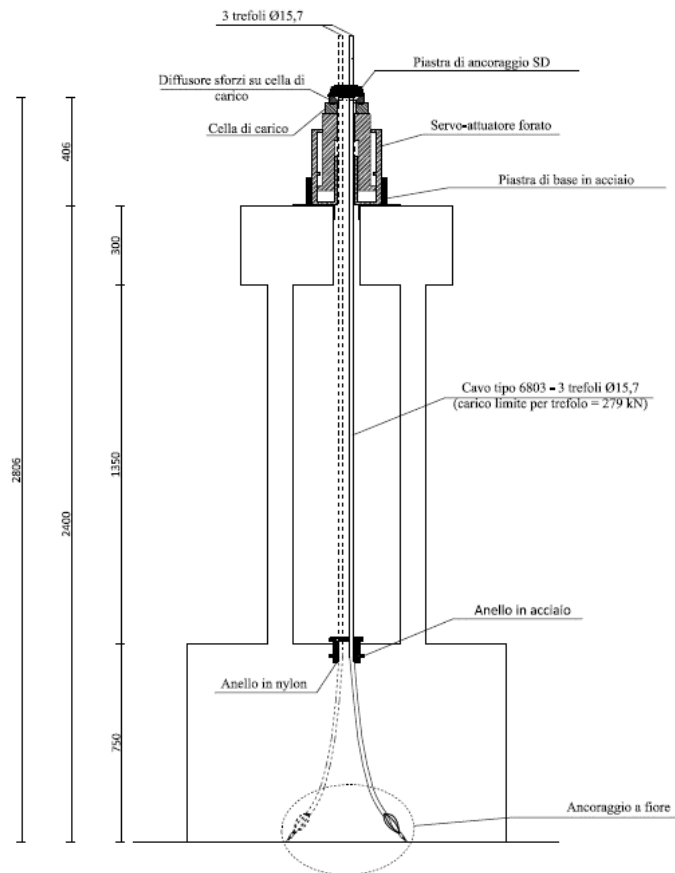


Figura 17: Sistema di trasferimento del carico assiale

Come già riportato nel paragrafo 2.2, i trefoli, in corrispondenza dell'interfaccia tra la pila e la fondazione, vengono fatti passare in una anello in acciaio per garantirne il centraggio e lo spostamento solidale al fusto durante tutta la prova.

Altra osservazione da fare riguarda l'ancoraggio della fondazione al pavimento del laboratorio. Anche in questo caso è stata sfruttata la precompressione per consentire un ancoraggio efficace.

La scelta della modalità di applicazione dello sforzo assiale per la campagna sperimentale in esame, è stata orientata come sopra descritto poiché le apparecchiature tradizionalmente usate presentano un ingombro eccessivo e, a causa della ridotta dimensione dei provini, in particolar modo dei provini tozzi, si è optato per una scelta meno invasiva che consentisse un'osservazione migliore del quadro di danneggiamento che si sviluppa durante la prova.

2.4 Definizione della strumentazione

Oltre al setup di prova descritto in precedenza, è presente anche un setup di misurazione costituito dalla strumentazione utilizzata per determinare le misure di interesse. Gli strumenti utilizzati sono:

- Estensimetro a filo collegato ad un riferimento rigido esterno, che monitora e misura lo spostamento effettivo in corrispondenza della testa della pila
- LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) posizionati in corrispondenza della sezione di incastro della pila per misurarne gli spostamenti verticali relativi tra fondazione e fusto
- Potenzimetri lineari collocati in corrispondenza di ogni quadrante definito dal castelletto di prova per misurare lo spostamento dei punti di interesse
- Strain-gauge, installati prima del getto, che misurano, in termini di variazione di resistenza elettrica, la deformazione meccanica subita dalle armature a cui sono collegati.

Si riporta di seguito un esempio del castelletto di prova:



Figura 18: Esempio di Disposizione strumentazione

Per ogni pila viene realizzato un castelletto di prova diviso in due pannelli (le cui dimensioni variano in relazione alla dimensione della sezione nella direzione di prova). I ritzi del castelletto sono vincolati tra di loro lungo la direzione orizzontale da molle che devono essere abbastanza resistenti da assicurare che la strumentazione resti solidale alla colonna per l'intera durata della prova, ma anche sufficientemente deformabili, in modo da assecondare le deformazioni e la fessurazione che caratterizzano il fusto della pila al

crescere degli spostamenti imposti. Le molle sono collegate a due bacchette in alluminio, poste sulle facce laterali del provino. Sulle superfici laterali del fusto perpendicolari alla direzione di applicazione dello spostamento, sono state incollate, mediante una colla epossidica, due basette in legno (di forma di parallelepipedo di lato 4 cm e spessore 2 cm) per ogni tubo in alluminio, allo scopo di evitare il contatto diretto tra la bacchetta in alluminio e la superficie della pila. Ciò consente di ridurre al minimo l'influenza del sistema di misurazione sul comportamento deformativo locale del calcestruzzo. Alle estremità delle bacchette in alluminio sono presenti due fori in cui si avvita una barra di diametro $\Phi 5$ a cui sono vincolati gli strumenti di lettura. Nella direzione di prova sono posizionati due potenziometri orientati lungo le due diagonali e due potenziometri verticali per misurare lo spostamento relativo tra due punti di interesse e sono collegati ad esso tramite una barra in acciaio di diametro 4 mm ma, poiché il diametro è molto piccolo, la barra potrebbe instabilizzarsi per compressione e pertanto è stata irrigidita mediante delle boccole in acciaio al fine di aumentarne il diametro. Nello specifico i potenziometri diagonali valutano lo spostamento nella direzione diagonale, consentendo di determinare anche l'aliquota di deformazione a taglio del pannello; lungo la verticale sono posti poi altri due potenziometri, al fine di misurare la componente verticale dello spostamento relativo tra i due punti di interesse, ovvero corrispondenti ai vertici del castelletto. Da essi si può ricavare la curvatura media che può essere assunta costante per il quadrante di misurazione. Se si moltiplica tale curvatura misurata per la distanza tra gli assi dei potenziometri, si ottiene la rotazione del pannello; moltiplicando tale valore per il braccio tra il punto medio del quadrante e la mezzzeria verticale della testa del provino, si ottiene lo spostamento in testa relativa all'aliquota flessionale di deformazione.

Sono inoltre presenti due LVDT posizionati in corrispondenza della mezzzeria delle due facce ortogonali alla direzione di prova, Lato Est e Lato Ovest, della sezione di base, per valutarne l'eventuale fessurazione e conseguente rotazione rispetto alla fondazione, e un altro LVDT è posizionato in corrispondenza del lato Sud, lungo la direzione orizzontale, al fine di verificare l'eventuale sviluppo di uno scorrimento orizzontale relativo tra fusto e fondazione. Tali strumenti, vincolati mediante incollaggio alla superficie laterale della pila, presentano all'estremità una punta in metallo che entra ed esce dall'alloggiamento in cui è inserita e spinge contro una piastra in acciaio incollata e livellata sulla superficie superiore della fondazione. L'esigenza di inserire l'LVDT orizzontale nasce dal fatto che essendo la pila scatolare, nei confronti dell'azione tagliente essa può essere assimilata ad una parete nella direzione di applicazione del carico, ed essendo in corrispondenza della base il momento massimo e il taglio costante (per l'assunzione di uno schema a mensola), il taglio potrebbe essere assorbito da una porzione molto ridotta dell'elemento in fase non lineare, a seguito della formazione della cerniera plastica, e ciò potrebbe produrre lo *sliding* proprio in corrispondenza della sezione di base.

Viene, infine, posizionato un micrometro per monitorare eventuali spostamenti della fondazione della pila rispetto al pavimento del laboratorio.

Sulle armature longitudinali e trasversali sono stati installati gli strain-gauge che rilevano la deformazione meccanica della barra in termini di variazione di resistenza elettrica. L'applicazione dello strain-gauge, che avviene prima del getto di calcestruzzo (come riportato nel paragrafo 2.2), sulla singola barra viene realizzata levigando la superficie della barra nervata, in corrispondenza della zona in cui viene collocato lo strumento, eliminando solamente la nervatura senza ridurne il diametro. Tale superficie viene poi ripulita con l'acetone per eliminare le impurità presenti: si posiziona lo strumento sulla barra dopo averlo cosparso di colla ad alto potere coesivo su un lato, lo si fissa mediante nastro teflonato e il tutto viene avvolto da un rivestimento che protegge lo strumento dalle variazioni di temperatura e di umidità, e soprattutto costituisce una protezione dello stesso in fase di getto.

È importante osservare che l'elemento sottoposto a prova è tridimensionale e la pila viene studiata nella direzione di carico, in particolare si considerano le due facce simmetriche per stabilire se il comportamento della stessa è effettivamente simmetrico, così come previsto in fase di progetto. Quanto più il comportamento è simmetrico, a meno ovviamente delle eterogeneità legate alla composizione del calcestruzzo, tanto più i risultati della prova sono attendibili e ciò si evidenzia già da un'analisi visiva del quadro fessurativo che evolve durante la prova. Per evidenziare l'eventuale simmetria e l'evoluzione dello stato di danneggiamento della pila oggetto della sperimentazione, vengono installate in corrispondenza dei lati Nord e Sud due postazioni fotografiche, con posizionamento fisso durante l'esecuzione della prova, che hanno consentito di produrre una documentazione fotografica attendibile sull'evoluzione dello stato di danneggiamento all'avanzare dei cicli; sono state infatti scattate le foto rappresentative dello stato di danneggiamento durante la prova in corrispondenza dei picchi, massimo e minimo, di ogni sottociclo e per ogni ciclo. La documentazione fotografica ha fornito anche un utile supporto nell'interpretazione dei risultati.

2.5 Protocollo di carico

Com'è noto, non esiste un unico protocollo di carico utilizzabile in ambito di valutazione sismica delle strutture, poiché non esistono due terremoti con le stesse caratteristiche. Così come in ambito dinamico qualunque protocollo di carico non rispecchierà la realtà dei carichi derivanti dall'evento sismico e la sua attendibilità dipenderà da molti parametri quali intensità e frequenza dell'evento sismico, magnitudo, distanza e dal tipo di suolo, in ambito statico è fondamentale la definizione del numero e l'ampiezza dei cicli che dipenderà dalla configurazione di resistenza, rigidità e proprietà modali della struttura e dalle caratteristiche di deterioramento dei sistemi strutturali e dei suoi componenti. Non è semplice definire un percorso di carico, soprattutto per gli elementi in cemento armato che non ne hanno un *ad hoc* ma nel presente lavoro sperimentale si è scelto di prendere



come principale riferimento normativo quello proposto dall'ATC-24 che è propriamente per le strutture in acciaio.

Tale normativa prevede un protocollo di carico specifico per gli elementi delle strutture in acciaio, che è uno dei primi protocolli formali sviluppati negli Stati Uniti per la valutazione delle prestazioni. Operativamente, in fase di definizione del percorso di carico sono state seguite le indicazioni proposte, ovvero la deformazione di snervamento Δ_{yield} è il riferimento rispetto al quale incrementare l'ampiezza dei cicli. Il protocollo prevede la realizzazione di almeno 6 cicli elastici (ampiezza minore di Δ_{yield}) prima dello snervamento, seguito da 3 cicli ognuno di ampiezza Δ_{yield} , $2 \Delta_{yield}$, $3 \Delta_{yield}$, seguiti da una coppia di cicli la cui ampiezza cresce all'aumentare del Δ_{yield} fino a che si verifica un severo deterioramento ciclico.

3 RISULTATI SPERIMENTALI

Nel seguito si riportano i risultati sperimentali ottenuti, a partire dalle misurazioni globali, passando per una descrizione del quadro fessurativo, e, infine, fornendo in termini grafici le misurazioni locali. Al fine di assicurare una consultazione fruibile e precisa, si organizzano i suddetti risultati dividendoli tra i provini a cui si riferiscono e riproponendo lo stesso ordine di scrittura per ciascun provino.

3.1 Pila P1

La pila P1 è caratterizzata da una sezione trasversale rettangolare cava di dimensioni 60x40 cm, ha un'altezza pari a 1.50 m e rapporto di forma pari a 2.50. La pila è snella e viene sottoposta ad una storia di spostamenti ciclici applicati nel piano di flessione corrispondente all'inerzia massima, cioè lungo la dimensione maggiore della sezione, come mostrato in Figura 19. Essendo il *fattore di forma* $L_v/h = 2.50$, valore al limite tra il comportamento puramente flessionale e tagliante, ci si aspetta una forte interazione tra le due fonti di sollecitazione. Alla pila si applica, come riportato nel 2, uno sforzo normale centrato pari al 5% della capacità di compressione assiale.

In Figura 19 sono riportate le caratteristiche della pila in esame e la direzione di prova:

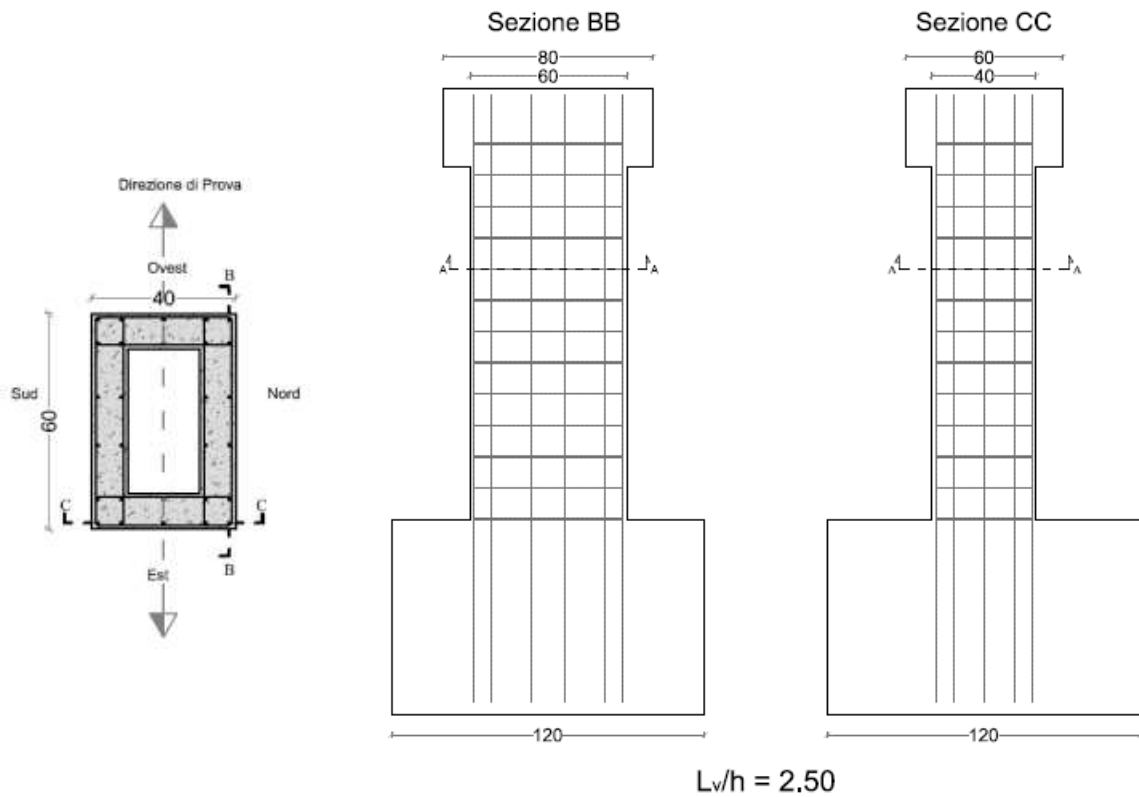


Figura 19: Caratteristiche geometriche Pila P1

Per consentire una completa caratterizzazione delle misurazioni ottenute per la pila in esame, si riporta la disposizione dei potenziometri lineari e degli Lvdt (Figura 20) e la disposizione degli strain-gauge (Figura 21):

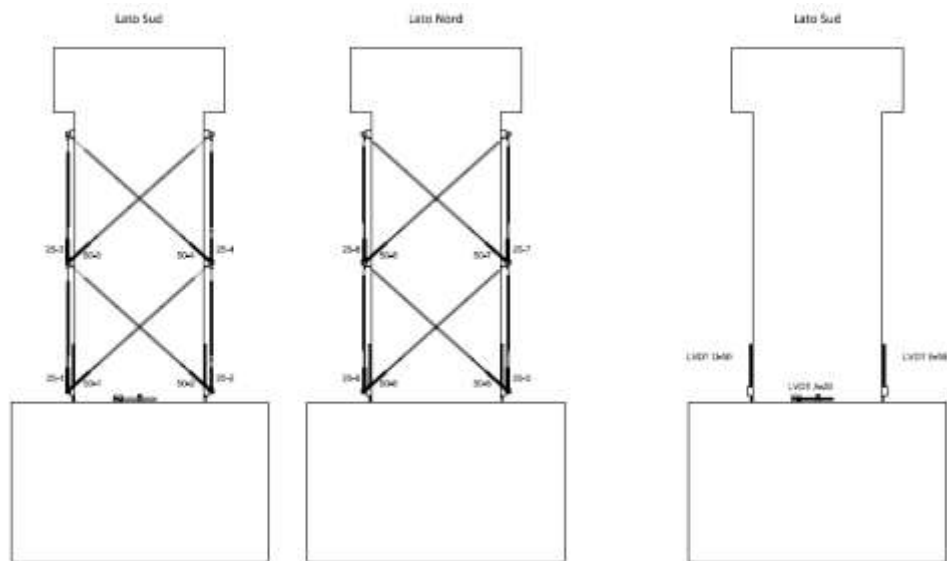


Figura 20: Disposizione setup di misurazione Pila P1

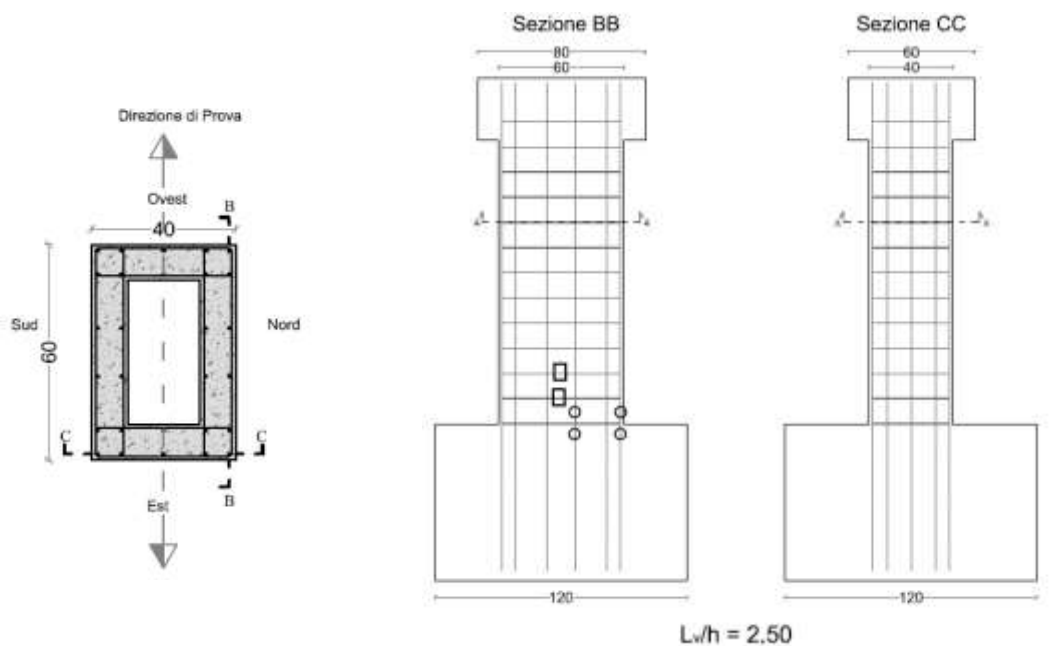


Figura 21: Disposizione strain gauges Pila P1

3.1.1 Risposta isteretica e quadri di danneggiamento

La pila, soggetta ad uno sforzo normale costante di 122.8 kN, è sottoposta ad una prova ciclica secondo il ciclo di spostamento riportato in Figura 22.

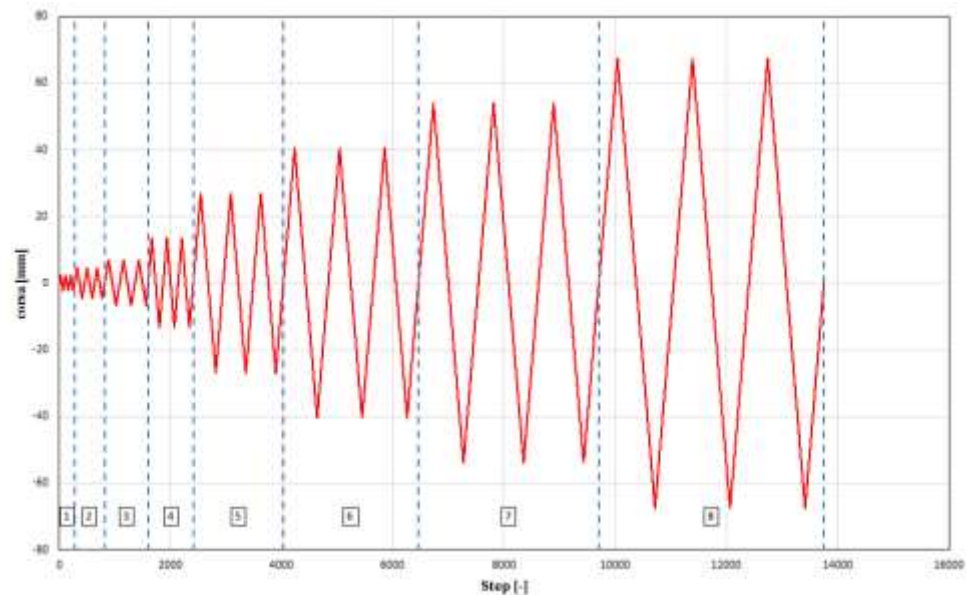


Figura 22: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della Pila P1

Per effetto del ciclo di spostamento imposto, si ricava il diagramma forza-drift riportato in Figura 23 che ha in ascissa il valore del drift (spostamento orizzontale misurato dal potenziometro a filo diviso la luce di taglio) e in ordinata il valore della forza misurato dalla cella di carico.

Essendo la pila snella, la crisi attesa è di tipo flessionale, ipotesi validata dal diagramma sperimentale di seguito riportato che evidenzia chiaramente l'attingimento della crisi per tale ragione.

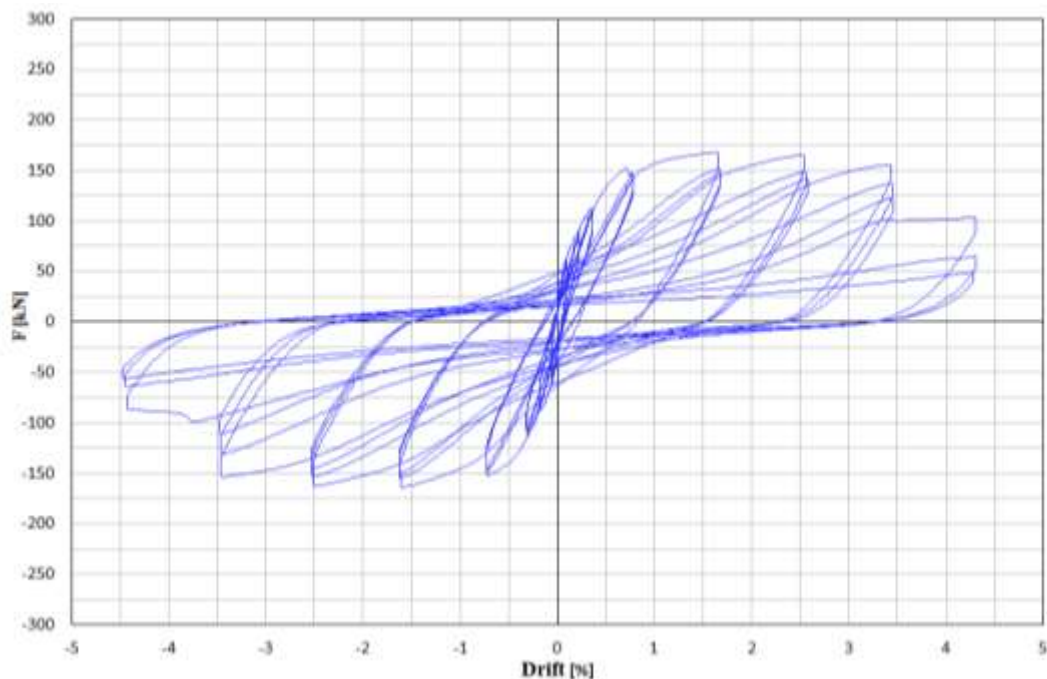


Figura 23: Diagramma Forza Drift Pila P1

Il diagramma mostra che per i primi quattro cicli il degrado intraciclico è inferiore al 10% e quindi non induce una significativa riduzione di resistenza globale; a partire dal ciclo 5, il degrado intraciclico aumenta fino a raggiungere, al ciclo 8, in corrispondenza dell'attingimento della crisi duttile, un valore prossimo al 50%. In particolare si nota che, in corrispondenza del primo sotto-ciclo del ciclo 8, il diagramma subisce un repentino cambiamento, si ha infatti una brusca perdita di resistenza rispetto all'andamento che idealmente vorrebbe seguire la curva, dovuto alla rottura della armatura longitudinale di spigolo (Figura 26).

Durante l'esecuzione della prova è stata monitorata l'evoluzione dello stato di danneggiamento tramite documentazione fotografica, utile per ricostruire, in fase di elaborazione, l'evoluzione del quadro fessurativo. Sono state scattate, da due macchine fotografiche, fisse, due foto in corrispondenza del picco di ogni ciclo, in fase di spinta e in fase di tiro. In fase di analisi dei dati è stato possibile ricostruire l'evoluzione dello stato di danneggiamento, di seguito di riportato, in modo agevole.

In corrispondenza del primo ciclo di spostamento imposto a cui corrisponde un drift = 0.15% non si manifestano fessure visibili né in fase di spinta né in fase di tiro, a partire dal secondo ciclo, in corrispondenza di un drift = 0.30%, si manifestano le prime fessure flessionali, sia in fase di spinta che in fase di tiro, poste ad una distanza dalla sezione di incastro pari a circa 250 mm.

Si innesca a partire da questo momento la fessurazione, che comincia in prossimità della sezione di incastro della pila, con fessure pressoché orizzontali, e poi si estende nella parte alta del castelletto di prova; infatti già a partire dal ciclo 3, a cui corrisponde un drift =

0.45%, la fessurazione si diffonde fino alla mezzeria della pila e si presenta piuttosto simmetrica sia in fase di spinta che di tiro. Inoltre è chiaramente visibile la formazione di microfessure sui dei lati Est e Ovest, in corrispondenza delle staffe. Per tale valore di drift imposto, ci si attende che la curva sperimentale raggiunga il valore della forza di snervamento, infatti a tale drift è associata, in fase di previsione una duttilità $\mu = 1$. In realtà l'evidenza sperimentale mostra che, come si vede dalla ciclo isteretico, riportato in Figura 23 lo snervamento viene raggiunto in corrispondenza del ciclo 4.

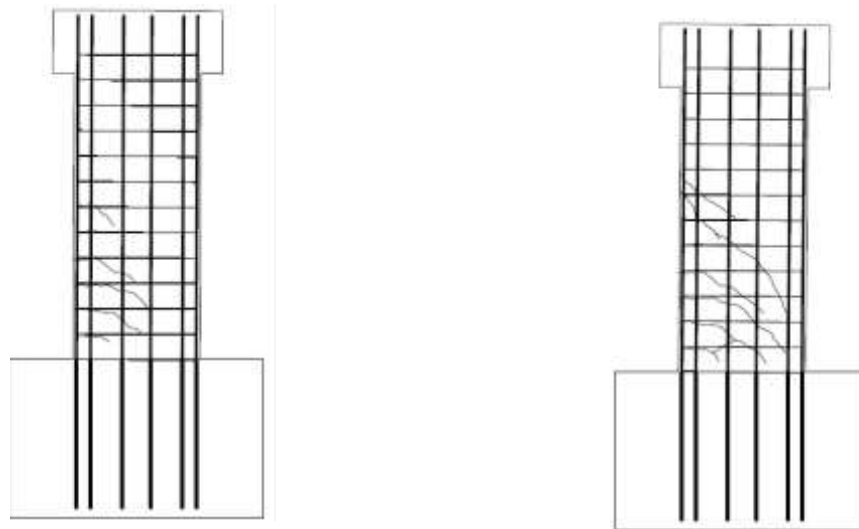


Figura 24: Quadro fessurativo. Drift =0.45% (sinistra) ; Drift = 0.90% (destra)

In corrispondenza del drift = 0.90%, a cui corrisponde una duttilità $\mu = 2$, si nota che la formazione di fessure flessionali non solo continua ma quelle che già si sono formate ai cicli precedenti evolvono nella parte alta del castelletto di prova estendendosi fino all'altezza di circa 1000 mm. Inoltre, altro particolare da tener presente è che sui lati Est e Ovest si manifestano molte fessure come prosecuzione delle fessure flessionali che si formano sui lati Nord e Sud.

Il quadro fessurativo comincia a presentarsi più esteso rispetto ai cicli precedenti già per un drift = 1.80% e una duttilità $\mu = 4$, infatti si nota che l'apertura delle fessure aumenta notevolmente e tale comportamento si manifesta in modo simmetrico dal lato Nord e Sud; questa simmetria, rispecchia la corretta esecuzione del provino basata proprio sul concetto di simmetria secondo gli assi stante l'applicazione del carico ciclico e quindi simmetrico in fase di spinta e di tiro. Inoltre in corrispondenza della sezione di incastro si nota un evidente distacco del copriferro sia dal lato Nord che dal lato Sud.

A partire dal ciclo 6, in corrispondenza di un drift = 2.70% e una duttilità $\mu = 6$, si manifesta un esteso danneggiamento e, in prossimità della sezione di incastro, si ha l'espulsione del copriferro in corrispondenza di entrambi gli spigoli del lato Sud. A partire

da tale ciclo anche le fessure orizzontali presenti sui lati Est e Ovest hanno un'ampiezza maggiore.

Gli ultimi due cicli, corrispondenti ad drift di 3.60% a cui è associata una duttilità $\mu = 8$ e 4.90 % a cui invece è associata una duttilità $\mu = 10$, si evidenzia prima il buckling delle armature di spigolo e poi la rottura della barra longitudinale, evidenziata anche nel ciclo isteretico come una brusca interruzione della prosecuzione che il ciclo ideale vorrebbe avere.

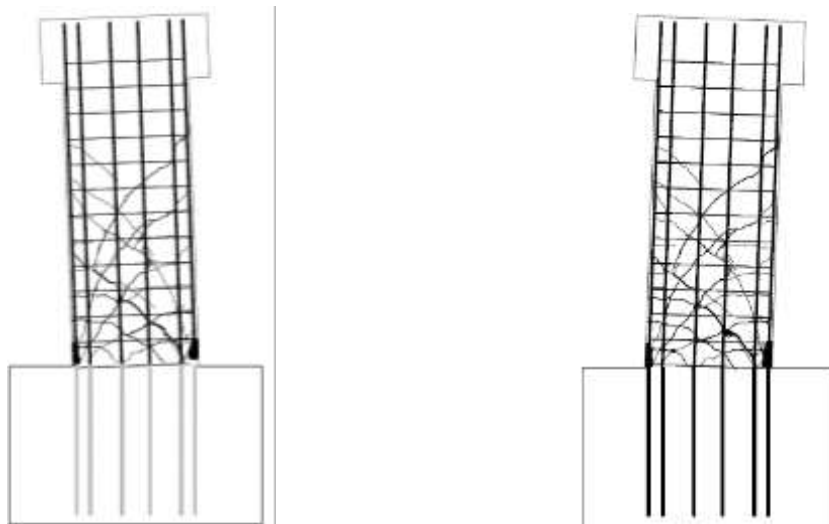


Figura 25: Quadro fessurativo in condizioni di spinta e di tiro (Drfit=3.60%)

La zona che ha subito un danneggiamento maggiore è sicuramente quella in prossimità sezione di incastro dove si può chiaramente individuare, a fine prova, la formazione di una cerniera plastica.

Come descritto nel 2 le deformazioni delle armature longitudinali sono monitorate, durante la prova, dagli strain-gauge segnalano un valore di deformazione superiore a quello di snervamento, ma la capacità di dissipazione globale si riduce all'aumentare dei cicli; le armature longitudinali, infatti, nella zona critica, ovvero quella di base del fusto della pila, sono interessate da un fenomeno di instabilità locale (*buckling*) per una lunghezza corrispondente a circa il passo tra l'incastro e la prima staffa. Il susseguirsi del fenomeno di instabilità produce nella barra uno stress ciclico di flessione e trazione che porta, in corrispondenza del picco di spostamento dell'ottavo ciclo, ad una rottura a trazione per fatica delle quattro barre di spigolo. Tale rottura interessa le barre di spigolo in quanto le zone d'angolo sono le prime a sperimentare l'espulsione del copriferro in calcestruzzo, perdendo così preventivamente l'azione benefica di confinamento da esso assicurata e pertanto sono interessate per prime dal fenomeno di instabilità locale.

All'aumentare del numero dei cicli, con l'evolversi della fessurazione si manifesta una progressiva riduzione di rigidità rispetto a quella iniziale, come evidenziato anche dal diagramma riportato in Figura 23.



Figura 26: Rottura dell' armatura longitudinale destra di spigolo .

Tabella 3: Descrizione qualitativa del danno per la Pila_P1

CICLO	Descrizione qualitativa del danno
1	Non ci sono fessure visibili né in fase di spinta, né in fase di tiro in nessuno dei due lati esaminati
2	Fessure flessionali presenti in fase di spinta e di tiro poste a circa 250 mm dalla sezione di incastro
3	La fessurazione si diffonde fino alla mezzeria della pila circa, risultando abbastanza simmetrica in fase di spinta e di tiro. E' chiaramente visibile la formazione di microfessure sui lati Est ed Ovest in corrispondenza delle staffe come estensione delle fessure flessionali sui lati Sud e Nord.
4	La formazione di fessure flessionali continua nella parte alta della pila fino a circa 1000 mm dalla sezione di incastro. Si notano molte più fessure sui lati Est e Ovest in corrispondenza delle staffe come prosecuzione delle fessure flessionali sui lati Sud e Nord
5	Il quadro fessurativo è molto più esteso, l'apertura delle fessure aumenta. Si manifesta ancora simmetria di comportamento tra i due lati. Distacco del copriferro Lato Sud e Lato Nord
6	Espulsione del copriferro in corrispondenza dello spigolo destro e sinistro lato Sud. Le fessure in corrispondenza delle staffe hanno un'ampiezza maggiore.

7	Buckling evidente delle armature di spigolo.
8	Buckling delle armature e rottura della barra longitudinale destra di spigolo Lato Nord

3.1.2 Strain gauge

La disposizione degli strain gauge, per la valutazione della deformazione delle barre di interesse è quella di Figura 21.

I diagrammi ottenuti dall'elaborazione dei risultati forniti dagli strain gauge, che misurano differenze di resistenza meccanica e, attraverso una costante di taratura dello strumento, restituiscono una deformazione, riportano in ascissa il numero dello step in corrispondenza del quale è stata effettuata la registrazione e in ordinata la deformazione esibita della barra. Si confronta poi la deformazione così misurata con quella di snervamento dell'acciaio, definita a partire da prove di resistenza a trazione. Gli strumenti, il cui corretto funzionamento è stato controllato prima della prova, hanno registrato fino al raggiungimento di un limite di operatività tale per cui le misure fornite non sono state più considerate attendibili, condizione per cui i diagrammi presentano una netta caduta verticale, non riportata per ragioni di pulizia della lettura dei risultati

Dall'analisi dei risultati dei due strain gauge collegati alle barre longitudinali in fondazione, (Figura 27 e Figura 28) si evince che a partire dal ciclo 5, la barra posta in corrispondenza dello spigolo sinistro Lato Sud, ha una deformazione che supera quella di snervamento (pari 0,24% come determinato dalle prove di resistenza a trazione sulle barre di armatura longitudinale utilizzate per la realizzazione della pila in esame). Tale lettura conferma dal punto di vista numerico locale l'entrata in campo non lineare della pila a partire dal ciclo V osservata a livello globale nel diagramma di risposta globale. La barra posta in corrispondenza dello spigolo destro invece ha una deformazione inferiore a quella di snervamento per tutta la durata della prova.

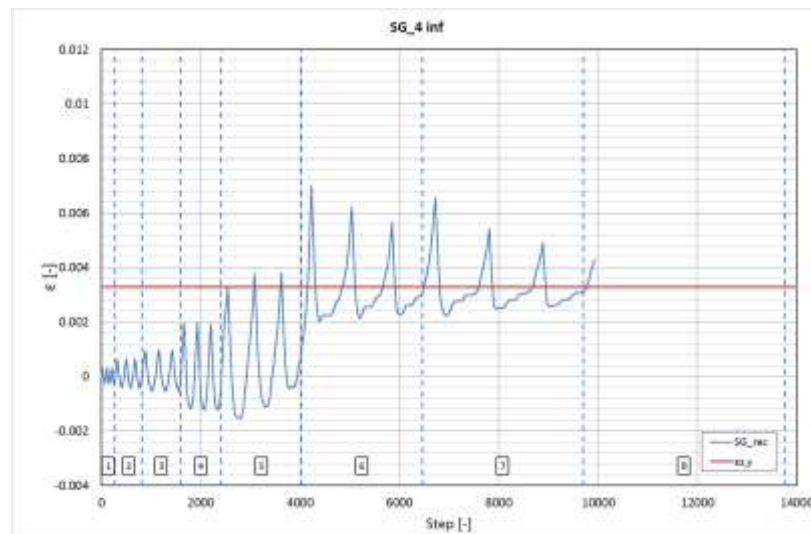


Figura 27: Strain Gauge_4inf

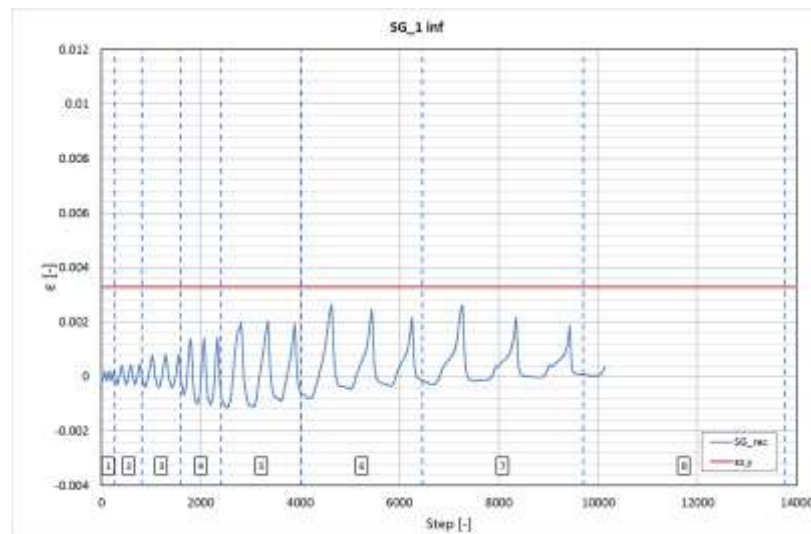


Figura 28: Strain Gauge_1inf

Gli strain gauge che registrano le deformazioni in corrispondenza della zona di base della pila, mostrano che tutte le barre monitorate hanno deformazioni superiori a quelle di snervamento. (Figura 29, Figura 30, Figura 31, Figura 32).

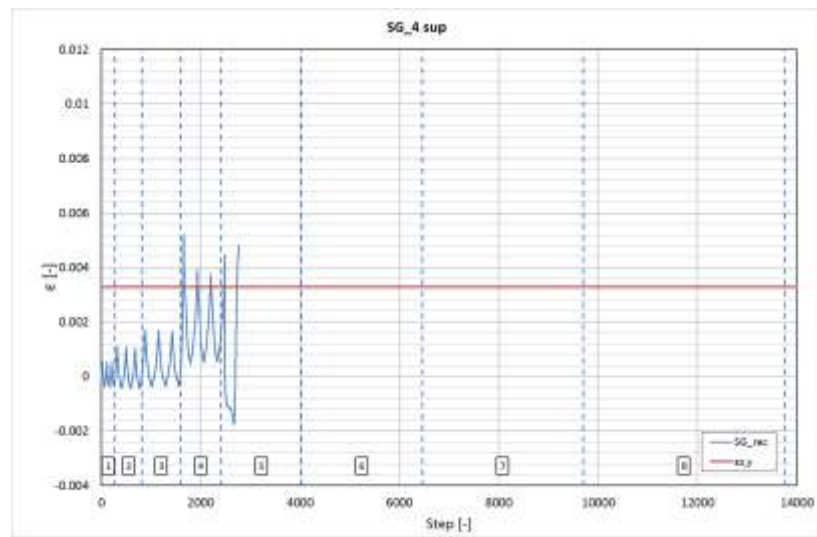


Figura 29: Strain Gauge_4sup

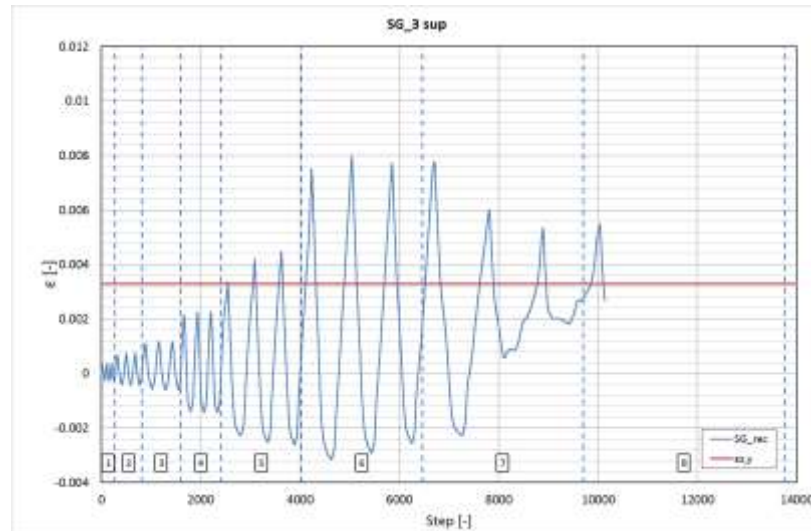


Figura 30. Strain Gauge_3sup

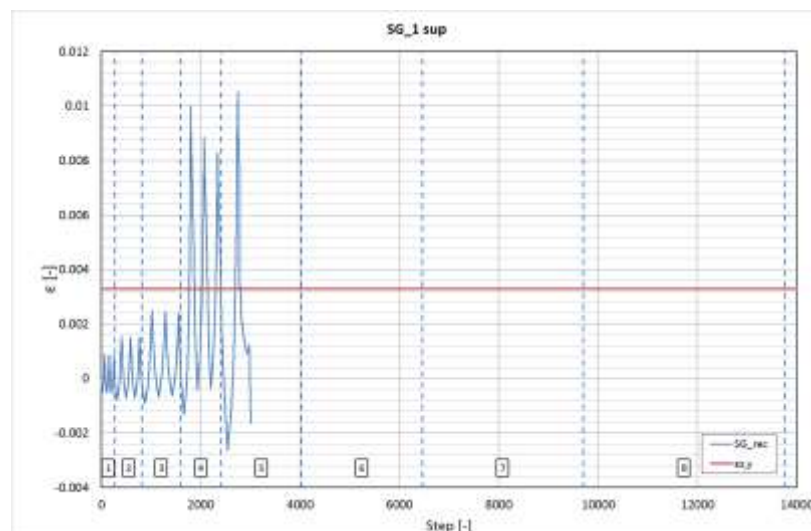


Figura 31: Strain Gauge_1sup

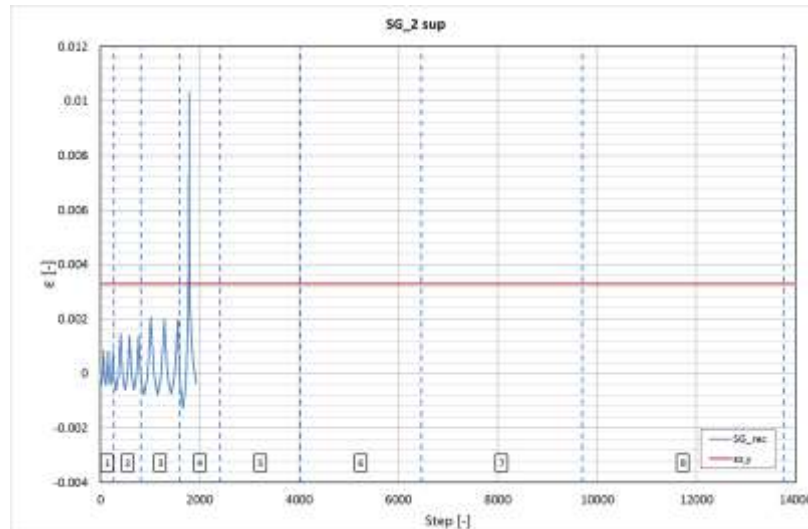


Figura 32: Strain Gauge_2sup

Gli strain gauges sono stati installati, oltre che sulle armature longitudinali, anche sulle staffe. La deformazione delle staffe, ottenuta dall'elaborazione dei dati, è stata confrontata con quella di snervamento che in questo caso, come mostrato dalle prove di resistenza a trazione, è pari 0,28%.

I diagrammi riportati in Figura 33, Figura 34, Figura 35 e Figura 36 relativi alla prima staffa ($z=12$ cm), mostrano chiaramente che per tutta la durata della prova, le staffe hanno avuto una deformazione inferiore a quella di snervamento.

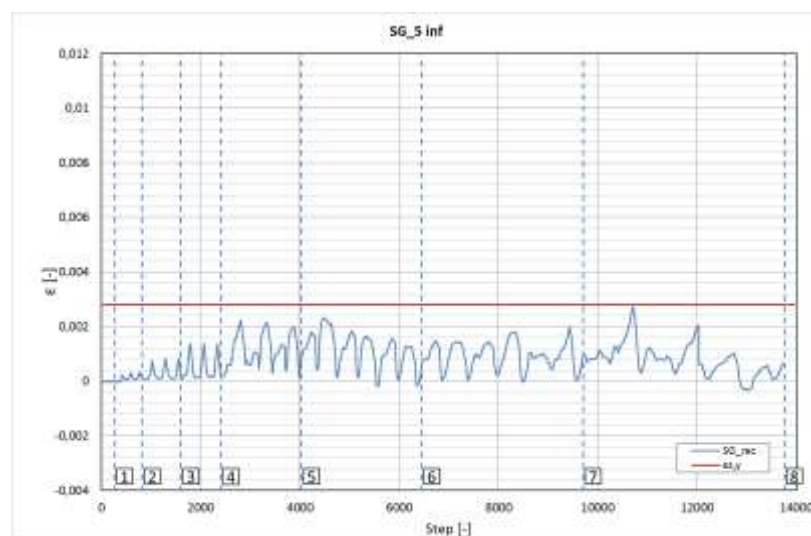


Figura 33: Strain Gauge_5inf ($z=12$ cm)

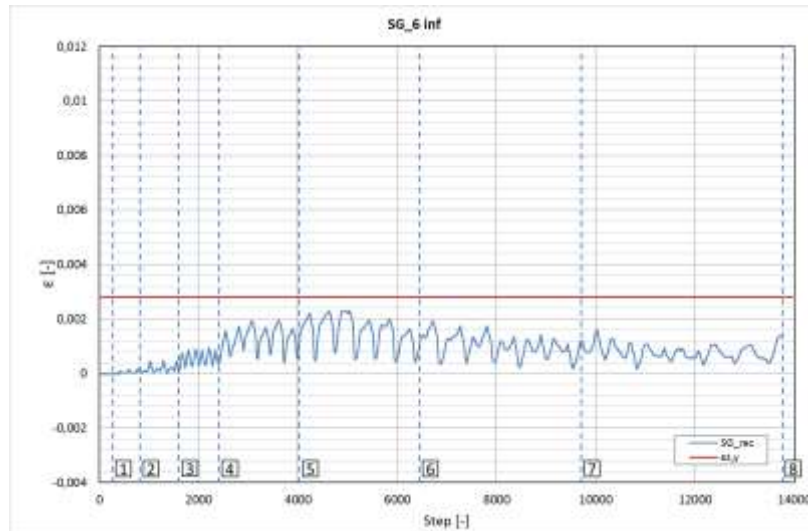


Figura 34: Strain Gauge_6inf (z=12cm)

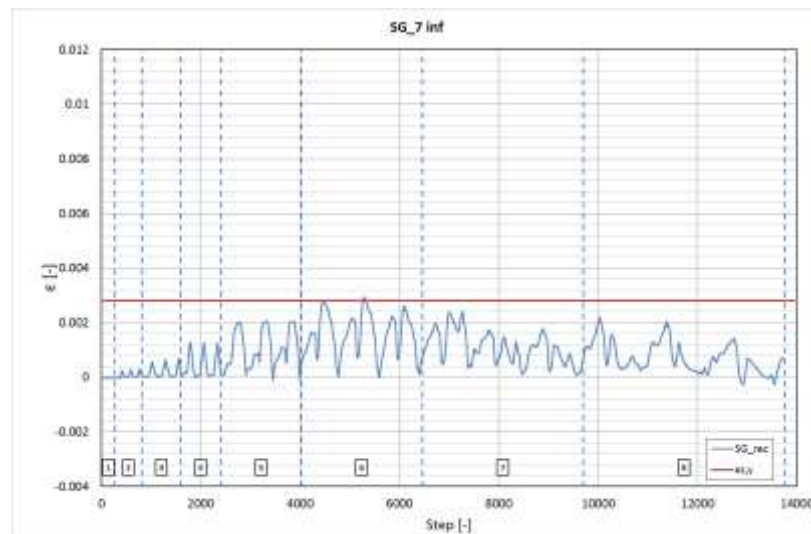


Figura 35: Strain Gauge_7inf (z=12 cm)

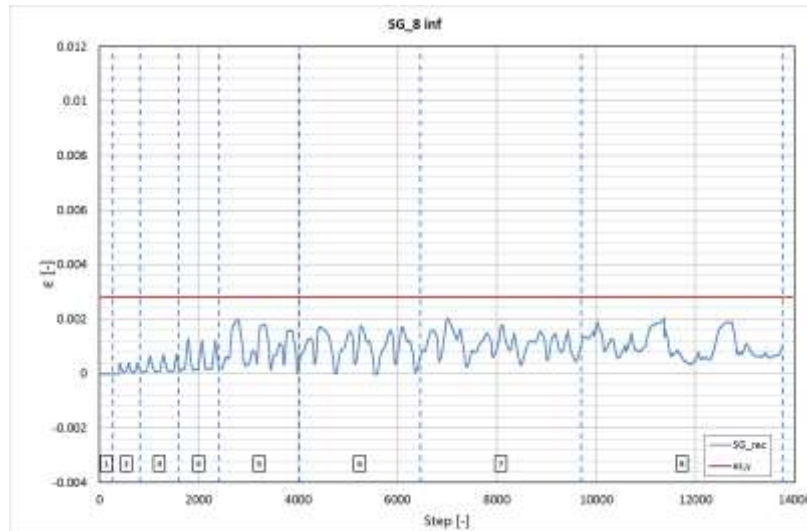


Figura 36: Strain Gauge_8inf (z=12 cm)

La deformazione delle staffe del secondo livello (z=24 cm) sono riportate in Figura 37, Figura 38, Figura 39 e Figura 40 hanno tutte una deformazione minore di quella di snervamento ad eccezione della staffa monitorata dallo strain gauge 8 sup.

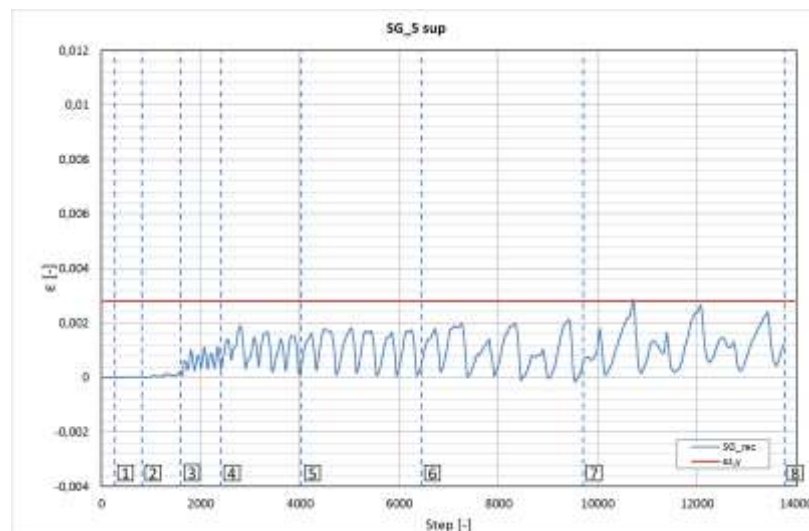


Figura 37: Strain Gauge_5sup (z=24 cm)

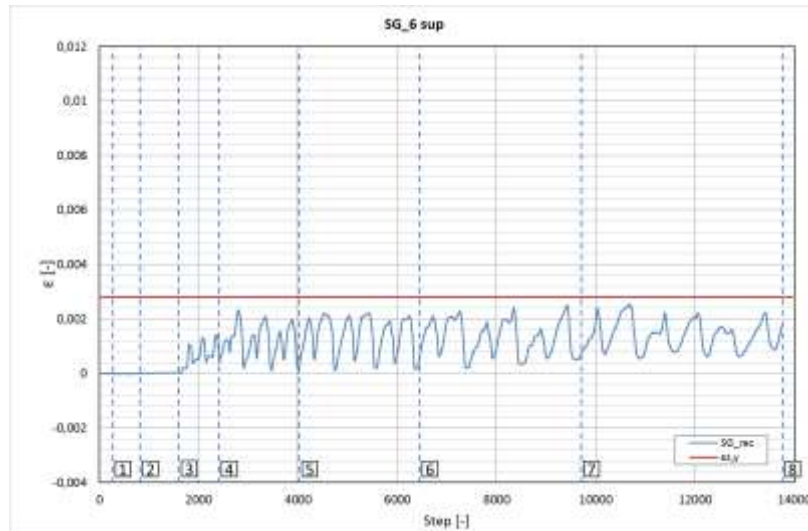


Figura 38: Strain Gauge_6sup (z=24 cm)

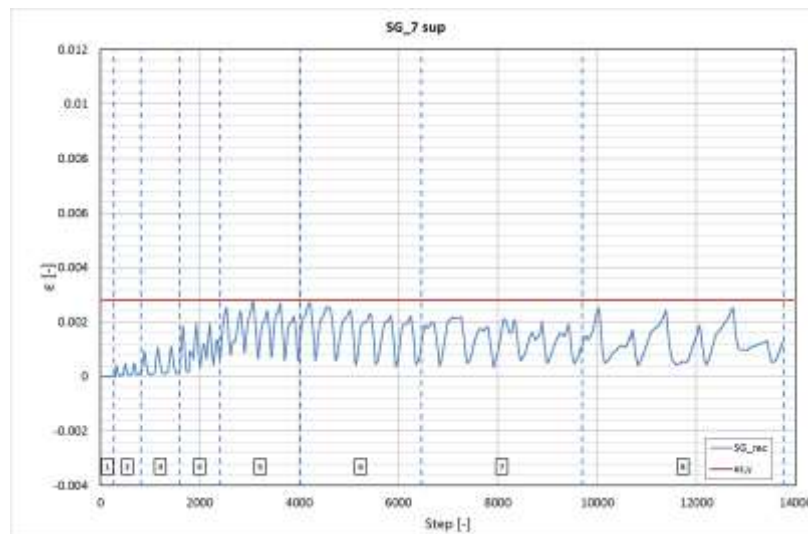


Figura 39: Strain Gauge_7sup (z=24 cm)

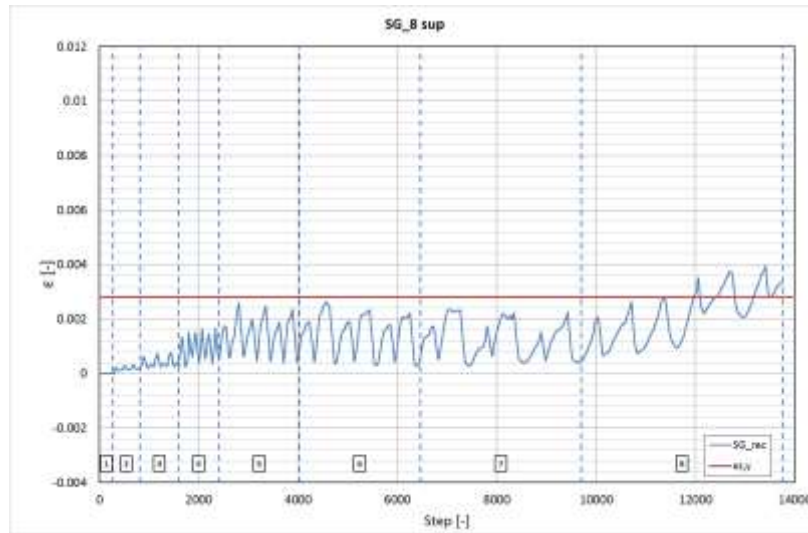


Figura 40: Strain Gauge_8sup (z=24 cm)

3.1.3 LVDT

In Figura 20 è stata riportata la disposizione degli LVDT per la Pila P1. In corrispondenza della sezione di incastro sono stati posizionati due LVDT, uno posizionato dal lato Est (identificato con la lettera E), l'altro posizionato sul lato Ovest (identificato con la lettera D), per monitorare l'eventuale apertura di fessure in corrispondenza della sezione di incastro e per poterne valutare, noto lo spostamento, l'entità della rotazione. In Figura 41 e Figura 42 sono riportati i diagrammi relativi agli LvdT D e LvdT E che hanno registrato fin quando, in seguito all'evolversi del pesante danneggiamento alla base, gli strumenti hanno perso il loro appoggio ed è stato raggiunto il limite di lettura dello strumento che ne ha compromesso il corretto funzionamento e quindi l'attendibilità della misura.

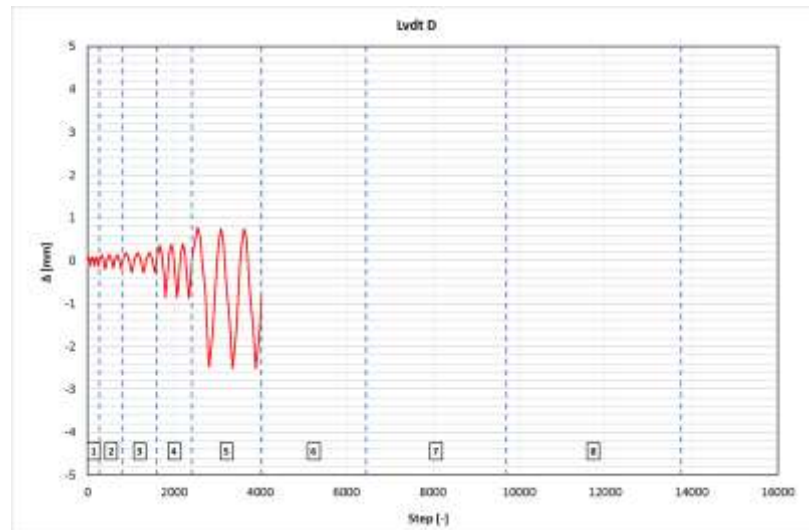


Figura 41: LvdT_D

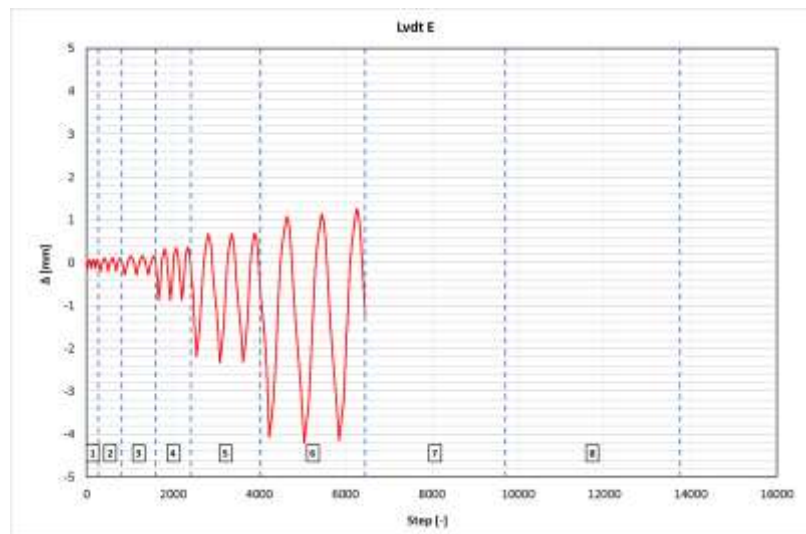


Figura 42: LvdT_E

In Figura 43 è riportato un confronto tra le misure effettuate dagli LvdT D ed E fino al raggiungimento del limite di operatività:

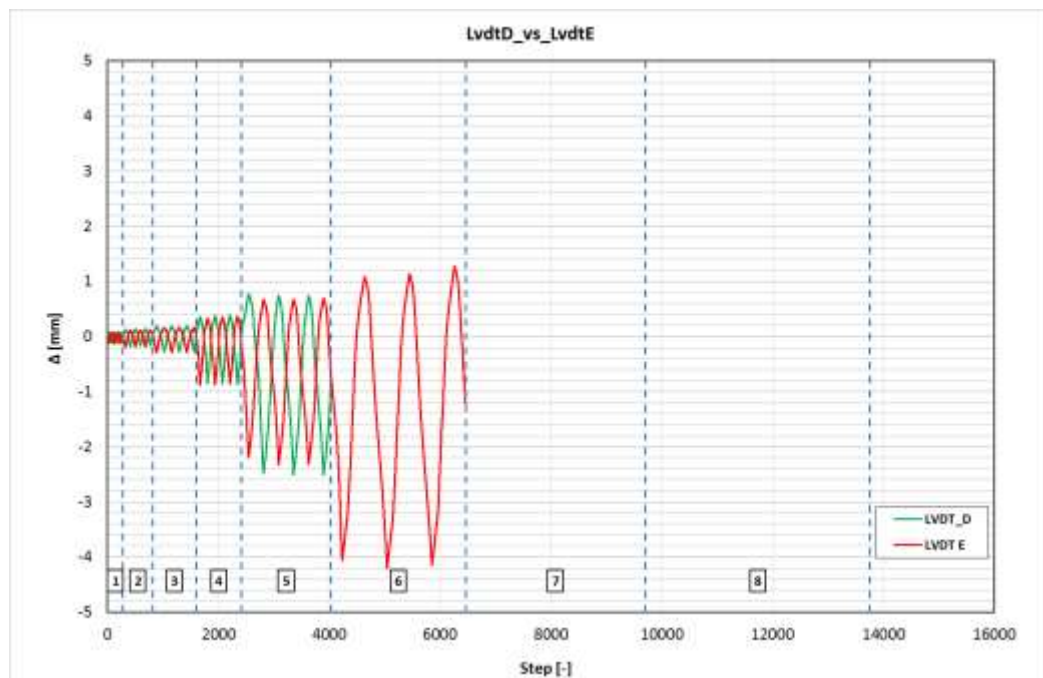


Figura 43: Confronto LvdT D vs LvdT E



Dall'osservazione dell'andamento delle registrazioni si può subito notare la simmetria che ha caratterizzato la prova a livello globale anche a livello di deformazione locale: le letture sono perfettamente simmetriche in termini di ampiezze e contrapposte in fase. Com'è lecito attendersi, stante la natura lapidea del calcestruzzo, pessimo materiale in termini di comportamento a trazione, le letture sono sostanzialmente spostate dal lato della trazione in termini di ampiezza; tale tendenza si evidenzia ulteriormente in seguito allo snervamento delle barre longitudinali che attiva il meccanismo deformativo della *fixed end rotation*, cioè della rotazione pressoché rigida della sezione di incastro dovuta all'elongazione in campo non lineare della porzione di armature tese.

Sia in fase di spinta che di tiro, fino al ciclo 4, le letture sono inferiori ad 1 mm; a partire dal ciclo 5, gli spostamenti in fase di spinta aumentano ma risultano comunque inferiori ad 1.5 mm, in fase di trazione; in seguito gli spostamenti assumono valori superiori ai 2 mm che raggiungono anche i 4 mm in corrispondenza del ciclo 6.

Attraverso la lettura del trasduttore A posto in orizzontale in vicinanza della sezione di incastro della pila, è possibile monitorare eventuali scorrimenti relativi tra fusto della pile e fondazione. Le letture confermano l'assenza di fenomeni di *sliding*.

3.1.4 Potenzimetri lineari

In Figura 20 è stato descritto il setup di prova utilizzato per misurare gli spostamenti relativi sia orizzontali che diagonali di ciascun quadrante; le registrazioni rilevate, riportate fino al limite di operatività di ogni strumento, sono proposte in Figura 44 e Figura 45 e rappresentano nell'ordine le registrazioni dei potenziometri verticali posizionati in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 25_1 e 25_2 per il quadrante inferiore e 25_3 e 25_4 per quello superiore) e quelle dei potenziometri posizionati in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 25_5 e 25_6 per il quadrante inferiore e 25_7 e 25_8 per quello superiore). Come si può notare il quadrante inferiore del castelletto di prova è caratterizzato da spostamenti minori rispetto a quello superiore, in tutti e due i casi a causa del maggior grado di vincolo offerto dalla sezione di incastro e, come ci si attende, essendo lo schema statico della pila una mensola soggetta ad una forza orizzontale, gli spostamenti aumentano man mano che ci si allontana dalla sezione di incastro. Gli spostamenti registrati da due potenziometri verticali corrispondenti alla stesso quadrante presentano una certa simmetria, sia al livello inferiore che a quello superiore. L'ordine di grandezza degli spostamenti relativi registrati è comunque inferiore a 10 mm

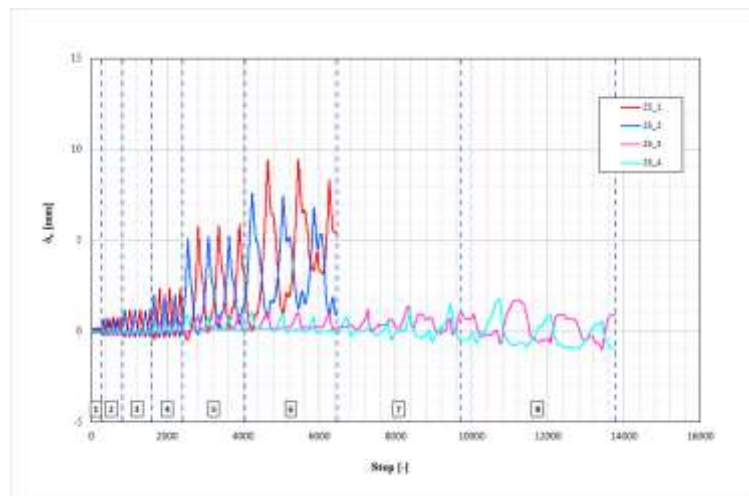


Figura 44: Registrazioni potenziometri verticali del primo livello

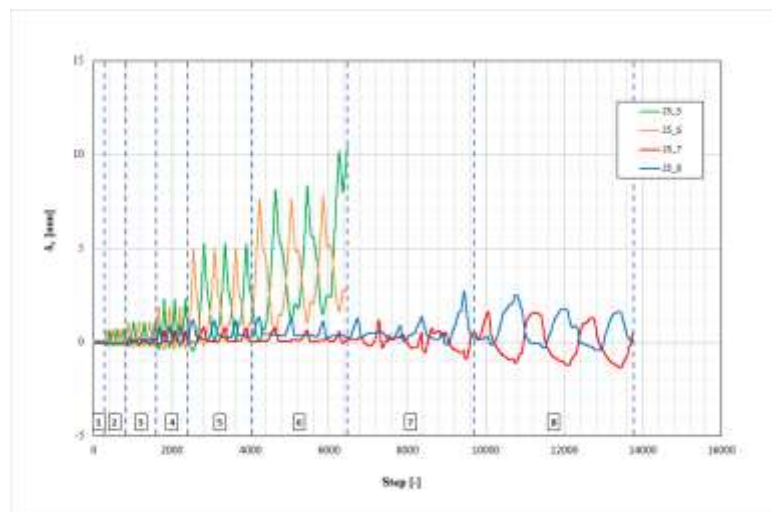


Figura 45: Regrazioni potenziometri verticali del secondo livello

In Figura 46 e Figura 47 si riportano gli spostamenti relativi registrati dai potenziometri diagonali rispettivamente in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 50_1 e 50_2 per il quadrante inferiore e 50_3 e 50_4 per quello superiore) e in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 50_5 e 50_6 per il quadrante inferiore e 50_7 e 50_8 per quello superiore). I potenziometri diagonali, misurando lo spostamento in direzione diagonale, sono in grado di fornire la componente orizzontale e verticale dello spostamento. I valori ricavati, in termini di spostamento diagonale, sono più piccoli per il quadrante inferiore sono maggiori per il quadrante superiore. Gli spostamenti diagonali del quadrante inferiore raggiungono valori pari a 5 mm per il lato Sud, e valori anche superiori di 10 mm per il lato Nord; gli spostamenti diagonali raggiungono agli ultimi cicli registrati valori superiori a 10 mm per il quadrante superiore.

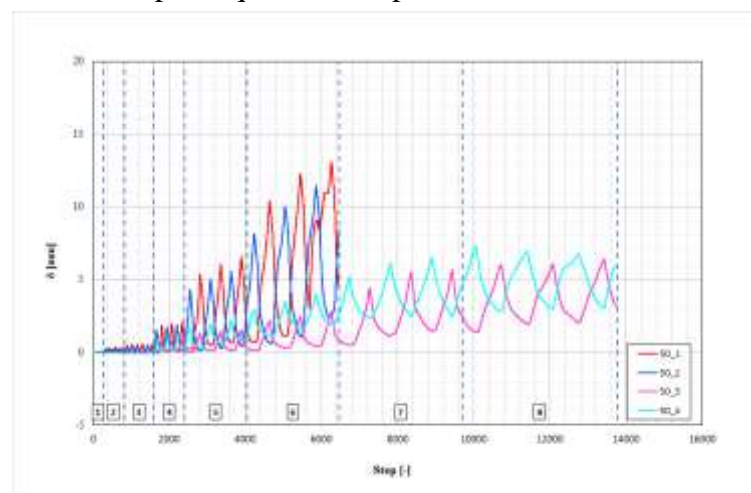


Figura 46: Regrazioni potenziometri diagonali del primo livello

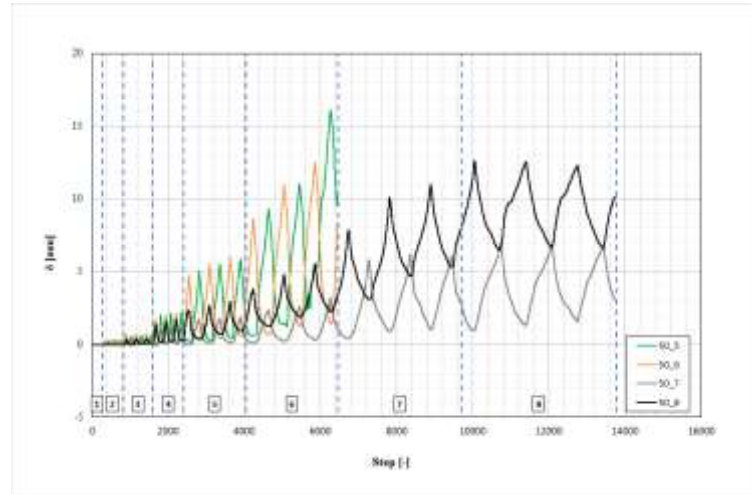


Figura 47: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello

Dai dati registrati dai potenziometri, è possibile ricavare il diagramma delle curvatures in fase di spinta e in fase di tiro. Considerando il contributo fornito dagli Lvdt D ed E, legato alla *fix end rotation* e dai soli potenziometri verticali che forniscono il contributo flessionale. Si è riportato in Figura 48 l'andamento delle curvatures con l'altezza: il valore massimo si registra alla base e diminuisce spostandosi lungo l'asse dell'elemento. In corrispondenza del ciclo 6, a cui corrisponde un drift imposto pari a 2.70%, la curvatura raggiunge il suo valore massimo che è pari a 0.218 1/m in fase di spinta e 0.183 1/m in fase di tiro.

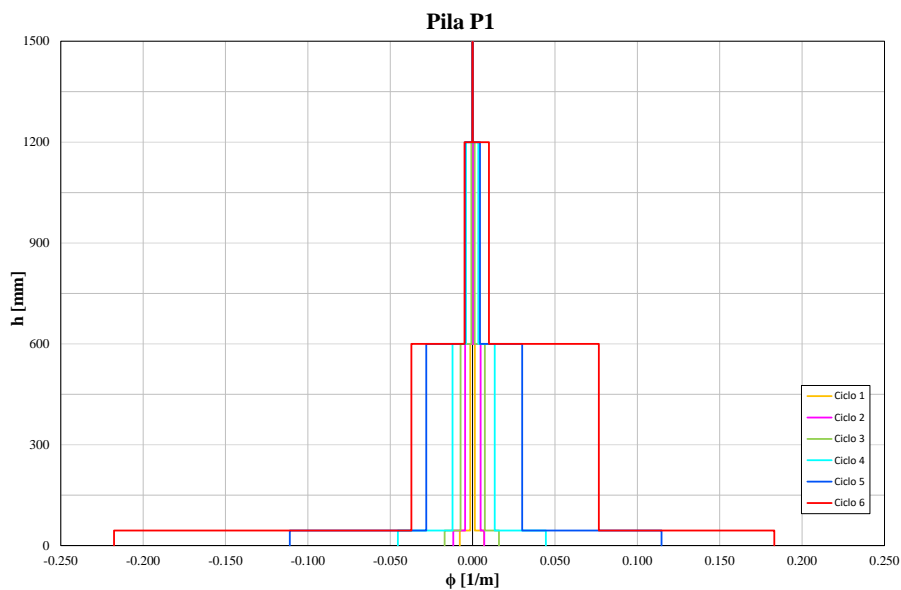


Figura 48: Profilo delle curvatures.



Dalle registrazioni dei potenziometri lineari si ricava lo spostamento in corrispondenza della testa della pila sommando le componenti derivanti dai tre contributi deformativi: *fix end rotation* Δ_{fer} , flessione Δ_{flex} e taglio Δ_{shear} come proposto riportato al 4.1.1 e di seguito brevemente riassunto:

$$\Delta_{tot} = \Delta_{fer} + \Delta_{flex} + \Delta_{shear} \quad (1)$$

La componente derivante dalla *fix end rotation* si determina a partire dagli spostamenti registrati dagli LvdT, che forniscono la rotazione della sezione di base, e moltiplicandola per la luce L_v della mensola, si ricava lo spostamento in testa.

$$\Delta_{base} = \frac{\delta_{LVDT,D} - \delta_{LVDT,E}}{b_{LVDT}} L_v = \theta_{base} L_v \quad (2)$$

Il contributo flessionale, invece, è calcolato a partire dagli spostamenti registrati dai potenziometri verticali da cui si ricavano le rotazioni, per ogni livello del castelletto di prova, e si moltiplicano per la luce della pila:

$$\theta_{flex,i} = \frac{\delta_{pot.vert,i} - \delta_{pot.vert,i}}{b_p h_i}, i = 1,2$$

$$\Delta_{flex,1} = \theta_{flex,1} (L_v - h_1/2)$$

$$\Delta_{flex,2} = \theta_{flex,2} (L_v - h_1 - h_2/2)$$

$$\Delta_{flex} = \Delta_{flex,1} + \Delta_{flex,2} \quad (3)$$

Per il contributo legato al taglio, ipotizzando una deformata del pannello a taglio puro come mostrato in Figura 49e ponendo:

$$d'_1 = d + \delta_1 \quad (4)$$

$$d'_2 = d + \delta_2 \quad (5)$$

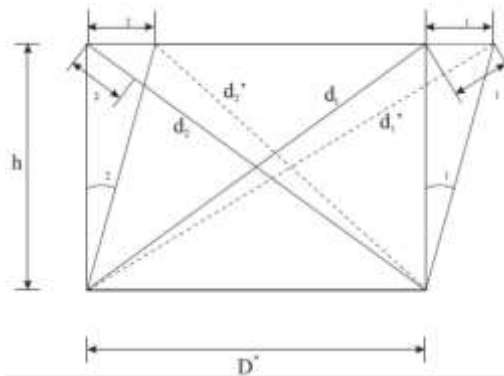


Figura 49: Deformata a taglio puro del pannello.

si ottiene:

$$\Delta_{shear} = \Delta_{s1} = \Delta_{s2} = \frac{d}{2b} (\delta_2 - \delta_1) \quad (6)$$

Calcolati i singoli contributi di spostamento in testa relativi ad ogni aliquota di deformazione, si rapportano tali contributi allo spostamento totale come riportato in Figura 50. La Pila P1 è caratterizzata da un fattore di forma pari a 2.50, quindi può essere considerata snella e come si nota dal diagramma, l'aliquota di spostamento preponderante è relativa alla flessione e alla *fix end rotation* che in corrispondenza del drift 2.70%, ovvero quello finale, sono pari rispettivamente al 40% della deformazione totale e solo il 20% è legato all'aliquota tagliante.

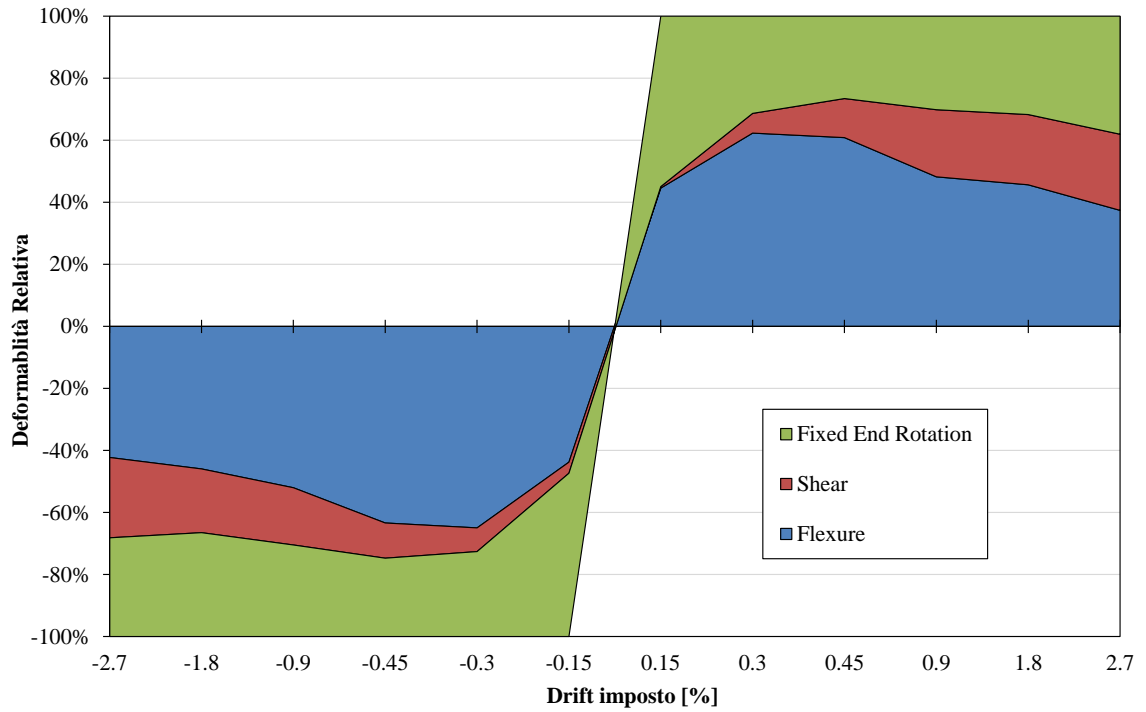


Figura 50: Componenti deformative locali.

3.2 Pila P2

La Pila P2 è caratterizzata da una sezione trasversale rettangolare cava, di dimensioni 60 x 40 cm, altezza pari a 1,50 m e il rapporto di forma L_v/h è pari a 3.75; come si può notare dal confronto con le caratteristiche geometriche della Pila P1, la sostanziale differenza è dovuta alla direzione di applicazione del carico, che in questo caso è quella di inerzia minore, e quindi alla snellezza che in tale direzione è più elevata ed esibisce quindi maggiormente il comportamento di parete. Le caratteristiche geometriche sono le stesse riportate per la Pila P1 ma ciò che varia è la direzione di prova, infatti in Figura 51 sono riportate le caratteristiche della pila in esame e la direzione di prova.

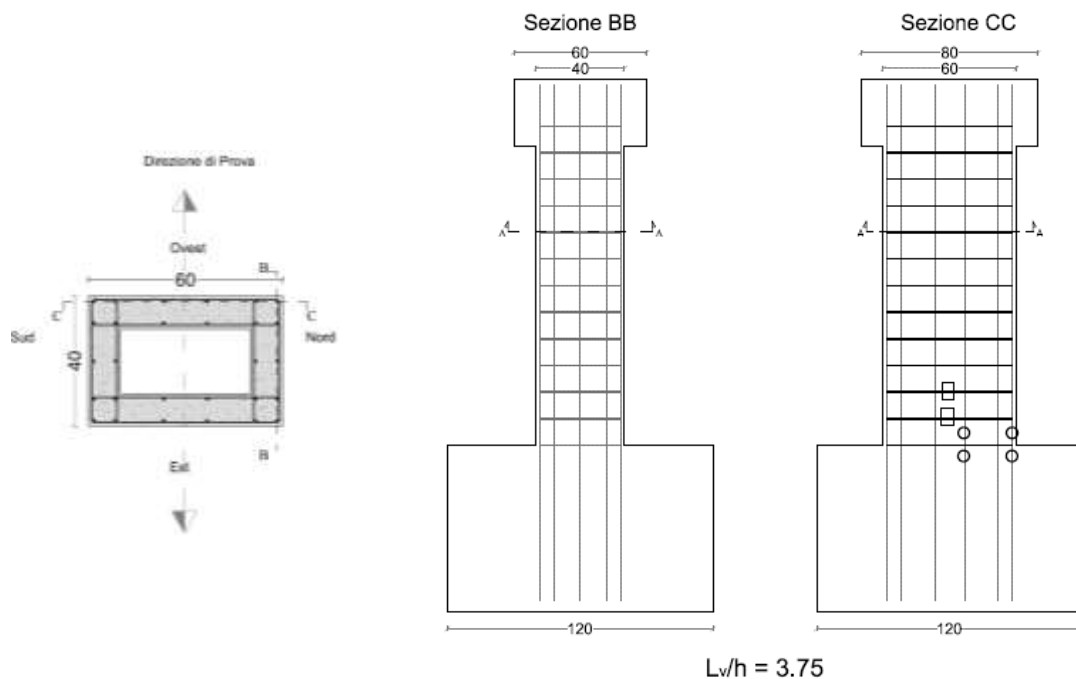


Figura 51: Caratterizzazione Pila P2

Per la completa caratterizzazione della pila in esame, si riporta anche la disposizione dei potenziometri lineari e degli Lvdt (Figura 52) e la disposizione degli strain gauges (Figura 53) :

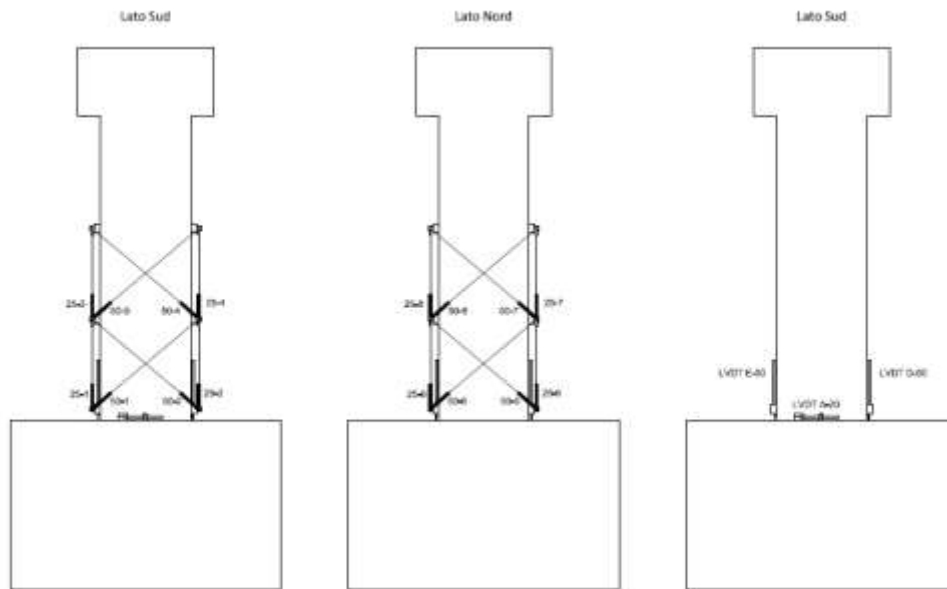


Figura 52: Setup di misurazione Pila P2

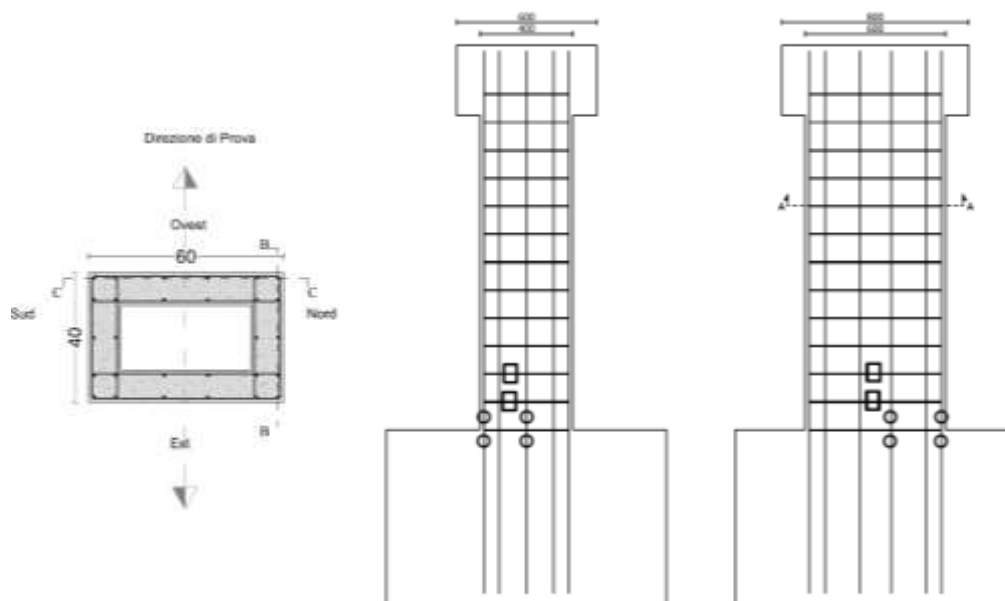


Figura 53: Disposizione strain gauge Pila P2

3.2.1 Risposta isteretica e quadri di danneggiamento

La pila, soggetta ad uno sforzo normale costante di 138 kN, è sottoposta ad una prova ciclica secondo il ciclo di spostamento riportato in Figura 54:

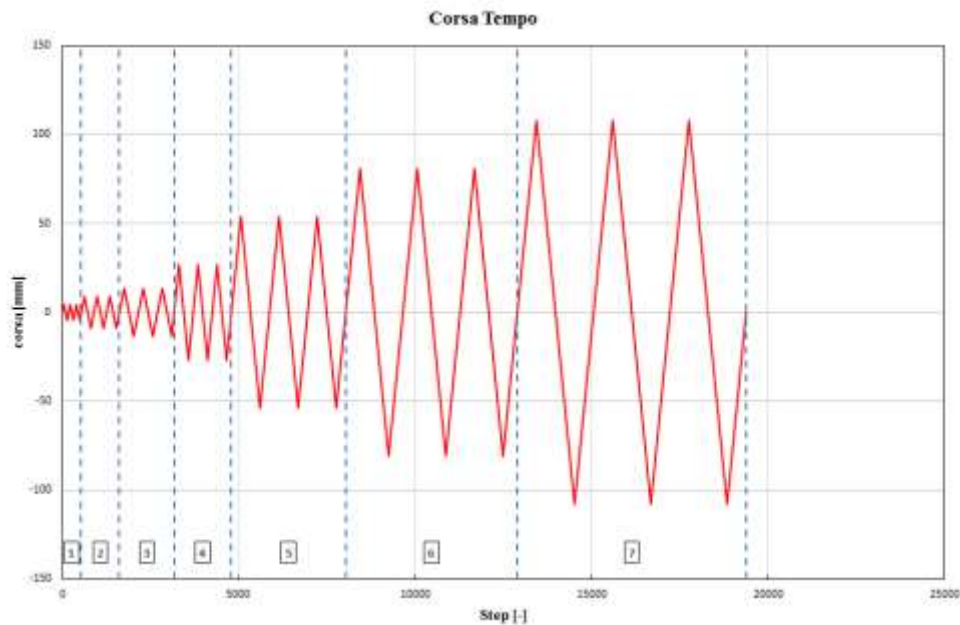


Figura 54: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della Pila P2

Per effetto del ciclo di spostamento imposto si ricava il diagramma forza-drift riportato in Figura 57 che ha in ascissa il valore del drift (spostamento orizzontale misurato dal potenziometro a filo diviso la luce di taglio) e in ordinata il valore della forza misurato dalla cella di carico.

Il diagramma mostra che per i primi tre cicli il degrado intraciclico è inferiore al 5% e quindi non induce un significativo degrado di resistenza globale; a partire dal ciclo quattro il degrado intraciclico è superiore al 10%, e aumenta fino all'attingimento della crisi. All'aumentare del numero dei cicli, con l'evolversi della fessurazione si manifesta una progressiva riduzione di rigidità rispetto a quella iniziale.

L'evoluzione del quadro di danneggiamento che si è sviluppato durante la prova ha mostrato che per i primi due cicli, in corrispondenza di un drift imposto pari a 0.30% e a 0.60%, quando si è ancora in ambito elastico, si formano delle microfessure in prossimità del primo livello del castelletto; per un drift di 0.90%, corrispondente allo snervamento previsto, si nota una fessurazione in evidente evoluzione che diventa più diffusa in corrispondenza del ciclo 4, ovvero di un drift pari a 1.80%, a cui corrisponde una duttilità in spostamento $\mu = 2$. A partire da tale ciclo si evidenzia un distacco importante del copriferro in corrispondenza dello spigolo destro del lato Sud che diminuisce gradualmente la sua azione benefica di confinamento.

Il ciclo 5, a cui corrisponde un drift di 3.60% e una duttilità $\mu_{\Delta} = 4$ si evidenzia non solo una fessurazione diffusa con successiva espulsione del copriferro ma è evidente che le

armature vanno in *buckling* pertanto si ha una graduale perdita di capacità di dissipazione globale.

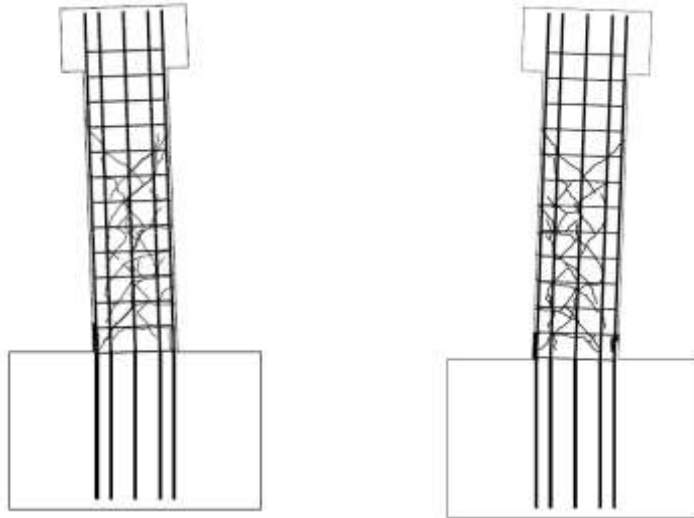


Figura 55: Quadro fessurativo ($Dr_{fit}=3.60\%$)

Gli ultimi due cicli (drift = 5.40% e $\mu_{\Delta}=6$ e drift = 7.20% e $\mu_{\Delta}=8$) sono caratterizzati da una diffusione dell'instabilità delle barre centrali e di spigolo; proprio queste ultime saranno poi soggette a rottura a trazione per fatica.

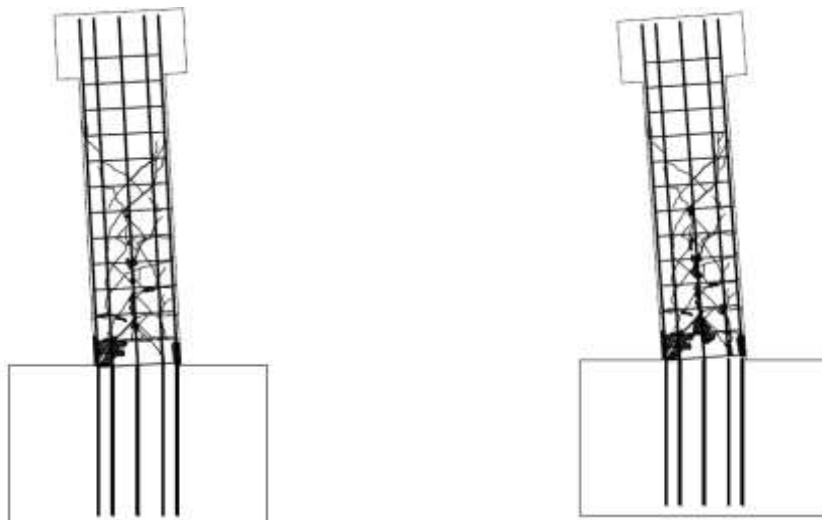


Figura 56: Quadro fessurativo associato al Drift= 5.40% (a sinistra) e al Drift=7.20% (a destra)

La prova ha evidenziato una graduale espulsione del copriferro in corrispondenza della sezione di base e infatti a fine prova, si nota chiaramente la formazione di una cerniera plastica in corrispondenza della sezione di incastro. Altro fenomeno chiaramente visibile a

fine prova è uno *spanciamento* in prossimità della sezione di base come è chiaramente visibile dalla Figura 59

Essendo la pila snella, la crisi attesa è di tipo prevalentemente flessionale, ipotesi validata dal diagramma sperimentale di Figura 57 che evidenzia chiaramente l'attingimento della crisi per tale ragione.

A fine ciclo si nota anche che la pila ha subito.

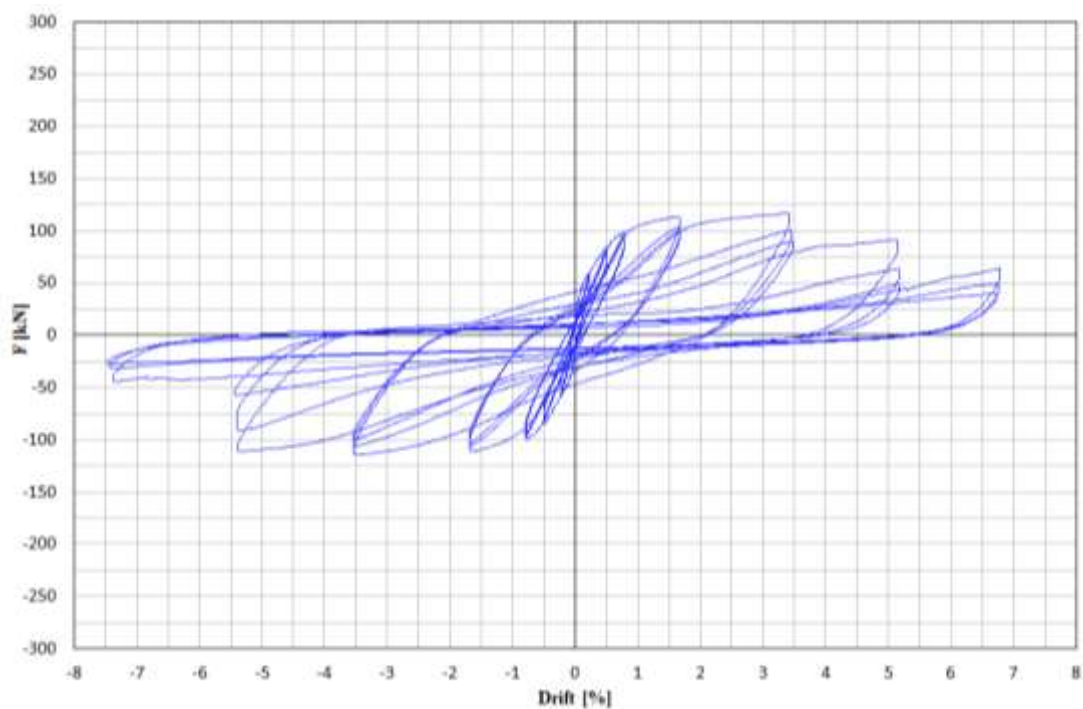


Figura 57: Diagramma Forza_Drift_Pila_P2



Figura 58: Buckling delle armature longitudinali in corrispondenza della sezione di base della Pila P2



Figura 59: Spanciamento della sezione di base della Pila P2

Lo stato di danneggiamento del provino all'avanzare dei cicli è brevemente riassunto in Tabella 4:

Tabella 4: Stato di danneggiamento Pila_P2

CICLO	Descrizione qualitativa del danno
1	Non ci sono fessure visibili né in fase di spinta, né in fase di tiro in nessuno dei due lati esaminati
2	Fessure flessionali presenti in fase di spinta e di tiro che interessano il primo livello del castelletto. Comparsa delle fessure in corrispondenza delle staffe Lato Est, Lato Ovest.
3	La fessurazione, che interessa il primo livello del castelletto, è in evidente evoluzione. C'è un'evidente fessurazione al di sopra dell' LVDT A in fase di tiro.
4	La fessurazione si diffonde oltre il primo livello del castelletto di prova interessando anche la parte alta. Prima evidenza del distacco della sezione di incastro. Lato Est fessurazione importante del copriferro.
5	Lato Ovest fessurazione e successiva espulsione del copriferro. Buckling dell'armatura longitudinale. Lato Ovest fessurazione profonda del copriferro d'angolo. Lato Ovest: distacco del copriferro. Lato Est: fessurazione eccessiva del copriferro e successiva espulsione.
6	Lato Ovest: distacco del copriferro. Lato Sud: fessurazione estesa soprattutto nella parte centrale. Il buckling interessa sia le barre d'angolo che quelle centrali.
7	Lato Ovest: rottura della barra d'angolo. Lato Ovest :rottura della barra d'angolo

3.2.2 Strain gauge

La disposizione degli strain gauges, per la valutazione della deformazione delle barre di interesse è quella di Figura 53.

I diagrammi ottenuti dall'elaborazione dei risultati forniti dagli strain gauge, che misurano differenze di resistenza meccanica e, attraverso una costante di taratura dello strumento, restituiscono una deformazione, riportano in ascissa il numero dello step in corrispondenza del quale è stata effettuata la registrazione e in ordinata la deformazione della barra. Si confronta poi la deformazione misurata con quella di snervamento dell'acciaio, definita a partire da prove di resistenza a trazione. Gli strumenti, il cui corretto funzionamento è stato controllato prima della prova, hanno registrato fino al raggiungimento di un limite di operatività tale per cui le misure fornite non sono state più considerate attendibili,

condizione per cui i diagrammi presentano una netta caduta verticale, non riportata per ragioni di pulizia della lettura.

Dall'analisi dei risultati dei due strain gauge collegati alle barre longitudinali di fondazione si ricavano i diagrammi riportati in Figura 60 e Figura 61. Entrambe le armature monitorate, a partire dal ciclo 4, hanno esibito una deformazione superiore a quella di snervamento, pari 0,24% come determinato dalle prove di resistenza a trazione sulle barre di armatura longitudinale utilizzate per la realizzazione della pila in esame. Tale lettura conferma dal punto di vista locale l'entrata in campo non lineare della pila a partire dal ciclo IV osservata a livello globale nel diagramma di risposta globale. Inoltre, esse confermano la repentina diffusione dello snervamento all'interno della zona superiore di fondazione.

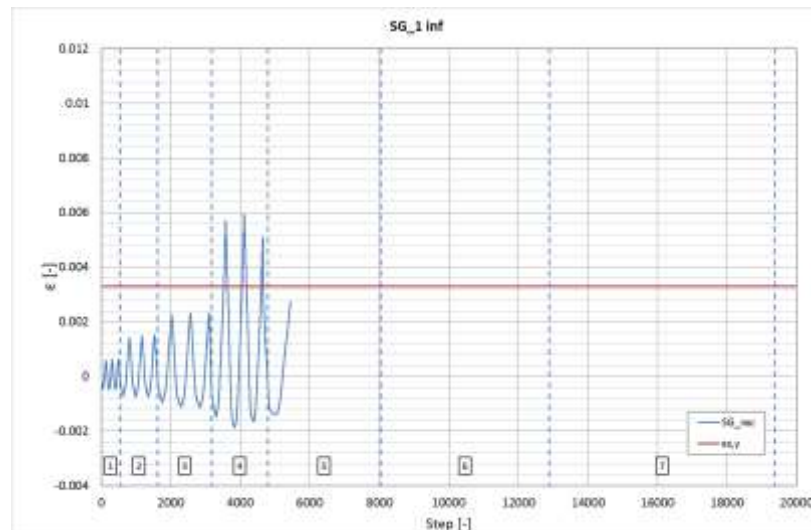


Figura 60: Strain Gauge_1inf

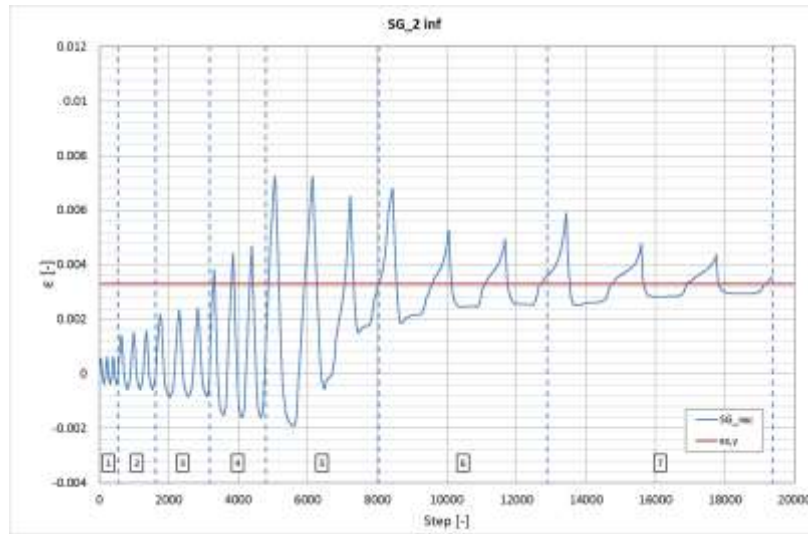


Figura 61: Straing Gauge_2inf

Gli strain gauge che registrano le deformazioni in corrispondenza della zona di base della pila, mostrano che tutte le barre monitorate hanno deformazioni superiori a quelle di snervamento (Figura 62, Figura 63, Figura 64 e Figura 65); per tutte le barre monitorate, la strumentazione ha fornito risultati attendibili fino al ciclo 4.

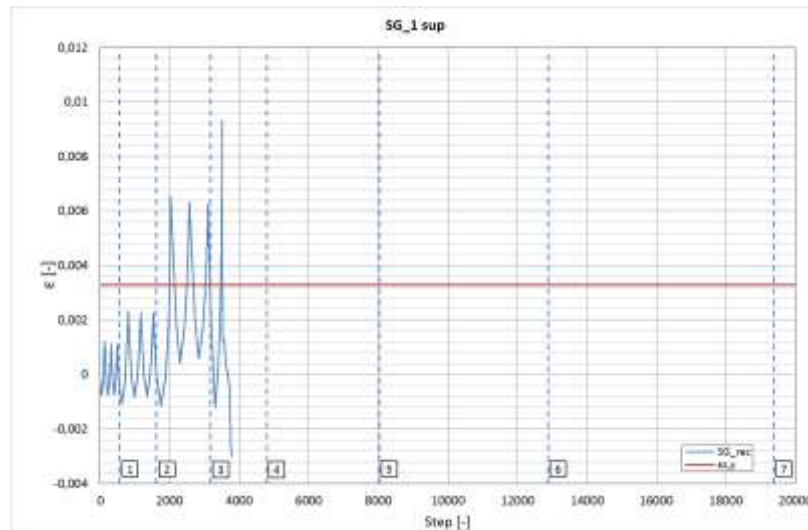


Figura 62: Strain Gauge_1sup

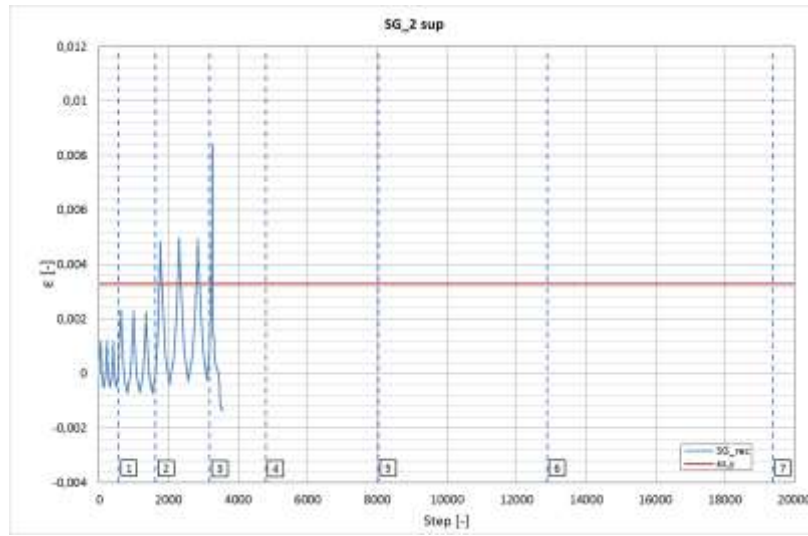


Figura 63: Strain Gauge_2sup

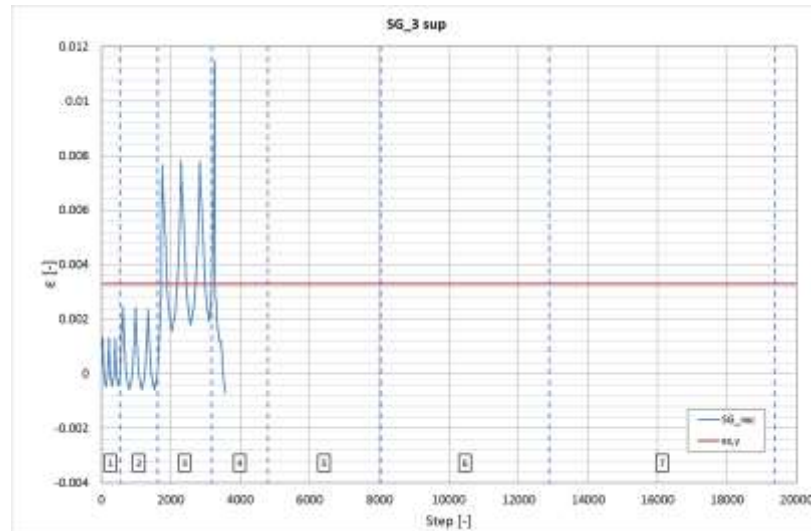


Figura 64: Strain Gauge_3sup

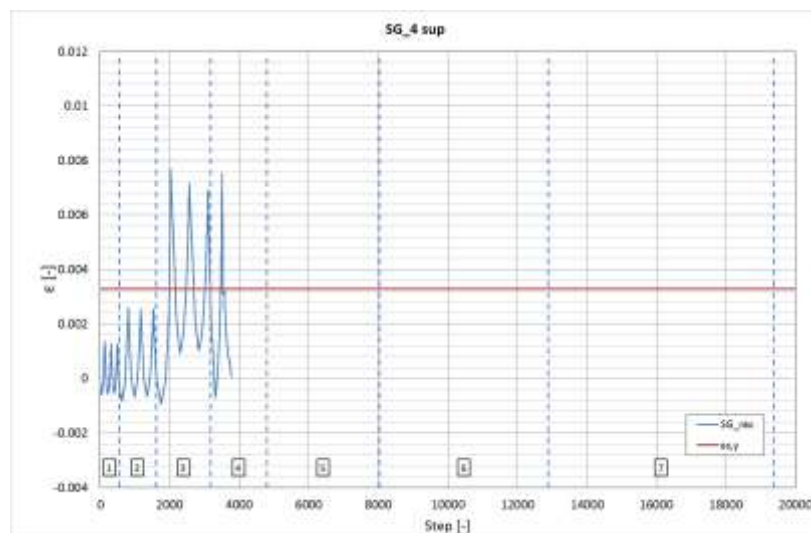


Figura 65: Strain Gauge_4sup

Gli strain gauge sono stati installati, oltre che sulle armature longitudinali, anche sulle staffe. La deformazione delle staffe, ottenuta dall'elaborazione dei dati, è stata confrontata con quella di snervamento che in questo caso, come mostrato dalle prove di resistenza a trazione, è pari 0,28%.

I diagrammi riportati in (Figura 33, Figura 34, Figura 35 e Figura 36) relativi alla prima staffa ($z=12$ cm), mostrano chiaramente che per tutta la durata della prova, le staffe non hanno snervato ad eccezione di quella monitorata dallo strain gauge 5inf al ciclo 7.

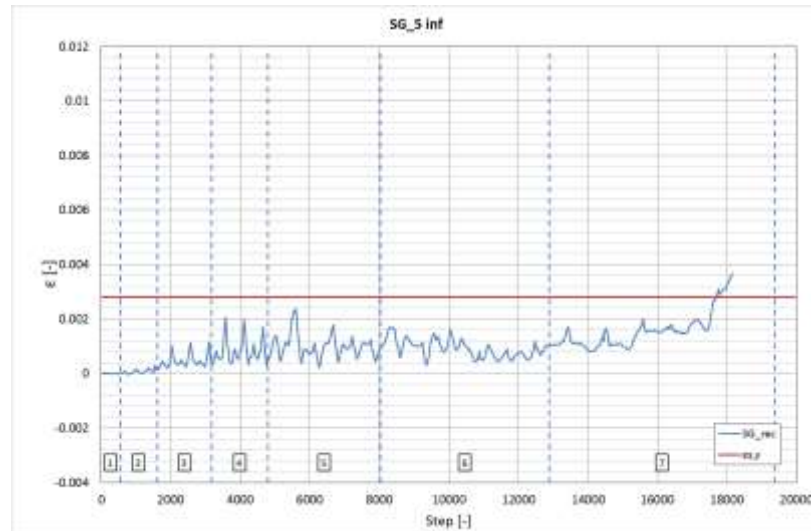


Figura 66: Strain Gauge_5inf ($z=12$ cm)

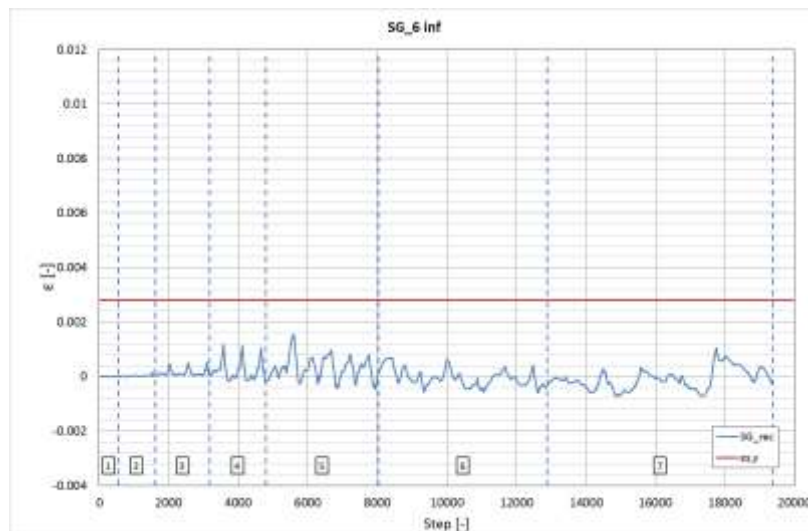


Figura 67: Strain Gauge_6inf ($z=12$ cm)

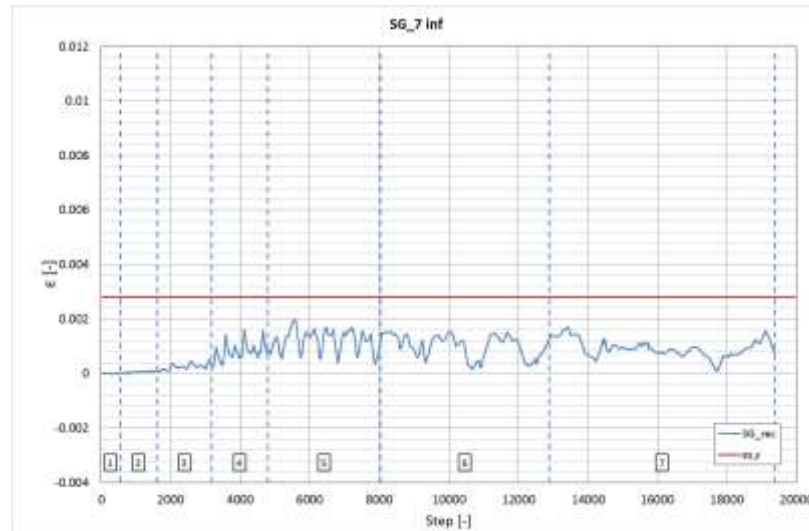


Figura 68: Strain Gauge_7inf (z=12 cm)

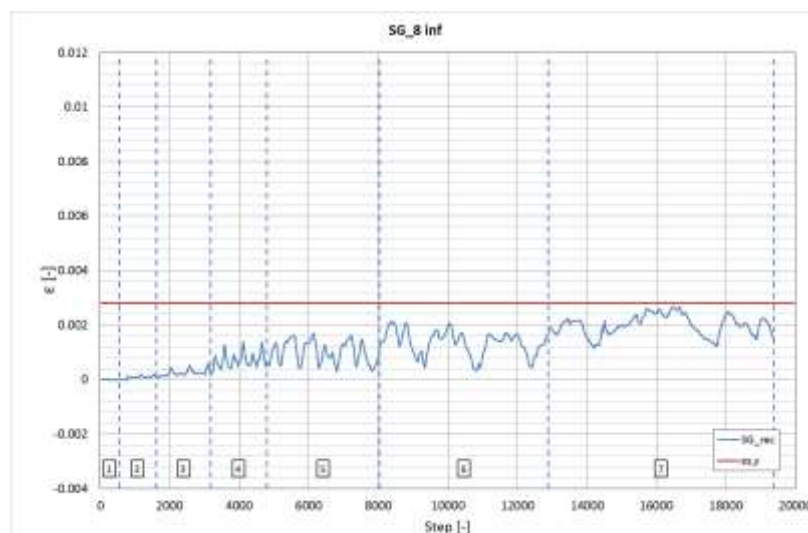


Figura 69: Strain Gauge_8inf (z=12 cm)

La deformazione delle staffe del secondo livello ($z=24$ cm) sono riportate in Figura 70, Figura 71, Figura 72 e Figura 73 e hanno tutte una deformazione minore di quella di snervamento ad eccezione della staffa a cui è collegato lo strain gauge 5sup.

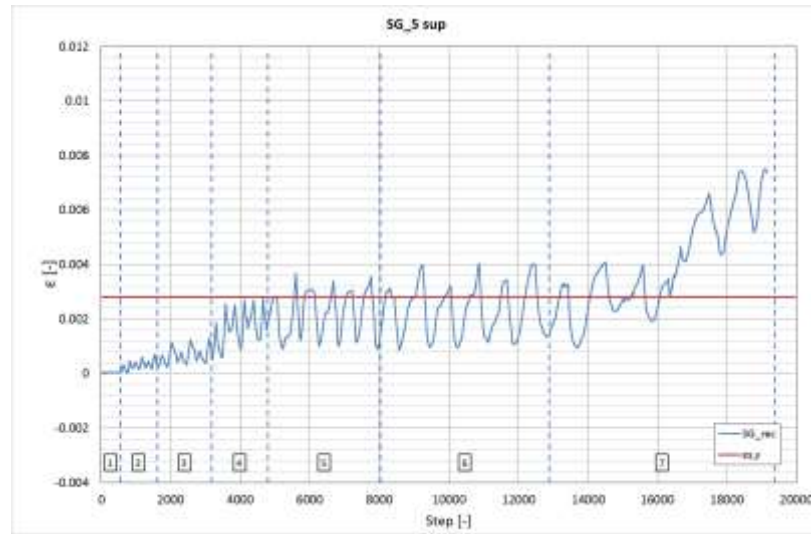


Figura 70: Strain Gauge_5sup (z=24 cm)

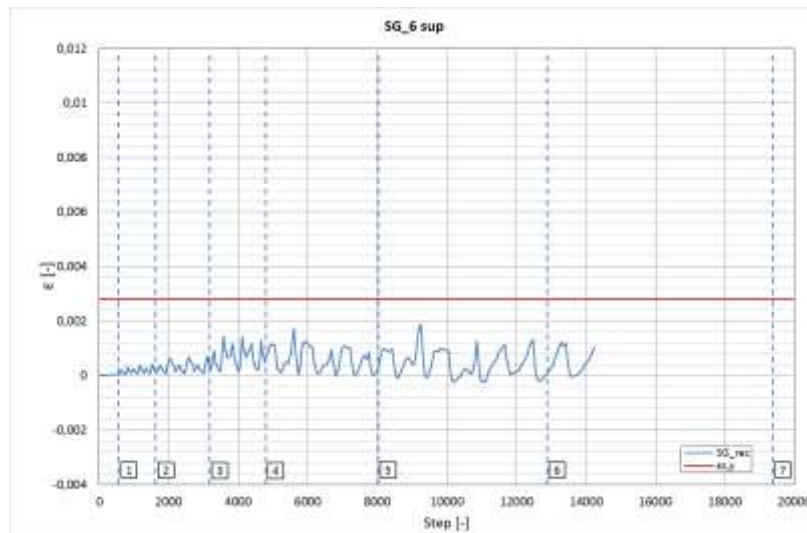


Figura 71: Strain Gauge_6sup (z=24 cm)

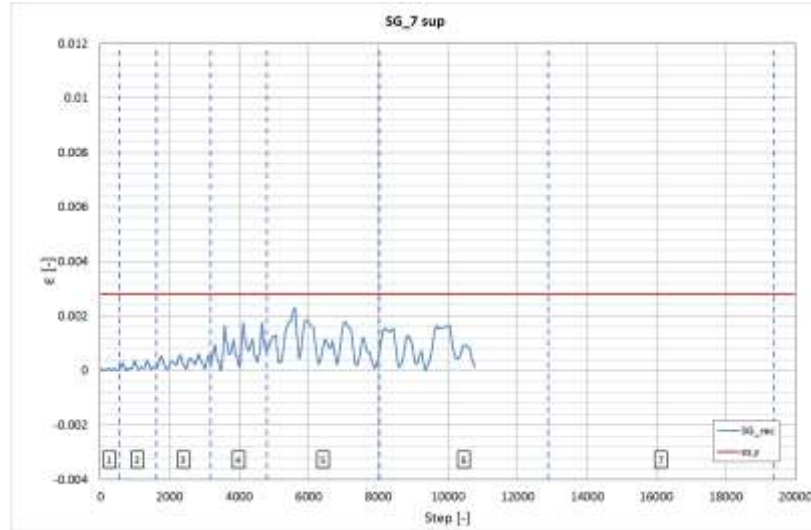


Figura 72: Strain Gauge_7sup (z=24 cm)

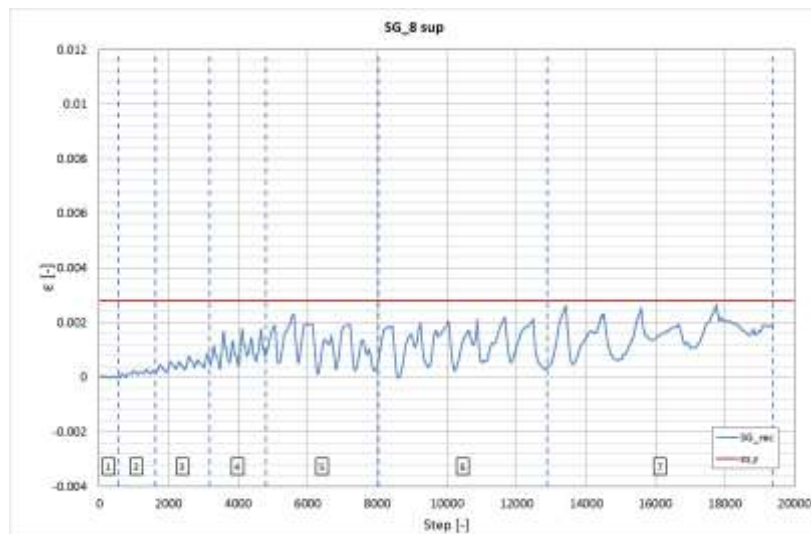


Figura 73: Strain Gauge_8sup (z=24 cm)

3.2.3 LVDT

In Figura 52 è riportata la disposizione degli LVDT per la Pila_P2. In corrispondenza della sezione di incastro sono stati posizionati due LVDT: uno posizionato dal lato Est (identificato con la lettera D), l'altro posizionato sul lato Ovest (identificato con la lettera E) per poterne valutare l'entità della rotazione. In Figura 74 e Figura 75 sono riportati i diagrammi che registrano in funzione dell'avanzamento della prova, il valore dello spostamento misurato fino al raggiungimento del limite di funzionalità dello strumento che ne compromette la corretta acquisizione.

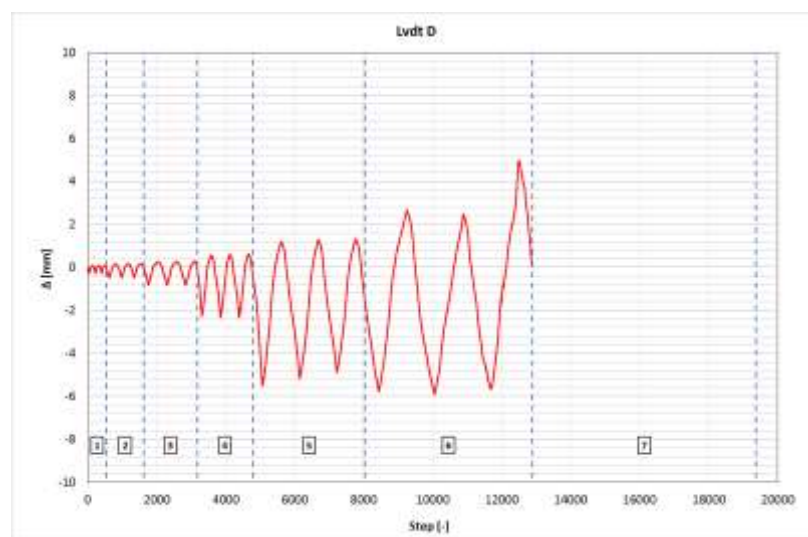


Figura 74: Lvdt D

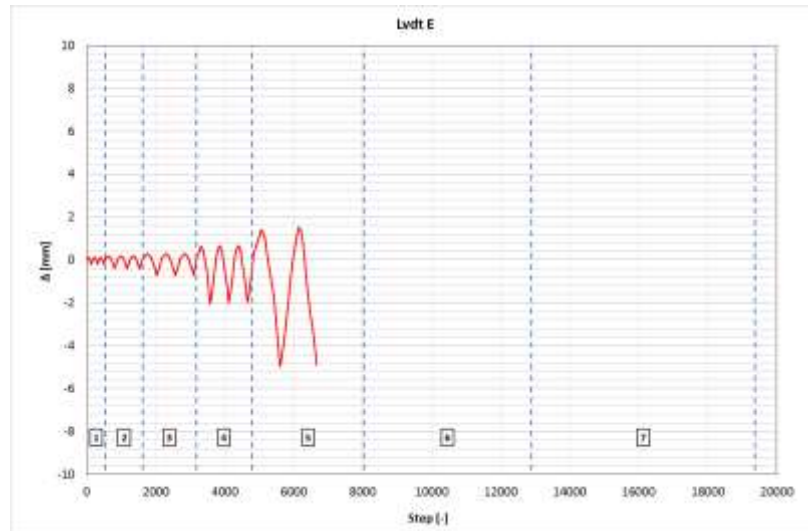


Figura 75: Lvdt E

In Figura 76 è riportato un confronto tra le misure effettuate dai due LVDT. Dal confronto tra l'andamento delle registrazioni sperimentali dei due Lvdt si nota che le deformazioni presentano una simmetria in termini di ampiezze e contrapposizione di fase fino al limite di operatività dell'Lvdt E; In particolare gli spostamenti letti in fase di compressione sono inferiori a 2 mm come rilevato da entrambi gli strumenti; in fase di trazione gli spostamenti sono superiori a 2 mm. Al ciclo 5, in fase di spinta l'Lvdt E registra spostamenti fino a 2 mm, confrontabili con lo spostamento registrato dall' Lvdt D; in fase di tiro invece gli spostamenti sono superiori a 5 mm; in entrambe i casi gli spostamenti in trazione sono superiori rispetto a quelli in compressione a causa della natura lapidea del calcestruzzo e quindi alla sua scarsa resistenza a trazione che determina spostamenti maggiori, in termini di ampiezza, dal lato delle trazioni. A partire dalla metà del ciclo 5, l'Lvdt E raggiunge il limite di operatività e quindi non riesce più ad acquisire correttamente le misure, pertanto si nota che l'Lvdt D in fase di spinta registra valori di spostamento che aumentano e solo al ciclo 6, dopo il quale lo strumento perde di attendibilità, registra un valore superiore a 4 mm; in fase di tiro invece gli spostamenti rilevati si aggirano intorno a 6 mm.

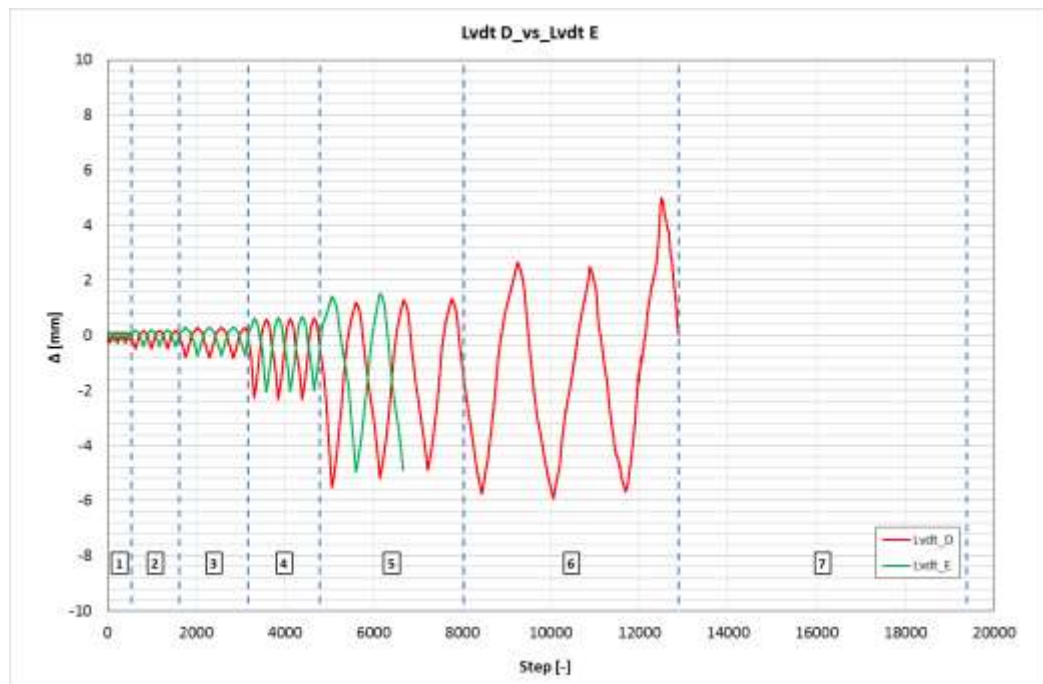


Figura 76: Confronto Lvdt D vs Lvdt E

Attraverso la lettura del trasduttore A posto in orizzontale in vicinanza della sezione di incastro della pila, è possibile monitorare eventuali scorrimenti relativi tra fusto della pile e fondazione. Le letture confermano l'assenza di fenomeni di *sliding*.

3.2.4 Potenzimetri lineari

In Figura 52 è stato descritto il setup di prova utilizzato per misurare gli spostamenti relativi sia orizzontali che diagonali di ciascun quadrante; le registrazioni rilevate, riportate fino al limite di operatività di ogni strumento, sono proposte da Figura 77 e Figura 78 e rappresentano nell'ordine le registrazioni dei potenziometri verticali posizionati in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 25_1 e 25_2 per il quadrante inferiore e 25_3 e 25_4 per quello superiore) e quelle dei potenziometri posizionati in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 25_5 e 25_6 per il quadrante inferiore e 25_7 e 25_8 per quello superiore). Come si può notare il quadrante inferiore del castelletto di prova è caratterizzato da spostamenti minori rispetto a quello superiore, in tutti e due i casi. Gli spostamenti registrati da due potenziometri verticali corrispondenti alla stesso quadrante presentano una certa simmetria, sia al livello inferiore che a quello superiore. Gli spostamenti registrati al quadrante inferiore, sia dal lato Sud che dal lato Nord raggiungono valori massimi che variano tra 2 e 3 mm; gli spostamenti registrati al quadrante superiore raggiungono, all'ultimo ciclo dal lato Sud valori prossimi a 5 mm, dal lato Nord invece i valori sono più elevati e raggiungono anche picchi superiori a 10 mm.

In Figura 79 e Figura 80 si riportano gli spostamenti relativi registrati dai potenziometri diagonali rispettivamente in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 50_1 e 50_2 per il quadrante inferiore e 50_3 e 50_4 per quello superiore) e in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 50_5 e 50_6 per il quadrante inferiore e 50_7 e 50_8 per quello superiore). I potenziometri diagonali misurano spostamenti confrontabili tra i due livelli del castelletto sia dal lato Sud che dal lato Nord. A partire dal ciclo 6, gli spostamenti registrati al lato Sud raggiungono valori massimi prossimi a 10 mm, quelli relativi al lato Nord raggiungono spostamenti superiori a 10 mm.

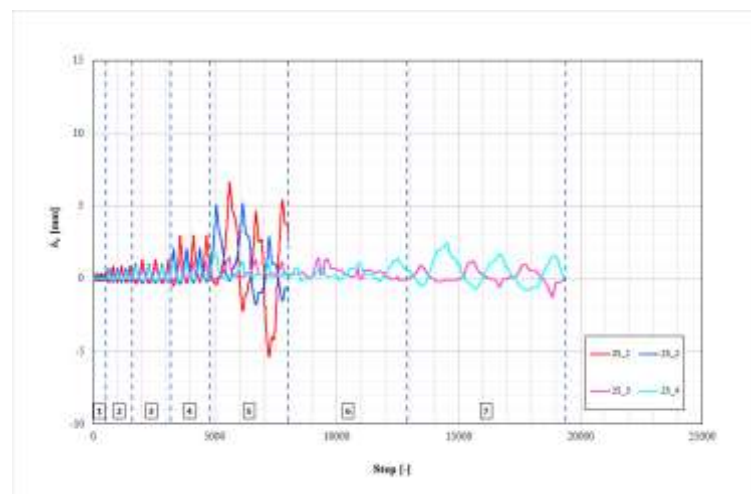


Figura 77: Registrazioni potenziometri verticali del primo livello.

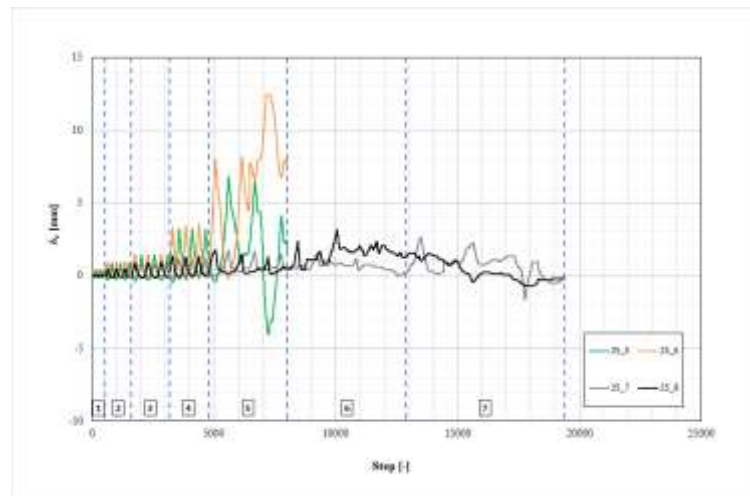


Figura 78: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello.

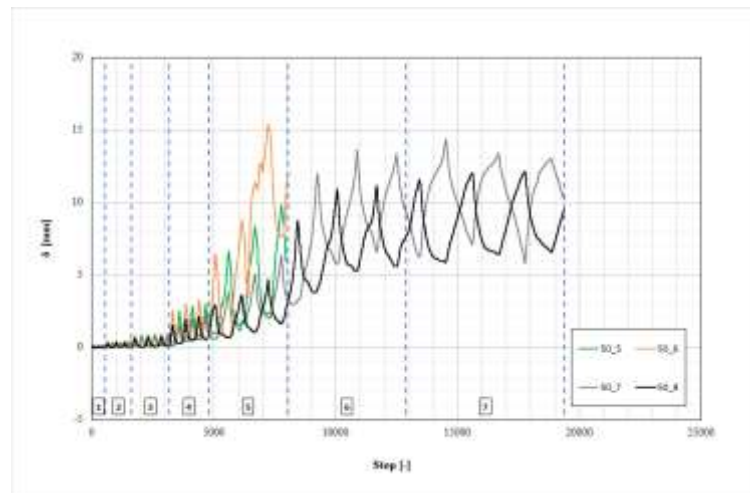


Figura 79: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.

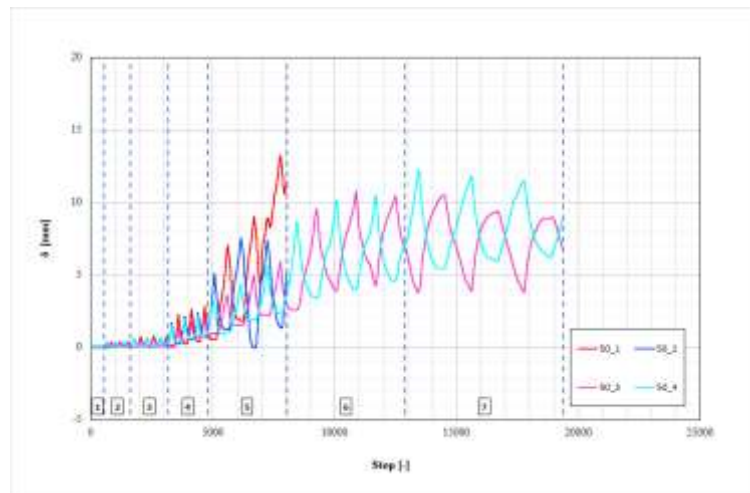


Figura 80: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello.

Dai dati registrati dai potenziometri, è possibile ricavare il diagramma delle curvature in fase di spinta e in fase di tiro. Considerando il contributo fornito dagli LvdT D ed E, legato alla *fix end rotation* e dai soli potenziometri verticali che forniscono il contributo flessionale. Si è riportato in Figura 81 l'andamento delle curvature con l'altezza: il valore massimo si registra alla base e diminuisce spostandosi lungo l'asse dell'elemento. In corrispondenza del ciclo 4, identificato come limite di attendibilità per il corretto funzionamento degli strumenti, a cui corrisponde un drift richiesto pari a 1.80%, la curvatura raggiunge il suo valore massimo che è pari a 0.130 1/m in fase di tiro e 0.116 1/m in fase di spinta.

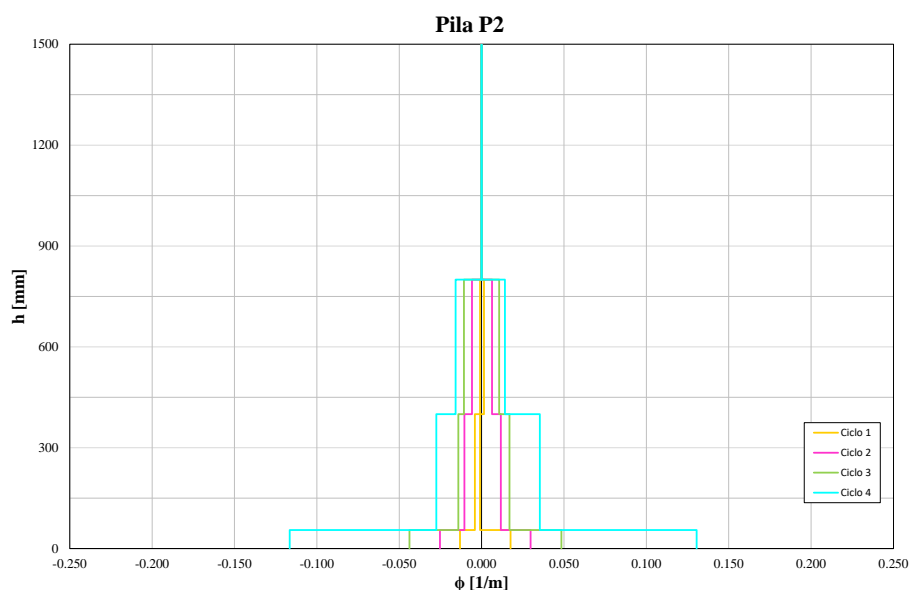


Figura 81: Profilo delle curvature.

Secondo la procedura illustrata al 3.1.4, si calcolano i singoli contributi di spostamento in testa relativi ad ogni aliquota di deformazione e si rapportano al totale dello spostamento calcolato in testa. Le aliquote sono riportata in Figura 82 ed è chiaro, come ci si attende per una pila snella con comportamento duttile, che le aliquote preponderanti, superiori al 40% sono legate alla *fix and rotation* e alla flessione; un'aliquota trascurabile, inferiore al 20% dello spostamento totale è da ascrivere al taglio.

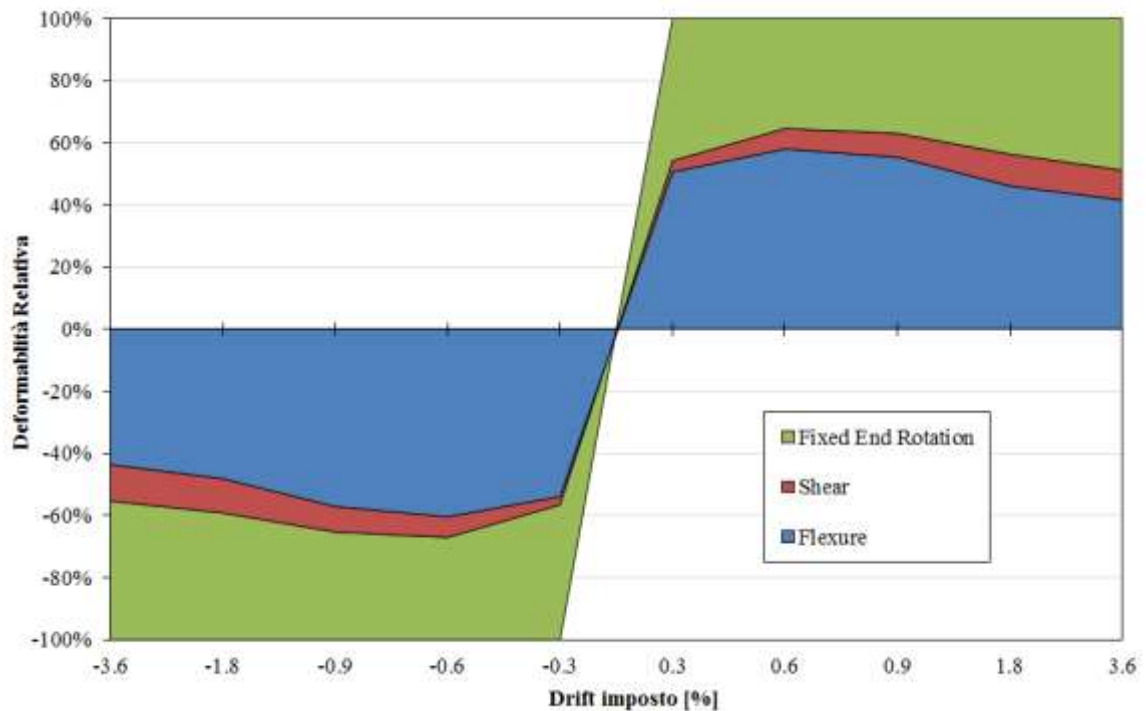


Figura 82: Componenti deformative locali.

3.3 Pila P3

La Pila P3 presenta una sezione rettangolare cava con le stesse dimensioni di quelle definite per le pile descritte in precedenza ma a differenza di queste, la pila in esame ha un'altezza di 900 mm. La pila viene sottoposta ad una prova ciclica in controllo di spostamento nella direzione di inerzia maggiore, pertanto il rapporto di forma è pari $L_v/h = 1.5$; la pila pertanto si può definire tozza. In Figura 83 sono riportate le caratteristiche geometriche della pila e la direzione di prova.

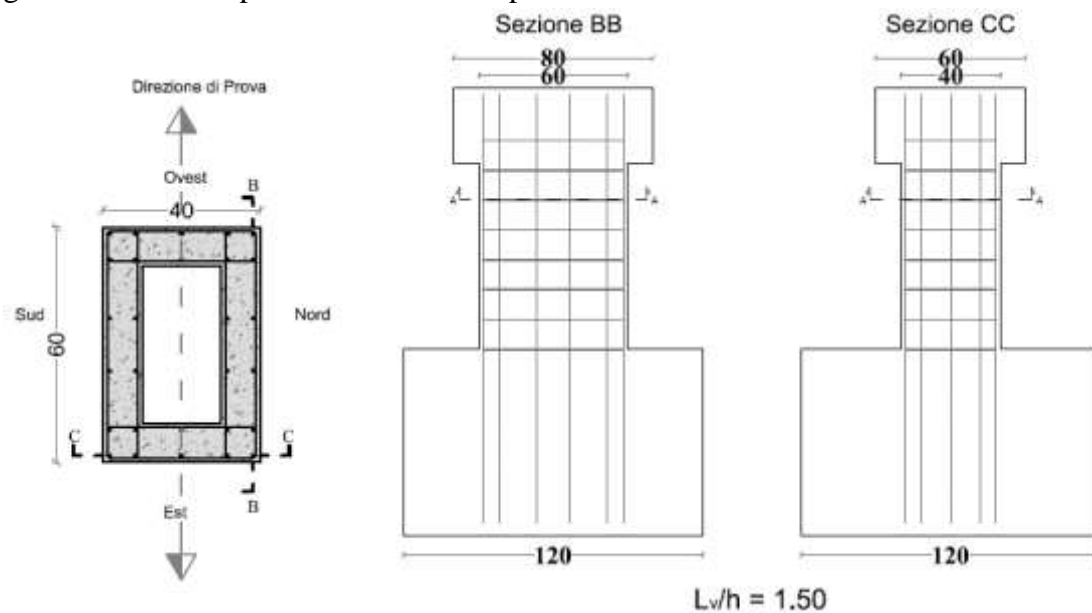


Figura 83: Caratteristiche Pila_P3

Per la completa caratterizzazione della pila in esame, si riporta anche la disposizione dei potenziometri lineari e degli Lvdt (Figura 84) e la disposizione degli strain gauge (Figura 85):

Si fa notare che solamente in questa prova sono stati inseriti altri due Lvdt, identificati con le sigle O ed N, come indicato in Figura 84, posizionati ad una quota 400 mm rispetto alla sezione di incastro per valutare l'entità dello sliding, ovvero dello scorrimento subito, in corrispondenza della fessura diagonale, della parte superiore del provino rispetto a quella inferiore. Rappresentano inoltre dei validi strumenti per monitorare l'ampiezza della fessura diagonale, tipica del danneggiamento che interessa gli elementi soggetti ad una crisi di tipo fragile (così come ci si aspetta per l'elemento tozzo P3),

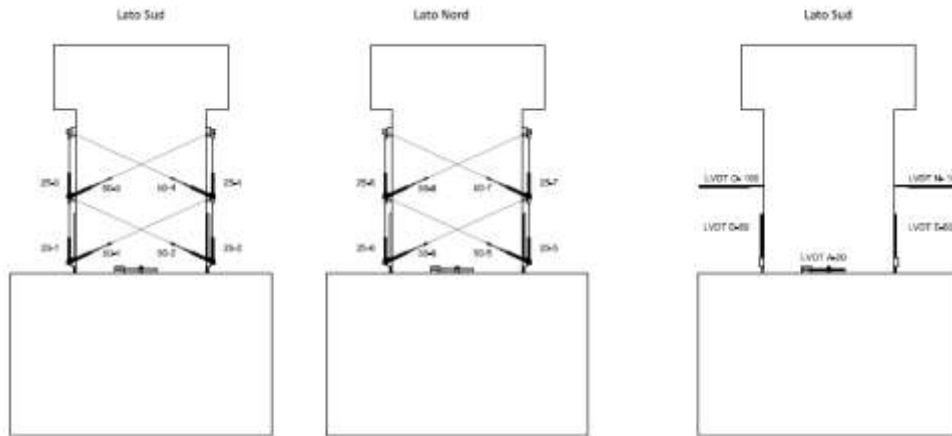


Figura 84: Setup di misurazione Pila_P3

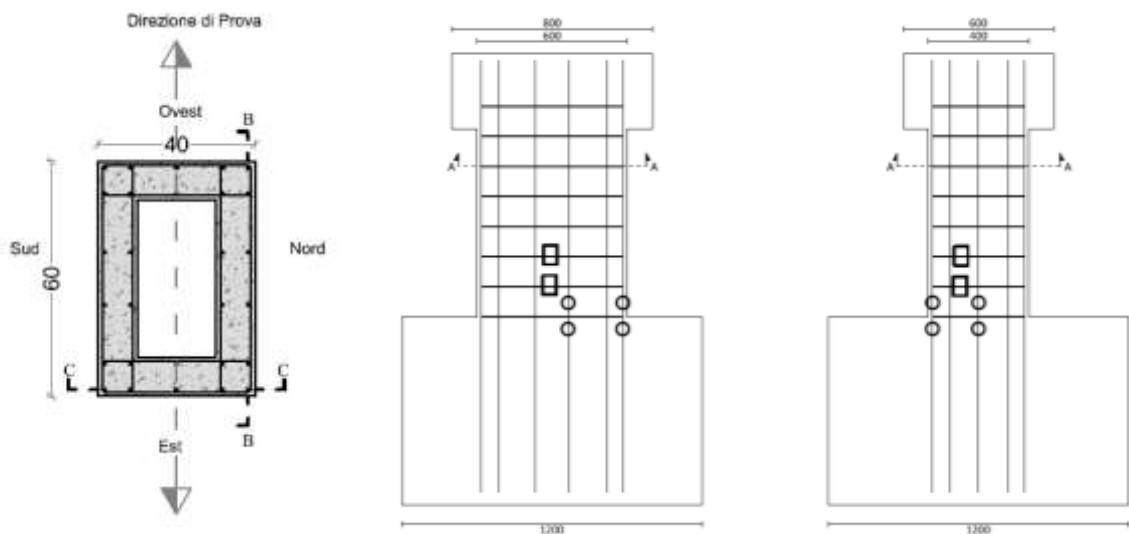


Figura 85: Disposizione Strain Gauge Pila P3

3.3.1 Risposta isterica e quadri di danneggiamento

La pila, soggetta ad uno sforzo normale costante di 144 kN, è sottoposta ad una prova ciclica secondo il ciclo di spostamento riportato in Figura 86.

Essendo la pila tozza, ed essendo la direzione di applicazione del carico quella di inerzia maggiore, è prevista una crisi di tipo tagliante e ciò si riscontra anche sperimentalmente dal diagramma riportato in Figura 86.

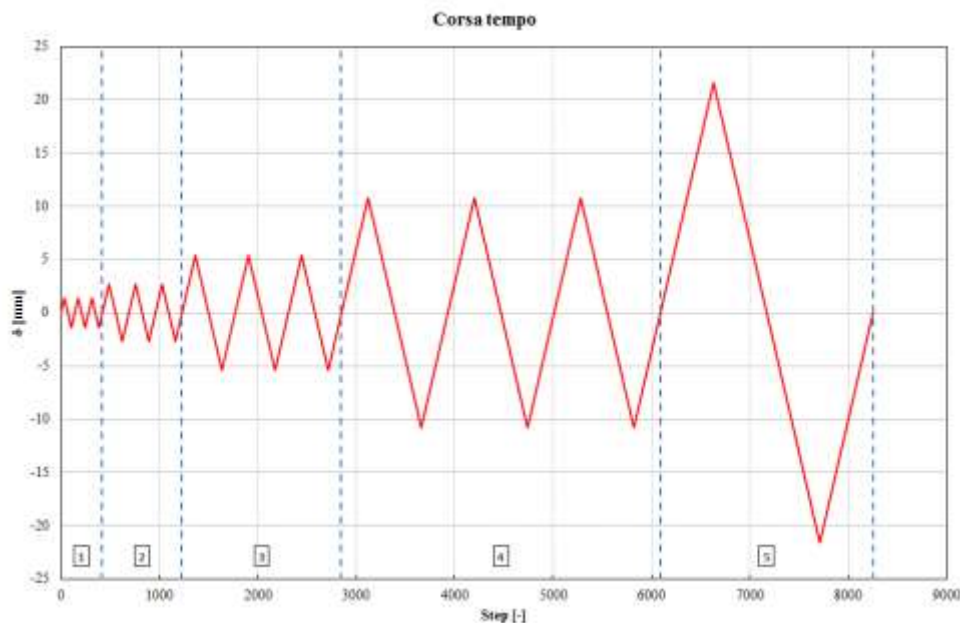


Figura 86: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della pila P3

Per effetto del ciclo di spostamento imposto si ricava il diagramma forza-drift riportato in Figura 87 che ha in ascissa il valore del drift (spostamento orizzontale misurato dal potenziometro a filo diviso la luce di taglio) e in ordinata il valore della forza misurato dalla cella di carico.

Essendo la pila tozza, la modalità di crisi attesa è quella tagliante, come evidenziato dai risultati sperimentali. Dall'osservazione del diagramma forza-drift appare chiaramente una caduta improvvisa della resistenza in corrispondenza di una richiesta di drift di circa 1.5%, ovvero prima di raggiungere il picco di spostamento del ciclo V. La crisi, essendo di tipo fragile, si attinge in modo repentino, con l'apertura improvvisa di un'unica fessura diagonale accompagnata da un rumore secco chiaramente avvertito durante la prova. In seguito all'apertura della fessura diagonale e del conseguente *drop* di resistenza della colonna, in corrispondenza di una richiesta di drift di 2.4% e di una richiesta di duttilità $\mu_{\Delta} = 4$, si procede con l'applicazione del percorso di spostamenti anche nell'altro verso, in modo da concludere il ciclo. La rigidità appare chiaramente ridotta anche nel ramo di scarico e ricarico nel senso opposto. Il danneggiamento registrato condiziona anche la

resistenza dall'altro lato del diagramma F-Drift; la crisi, o meglio, l'apertura della fessura diagonale segnala l'avvenuta crisi a taglio istantanea caratterizzata da una forza superiore a 275 kN, con una conseguente perdita di resistenza del 20%.

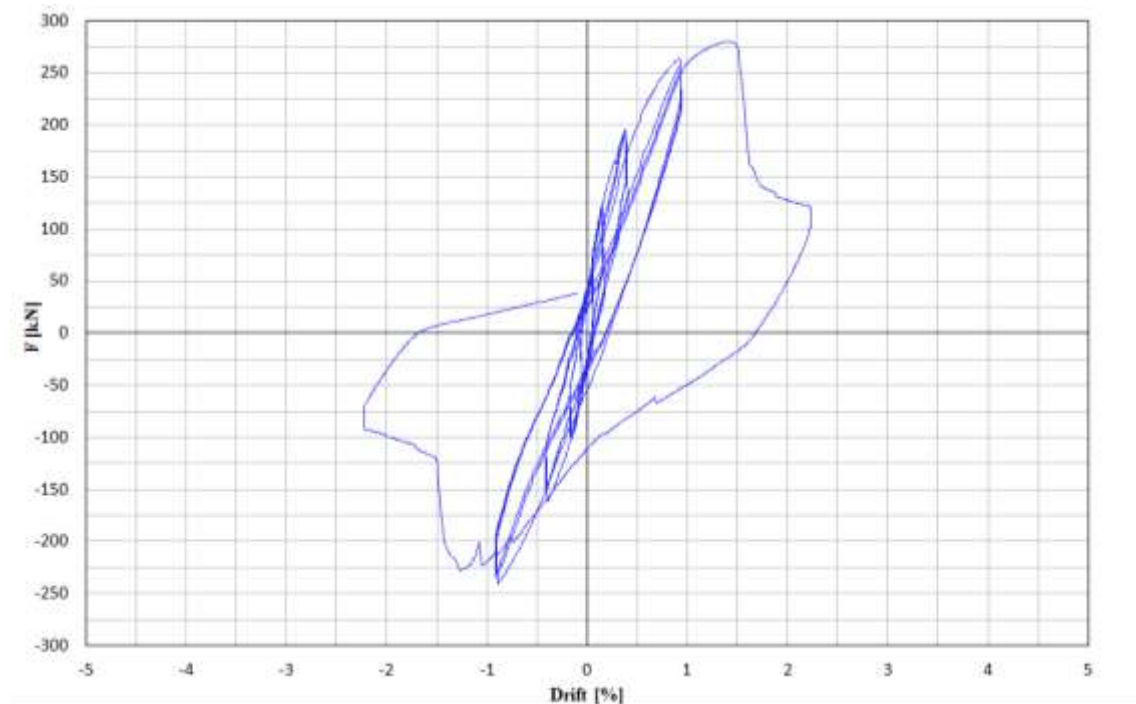


Figura 87: Diagramma Forza Drift

La prova si svolge in cinque cicli ognuno dei quali è costituito da tre sotto-cicli; al primo sotto-ciclo del ciclo cinque viene attinta la crisi tagliante così come è chiaramente visibile dal diagramma Forza -Drift riportato in Figura 87. Il diagramma mostra che per i primi quattro cicli il degrado intraciclico è inferiore al 5% e quindi non induce un significativo degrado di resistenza globale, la pila è sostanzialmente integra; al ciclo cinque, in corrispondenza del quale viene attinta la crisi tagliante, il degrado intraciclico è superiore al 50%. All'aumentare del numero dei cicli, con l'evolversi della fessurazione si manifesta una progressiva riduzione di rigidità rispetto a quella iniziale.

Dall'analisi del quadro fessurativo finale si evince che lo stato di danneggiamento non è molto diffuso fino al ciclo 4 a cui corrisponde una richiesta di drift pari ad 1,2% e una duttilità richiesta pari a 2, ma già in corrispondenza di questo ciclo si formano due fessure diagonali, una in fase di spinta e una in fase di tiro con un'ampiezza maggiore; le fessure principali, chiaramente riconoscibili a fine prova, sono due (una formatasi in direzione di spinta, l'altra in direzione di tiro) e sono inclinate di circa 40°; è interessante notare che ancora una volta emerge la simmetria anche in termini di quadro di danneggiamento, infatti

la fessurazione chiaramente visibile dal Lato A , in Figura 88, è sostanzialmente simmetrica rispetto a quella che si presenta al Lato B in Figura 89.

È possibile inoltre cogliere in Figura 90 l'entità dello spostamento della parte della pila al di sopra della fessura rispetto alla verticale che si aggira intorno ad 1 cm circa.

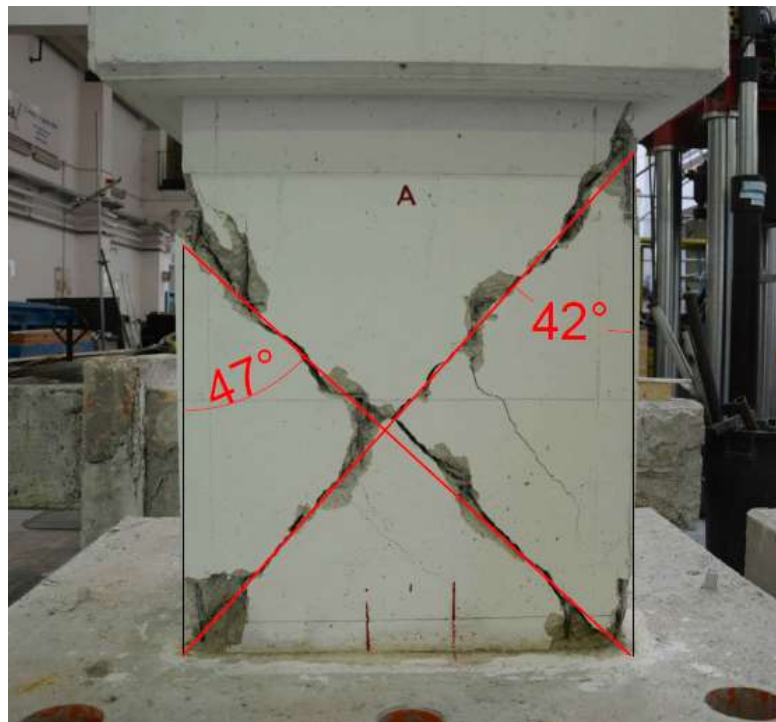


Figura 88: Quadro di danneggiamento finale Lato A-Pila P3

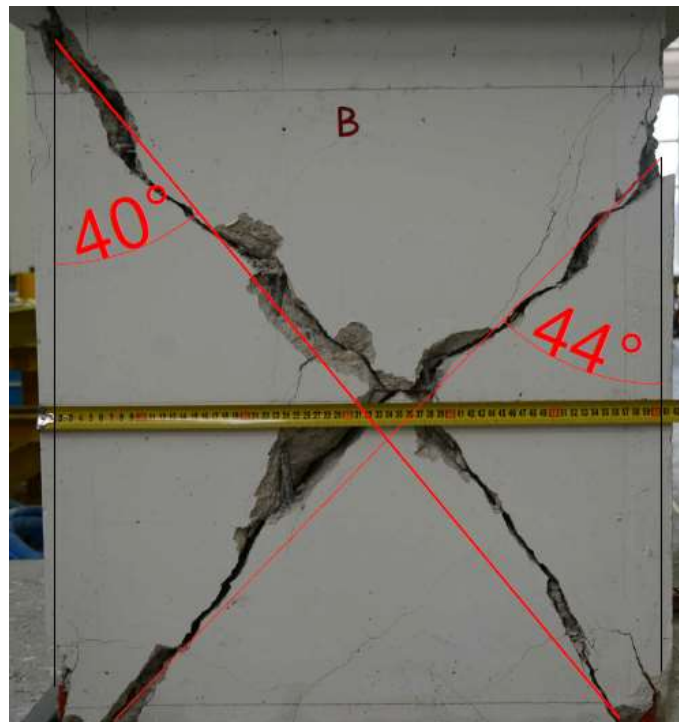


Figura 89: Quadro di danneggiamento finale Lato B –Pila P3





Figura 90: Misura dello scorrimento dei due triangoli

Lo stato di danneggiamento del provino all'avanzare dei cicli è brevemente riassunto in Tabella 5.

Tabella 5: Stato di danneggiamento Pila_P3

CICLO	Descrizione qualitativa del danno
1	Non ci sono fessure visibili né in fase di spinta, né in fase di tiro in nessuno dei due lati esaminati
2	Lato Ovest - Sottociclo 2: piccolissima fessurazione in corrispondenza della staffa
3	Lato Est: comparsa delle prime fessure; Lato Sud: fessurazione che interessa il primo livello del castelletto e che si sviluppa da sinistra verso destra; Si avverte un rumore secco;
4	Lato Sud: fessurazione più spinta che si sviluppa da sinistra verso destra e interessa non solo i primi due livelli del castelletto ma si estende anche oltre il secondo livello. Fessura inclinata sufficientemente profonda. Lato Est si sviluppano fessure in corrispondenza della prima staffa
5	Attingimento della crisi tagliante; Lato Ovest: fessurazione del copriferro; Lato Sud Est: copriferro lesionato

3.3.2 Strain gauge

La disposizione degli strain gauge, per la valutazione della deformazione delle barre di interesse è quella di Figura 85.

I diagrammi ottenuti dall'elaborazione dei risultati forniti dagli strain gauges, che misurano differenze di resistenza meccanica e, attraverso una costante, restituiscono una deformazione, riportano in ascissa il numero dello step in corrispondenza del quale è stata effettuata la registrazione e in ordinata la deformazione della barra. Si confronta poi la deformazione misurata con quella di snervamento dell'acciaio, definita a partire da prove di resistenza a trazione. Gli strumenti, il cui corretto funzionamento è stato controllato prima della prova, hanno registrato fino al raggiungimento di un limite di operatività tale per cui le misure fornite non sono state più considerate attendibili, condizione per cui i diagrammi presentavano una netta caduta verticale.

Dall'analisi dei risultati dei due strain gauge collegati alle barre longitudinali di fondazione riportati in Figura 91 e Figura 92 si evince che le armature longitudinali hanno una deformazione inferiore a quella di snervamento (pari 0,24% come determinato dalle prove di resistenza a trazione sulle barre di armatura longitudinale utilizzate per la realizzazione della pila in esame).

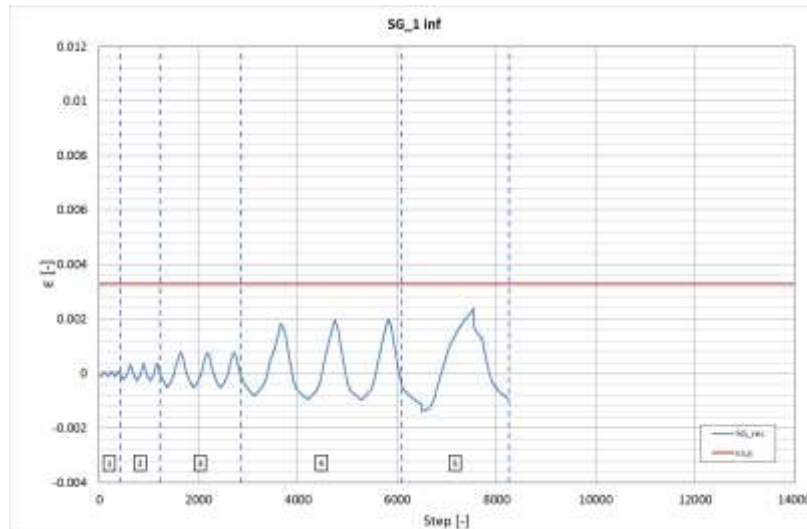


Figura 91: Strain Gauge_1inf

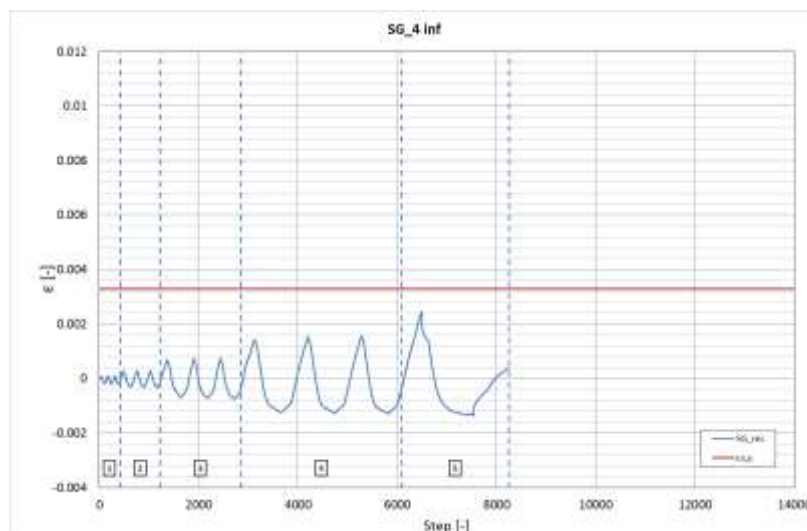


Figura 92: Strain Gauge_4inf

Gli strain gauges che registrano le deformazioni in corrispondenza della sezione di base della pila, mostrano che l'armatura longitudinale posta a sinistra ha una deformazione inferiore rispetto a quella di snervamento; l'armatura longitudinale posta a destra invece, ha una deformazione inferiore a quella di snervamento fino al ciclo 3, per poi attingere un valore di deformazione superiore rispetto a quello di snervamento.

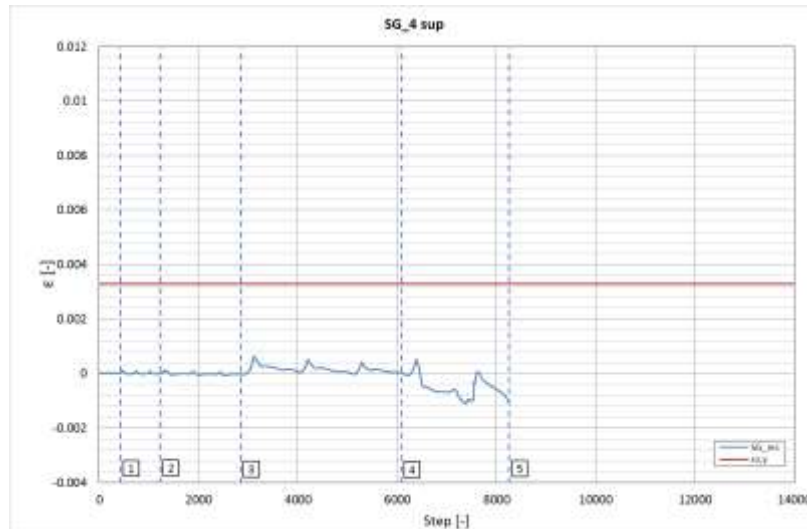


Figura 93: Strain Gauge_4sup

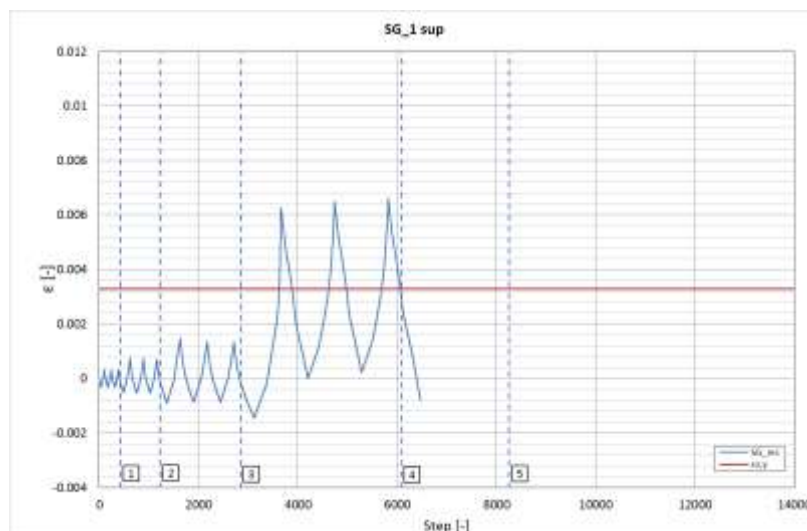


Figura 94: Strain Gauge_1sup

Per lo strain gauge 4_sup è plausibile supporre un errato funzionamento, stante l'ampiezza delle letture non congruente al comportamento locale e globale. Quanto riportato nei diagrammi relativi alle letture degli strain gauge posti sulle barre longitudinali è perfettamente congruente con quanto è possibile osservare dal diagramma F-Drift: la crisi fragile interessa il provino dopo l'innesco dello snervamento e l'entrata in campo non

lineare, ma prima che lo snervamento possa diffondersi alla porzione di barre longitudinali posta all'interno della fondazione.

Gli strain gauges sono stati installati, oltre che sulle armature longitudinali, anche sulle staffe. La deformazione delle staffe, ottenuta dall'elaborazione dei dati, è stata confrontata con quella di snervamento che in questo caso, come mostrato dalle prove di resistenza a trazione, è pari 0,28%.

I diagrammi riportati in Figura 95, Figura 96, Figura 97 e Figura 98 relativi alla prima staffa ($z=12$ cm), mostrano chiaramente che per tutta la durata della prova, le staffe hanno avuto una deformazione inferiore a quella di snervamento tranne che nel caso dell'armatura monitorata dallo strain gauge 5 inf.

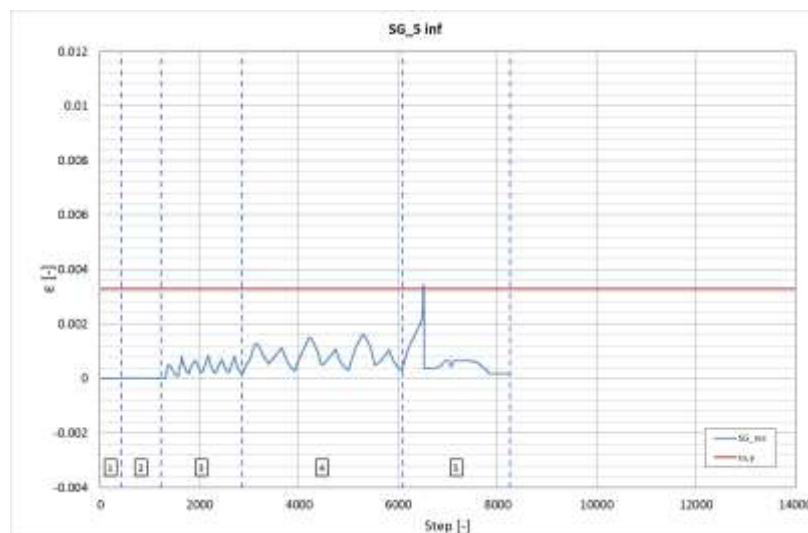


Figura 95: Strain Gauge_5inf

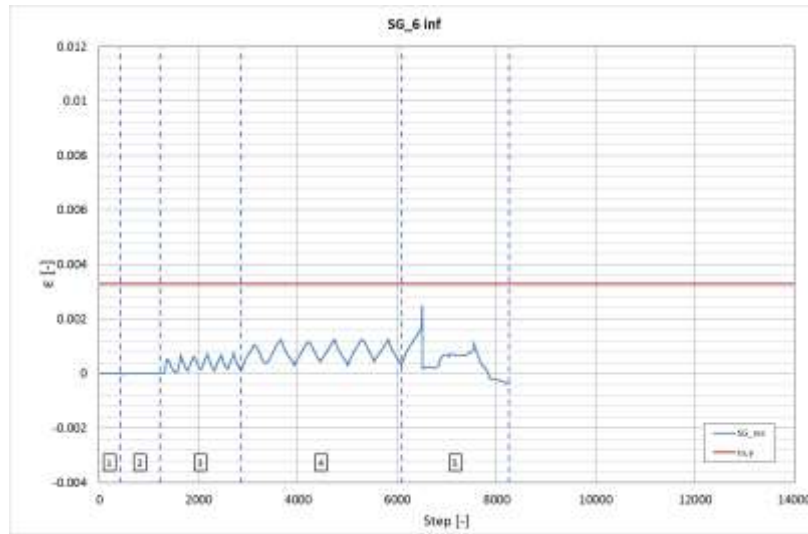


Figura 96: Strain Gauge_6inf

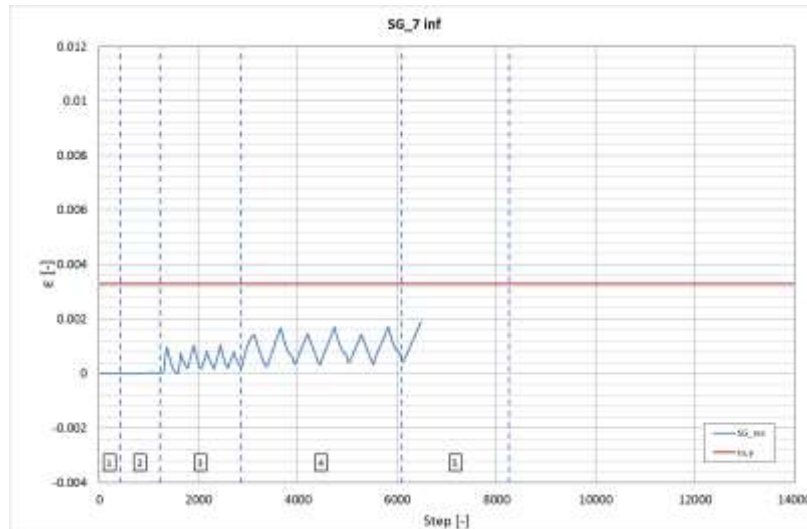


Figura 97: Strain Gauge_7inf

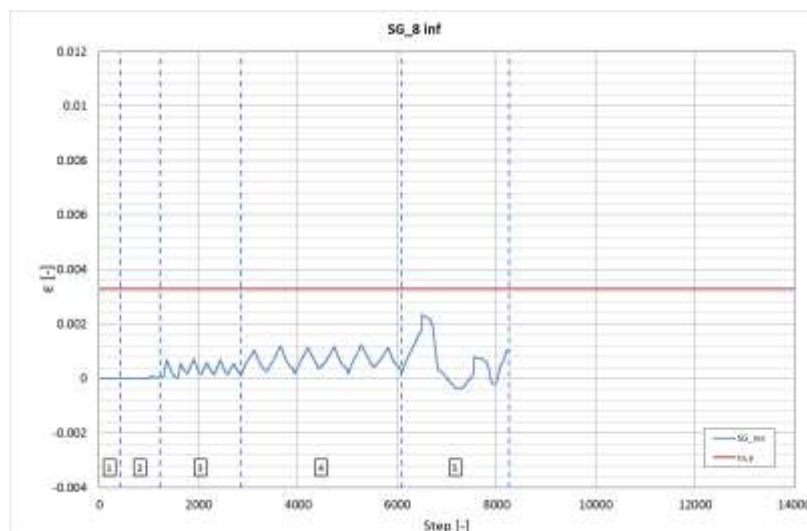


Figura 98: Strain Gauge_8inf

La deformazione delle staffe del secondo livello ($z=24$ cm) sono riportate in Figura 99, Figura 100, Figura 101 e Figura 102e hanno tutte una deformazione inferiore rispetto a quella di snervamento ad eccezione della staffa a cui è collegato lo strain gauge 5sup e 8 sup.

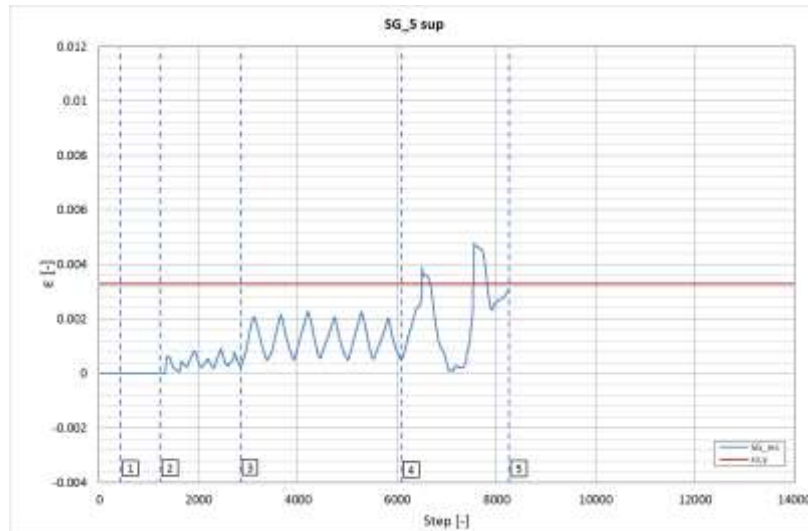


Figura 99: Strain Gauge_5sup

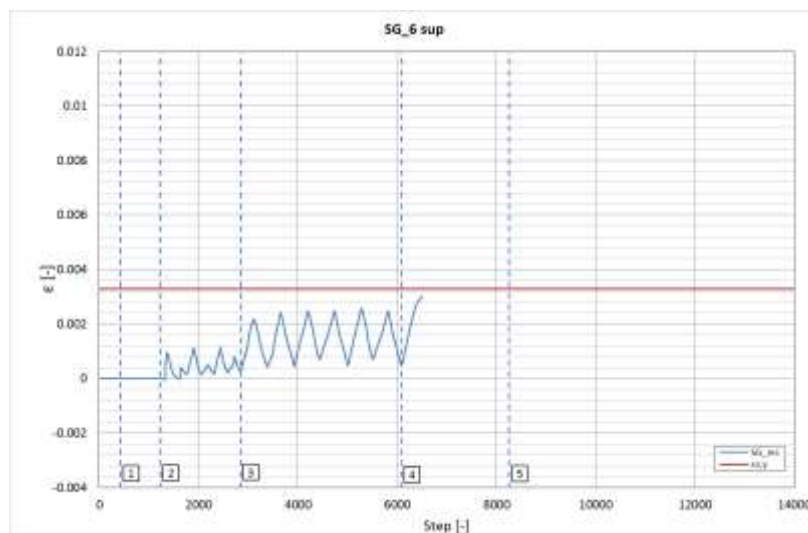


Figura 100: Strain Gauge_6sup

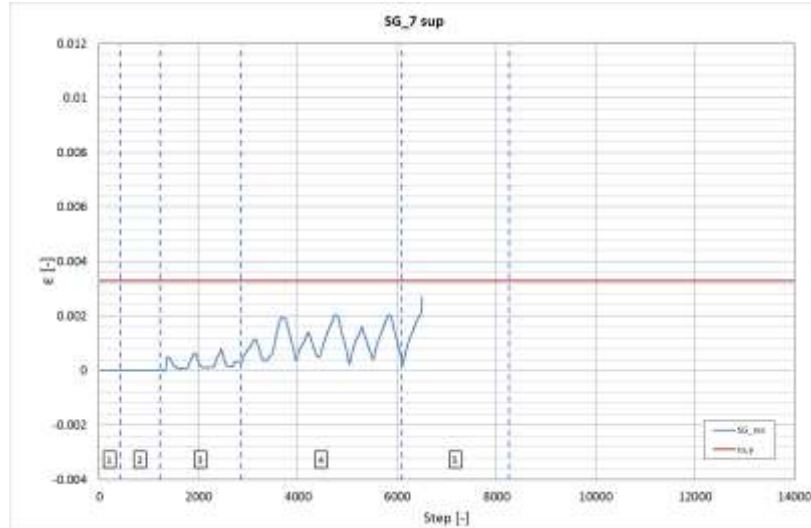


Figura 101: Strain Gauge_7sup

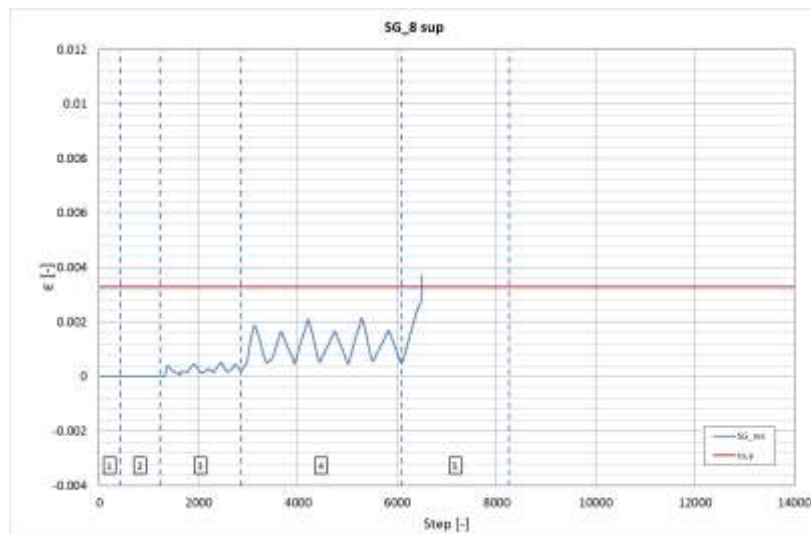


Figura 102: Strain Gauge_8sup

3.3.3 LVDT

I In corrispondenza della sezione di incastro sono stati posizionati due LVDT, uno posizionato dal lato Est (identificato con la lettera E), l'altro posizionato sul lato Ovest (identificato con la lettera D), per monitorare l'eventuale apertura di fessure in corrispondenza della sezione di incastro e per poterne valutare, noto lo spostamento, l'entità della rotazione. I diagrammi di seguito riportati sono stati plottati fin quando non è stato raggiunto il limite di funzionalità dello strumento che ne ha compromesso il corretto funzionamento e quindi l'attendibilità della misura.

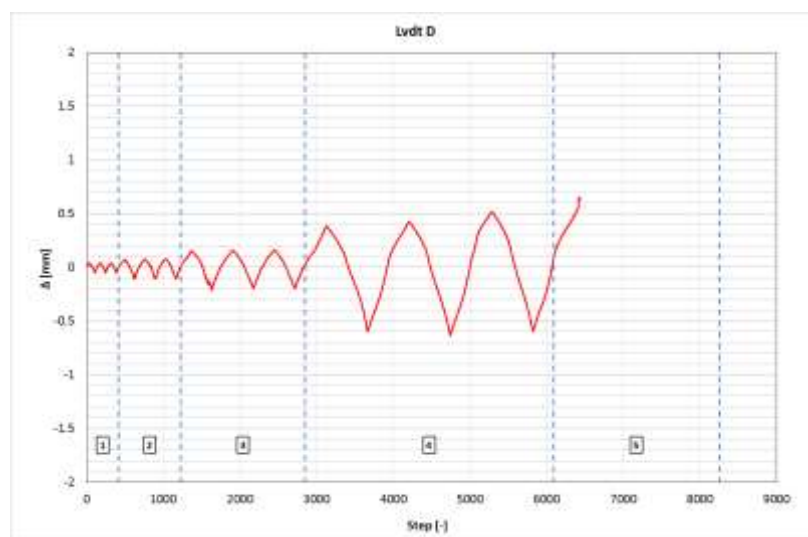


Figura 103: Lvdt D

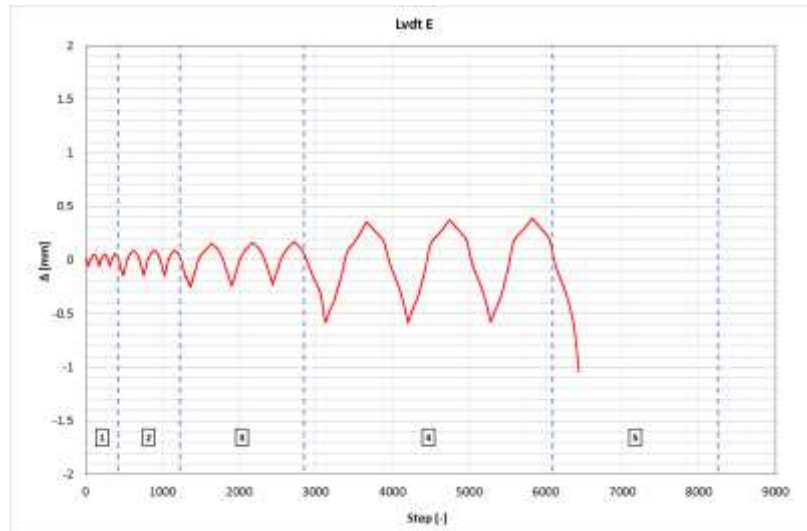


Figura 104: Lvdt E

In Figura 76 è riportato un confronto tra le misure effettuate dai due Lvdt. Si nota che l'operatività degli strumenti è considerata attendibile fino all'inizio del ciclo 5. Gli spostamenti registrati sono molto piccoli, all'ultimo ciclo registrato, in fase di spinta è di poco superiore a 0.5 mm in fase di tiro invece è circa 1 mm. Si nota chiaramente una simmetria della misura in termini di ampiezze e di contrapposizione di fase tra le due registrazioni e in particolare si nota che gli spostamenti registrati in trazione sono maggiori di quelli registrati in compressione; tale differenza è dovuta alla scarsa resistenza a trazione del calcestruzzo e pertanto gli spostamenti registrati in trazione sono sempre maggiori.

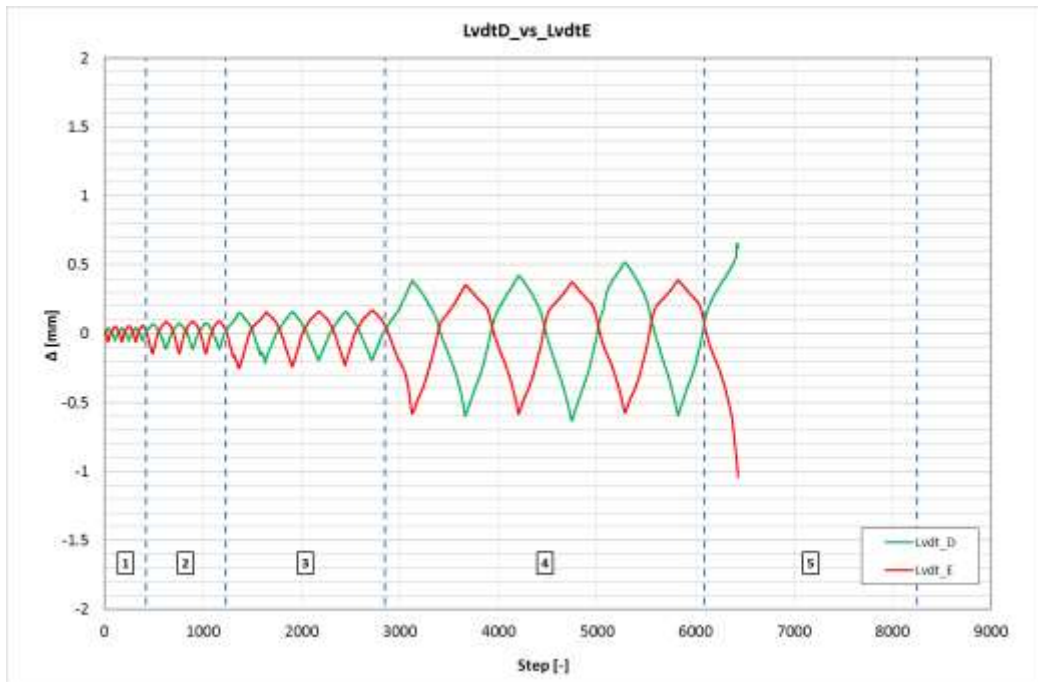


Figura 105: Confronto Lvd D vs Lvd E

Solo per questa pila è possibile valutare anche l'entità dello spostamento, se presente, dei punti posti a 400 mm dalla sezione di base grazie alle misure registrazioni degli strumenti Lvdtd N, Figura 106 e Lvdtd O, Figura 107. Si riporta pertanto anche il confronto tra i due valori registrati Figura 108.

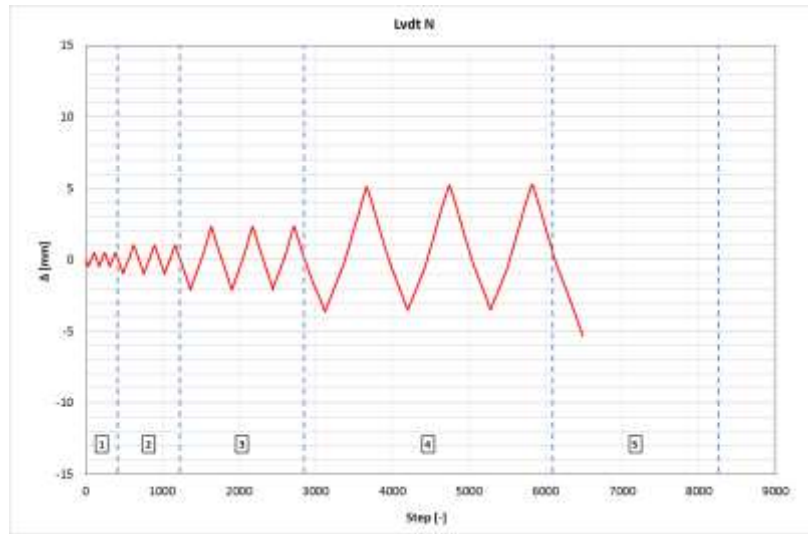


Figura 106: Lvdt N

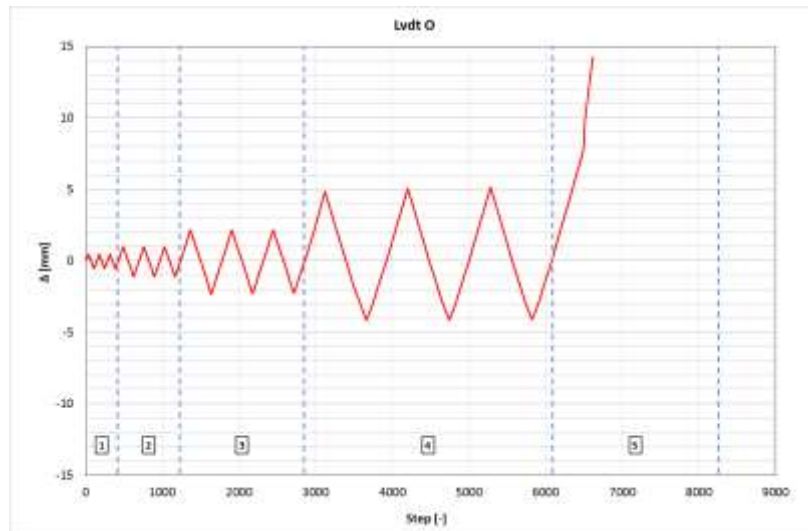


Figura 107: Lvdt O

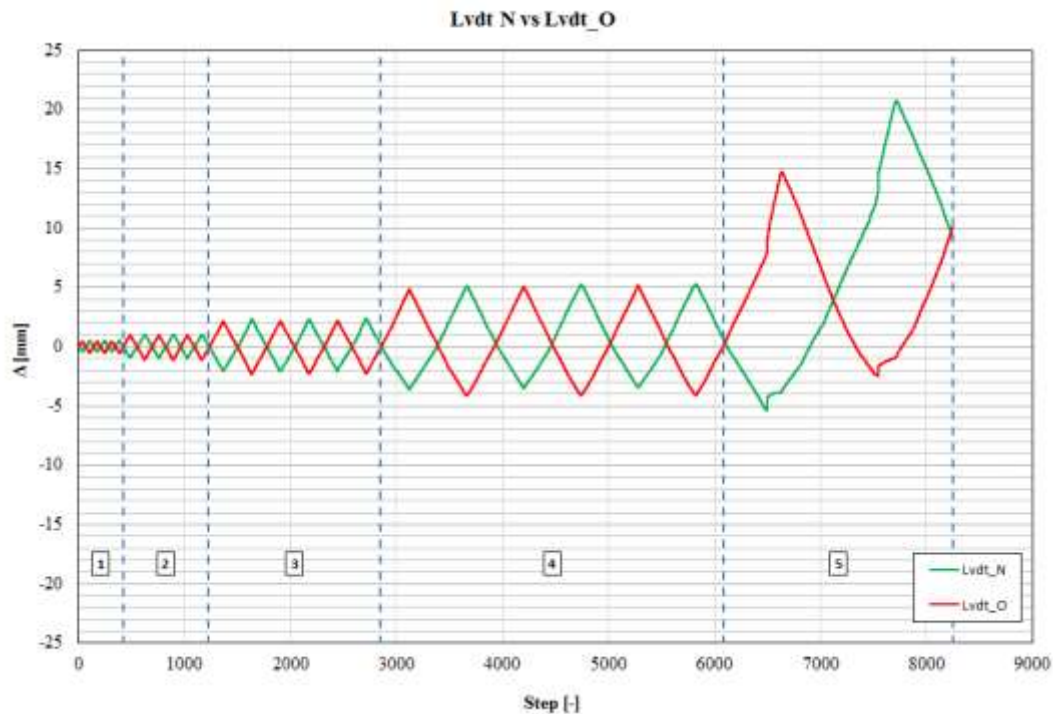


Figura 108: Confronto Lvdt N vs Lvdt O

In corrispondenza del ciclo 5, come mostrato dalle registrazioni si innesca la fessurazione, infatti gli spostamenti registrati hanno entità nettamente superiori a quelli dei cicli precedenti; fino al ciclo 4 gli spostamenti erano dell'ordine dei 5 mm in compressione e di poco inferiori quelli in trazione, per l'unico sottociclo del ciclo 5 in corrispondenza del quale si attinge la crisi, gli spostamenti in compressione sono pari a quasi 14 mm e pari a 5 mm in trazione; per Lvdt O e quasi a 20 mm in compressione e poco più di 3 mm in trazione. In questo caso gli spostamenti registrati presentano un valore maggiore in compressione rispetto al valore rilevato in trazione, infatti, il lato Ovest monitorato dall'Lvdt O mostra spostamenti minori in quanto registra lo spostamento della parte inferiore del triangolo individuato dalla diagonale che è minore rispetto a quello della parte superiore che invece è caratterizzata da uno scorrimento rispetto alla diagonale; l'entità dello scorrimento, che si legge in termini di differenza in valore assoluto registrato dagli strumenti è pari a 1 cm circa.

3.3.4 Potenzimetri lineari

In Figura 84 è stato descritto il setup di prova utilizzato per misurare gli spostamenti relativi sia orizzontali che diagonali di ciascun quadrante; le registrazioni rilevate, riportate fino al limite di operatività di ogni strumento, sono proposte da Figura 109 e Figura 110 e rappresentano nell'ordine le registrazioni dei potenziometri verticali posizionati in

corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 25_1 e 25_2 per il quadrante inferiore e 25_3 e 25_4 per quello superiore) e quelle dei potenziometri posizionati in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 25_5 e 25_6 per il quadrante inferiore e 25_7 e 25_8 per quello superiore). Come si può notare il quadrante inferiore del castelletto di prova è caratterizzato da spostamenti minori rispetto a quello superiore, in tutti e due i casi. Gli spostamenti registrati nei due quadranti sono confrontabili, infatti per la pila in esame, tozza, non si attendono notevoli spostamenti se non in corrispondenza dell'attingimento della crisi tagliante come dimostra ultimo spostamento rilevato da entrambe i lati che è nettamente superiore a quelli registrati per i cicli precedenti. L'entità degli spostamenti è di circa 2 mm dal lato Sud ed è di circa 4 mm dal lato Nord poiché è proprio questo il lato in cui si presenta una fessurazione più diffusa che può influenzare tale misura.

In Figura 111 e Figura 112 si riportano gli spostamenti relativi registrati dai potenziometri diagonali rispettivamente in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 50_1 e 50_2 per il quadrante inferiore e 50_3 e 50_4 per quello superiore) e in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 50_5 e 50_6 per il quadrante inferiore e 50_7 e 50_8 per quello superiore). I potenziometri diagonali misurano spostamenti confrontabili tra i due livelli del castelletto sia dal lato Sud che dal lato Nord ma in corrispondenza dell'ultimo ciclo, lo spostamento registrato aumenta progressivamente fino all'attingimento della crisi tagliante.

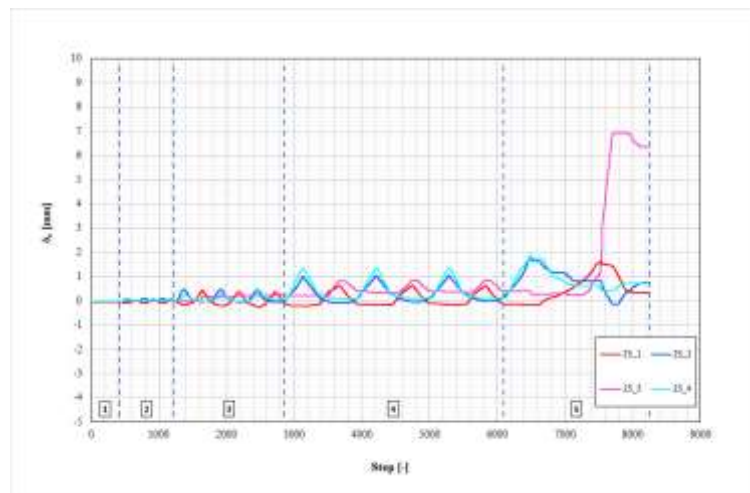


Figura 109: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del primo livello.

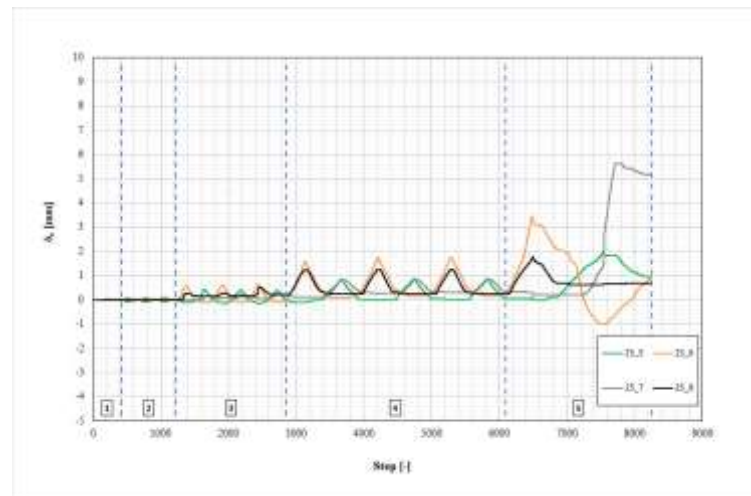


Figura 110: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello.

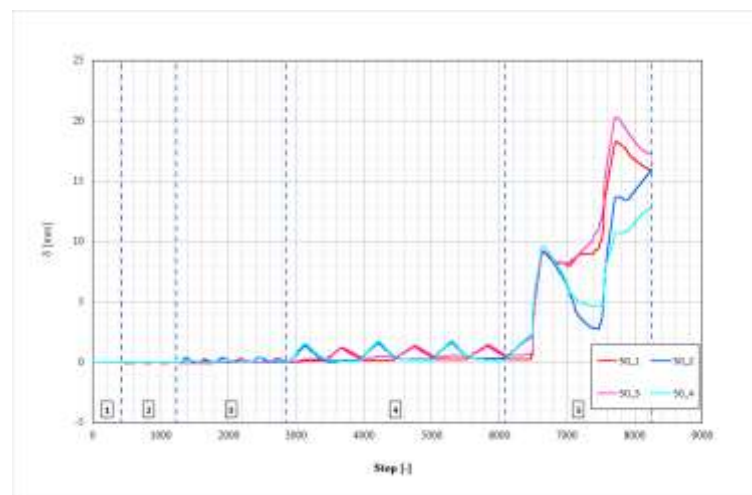


Figura 111: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.

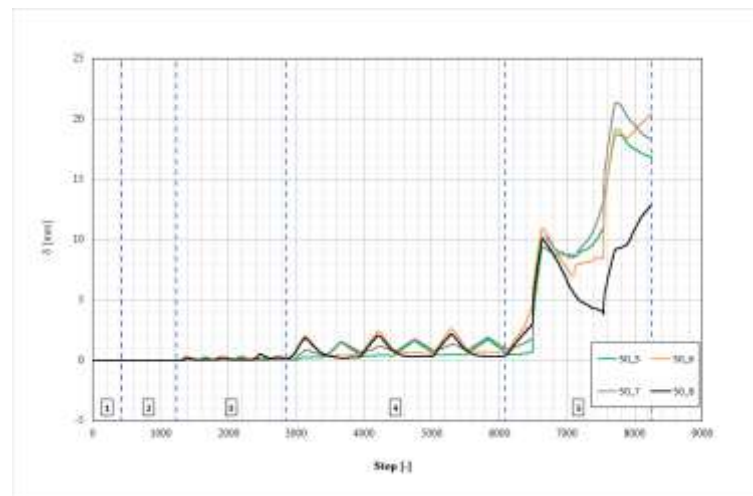


Figura 112: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello.

Dai dati registrati dai potenziometri, è possibile ricavare il diagramma delle curvature in fase di spinta e in fase di tiro. Considerando il contributo fornito dagli Lvdt D ed E, legato alla *fix end rotation* e dai soli potenziometri verticali che forniscono il contributo flessionale. Si è riportato in Figura 113 l'andamento delle curvature con l'altezza: il valore massimo che rispetto al caso di pile snelle, mostra una diffusione più uniforme delle curvature lungo l'asse dell'elemento, la curvatura raggiunge il suo valore massimo in corrispondenza della base ed è pari a 0.036 1/m in fase di tiro e 0.039 1/m in fase di spinta; tali valori come ci aspetta sono minori rispetto a quelli ricavati per pile snelle.

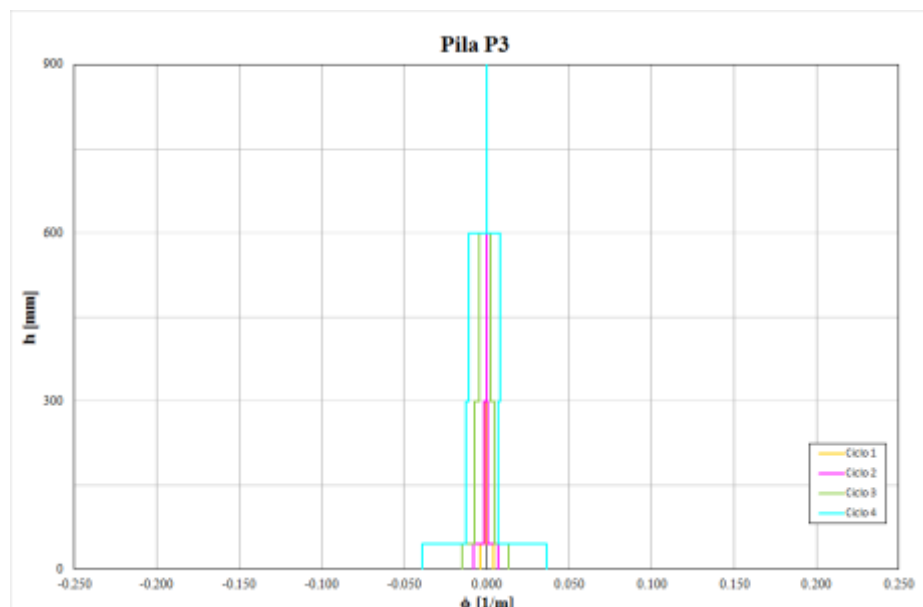


Figura 113: Profilo delle curvature.

Secondo la procedura illustrata al 3.1.4, si calcolano i singoli contributi di spostamento in testa relativi ad ogni aliquota di deformazione e si rapportano al totale dello spostamento calcolato in testa. Le aliquote sono riportata in ed è chiaro, come ci si attende per una pila tozza che il contributo legato al taglio sia non trascurabile, infatti a fine prova i contributi legati alla flessione e alla *fix end rotation* sono pari rispettivamente a circa il 30% dello spostamento totale, il contributo legato al taglio incide sullo spostamento totale con un'aliquota che è circa il 40% dello spostamento totale.

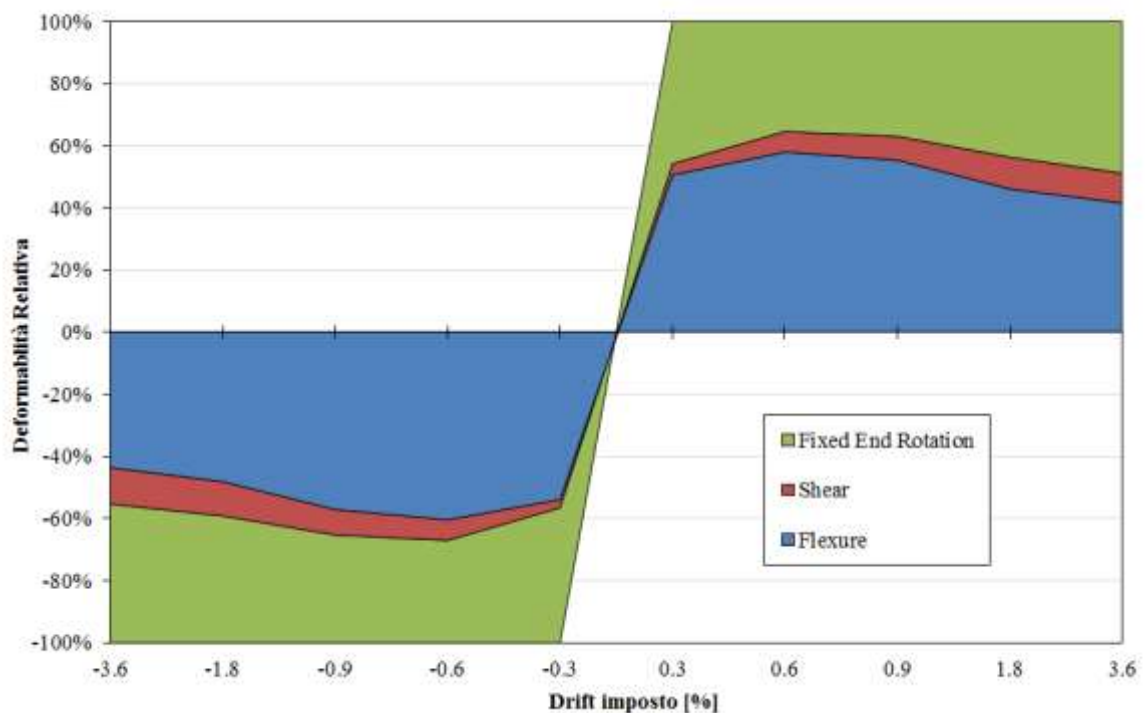


Figura 114: Componenti deformative locali.

Pila P4

La Pila P4 è costituita da una sezione rettangolare cava, di dimensioni 60x40 cm, l'altezza è di 900 mm e la direzione di prova corrisponde con quella di inerzia minore pertanto il rapporto $L_v/h = 2.25$. la pila, nella direzione di prova può essere chiaramente definita come "parete". In Figura 115 sono riportate le caratteristiche geometriche della pila e la direzione di prova.

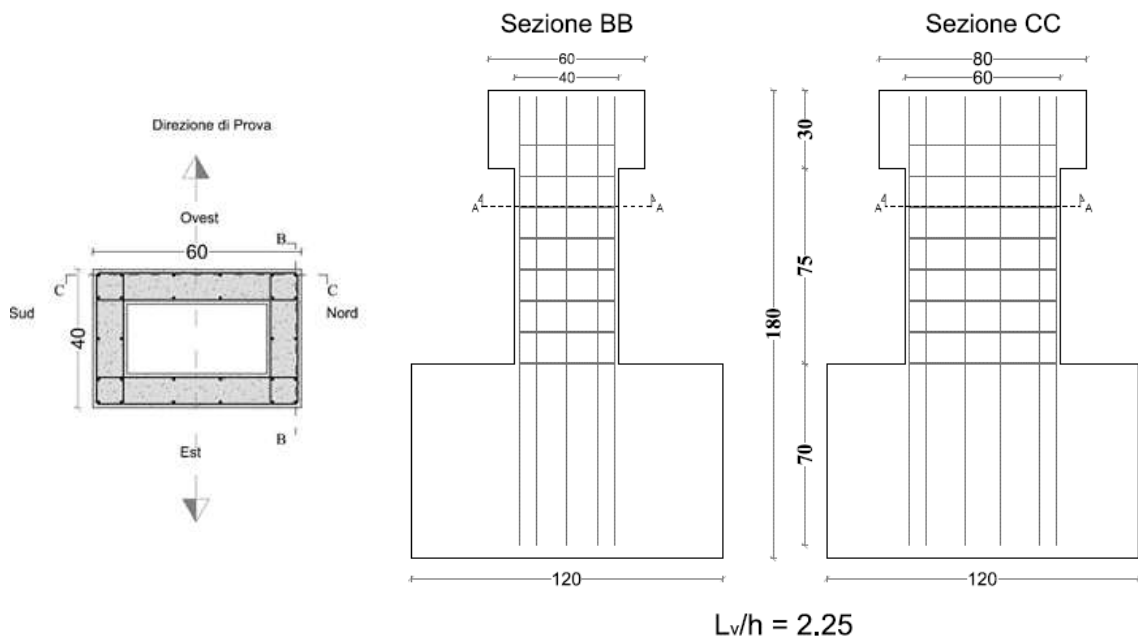


Figura 115: Caratterizzazione Pila P4

Per la completa caratterizzazione della pila in esame, si riporta anche la disposizione dei potenziometri lineari e degli Lvdt (Figura 116) e la disposizione degli strain gauges (Figura 117):

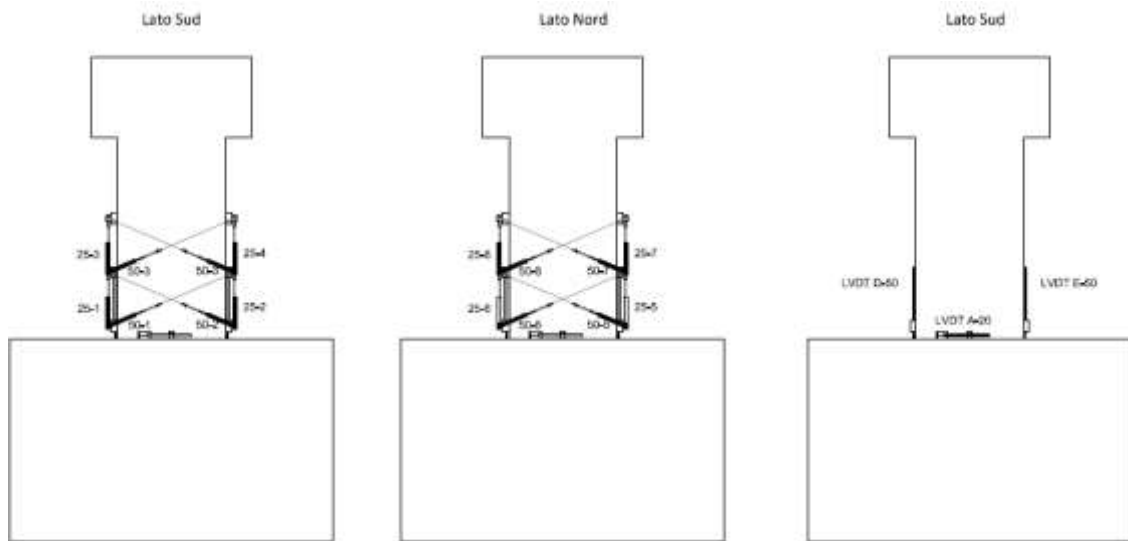


Figura 116: Setup leggero Pila P4

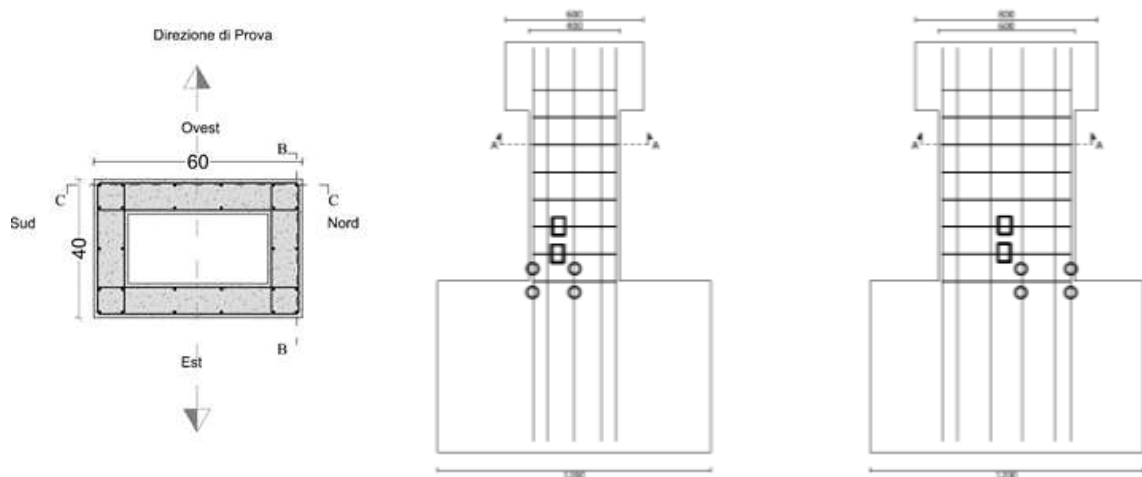


Figura 117: Strain Gauge Pila P4

3.3.5 Risposta isteretica e quadri di danneggiamento

La pila, soggetta ad uno sforzo normale costante di 138 kN, è sottoposta ad una prova ciclica secondo il ciclo di spostamento riportato in Figura 118.

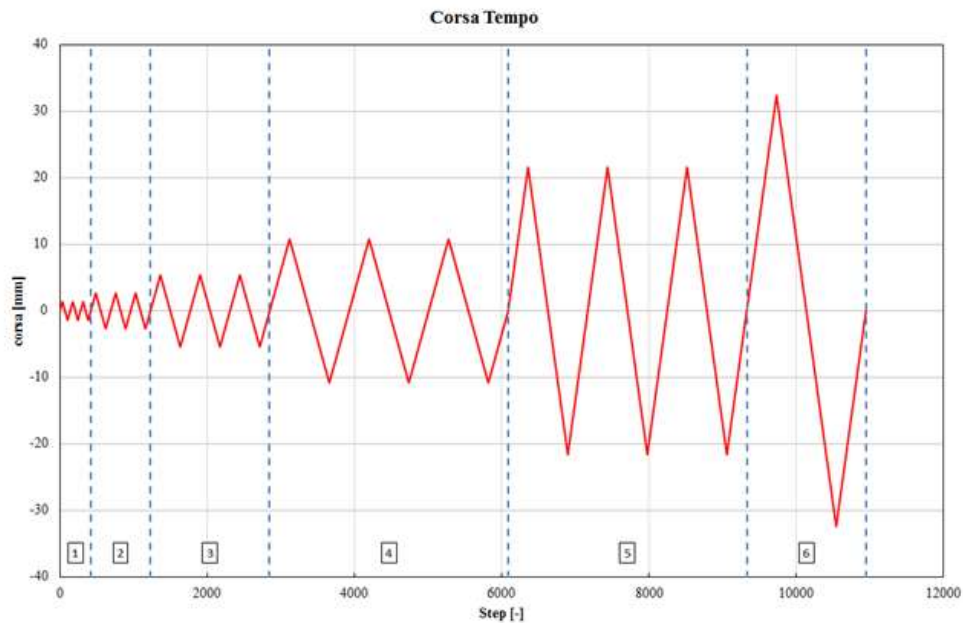


Figura 118: Ciclo di spostamento imposto in corrispondenza della testa della pila P4

Per effetto del ciclo di spostamento imposto si ricava il diagramma forza-drift riportato in Figura 119 che ha in ascissa il valore del drift (spostamento orizzontale misurato dal potenziometro a filo diviso la luce di taglio) e in ordinata il valore della forza misurato dalla cella di carico.

La Pila è sottoposta a 6 cicli in controllo di spostamento, per i primi cicli, con drift 0.15-0.30%, in cui il comportamento è ancora puramente elastico, non si nota un importante innesco di fessurazione; a partire dal ciclo successivo a cui corrisponde un drift richiesto di 0.60% e che ha una duttilità richiesta pari ad 1, la fessurazione è in evidente evoluzione così come mostrato anche dal quadro fessurativo associato al drift richiesto pari a 1.20 a cui corrisponde una duttilità pari a 2. A partire dal ciclo 5, a cui corrisponde una richiesta di drift di 2.40 con duttilità in spostamento richiesta pari a 4, si ha un distacco del copriferro seguito da una graduale espulsione che non garantisce più l'effetto di confinamento del nucleo interno di calcestruzzo, seppur ridotto, a cui questo elemento è preposto. In corrispondenza del ciclo 6, per un drift richiesto di 3.60% e una richiesta di duttilità pari a 6, si innesca la fessurazione a taglio in corrispondenza della fase di tiro. Si termina comunque per completezza il ciclo, esibendo poi una fessura anche dal lato opposto ma questa è comunque condizionata dalla crisi già attinta e avvertita in laboratorio mediante un rumore secco.

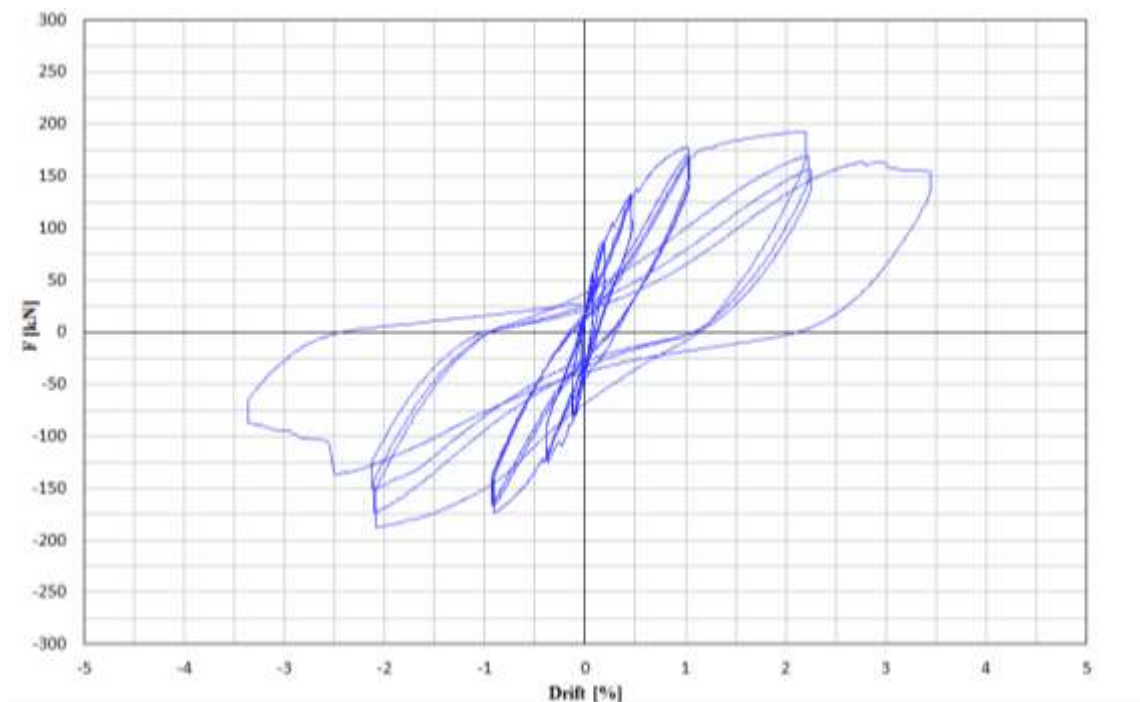


Figura 119: Diagramma Forza-Drift

Il diagramma Forza - Drift riportato in Figura 119 derivante dalla sperimentazione mostra che il degrado intraciclico è inferiore al 10% e quindi non induce un significativo degrado di resistenza globale fino al quinto ciclo; al ciclo sei viene attinta la crisi tagliante. All'aumentare del numero dei cicli, con l'evolversi della fessurazione si manifesta una progressiva riduzione di rigidità rispetto a quella iniziale. In seguito alla formazione della prima fessura profonda in direzione diagonale si attinge la crisi tagliante con una conseguente perdita di resistenza in fase di tiro ed è proprio in tale fase che viene attinta la crisi tagliante.



Figura 120: Quadro fessurativo finale Pila P4

Lo stato di danneggiamento del provino all'avanzare dei cicli è brevemente riassunto in Tabella 5

Tabella 6: Descrizione qualitativa del danno per la Pila_P4

CICLO	Descrizione qualitativa del danno
1	Non ci sono fessure visibili né in fase di spinta, né in fase di tiro in nessuno dei due lati esaminati
2	Lato Sud: comparsa della prima fessura in prossimità della sezione d'incastro; Lato Est sottociclo -2: comparsa delle fessure in corrispondenza della prima staffa del primo livello del castelletto;
3	Lato Est sottociclo-1: fessurazione in evoluzione; Lato Est sottociclo-3: fessurazione evidente in corrispondenza della sezione di incastro;
4	Lato Sud –sottociclo 2: quadro fessurativo esteso, risulta evidente anche l'apertura di una seconda fessura nella parte superiore del secondo livello del castelletto;
5	Lato Est: copriferri lesionati; Lato Ovest: espulsione del copriferro; Lato Est: fessurazione profonda del copriferro;
6	Lato Sud: fessurazione estesa con configurazione triangolare, la parte al di sopra della lesione è soggetta ad uno scorrimento rispetto alla parte sottostante e ruota rispetto ad essa in corrispondenza di un polo posto in prossimità del “corner” a destra; Lato Est: buckling evidente della barra longitudinale d'angolo; Lato Nord: fessurazione estesa la cui configurazione è ad X; Lato Sud: copriferro prossimo all'espulsione; Rumore secco accompagnato dall'apertura sensibile della prima fessura a taglio.

3.3.6 Strain gauges

La disposizione degli strain gauges, per la valutazione della deformazione delle barre di interesse è riportata in Figura 117.

I diagrammi ottenuti dall'elaborazione dei risultati forniti dagli strain gauges, che misurano differenze di resistenza meccanica e, attraverso una costante, restituiscono una deformazione, riportano in ascissa il numero dello step in corrispondenza del quale è stata effettuata la registrazione e in ordinata la deformazione della barra. Si confronta poi la deformazione misurata con quella di snervamento dell'acciaio, definita a partire da prove di resistenza a trazione. Gli strumenti, il cui corretto funzionamento è stato controllato

prima della prova, hanno registrato fino al raggiungimento di un limite di operatività tale per cui le misure fornite non sono state più considerate attendibili, condizione per cui i diagrammi presentavano una netta caduta verticale.

Dall'analisi dei risultati dei due strain gauges collegati alle barre longitudinali di fondazione riportati in Figura 121 si evince che l'armatura longitudinale posta in corrispondenza dello spigolo sinistro ha una deformazione inferiore a quella di snervamento (pari 0,24% come determinato dalle prove di resistenza a trazione sulle barre di armatura longitudinale utilizzate per la realizzazione della pila in esame). Dalla Figura 122, invece si evince che l'armatura longitudinale posta in corrispondenza dello spigolo destro ha una deformazione superiore a quella di snervamento a partire dal ciclo 4.

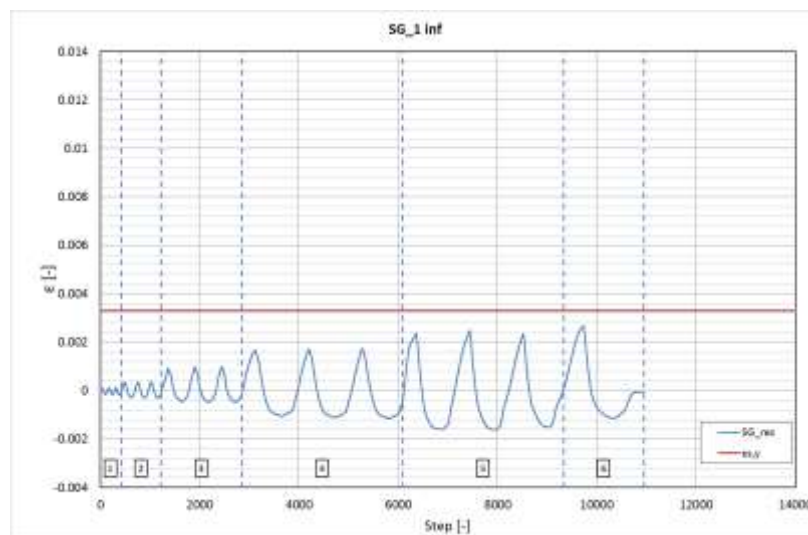


Figura 121: Strain Gauge_1inf

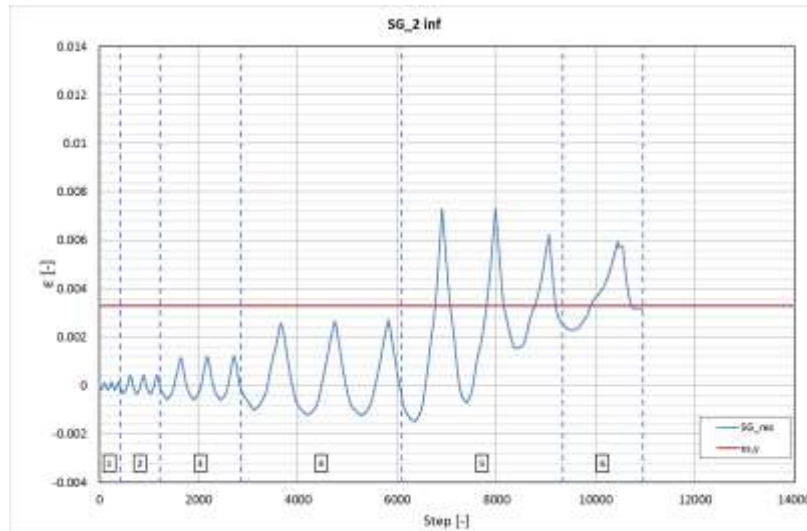


Figura 122: Strain Gauge_2inf

Gli strain gauges che registrano le deformazioni in corrispondenza della sezione di base della pila, riportate in Figura 123, Figura 124, Figura 125 e Figura 126, mostrano che la deformazione esibita dalla barra posta a sinistra è inferiore a quella di snervamento, quella posta a destra raggiunge valori di deformazione superiore a quella di snervamento a partire dal ciclo 5.

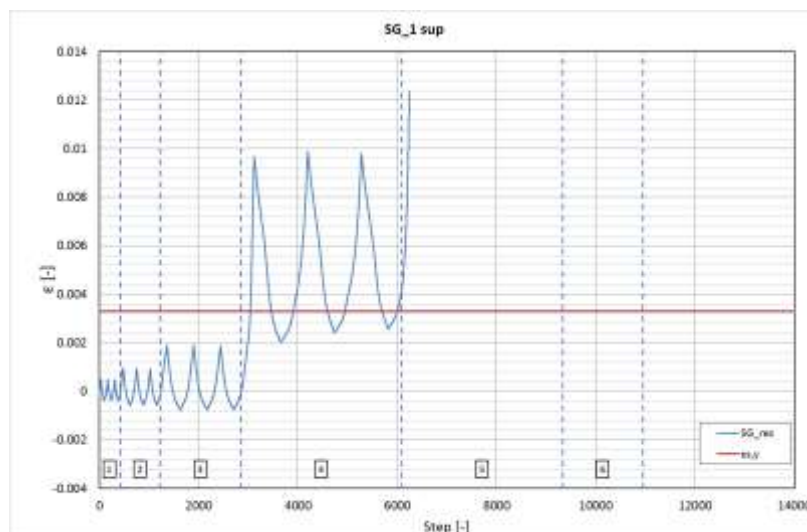


Figura 123: Strain Gauge_1sup

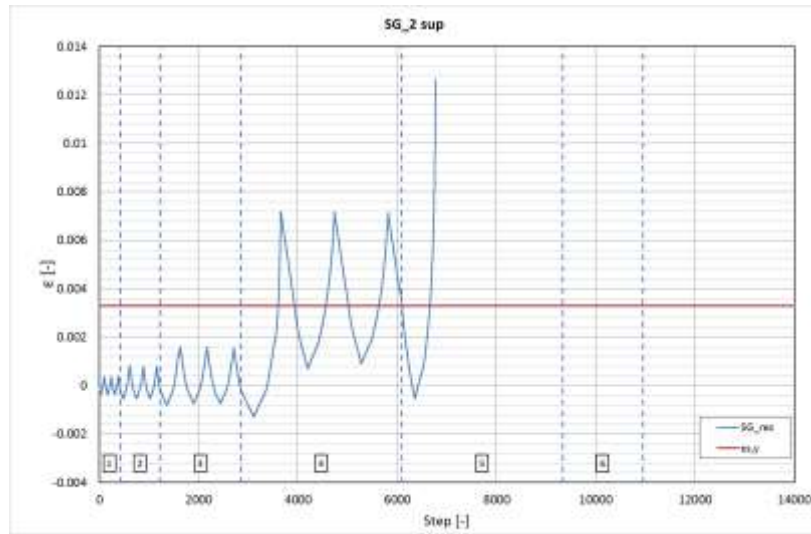


Figura 124: Strain Gauge_2sup

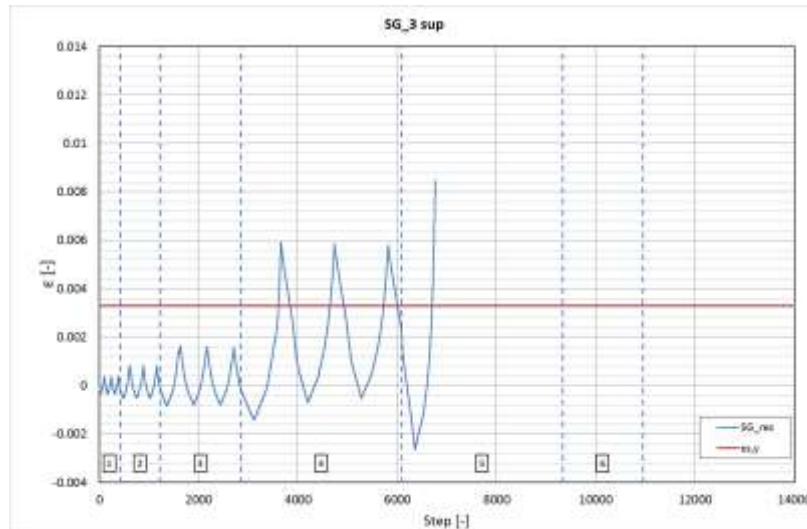


Figura 125: Strain Gauge_3sup

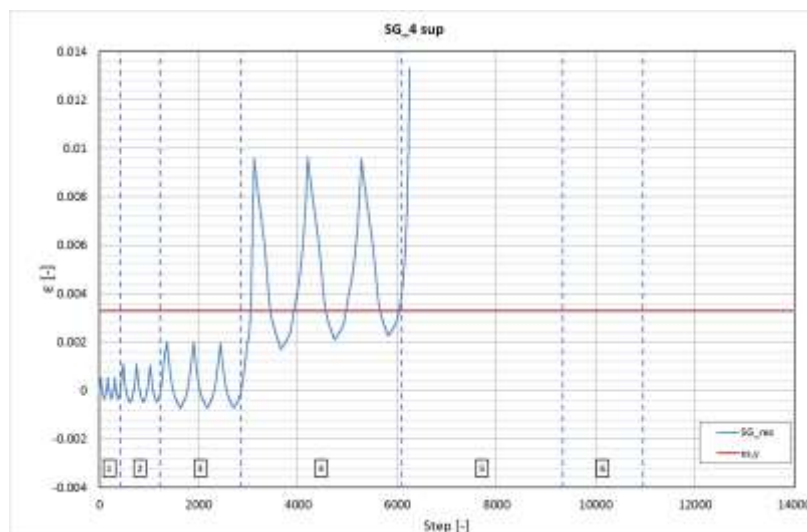


Figura 126: Strain Gauge_4sup

Si può osservare che a partire dal ciclo 4 tutte le barre monitorate esibiscono valori di deformazione superiori a quelli di snervamento; è proprio in corrispondenza di questo ciclo che si attinge lo snervamento in termini di risposta globale infatti la curva mostra chiaramente un gomito in corrispondenza di tale condizione.

Gli strain gauges sono stati installati, oltre che sulle armature longitudinali, anche sulle staffe. La deformazione delle staffe, ottenuta dall'elaborazione dei dati, è stata confrontata con quella di snervamento che in questo caso, come mostrato dalle prove di resistenza a trazione, è pari 0,28%.

I diagrammi riportati in Figura 127, Figura 128, Figura 129 e Figura 130 relativi alla prima staffa ($z=12$ cm), mostrano chiaramente che in corrispondenza del ciclo 5 le staffe hanno attinto un valore di deformazione superiore a quella di snervamento.

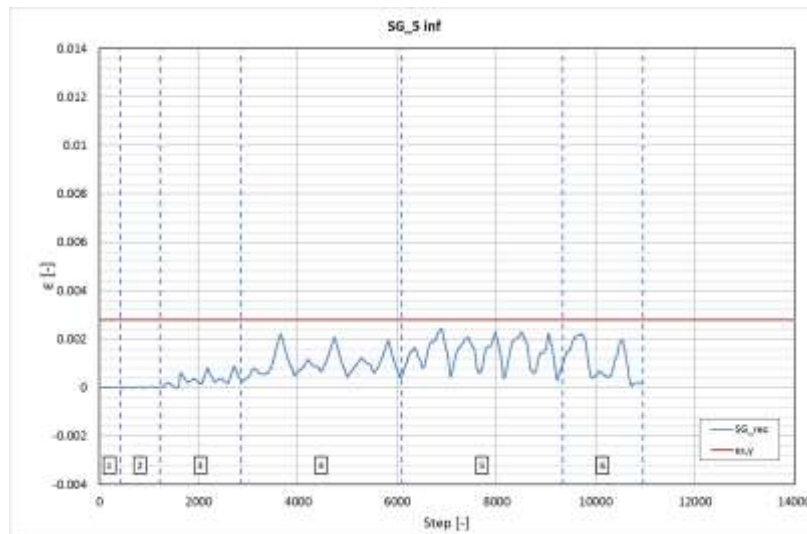


Figura 127: Strain Gauge_5inf

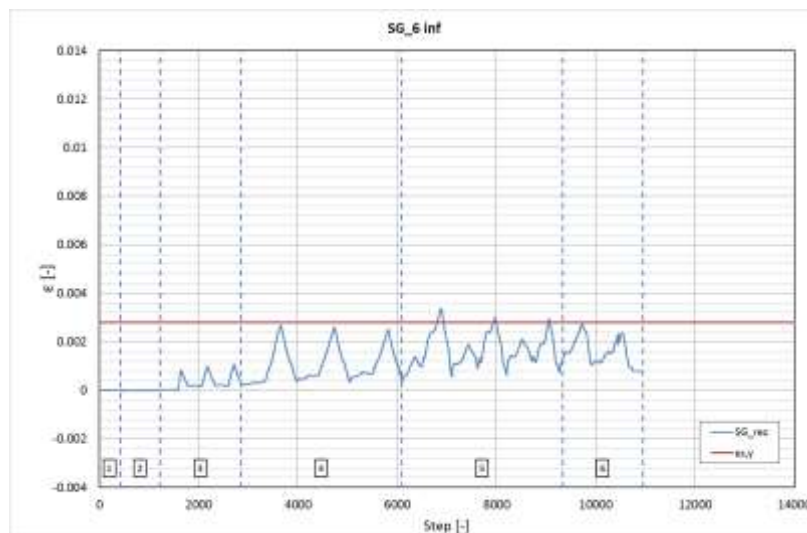


Figura 128: Strain Gauge_6inf

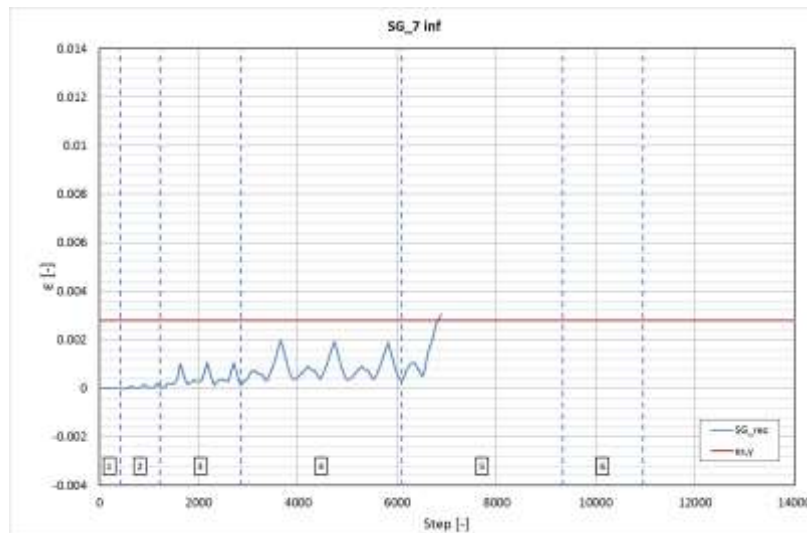


Figura 129: Strain Gauge_7inf

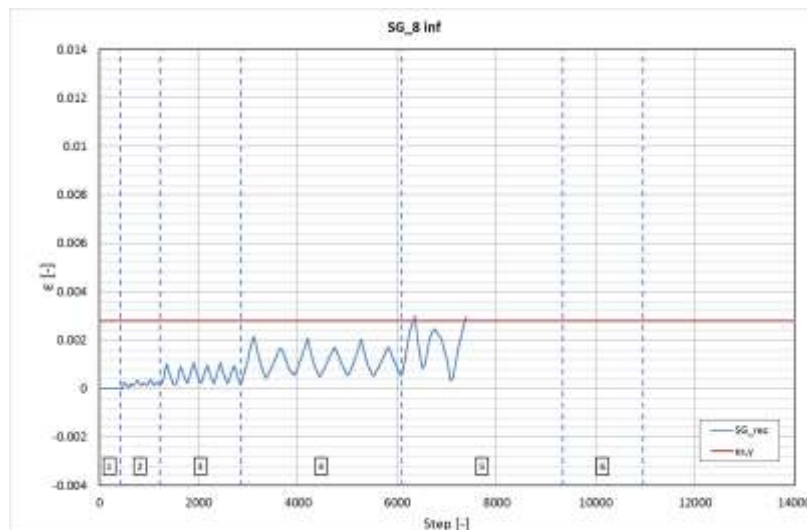


Figura 130: Strain Gauge_8inf

La deformazione delle staffe del secondo livello ($z=24$ cm) sono riportate in Figura 131, Figura 132, Figura 133 e Figura 134 esibiscono durante il percorso di carico una deformazione superiore a quella di snervamento ad eccezione della staffa a cui è collegato lo strain gauge identificato con la sigla “5sup”.

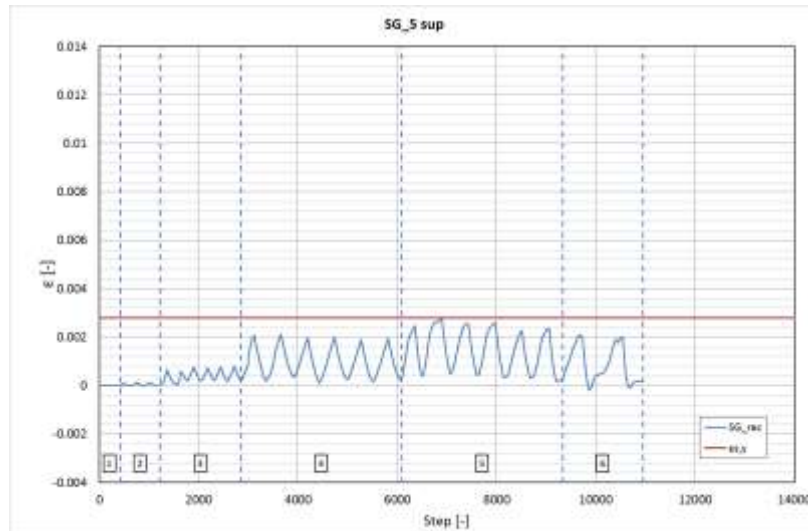


Figura 131: Strain Gauge_5sup

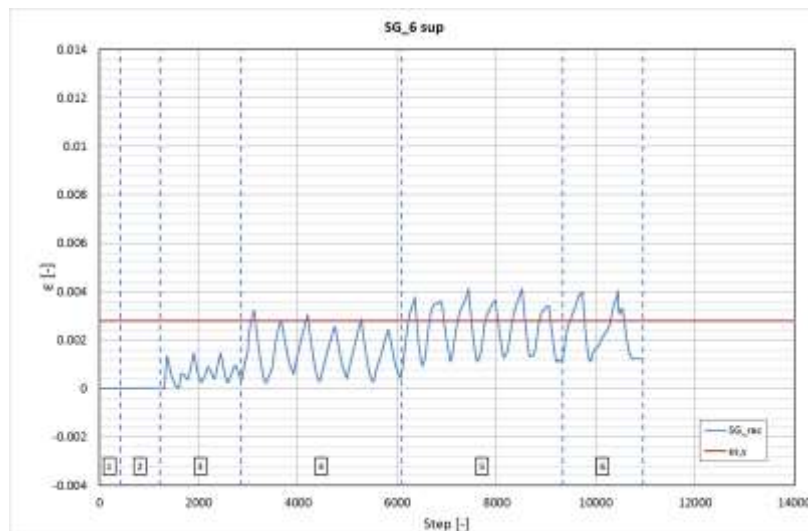


Figura 132: Strain Gauge_6sup

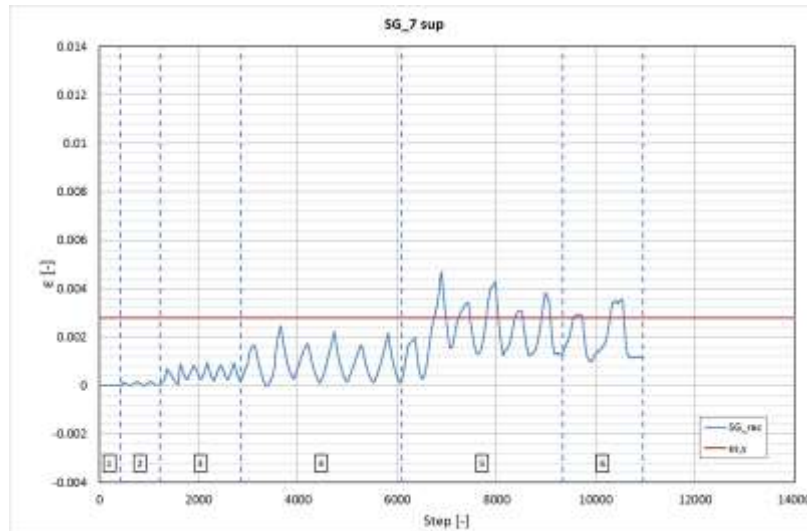


Figura 133: Strain Gauge_7sup

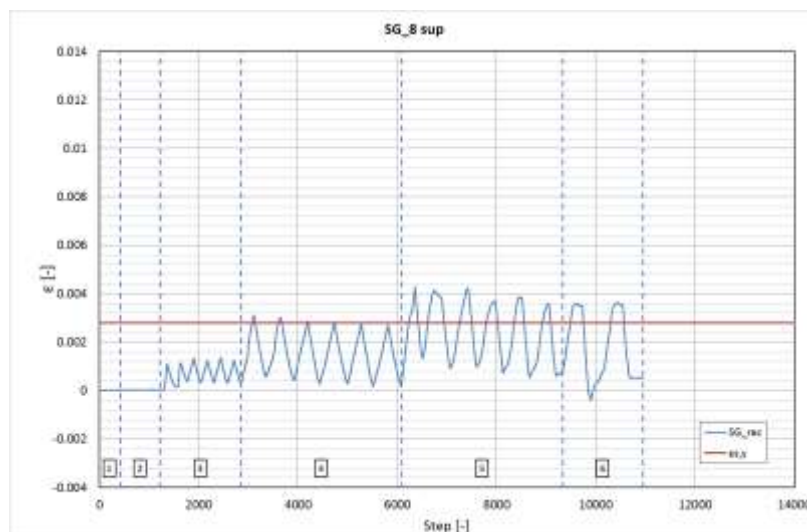


Figura 134: Strain Gauge_8sup

3.3.7 LVDT

I In corrispondenza della sezione di incastro sono stati posizionati due LVDT, uno posizionato dal lato Est (identificato con la lettera E), l'altro posizionato sul lato Ovest (identificato con la lettera D), per monitorare l'eventuale apertura di fessure in corrispondenza della sezione di incastro e per poterne valutare, noto lo spostamento, l'entità della rotazione. Le registrazioni degli strumenti sono state ritenute valide infatti diagrammi di Figura 135 e Figura 136 sono stati plottati fin quando non è stato raggiunto il limite di funzionalità dello strumento che ne ha compromesso il corretto funzionamento e quindi l'attendibilità della misura.

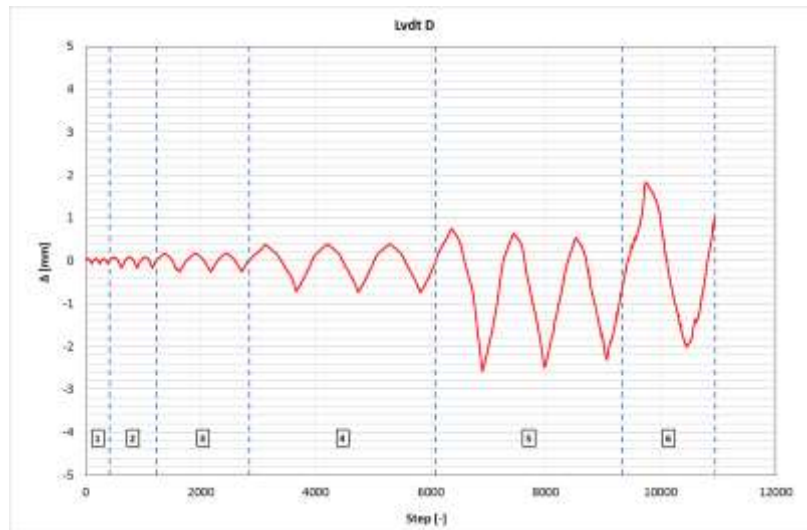


Figura 135: Lvdt_D

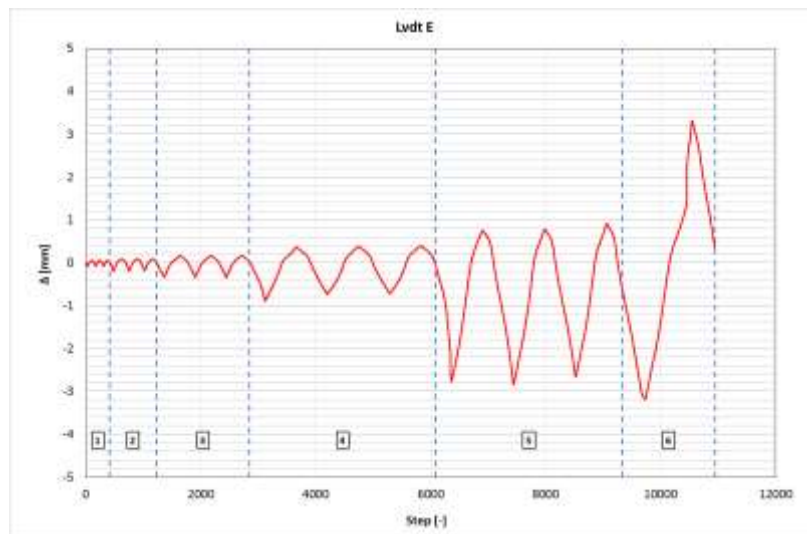


Figura 136: LvdT E

In Figura 137 è riportato un confronto tra le misure rilevate dai due LvdT. Si nota che fino al ciclo 4 gli spostamenti rilevati aumentano all' avanzare dei cicli ma sono inferiori ad 1 mm; le letture si presentano in ogni caso spostate dal lato delle trazioni a causa della ridotta resistenza del calcestruzzo. A partire dal ciclo 5 gli spostamenti registrati diventano significativi e sono in questo ciclo chiaramente maggiori in trazioni rispetto alla compressione per entrambi gli LvdT si ha un valore prossimo ad 1 mm in fase di compressione invece gli spostamenti variano tra i 2 mm e 3 mm in fase di trazione. In corrispondenza del ciclo 6, in cui si attinge la crisi, LvdT D esibisce spostamenti minori rispetto all'LvdT.E. Come si può notare le registrazioni sono state ritenute valide fino alla fine della prova poiché la strumentazione non ha subito danni rilevanti derivanti dalla fessurazione, ulteriore conferma che la crisi a taglio non è caratterizzata da un danneggiamento eccessivo e che è repentina.

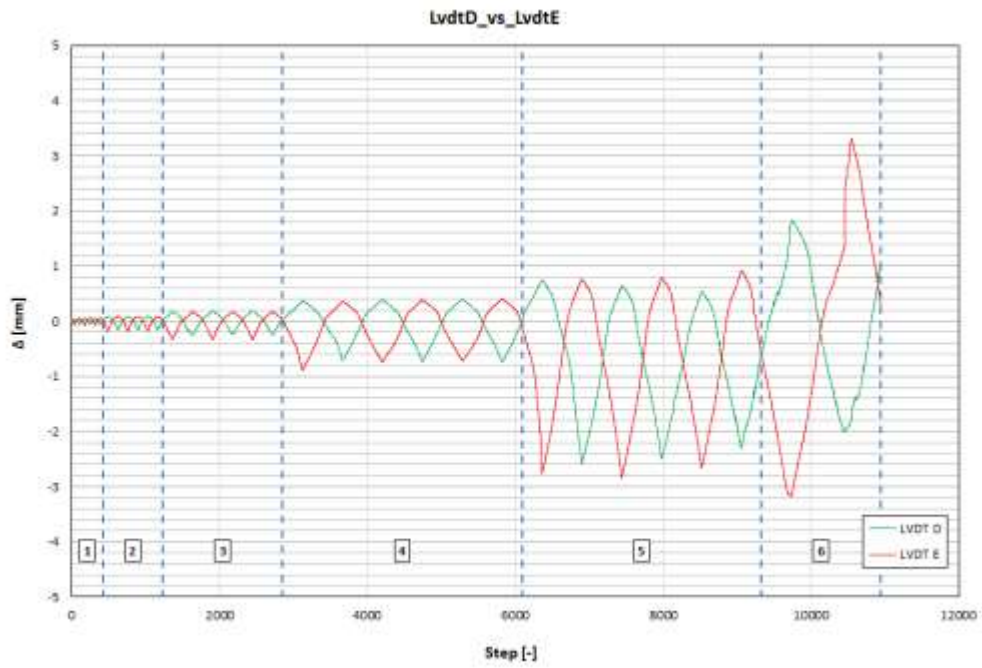


Figura 137: Confronto Lvdt D vs Lvdt E

3.3.8 Potenzimetri lineari

In Figura 116 è stato descritto il setup di prova utilizzato per misurare gli spostamenti relativi sia orizzontali che diagonali di ciascun quadrante; le registrazioni rilevate, riportate fino al limite di operatività di ogni strumento, sono proposte da Figura 138 e Figura 139 e rappresentano nell'ordine le registrazioni dei potenziometri verticali posizionati in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 25_1 e 25_2 per il quadrante inferiore e 25_3 e 25_4 per quello superiore) e quelle dei potenziometri posizionati in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 25_5 e 25_6 per il quadrante inferiore e 25_7 e 25_8 per quello superiore). Come si può notare il quadrante inferiore del castelletto di prova è caratterizzato da spostamenti minori rispetto a quello superiore, in tutti e due i casi. Gli spostamenti registrati nel quadrante inferiore, sia del lato Nord che del lato Sud, dai due potenziometri posti allo stesso livello sono confrontabili e sono nettamente inferiori ad 1 mm; gli spostamenti del livello superiore . L'entità degli spostamenti è di circa 2 mm dal lato Sud ed è di circa 4 mm dal lato Nord poiché è proprio questo il lato in cui si presenta una fessurazione più diffusa che può influenzare tale misura.

In Figura 140 e Figura 141 si riportano gli spostamenti relativi registrati dai potenziometri diagonali rispettivamente in corrispondenza del lato Sud (identificati con la sigla 50_1 e 50_2 per il quadrante inferiore e 50_3 e 50_4 per quello superiore) e in corrispondenza del lato Nord (identificati con la sigla 50_5 e 50_6 per il quadrante inferiore e 50_7 e 50_8 per quello superiore). I potenziometri diagonali misurano spostamenti confrontabili tra i due livelli del castelletto sia dal lato Sud che dal lato Nord ma in corrispondenza dell'ultimo ciclo, lo spostamento registrato aumenta progressivamente fino all'attingimento della crisi tagliante.

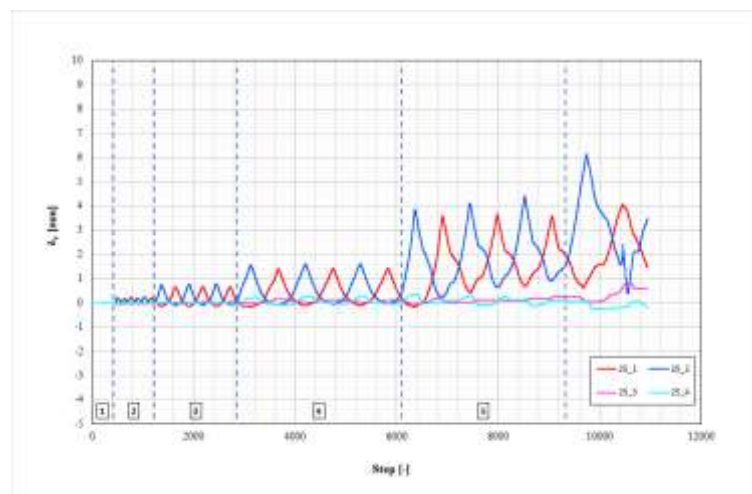


Figura 138: Registrazioni potenziometri verticali del primo livello.

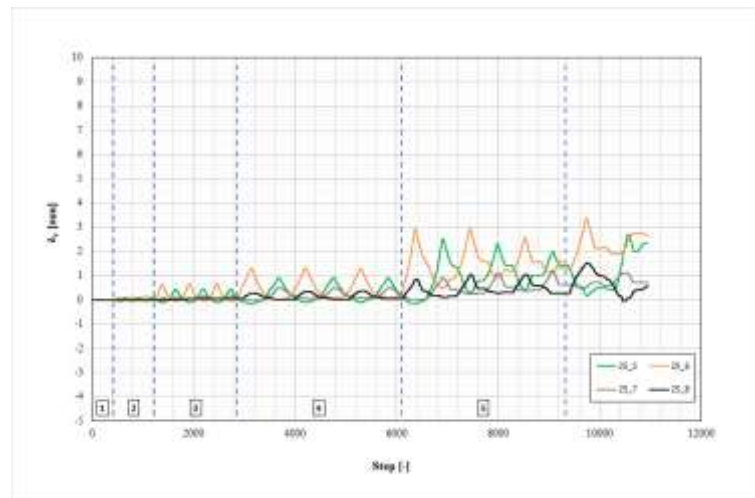


Figura 139: RegISTRAZIONI potenziometri verticali del secondo livello.

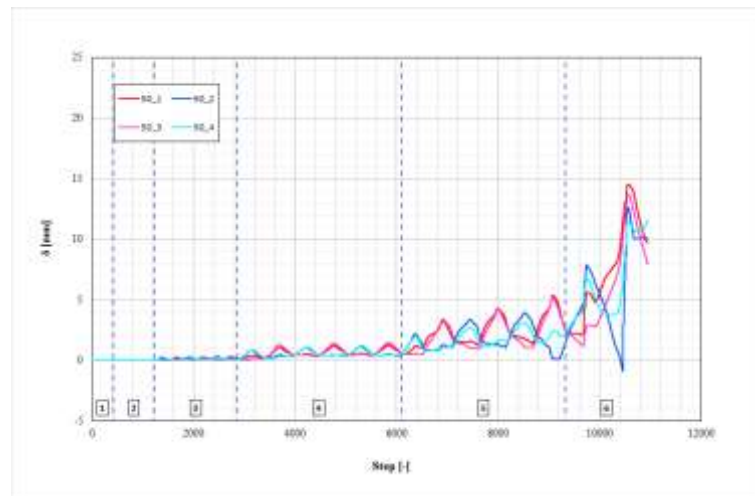


Figura 140: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del primo livello.

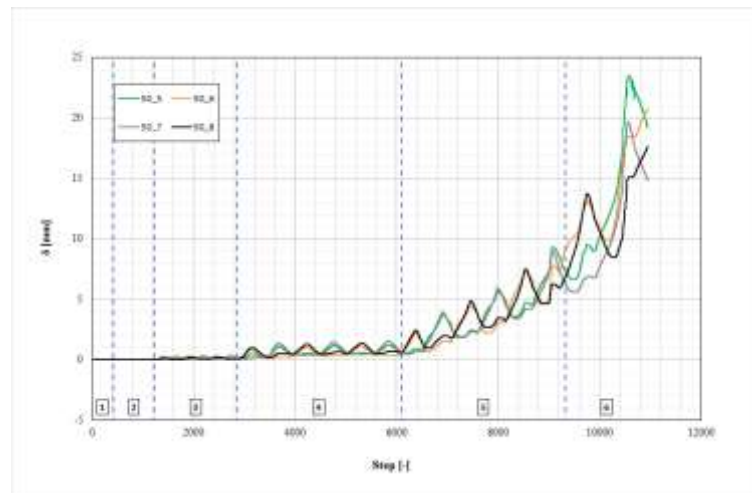


Figura 141: RegISTRAZIONI potenziometri diagonali del secondo livello.

Dai dati registrati dai potenziometri, è possibile ricavare il diagramma delle curvature in fase di spinta e in fase di tiro. Considerando il contributo fornito dagli Lvdt D ed E, legato alla *fix end rotation* e dai soli potenziometri verticali che forniscono il contributo flessionale. Si è riportato in Figura 142 l'andamento delle curvature con l'altezza: la curvatura è diffusa in modo piuttosto uniforme lungo l'asse dell'elemento, fino al primo quadrante. La curvatura raggiunge il suo valore massimo in corrispondenza della base ed è pari a 0.130 1/m in fase di spinta e 0.126 1/m in fase di tiro; tali valori come ci aspetta sono minori rispetto a quelli ricavati per pile snelle.

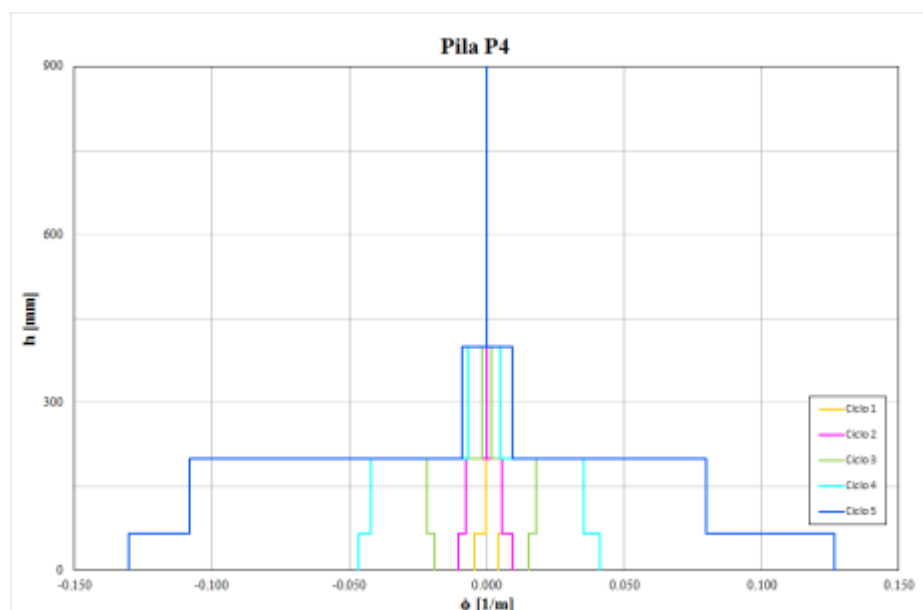


Figura 142: Profilo delle curvature.

Secondo la procedura illustrata al 3.1.4, si calcolano i singoli contributi di spostamento in testa relativi ad ogni aliquota di deformazione e si rapportano al totale dello spostamento calcolato in testa. Le aliquote sono riportata in Figura 114 ed è chiaro, come ci si attende per una pila tozza che il contributo legato al taglio sia non trascurabile, infatti a fine prova il contributo legato alla flessione è circa il 30%, e quello legato alla *fix end rotation* è pari a circa il 40%; il contributo legato al taglio incide sullo spostamento totale con un'aliquota che è circa il 30% dello spostamento totale.

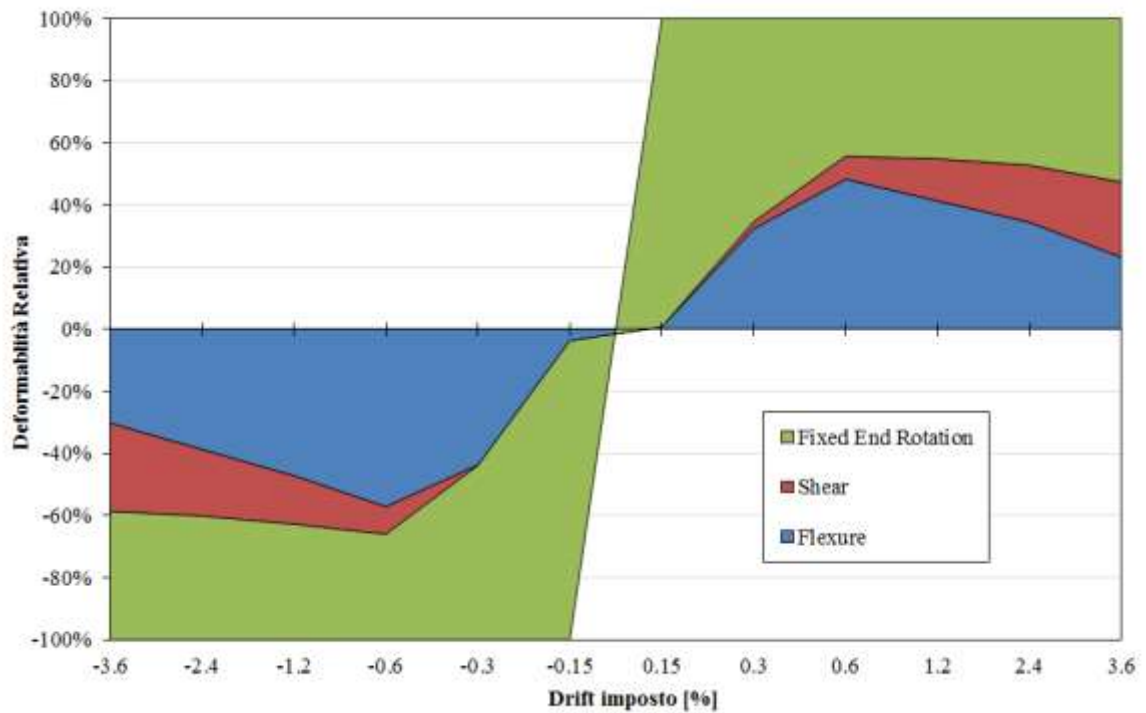


Figura 114: Componenti deformative locali.

4 CONFRONTI: MODELLI E NORMATIVE

In questo capitolo verrà proposto un doppio confronto dei risultati ottenuti dalla sperimentazione, e ampiamente descritti al capitolo 4, dapprima con le previsioni teoriche derivanti dai modelli predittivi di resistenza a taglio degradanti proposti in letteratura, in secondo luogo con alcune delle normative vigenti, in particolare quelle consistenti all'area di interesse, ovvero italiana [66] - [67] ed europea [29], nell'ambito dell'*assessment* e *retrofitting* dei ponti esistenti, e, a livello mondiale, con quella americana [78]. Questi ultimi confronti possono essere interpretati ponendosi nella logica di un progettista che si occupa dell'*assessment* sismico dei ponti esistenti. Prima di passare alla presentazione e alla discussione dei suddetti confronti, si riporta una descrizione degli aspetti salienti individuati attraverso un'attenta analisi della letteratura scientifica che rappresenta lo stato dell'arte dei modelli predittivi di resistenza a taglio con degrado che saranno poi confrontati con i risultati sperimentali. Analoga descrizione viene presentata per le normative, italiana, europea e americana, in particolare, che si occupano dell'*assessment* dei ponti esistenti. In seguito si confrontano le indicazioni di ognuna di essa con l'evidenza sperimentale.

4.1 Modelli predittivi di resistenza a taglio

La risposta delle pile da ponte esistenti in cemento armato è governata da una sostanziale interazione flessione-taglio. Pertanto è fondamentale stimare in maniera attendibile la resistenza a taglio di tali elementi in ambito ciclico. Le formulazioni presenti nel patrimonio normativo internazionale tendono ad essere fortemente non conservative per bassi livelli di richiesta di duttilità e altrettanto non conservative per elevate richieste di duttilità [11].

La maggior parte dei modelli per la valutazione della capacità a taglio degli elementi in cemento armato si basa sull'approccio tradizionale additivo, ovvero essa si ottiene come somma dei contributi del calcestruzzo e delle armature trasversali. Negli ultimi anni è stata introdotta un'importante novità che consiste nel ridurre il contributo del calcestruzzo in funzione della richiesta di duttilità flessionale in modo da tener conto del degrado dell'ingranamento degli inerti ([13],[54]) infatti, per effetto del carico ciclico, l'inclinazione delle fessure diagonali varia e di conseguenza varia l'angolo che esse formano con l'asse dell'armatura longitudinale. Per effetto del carico ciclico, il contributo offerto dal calcestruzzo diminuisce con la richiesta di duttilità in spostamento; si verifica una perdita di aderenza tra l'acciaio e il calcestruzzo che implica una riduzione del contributo di resistenza a taglio.

L'inclinazione delle fessure diagonali cambia, infatti varia l'angolo tra le fessure e l'asse dell'armatura longitudinale; si potrebbe verificare lo snervamento dell'armatura e il

degrado dell'interazione tra calcestruzzo e armatura nonché la perdita di ancoraggio, fenomeni questi che influirebbero sulla resistenza a taglio.

L'evidenza sperimentale derivante dalle prove effettuate negli ultimi anni ha mostrato che i modelli predittivi di resistenza a taglio tendono ad essere molto conservativi per bassi livelli di duttilità in spostamento richiesta e meno conservativi per valori elevati. Per migliorare l'uniformità dei risultati ricavati dai modelli, sono state proposte diverse formulazioni derivanti dai modelli teorici con lo scopo di valutare il degrado della resistenza a taglio con la duttilità in spostamento. Pertanto di seguito sono proposti i modelli degradanti ritenuti più validi per la tipologia di elemento e di sezione oggetto della sperimentazione del presente lavoro sperimentale; ci si riferirà in particolare ai modelli di Priestley [18],[19] e [20], di Aschheim e Moehle [13], di Biskinis [30] e di Sezen e Moehle[55].

4.1.1 Modello di Priestley et al. e Kowalsky e Priestley

Per le strutture in cemento armato a cui è richiesta una soddisfacente risposta sismica devono essere evitate modalità di crisi fragile. Nell'ottica di progettazione del *capacity design* (Park and Paulay 1975)[17] per scongiurare rotture fragili si prevede che la resistenza a taglio di ciascun elemento sia superiore al valore del taglio corrispondente al momento massimo che l'elemento stesso può attingere. Seguendo lo stesso approccio, per le strutture intelaiate la soluzione ottimale in fase progettuale è collocare le cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità delle travi prima, e poi alla base dei pilastri, assicurando in questo modo la massima capacità di dissipazione (meccanismo globale). Per i ponti, invece, non è auspicabile collocare le cerniere plastiche nella sovrastruttura e pertanto le pile devono essere considerate come il primo elemento dissipativo. Pertanto, un'attenzione particolare deve essere posta quando le cerniere plastiche si formano nelle colonne perché la resistenza a taglio è funzione della duttilità flessionale. Quando le rotazioni della cerniera plastica si incrementano si ha l'apertura di fessure diagonali dovute all'interazione taglio flessione che comporta una riduzione della capacità di trasferire taglio attraverso l'ingranamento degli inerti e la resistenza a taglio si riduce. Dalla sperimentazione eseguita L'esame della risposta delle pile da ponte soggette ad eventi sismici mostra una chiara distinzione tra la crisi a taglio, fragile, che avviene prima che sia raggiunta la resistenza flessionale della colonna e la crisi duttile limitata (interazione taglio-flessione), dove, una certa capacità di duttilità consente la formazione di cerniere plastiche prima che avvenga la crisi a taglio. Tale teoria fu proposta dall' ATC (Applied Technology Council) nel 1981 ed è mostrata graficamente in Figura 143, in cui si può osservare la resistenza a taglio che diminuisce linearmente al crescere della duttilità in spostamento richiesta. Se il taglio corrispondente alla resistenza flessionale è minore della

resistenza a taglio residua, si assicura una risposta duttile della pila; se invece il taglio corrispondente alla resistenza flessionale è maggiore della resistenza a taglio iniziale, si ottiene una crisi a taglio, quindi fragile. Se il taglio è compreso tra la resistenza a taglio iniziale e residua, avviene la crisi a taglio ad una duttilità corrispondente all'intersezione tra il valore di resistenza e la curva di risposta dell'elemento (forza-deformazione).

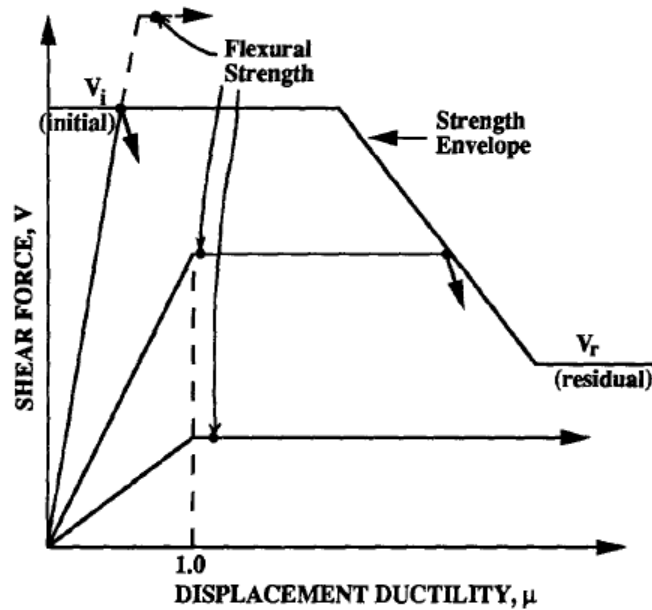


Figura 143: Modello ATC di interazione tra resistenza a taglio e duttilità

I metodi di progetto per la valutazione della resistenza a taglio codificati, non possono essere considerati predittivi poiché sono volti ad individuare una resistenza conservativa e sicura quindi restituiscono un valore più basso di quello effettivo. L'approccio di progetto previsto dall'ACI era basato sulle strutture in cemento armato progettate negli Stati Uniti, le ASCE-ACI Joint Task Committee 426 non possono essere considerate equazioni completamente predittive poiché non considerano l'influenza della duttilità e sono formulate in modo conservativo per l'implementazione della normativa. Tuttavia, sono basate su una rassegna molto estesa di dati esistenti e di equazioni di progetto, sono ampiamente rispettate per rappresentare l'influenza dei parametri non considerati nell'approccio dell'ACI e sono stati adottati in altri codici, ad esempio quelli neozelandesi.

ASCE-ACI Committee 426 Proposte

Come previsto dalle equazioni di progetto dell'ACI[53], la resistenza a taglio degli elementi in calcestruzzo armato è ottenuta come somma della resistenza dei meccanismi resistenti del calcestruzzo, V_c , e la resistenza del meccanismo a traliccio, V_s , inglobando il

contributo dell'armatura trasversale con forze inclinate a 45° nel traliccio e quello dei puntoni diagonali in calcestruzzo che portano le forze di taglio. Pertanto

$$V_N = V_v + V_s \quad (7)$$

La resistenza del meccanismo a traliccio è data da

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} \quad (8)$$

dove A_v è l'area totale dell'armatura trasversale per ogni livello; s è il passo delle staffe; f_y è la resistenza di snervamento dell'acciaio e d è l'altezza utile della sezione pari a $0.8h$ o $0.8D$ per colonne rettangolari e circolari, rispettivamente, quando l'armatura trasversale è distribuita intorno alla circonferenza.

Sono forniti due metodi alternativi per valutare V_c . Nel metodo "semplice",

$$V_c = v_b \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) b_w d \quad (9)$$

dove la tensione tangenziale v_b è data da:

$$v_b = (0.067 + 10\rho_w) \sqrt{f'_c} \leq 0.2 \sqrt{f'_c} \quad (\text{in MPa}) \quad (10)$$

in cui ρ_w è la percentuale di armatura longitudinale a trazione, presa pari a $0.5\rho_t$ per le colonne ($\rho_t = A_{st}/A_g$ che è la percentuale di armatura longitudinale totale). Il carico assiale è indicato con P , e b_w è la larghezza dell'anima, presa pari a D e a b per colonne circolari e rettangolari, rispettivamente. L'effettiva area a taglio è valutabile come: $A_e = 0.8bh = 0.8A_g$ per colonne rettangolari e $A_e = 0.8D^2 = 1.02A_g$ per colonne circolari, dove A_g è l'area lorda della sezione trasversale della colonna.

Un approccio più raffinato assimila V_c al taglio più piccolo richiesto per iniziare la fessurazione dovuta all'interazione taglio-flessione, V_{ci} e la fessurazione a taglio dell'anima V_{cw} . Per colonne soggette all'azione indotta solo alle estremità, V_{ci} , può essere espressa come

$$V_{ci} = v_b A_e + \frac{M_d}{a} \quad (11)$$

dove $a = M/V$ ovvero il rapporto tra il momento e il taglio nella sezione critica; M_d è il momento dato da



$$M_d = \frac{P}{A_g} \frac{I}{y_t} \quad (12)$$

dove I è momento di inerzia dell'area e y_t è pari ad $h/2$ e $D/2$ per colonne circolari e rettangolari, rispettivamente. Sostituendo A_g , I e y_t , in corrispondenza dello snervamento, nella precedente equazione, per le colonne rettangolari si ottiene:

$$V_{ci} = v_b A_e + 0.167 \frac{hP}{a} \quad (13)$$

per le colonne circolari si ricava:

$$V_{ci} = v_b A_e + 0.125 \frac{DP}{a} \quad (14)$$

La resistenza a taglio dell'anima si ricava per le colonne dalla seguente formulazione:

$$V_{cw} = \left(0.29 \sqrt{f'_c} + 0.3 \frac{P}{A_g} \right) b_w d \quad (15)$$

in cui, $b_w d = 0.8 A_g$ o $1.02 A_g$ per colonne rettangolari e circolari rispettivamente, e di conseguenza si ottiene, per colonne rettangolari:

$$V_{cw} = 0.29 \sqrt{f'_c} A_e + 0.24P \quad (16)$$

mentre per le colonne circolari si ricava:

$$V_{cw} = 0.29 \sqrt{f'_c} A_e + 0.31P \quad (17)$$

I valori di V_{cw} non saranno mai prevalenti rispetto agli altri contributi. Sia l'espressione di V_{ci} che quella di V_{cw} implicano una diretta proporzionalità tra resistenza a taglio e carico assiale e l'espressione di V_{ci} implica una relazione lineare tra la resistenza a taglio e il rapporto a/h o a/D .

Se si considera il limite superiore

$$v_b = 0.20 \sqrt{f'_c} \quad (18)$$

e ponendo $A_e = b_w d$ è possibile ottenere, per colonne rettangolari:



$$V_c = v_b A_e + \frac{0.48P}{\sqrt{f'_c}} \quad (19)$$

per colonne circolari:

$$V_c = v_b A_e + \frac{0.60P}{\sqrt{f'_c}} \quad (20)$$

Per i tipici campi di variazione della resistenza del calcestruzzo ($20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 35 \text{ MPa}$) V_c è poco dipendente da f'_c e può essere riscritta come:

$$V_c \approx v_b A_e + 0.1P \left(\frac{v_b}{0.2\sqrt{f'_c}} \right) \quad (21)$$

valida sia per le colonne circolari che rettangolari. Quest'ultima equazione prevede valori di V_c più alti solo quando ρ_t è basso e/o quando a/H o a/D è minore di circa 1.5. Alla luce delle caratteristiche fisiche delle colonne, l'ultima equazione scritta governa la previsione della resistenza a taglio.

Equazioni di resistenza a taglio di Ang et al. (1989) e Wong et al. (1993)

Basato su un gran numero di prove su colonne circolari a mensola sotto un carico uniassiale (Ang et al. 1989) e in più direzioni (Wong et al. 1993) sottoposti a spostamenti laterali ciclici, una modello di resistenza a taglio basato sulla ATC-6 di relazione degradante a taglio è suggerita in Figura 143. Il modello è basato sull'approccio additivo, con taglio iniziale pari a:

$$V_{si} = \frac{\pi A_{sh} f_{yh} D'}{2s} \quad (22)$$

e

$$V_{ci} = 0.37\alpha \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (23)$$

dove $\alpha = 2/(M/VD) \geq 1$; D e D' è il diametro della colonna e il diametro del "cuore" di calcestruzzo misurato rispetto al baricentro dell'armatura trasversale o della spirale, che ha un'area della sezione trasversale A_{sh} e una tensione di snervamento f_{yh} . L'effettiva area a taglio è $A_e = 0.8A_g$. Il valore di V_{si} è basato sull'analisi dell'effettiva resistenza a taglio fornita dall'armatura trasversale assumendo un meccanismo a traliccio inclinato di 45° (Ang et al. 1989). Dall'espressione di V_{ci} confrontata con il valore previsto dalle ASCE-

ACI 426, si nota un maggiore contributo del calcestruzzo, in particolare per le pile tozze. Il taglio residuo di Figura 143 è basato su un ridotto contributo del calcestruzzo ma su una resistenza incrementata legata all'effetto del traliccio corrispondente ad un'inclinazione più minore dei puntoni diagonali compressi, in accordo con la seguente equazione

$$V_{cr} = 0.185\beta\sqrt{f'_c}A_e \quad (24)$$

$$V_{sr} = V_{si} \cot \theta$$

dove l'inclinazione θ dei puntoni diagonali compressi rispetto all'asse della colonna è basato sulla teoria della plasticità ed è valutato come $\cot \theta = \sqrt{(1 - \psi)/\psi}$ e $\psi = \rho_s f_{yh} / (0.2f'_c)$ che è la percentuale meccanica dell'effettiva armatura trasversale. La percentuale di armatura trasversale è $\rho_s = 2A_{sh} / (D's)$ e $\beta = 100\rho_s \leq 1$. Viene posto quindi un limite più basso per il valore dell'inclinazione tra i due spigoli della colonna, posta pari a $\theta = 25^\circ$.

Per colonne soggette alla duttilità uniassiale, la resistenza a taglio nel modello di Ang/Wong diminuisce dal valore iniziale, pari alla duttilità in spostamento $\mu_\Delta = 2$, fino al valore di resistenza residuo in corrispondenza della capacità di duttilità flessionale μ_f , come mostrato in Figura 144.

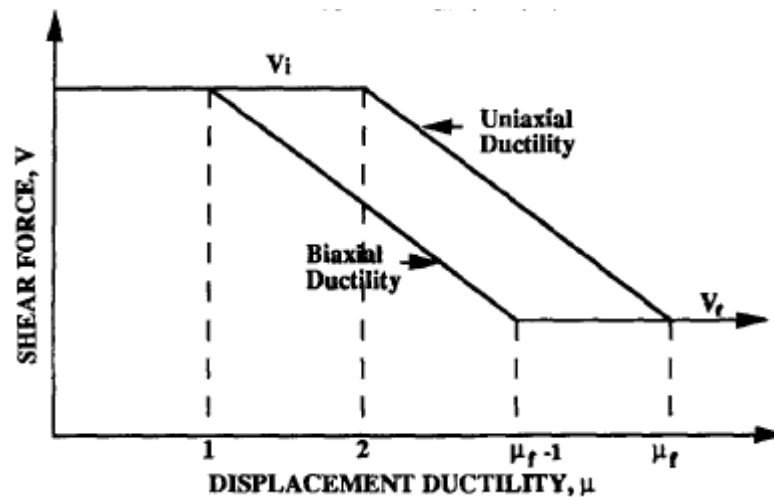


Figura 144: Modello di resistenza a taglio di Ang e Wong

Tale modello sembra sottostimare l'influenza del carico assiale sulla resistenza a taglio mentre l'influenza del fattore di forma sembra essere adeguatamente rappresentato.

Equazioni di resistenza a taglio di Watanabe e Ichinose (1991)

Watanabe e Ichinose hanno proposto un metodo di progetto per le sezioni rettangolare basato sulla sovrapposizione dell'effetto arco e del meccanismo a traliccio, usando un approccio con basso livello di plasticità e limitando la tensione nella diagonale compressa risultante dalla combinazione dell'effetto arco e del meccanismo a traliccio. Per elementi duttili, la tensione di compressione diagonale possibile è progressivamente ridotta dall'incremento di rotazione plastica, così come indicato in Figura 143. Questo approccio è stato adottato nell' Architectural Institute of Japan (1988). La resistenza a taglio iniziale segue le limitazioni di Nielsen at al. (1978), limitando la tensione d compressione diagonale al valore

$$f_c = v_0 f_c' \quad (25)$$

$$v_0 = 0.7 - \frac{f_c'}{200} \quad (26)$$

la Figura 145 mostra l'ipotesi legata al meccanismo a traliccio e al meccanismo a puntone.

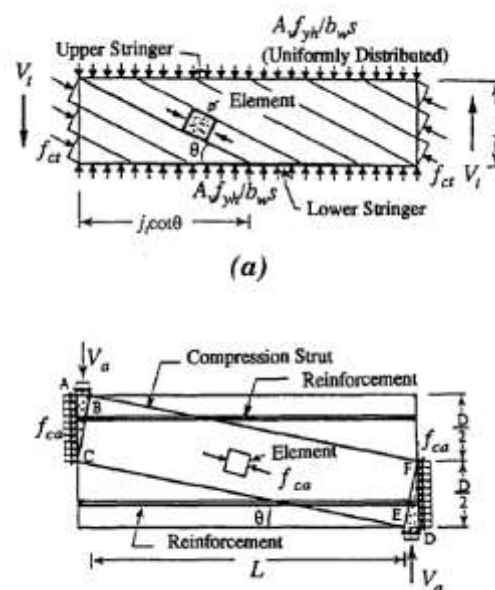


Figura 145: Modello di Watanabe/Ichinose:(a) traliccio e (b) arco

Il taglio V_t è portato dal meccanismo a traliccio ed è dato da

$$V_t = \frac{A_v f_y (j_t)}{s} \cot \Phi \quad (27)$$

dove j_t è la distanza tra le corde superiore e inferiore del traliccio analogo e

$$\cot \Phi \leq \sqrt{\frac{v_0 f'_c b s - A_v f_y}{A_v f_y}} \leq 2.0 \quad (28)$$

La corrispondente compressione diagonale dovuta all'azione del solo traliccio è

$$f_{ct} = \frac{A_v f_y}{b s} (1 + \cot^2 \Phi) \quad (29)$$

Il taglio V_A portato dall'effetto arco è basato sull'assunzione della profondità della zona compressa di metà della profondità dell'elemento, come mostrato in Figura 145 (b), ed è dato da

$$V_A = (v_0 f'_c) \frac{b h}{2} \tan \theta \quad (30)$$

Tale relazione, in via cautelativa, ignora le differenti inclinazioni delle diagonali di calcestruzzo compresse nel meccanismo a traliccio e in quello ad arco quando la determinazione della tensione di compressione ($v_0 f'_c - f_{ct}$) può essere ascritta al meccanismo arco. La resistenza a taglio iniziale è data da

$$V_i = V_t + V_A \quad (31)$$

La relazione scritta è una relazione quadratica in $\cot \theta$. L'implicazione della resistenza a compressione diagonale critica $v_0 f'_c$ è che l'effetto arco è dominante per basse percentuali di armatura trasversale e che il meccanismo a traliccio è dominante per alte percentuali di armatura. La formulazione implica che il carico assiale non influenza la resistenza ultima a taglio.

Un approccio simile è usato per prevedere la resistenza entro la regione di formazione della cerniera plastica quando la duttilità aumenta. L'effettiva resistenza a compressione diagonale $v f'_c$ è ridotta in relazione alla rotazione inelastica richiesta δ . Perciò

$$v f'_c = (1 - 15\delta) v_0 f'_c \geq 0.25 v_0 f'_c \quad (32)$$

Il limite inferiore è raggiunto per una rotazione plastica di $\delta=0.05$ radianti. Il massimo valore consentito della $\cot \Phi$ nel meccanismo a traliccio è ridotto per consentire la perdita dell'effetto dell'ingranamento degli inerti, in accordo con la relazione

$$1 \leq \cot \Phi \leq 2-50\delta \quad (33)$$



Gli autori del metodo suggeriscono che questo approccio potrebbe essere usato anche per colonne circolari usando una sezione quadrata equivalente di pari area di sezione trasversale a quella della colonna circolari per prevedere la tensione diagonale di compressione e usando il valore di V_{si} per la resistenza del meccanismo a traliccio, incrementata dal fattore $\cot\Phi$.

Si conclude che per le colonne rettangolari la formulazione proposta dalle ASCE/ACI 426 è migliore; i valori previsti per colonne circolari si mostrano più conservativi rispetto alle colonne rettangolari

L'approccio delle ASCE/ACI 426 non considera l'influenza della duttilità e ciò è evidente nel modello presentato in Figura 143. Il modello di Ang e Wong lavora bene per bassi livelli di duttilità ma lo scarto aumenta per livelli di duttilità crescente, apparentemente come una conseguenza della resistenza a taglio residua che è assunta indipendente dal livello di carico assiale e dal fattore di forma. L'approccio di Watanabe e Ichinose fornisce buone previsioni per colonne rettangolari per bassi livelli di carico assiale ma la mancanza di una considerazione specifica del carico assiale porta ad una stima troppo conservativa per effetto dell'incremento del carico assiale. Per la resistenza a taglio duttile, la resistenza legata all'effetto arco e al meccanismo a traliccio sono ridotte nel modello di Watanabe, non è dunque chiaro il motivo per cui la capacità del meccanismo a traliccio potrebbe essere ridotta. Infatti i dati sperimentali indicano una riduzione nell'inclinazione delle diagonali fessurate rispetto all'asse della colonna quando la duttilità aumenta, implicando un incremento della capacità nel meccanismo a traliccio.

Come precedentemente notato a proposito delle ASCE/ACI 426, equazioni di progetto esistenti per i meccanismi resistenti del calcestruzzo sono comunemente usate negli Stati Uniti e ovunque e possono essere manipolate nella forma:

$$V_c = V_{c0} + k_1 P \quad (34)$$

dove V_{c0} è il valore applicato per $P=0$ e k_1 varia tra 0.1 e 0.3, in relazione all'equazione scelta. In almeno un'equazione, il fattore k_1 dipende dal rapporto a/H . Queste osservazioni, inserite nel modello di Ang e Wong, sono state utili a Priestley per elaborare il suo primo modello predittivo di resistenza a tagli. La resistenza a taglio della colonna è costituita da tre distinte componenti: una componente del calcestruzzo, V_c , la cui intensità dipende dal livello di duttilità, una componente assiale V_p , la cui intensità dipende dal fattore di forma e la componente del meccanismo a traliccio V_s , la cui intensità dipende dall'armatura trasversale in essa contenuta. Perciò

$$V_n = V_c + V_p + V_s \quad (35)$$

La componente di resistenza legata al calcestruzzo sia per le colonne con sezione circolare che per quelle con sezione rettangolare, si riduce con l'incremento della duttilità in accordo con la relazione riportata in Figura 146.

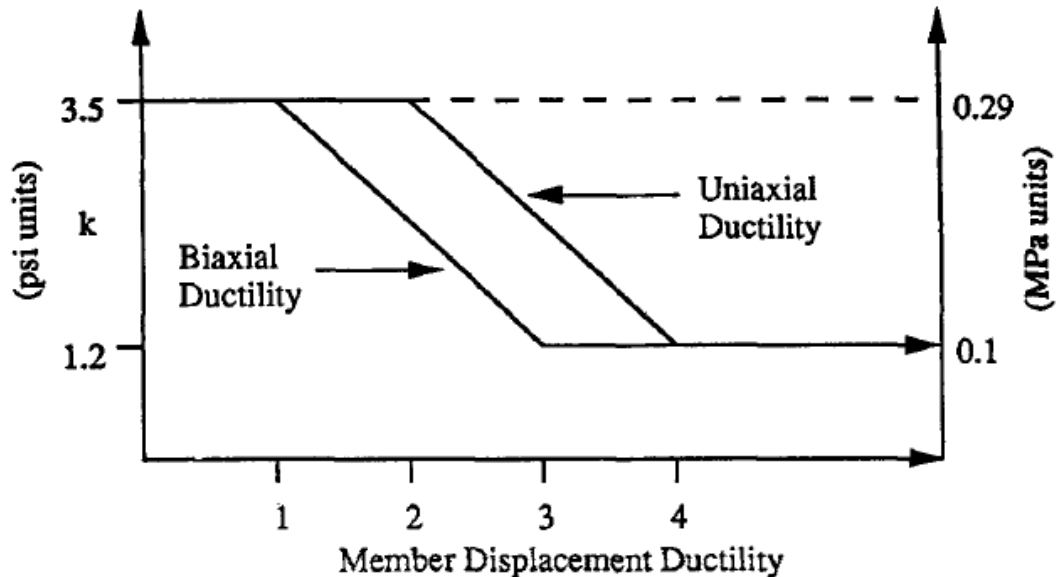


Figura 146:-Degradamento della resistenza a taglio del calcestruzzo con la duttilità

La componente V_c si calcola come

$$V_c = k\sqrt{f'_c}A_e \quad (36)$$

dove k ha un valore compreso tra 0.29 e 0.1 e dipende dal livello di duttilità in spostamento dell'elemento e dal sistema di unità di misura scelto e a seconda che la colonna sia soggetta ad una duttilità uniassiale o biassiale; $A_e=0.8A_{gross}$ sia per le colonne circolari che per quelle rettangolari.

Un altro contributo alla resistenza a taglio è fornita dal carico assiale, infatti lo sforzo assiale a cui la colonna è soggetta aumenta la resistenza a taglio attraverso l'effetto arco, formando un puntone inclinato, come mostrato in Figura 147.

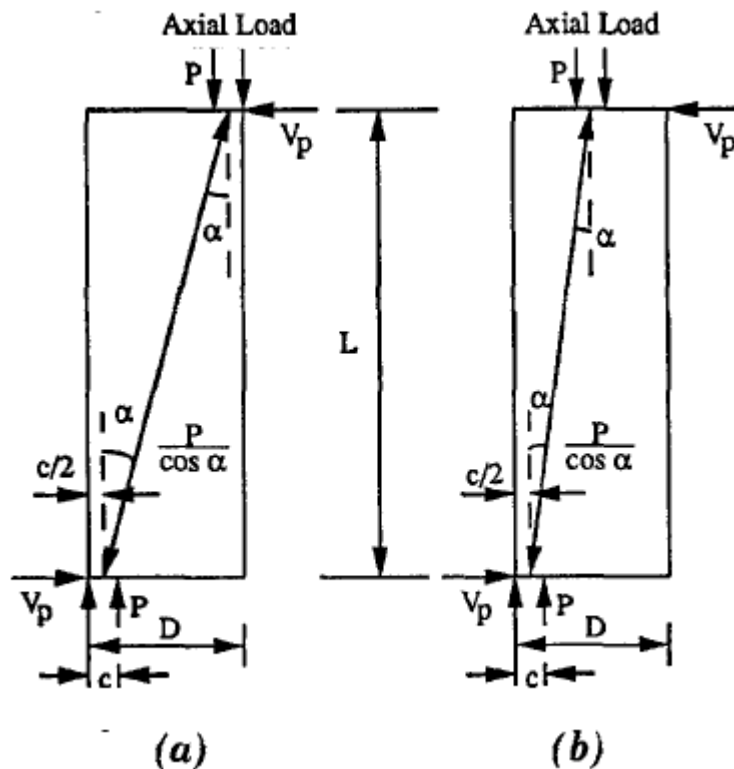


Figura 147: Contributo dello sforzo assiale alla resistenza a taglio

Per una colonna soggetta a carichi ciclici, l'inclinazione del puntone in calcestruzzo si forma unendo la linea passante per centro delle compressioni in testa e alla base della colonna; il puntone si forma tra l'asse della colonna in testa e il centro delle compressioni alla base. L'effetto arco dipende quindi esclusivamente dal livello di carico assiale. L'aumento della resistenza a taglio è la componente orizzontale del puntone diagonale compresso poiché questa componente resiste direttamente al taglio applicato. Pertanto

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D - c}{2a} P \quad (37)$$

dove D = la profondità o il diametro di tutta la sezione; c è la profondità della zona compressa; $a=L$ per colonne a mensola e $L/2$ per colonne soggette a carico ciclico. Tale relazione implica una forte dipendenza dall'effettivo rapporto di forma $a/(D-c)=M/[V(D-c)]$. V_p non degrada con l'incremento della duttilità. Tale equazione implica che il rapporto di forma della colonna diminuisce il contributo del carico assiale alla resistenza a taglio aumenta ma per colonne molto snelle, tale contributo potrebbe essere comunque piuttosto piccolo.

Il terzo contributo resistente è fornito dell'armatura trasversale e si determina considerando un meccanismo a traliccio in cui θ compreso tra le diagonali compresse e l'asse della colonna o l'inclinazione spigolo-spigolo che in ogni caso è maggiore è pari a 30° . Sia la resistenza iniziale che quella residua del meccanismo a traliccio è data dalle seguenti formulazioni per colonne circolari e rettangolari:

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yh} D'}{2s} \cot 30^\circ \quad (38)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D'}{s} \cot 30^\circ \quad (39)$$

dove D' è la distanza tra i baricentri delle staffe più distanti o il diametro della spirale come riportato in Figura 148.

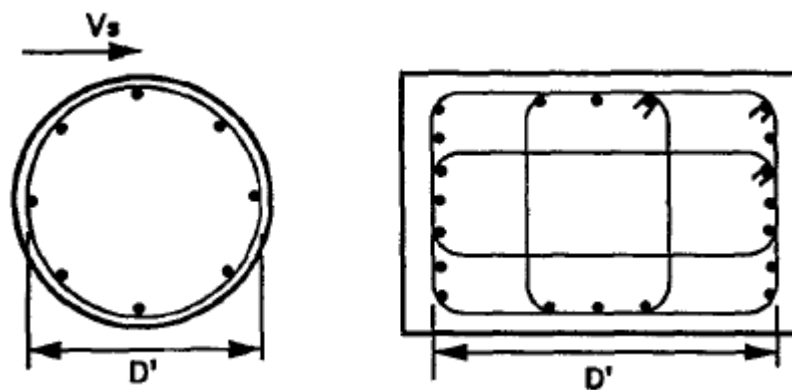


Figura 148: Definizione di D'

Dovuto alla sua natura fragile, il taglio è una modalità di rottura che dovrebbe essere evitata nelle pile da ponte in cemento armato pertanto il taglio deve essere determinato in modo accurato pertanto il modello inizialmente proposto da Priestley subisce una sostanziale modifica legata al contributo del calcestruzzo che degrada in funzione della duttilità in spostamento; è proprio la relazione con la quale questo contributo degrada che fa variare il modello inizialmente proposto. Nel seguito si farà riferimento ai due modelli, comunemente identificati con modello UCSD originale e UCSD modificato, per distinguerli da quest primo approccio.

Il modello UCSD ha due unici aspetti che non sono generalmente considerati, la separazione del carico assiale dal contributo del calcestruzzo nei meccanismi resistenti a taglio e l'individuazione di un meccanismo resistente del calcestruzzo che diminuisce con un incremento di duttilità. In particolare si focalizza l'attenzione su tre aspetti: l'effetto della zona compressa del calcestruzzo sul meccanismo a traliccio, l'effetto del fattore di



forma sul meccanismo resistente a taglio del calcestruzzo e l'effetto della percentuale di armatura longitudinale sui meccanismi resistenti a taglio del calcestruzzo. Ci sono diverse modalità di valutare la resistenza a ta

Modello predittivo di resistenza taglio UCSD Originale

Il modello UCSD-A (modello di valutazione) per la resistenza a taglio degli elementi in calcestruzzo armato esprime la capacità nominale a taglio della colonna V_A come la somma dei tre contributi separati, come mostrato nell'equazione 9. La variabile V_s rappresenta la capacità a taglio attribuita al meccanismo a traliccio in acciaio. V_p è la resistenza attribuita allo sforzo assiale e V_c è la resistenza del meccanismo resistente a taglio legato al calcestruzzo. Il modello di valutazione è formulato per fornire un rapporto sperimentale medio per prevedere la resistenza a taglio. In fase di progettazione, l'equazione 9 è moltiplicata per 0.85 per fornire un effettivo limite inferiore del database V_D .

$$V_A = V_s + V_p + V_c \quad (40)$$

$$V_D = 0.85V_A \quad (41)$$

La componente del calcestruzzo V_c degrada con l'incremento della duttilità dovuto all'apertura delle fessure che risulta dal ridotto ingranamento degli inerti. L'espressione per valutare la resistenza del meccanismo resistente legato al calcestruzzo è riportato nella (42):

$$V_c = 0.8A_g\gamma\sqrt{f'_c} \quad (43)$$

Il fattore γ ha una legge di variazione riportata in Figura 149 quindi varia in funzione della duttilità in curvatura o della duttilità in spostamento. Il fattore γ si riduce con l'incremento della duttilità, sia in curvatura che in spostamento, dovuto alla riduzione dell'ingranamento degli inerti causato dell'aumento dell'ampiezza delle fessure.

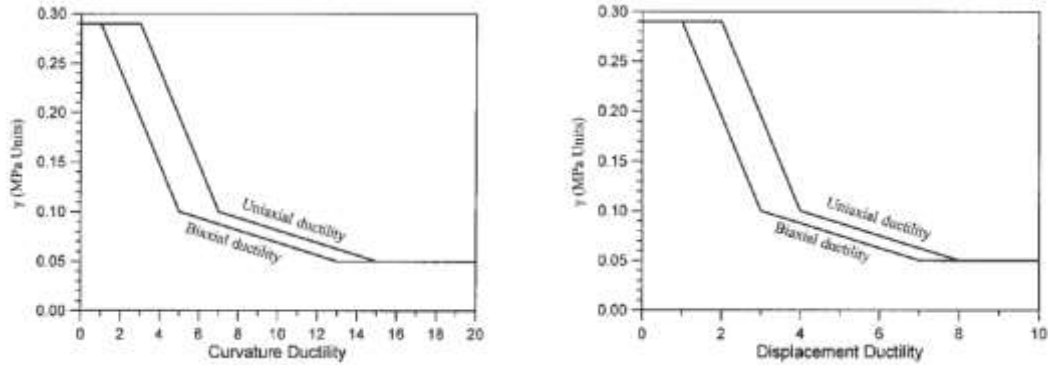


Figura 149: Andamento del coefficiente γ

La componente assiale V_p riconosce l'aumento della resistenza a taglio fornita dal carico assiale che è valutata come la componente orizzontale del puntone diagonale compresso che porta il carico assiale e che si forma tra la testa e la base della colonna. Per le colonne, soggette a carico ciclico, il carico assiale una volta di compressione e una volta di trazione, è applicato in corrispondenza del centro delle zone compresse di calcestruzzo in testa e al piede della colonna. Il meccanismo del carico assiale è dato dall'equazione (44) e (45):

$$V_p = P \frac{(D - c)}{2L} \text{ per } P > 0 \quad (46)$$

$$V_p = 0 \text{ per } P < 0 \quad (47)$$

dove P è il carico assiale che include i carichi sismici, D è il diametro della colonna, L è la lunghezza della colonna dalla sezione critica al punto in cui il taglio si annulla e c è la profondità dell'asse neutro. La componente di resistenza del traliccio è data dall'equazione 13 per colonne circolari. D' è la profondità del diametro di calcestruzzo confinato dato dall'equazione 14, dove cov è il copriferro dell'armatura longitudinale esterna, d_{bs} è il diametro dell'armatura trasversale e θ è l'angolo di inclinazione assunto tra le fessure a taglio e l'asse verticale della colonna; tale valore è assunto pari a 30° nel modello UCSD-A.

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{sp}}{2} f_y \frac{D'}{2} \right) \cot \theta \quad (48)$$

$$D' = D - 2cov + d_{bs} \quad (49)$$

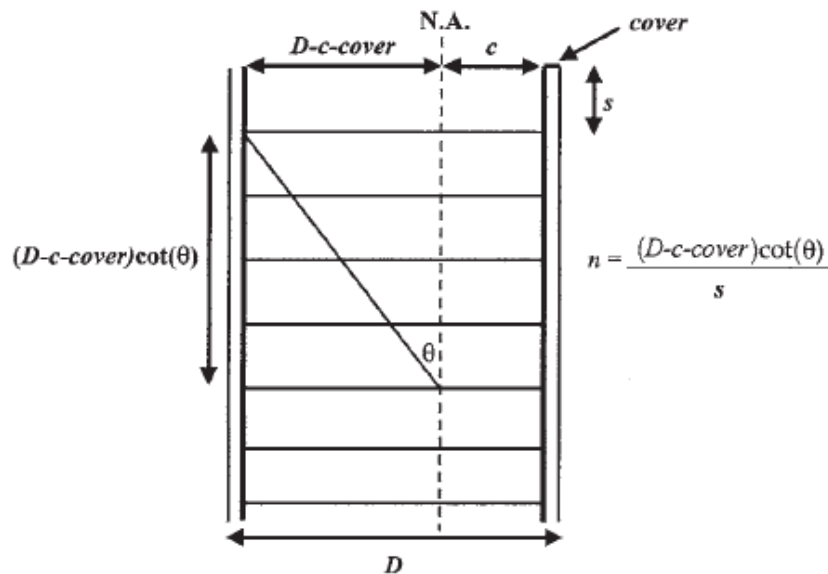


Figura 150: Meccanismo a traliccio con zona compressa di calcestruzzo

Modello predittivo di resistenza taglio UCSD Modificato

Meccanismo a traliccio

Lo sviluppo dell'analogia del traliccio per la resistenza a taglio degli elementi in calcestruzzo armato è generalmente accreditata dagli ingegneri Ritter (1899) e Morsh (1902). Il loro lavoro infatti fornisce l'espressione riportata nell'equazione (50)

$$V_s = \left(A_v f_y \frac{D'}{s} \right) \quad (51)$$

Nonostante tale equazione sia applicata sia per le colonne circolari che per quelle rettangolari, questa procedura non è del tutto corretta per le sezioni circolari; ciò implica che l'effettiva area di acciaio sia il doppio dell'area della spirale. Ang et al. riconoscono ciò e ottengono un'equazione per il meccanismo a traliccio per le colonne circolari, come definito nell'equazione (52).

Nella definizione dell'equazione del meccanismo a traliccio di Ang et al., si assume che la fessura diagonale sia capace di mobilitare l'armatura trasversale lungo una fessura che si estende in tutta la profondità del nucleo di calcestruzzo confinato. Nella zona compressa della colonna, le fessure sono, per definizione, chiuse pertanto il taglio non può essere trasferito attraverso la deformazione dell'armatura trasversale. Dalla Figura 150 è chiaro che una riduzione della profondità della colonna di (D-c-cov) è utile per calcolare il numero di spirali o di staffe mobilizzate dalle fessure tra i puntoni compressi. Sempre in riferimento a tale figura, viene data una componente rivisitata del meccanismo a traliccio

nell'equazione 16 in cui l'effettiva area della spirale è funzione della profondità dell'asse neutro

$$V_{sg} = \frac{\int_{x=-(r-c)}^r 2A_{sp} f_y \frac{\sqrt{r^2-x^2}}{r} dx}{D - c - cov} \frac{D - c - cov}{s} \cot \theta \quad (53)$$

Tale equazione può essere approssimata alla 17, dove l'integrazione è rimossa e l'effettiva area della spirale è approssimata a $(\pi/2)A_{sp}$

$$V_{sga} = \frac{\pi}{2} A_{sp} f_y \frac{D - c - cov}{s} \cot \theta \quad (54)$$

Il rapporto dell'equazione 17 e 16 nella forma tradizionale è dato dall'equazione 13 ed è riportato in funzione del rapporto c/D in Figura 151. La profondità dell'asse neutro aumenta e la componente resistente dell'acciaio del meccanismo a traliccio, diminuisce. Un tipico valore di c/D varia tra 0.25 e 0.35, la componente del meccanismo a traliccio rivista è circa il 70-80% della relazione tradizionale.

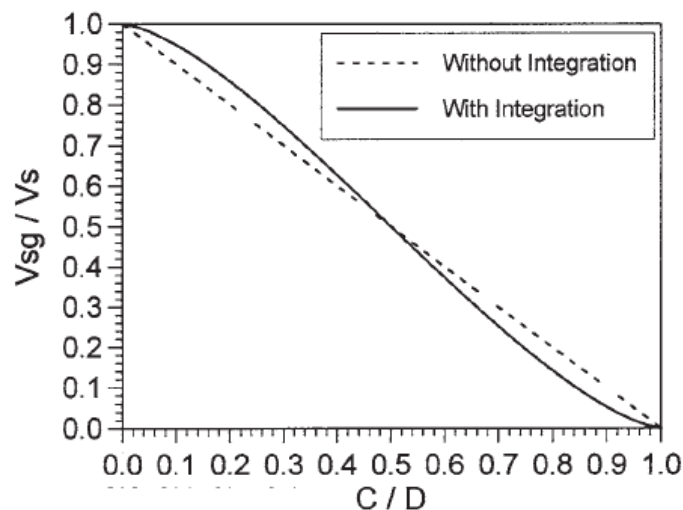


Figura 151:- Resistenza del meccanismo a traliccio modificato

L'equazione approssimata (17) è molto vicina all'equazione esatta ed è dal 5 al 10% conservativa per valori tipici di c/D . La semplificazione aggiuntiva raggiunta dalla rimozione dell'integrazione produce risultati accettabili in fase di progetto. È possibile in tal caso usare l'andamento riportato in Figura 151 entrando con il valore c/D .

Meccanismo resistente del calcestruzzo

Approcci esistenti per il progetto a taglio hanno considerato come contributi quelli legati alla snellezza delle colonne e alle percentuali di armatura longitudinale. È logico che la resistenza a taglio è maggiore per le colonne con una snellezza minore. Questo aspetto non è stato spiegato nel modello esistente dell'UCSD tranne che caso in cui la componente assiale V_p aumenta così come la lunghezza della colonna diminuisce.

Un rapporto di armatura longitudinale più piccolo, fa diminuire anche la resistenza del calcestruzzo per meccanismi resistenti a taglio e ciò è dovuto a tre aspetti: il primo legato all'effetto spinotto che è più piccolo se ci sono poche barre di piccolo diametro; il secondo legato alla distribuzione delle fessure che è concentrata in una zona dell'elemento e causa una riduzione di resistenza del meccanismo di ingranamento del calcestruzzo; il terzo legato alla ridotta zona di compressione che implica anche un ridotto rapporto di armatura longitudinale che, a sua volta, va a ridurre il trasferimento del taglio nella zona di compressione. Questo aspetto è totalmente ignorato del modello UCSD originale.

Sulla base di queste considerazioni, il meccanismo resistente del calcestruzzo viene fornito dalla seguente equazione

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8A_g) \quad (55)$$

Nell'equazione (56), il fattore α dipende dalla snellezza della colonna, la cui espressione è data dall' equazione 19 ed è riportata in Figura 152.

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5 \quad (57)$$

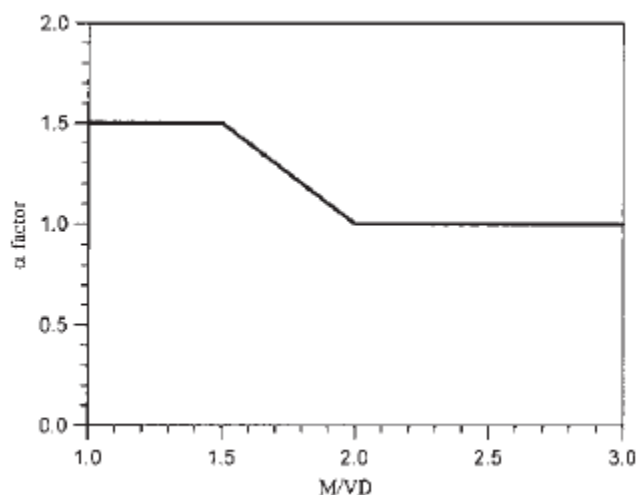


Figura 152:-Fattore α



La variabile M/VD , dove M è il momento e V è il taglio in corrispondenza della sezione critica, è equivalente al rapporto di forma L/D , dove L è la distanza dalla sezione critica al punto di momento nullo. E' probabile che il valore continua ad aumentare per $M/VD < 1.5$ ma non ci sono dati che confermano ciò. Il fattore β modifica il valore di V_c e tiene conto del rapporto di armatura longitudinale, è dato dall'equazione 20 ed è riportato in Figura 153.

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1$$

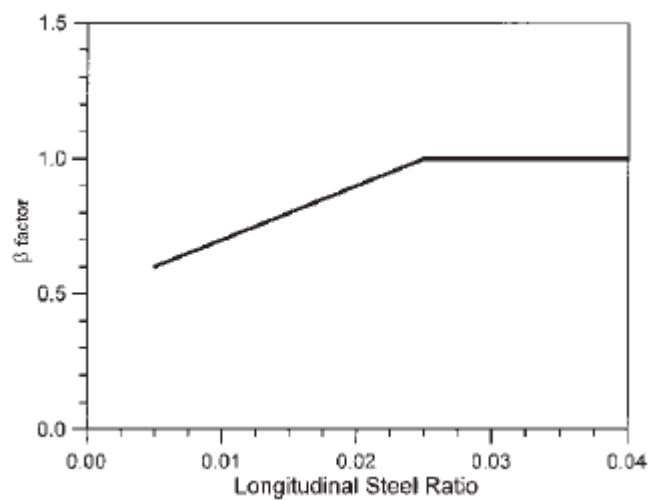


Figura 153:- Fattore β

La componente assiale è data comunque dall'equazione 12. È stato rivisto l'andamento del parametro γ , che rappresenta la riduzione della resistenza del meccanismo resistenza del calcestruzzo con incremento della duttilità, come riportato in Figura 154.

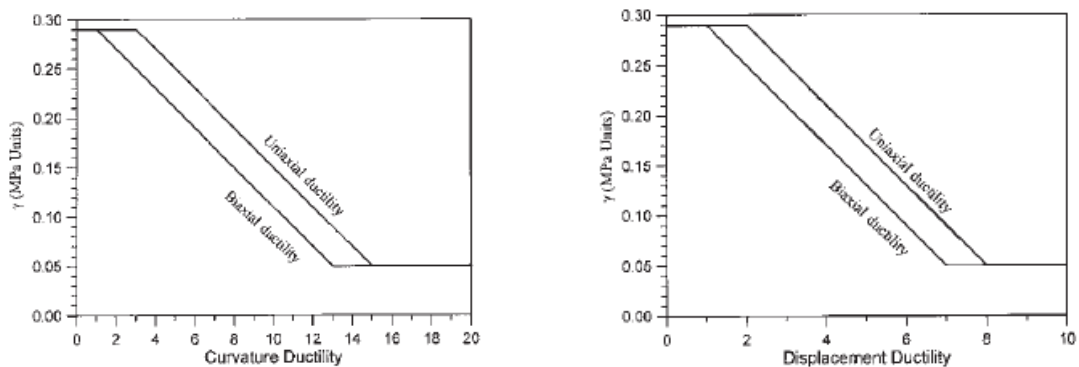


Figura 154:- Fattore γ

4.1.2 Modello di Aschheim e Moehle (1992)

Molti ponti progettati prima delle moderne norme sismiche sono estremamente vulnerabili all'evento sismico; i danni maggiori sono associati ad un'inadeguata armatura trasversale nelle pile, alla crisi dei nodi e all'inadeguata lunghezza di ancoraggio delle armature longitudinali. Dopo il terremoto di San Fernando del 9 febbraio 1971, molti ricercatori cominciarono a sviluppare l'idea di comprendere meglio il comportamento dei ponti in cemento armato e in particolare si resero conto che per ponti di nuova costruzione, era necessario assicurare un comportamento duttile; per i ponti esistenti però le nuove regole di progettazione non potevano essere facilmente applicate.

La resistenza a taglio per elementi privi di armatura trasversale, per elementi soggetti a carichi ciclici, e ad uno sforzo di compressione assiale, si valuta con una formulazione additiva che tiene conto di due contributi: quello dell'armatura trasversale e quello del calcestruzzo:

$$V_n = V_c + V_s \quad (58)$$

La resistenza a taglio delle pile è pertanto funzione dello carico assiale N e della duttilità in spostamento μ_Δ entrambi legati al contributo del calcestruzzo ed è funzione anche dell'armatura trasversale A_{sw} legata al contributo fornito dall'armatura.

Il contributo di resistenza a taglio fornito dal calcestruzzo è dato dalla seguente formulazione:

$$V_c = \alpha' \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \leq 3.5 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (59)$$

Con α' tiene conto del degrado di resistenza del calcestruzzo con l'incremento di duttilità in spostamento e per sezioni rettangolari è pari a:

$$\alpha' = \frac{4\rho_w f_{yw}}{\mu_\Delta} \quad (60)$$

In cui ρ_w è la percentuale geometrica di armatura trasversale, f_{yw} è la tensione di snervamento delle armature longitudinali e μ_Δ è la duttilità in spostamento, f'_c è la resistenza del calcestruzzo b_w larghezza della sezione e d è l'altezza utile.

Nella relazione riportata sopra N_u è carico assiale (positivo se di compressione) espresso in pounds e A_g è l'area lorda della sezione trasversale espressa in inches al quadrato.

La relazione (61) espressa in MPa assume la forma seguente:

$$V_c = \alpha' \left(1 + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \leq 0.29 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (62)$$



in cui α' è pari a:

$$\alpha' = \beta' \frac{\rho_w f_{yw}}{\mu_{\Delta}} \quad (63)$$

dove β' è una costante che dipende dalla forma della sezione e dalla tipologia di armatura trasversale.

Il modello presentato è la prima formulazione utilizzata da Aschheim e Moehle per la valutazione della resistenza a taglio; in seguito il modello adottato è stato modificato e poi adottato dalle FEMA 273 [15] e presenta la forma seguente:

$$V_c = 0.3 \left(k + \frac{N}{13.8A_g} \right) \sqrt{f'_c} (0.8A_g) \quad (64)$$

Con il coefficiente k che tiene conto del degrado del contributo del calcestruzzo con l'incremento della duttilità in spostamento, $0 \leq k \leq 1$ pari a:

$$k = \frac{4 - \mu}{3} \quad (65)$$

Per effetto dei carichi cicli derivanti da un'azione sismica gli elementi strutturali esibiscono fessure in una direzione e in quella opposta che si intersecano; la resistenza a taglio d elementi in calcestruzzo subisce un degrado, che può essere concettualmente rappresentato in Figura 156. In accordo con il modello utilizzato, l'armatura trasversale è soggetta a trazione in entrambe le direzioni pertanto continuando a caricare il provino oltre il limite elastico, si potrebbe avere un allungamento plastico delle staffe e una conseguente dilatazione del calcestruzzo che esse circondano. La dilatazione e il quadro fessurativo incrociato è riportato in Figura 155 ed è quello derivante da una serie di elementi in calcestruzzo irregolari con una capacità di carico ridotta.

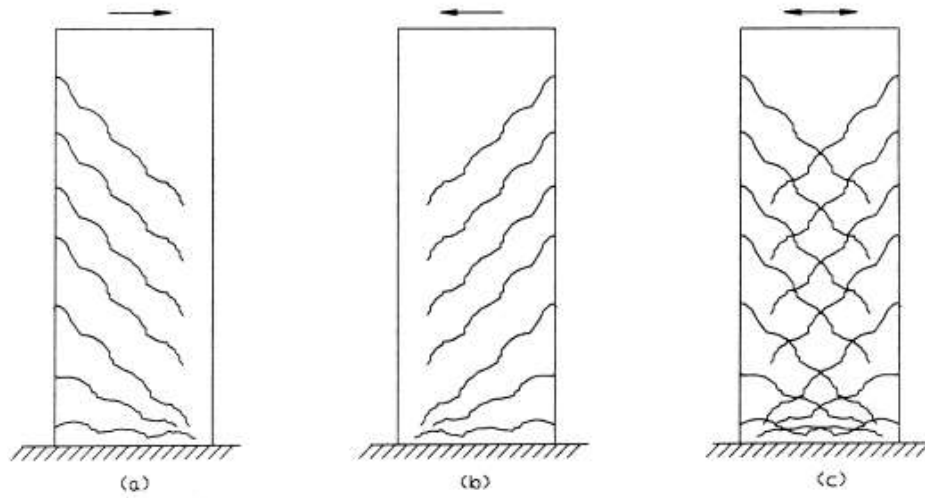


Figura 155: Quadro fessurativo derivante da carichi ciclici

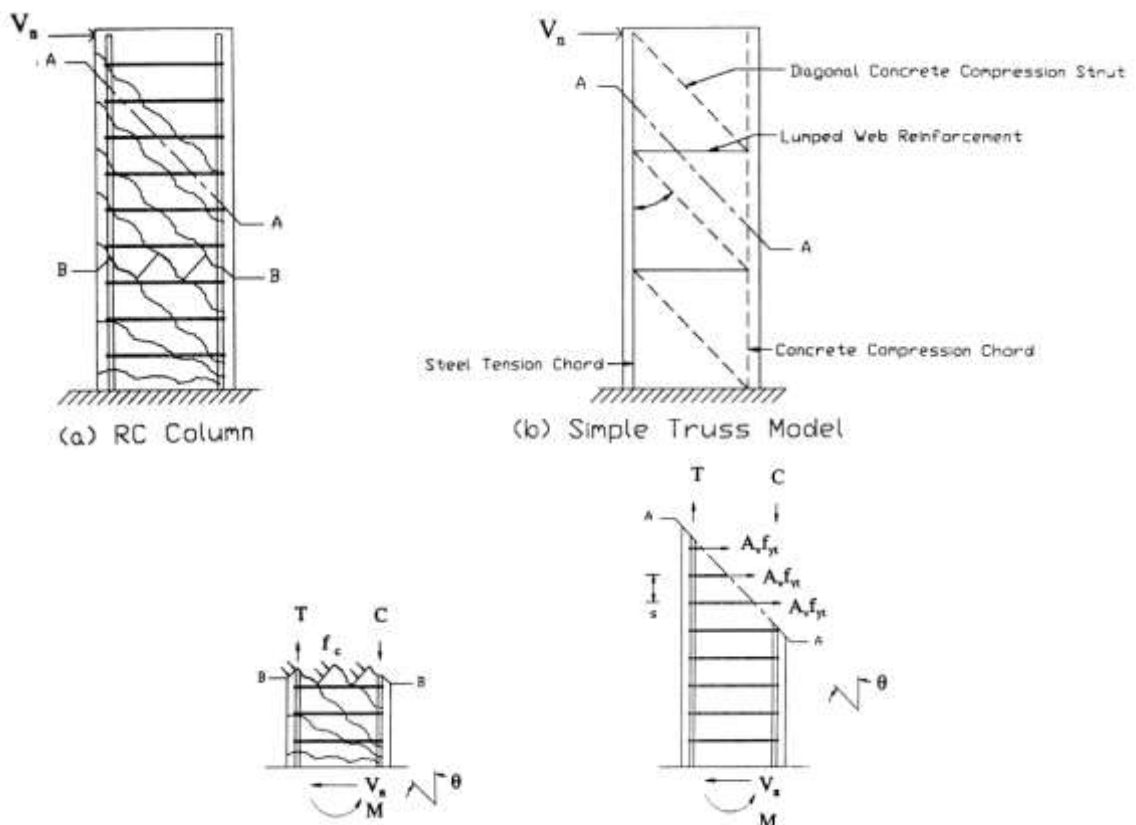


Figura 156: eccanismo a traliccio per colonna soggetta a taglio



Le azioni derivanti dai carichi ciclici causano anche da un degrado dell'interazione acciaio calcestruzzo favorita anche dalla mancanza di una sufficiente lunghezza di ancoraggio, Figura 157

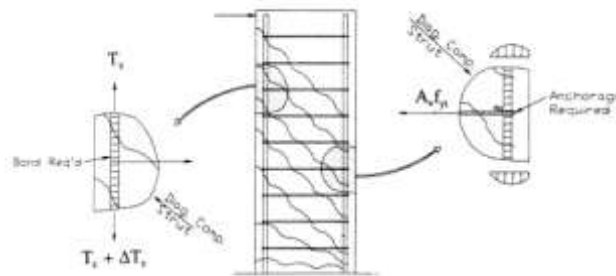


Figura 157: Zone di ancoraggio

Il risultato complessivo è una riduzione della resistenza a taglio con incremento dei carichi ciclici e in particolare è il contributo resistente del calcestruzzo V_c , funzione della duttilità in spostamento richiesta, che degrada.

Nel 1983, l'ATC ha preparato le linee guida per i ponti esistenti e ha creato un modello in cui la resistenza a taglio attribuita al calcestruzzo degrada con gli spostamenti inelastici, come descritto in Figura 158. Il taglio richiesto è calcolato considerando lo sviluppo della cerniera plastica alla base della colonna ed è assunto costante al di sopra di una duttilità in spostamento pari ad 1. Il taglio capace degrada da un valore iniziale di resistenza in corrispondenza di una duttilità in spostamento pari a due ad un valore finale corrispondente ad una duttilità in spostamento pari a 5.

Sono riportati in Figura 158 i tre casi distinti che possono verificarsi e che racchiudono bene la nozione di taglio degradante ma i risultati sperimentali disponibili per giustificare tali modelli rappresentati, sono scarsi.

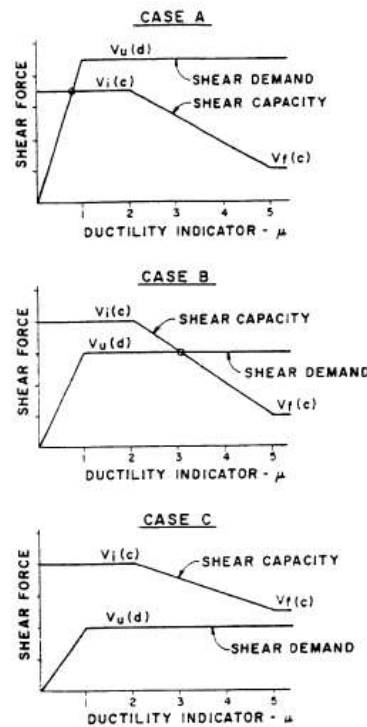


Figura 158: Modello dell'ATC del taglio degradante

4.1.3 Modello di Biskinis

La crisi a taglio di elementi in calcestruzzo armato si verifica per basse deformazioni e è associata ad una netta e improvvisa perdita di resistenza per carichi laterali pertanto i moderni codici di progettazione si orientano verso una progettazione di tipo duttile caratterizzata da una maggiore capacità di deformazione. La logica progettuale utilizzata evita crisi a taglio di elementi in calcestruzzo armato e garantisce che lo snervamento preceda la crisi a taglio. Il rischio di avere crisi a taglio si verifica soprattutto negli edifici esistenti e nei ponti in calcestruzzo armato che non soddisfano i requisiti di progetto delle moderne norme sismiche. La resistenza a taglio degli elementi è caratterizzata da un elevato decremento per effetto del carico ciclico laterale quindi sia la progettazione *ex novo* che la valutazione delle strutture esistenti deve tener conto della riduzione della resistenza a taglio dovuta ai carichi ciclici.

Diversi meccanismi possono essere citati per spiegare il degrado della resistenza a taglio con il carico ciclico: la graduale riduzione dell'ingranamento degli inerti lungo le diagonali fessurate, che per effetto dei carichi ciclici diminuisce; il degrado dovuto all'effetto spinotto per carichi ciclici dovuti al taglio con l'accumulo delle tensioni inelastiche nell'armatura longitudinale; lo sviluppo delle fessure flessionali per tutta la profondità dell'elemento e la conseguente riduzione del contributo della zona compressa; il *softening* del calcestruzzo nelle diagonali compresse dovute all'accumulo delle tensioni di trazione.

I primi quattro meccanismi descritti sono dovuti al degrado della resistenza a taglio, legata al contributo del calcestruzzo, V_c , normalmente aggiunto al contributo dell'armatura trasversale considerando il meccanismo a traliccio con angolo di inclinazione di 45° . Gli ultimi due meccanismi riguardano, in modo indiretto il contributo dell'armatura trasversale resistente a taglio, V_s .

Il degrado della resistenza a taglio con l'avanzare dei cicli, si sviluppa negli elementi che mostrano cerniere plastiche flessionali prima di aver esaurito la resistenza a taglio. Per quantificare l'entità del degrado Biskinis ha condotto una sperimentazione su 239 provini (53 su colonne con sezione circolare, 161 su colonne o travi con sezione quadrata o rettangolare, 6 su pareti, 19 su pile con sezione cava o con sezione a T quindi piena).

Due modelli alternativi sono proposti per la resistenza diagonale V_R come una funzione della parte plastica della duttilità in spostamento

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 \quad (66)$$

identificata come la misura della parte plastica della duttilità in spostamento che consente di avere una misura della resistenza a taglio per degrado ciclico più vicina ai risultati sperimentali. Tale aliquota è definita come il rapporto tra la componente plastica della rotazione di corda al collasso (la rotazione di corda totale meno il valore sperimentale allo snervamento) e calcolare la rotazione di snervamento θ_y . Nelle applicazioni pratiche tale valore non è noto a priori e per calcolarlo è usato un fattore normalizzato di μ_{Δ}^{pl} invece del valore sperimentale.

Per travi o colonne con sezione rettangolare o circolare, la rotazione di corda allo snervamento è stimata come

$$\theta_y = \Phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + a_{sl} \frac{0.13 \Phi_y d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (67)$$

dove i primi due termini rappresentano rispettivamente la deformazione flessionale e quella a taglio e il terzo termine è legato allo scorrimento delle barre longitudinali dal loro ancoraggio oltre la fine della sezione dell'elemento; Φ_y è la curvatura allo snervamento, valutata ipotizzando che non ci sia alcuna tensione nel calcestruzzo; f_y e f'_c , espresse in MPa, sono le resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo; d_b è il diametro dell'armatura, a_{sl} è una variabile che può assumere solo il valore 1, se è possibile l'espulsione dalle barre longitudinali dalla zona di ancoraggio e 0 se invece non è possibile; $a_v z$ è il braccio della coppia interna e a_v è pari a zero quando allo snervamento non c'è fessurazione diagonale oppure pari ad 1 quando c'è ($a_v=0$ se $V_{Rc} \geq V_{My} = M_y/L_s$, e $a_v=1$ se $V_{Rc} \leq V_{My} = M_y/L_s$ dove V_{Rc} è il taglio alla fessurazione diagonale presa in accordo con l'Eurocodice 2 del 2004[27]).

L'espressione statistica ricavata dai dati (le cui unità di misura sono i MN, m), è la seguente:

$$V_R = \frac{h-c}{2L_s} \min(N, 0.55A_g f'_c) + 0.16 \left(1 - 0.095 \min(4.5, \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_s}{h}\right) \right) \sqrt{f'_c} A_g + V_s \quad (68)$$

La mediana di questa formulazione è prossima ad 1 per i provini con sezioni circolari, rettangolari, sezioni cave o pareti così come provini con dettagli conformi o non conformi ai moderni codici di calcolo per il progetto di elementi sismo resistenti.

Tale modello è realizzato sulla base dei dati [4] in cui sia V_c che V_s degradano con gli spostamenti ciclici inelastici. Gli stessi parametri sono usati per avere un significato statistico per V_c :

$$V_R = \frac{h-c}{2L_s} \min(N, 0.55A_g f'_c) + \left(1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_s}{h}\right) \right) \sqrt{f'_c} A_g + V_s \right] \quad (69)$$

Anche in questo caso il valore della mediana della distribuzione statica da cui si ricava la formula, è prossima ad 1 questa formula ben si adatta ai provini con sezione rettangolare, circolare, con sezione cava o per pareti, sia per quelle di nuova progettazione quindi provviste di dettagli sismici, sia per quelle esistenti, sprovviste di dettagli sismici.

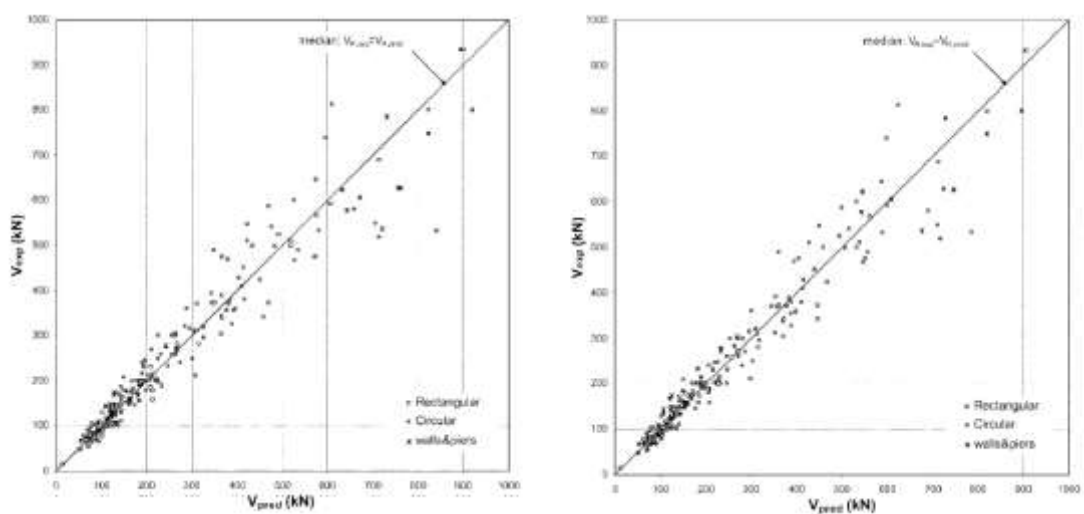


Figura 159: Confronto dei valori di taglio stimati con i risultati delle prove per crisi diagonale dopo lo snervamento flessionale (a) con l'eq.7; (b) con l'eq.8

Nessuno dei due modelli da cui si ricavano le precedenti equazioni, è affetto dalla mancanza di essere settato nel rispetto di altre variabili che entrano in gioco, sull'intero range di queste variabili: sforzo assiale adimensionalizzato $N/A_g f_c$ che varia tra 0.01 e 0.85; luce di taglio L_s/h che varia tra 0.5 e 6, percentuale di armatura longitudinale ρ_{tot} che varia tra 0.55 e 5.5%; f_c che varia tra 13 e 113 MPa e duttilità in spostamento μ_Δ che varia tra 1 e 9.5.

Le espressioni 1,4,5,7 o 8 sono usate per stimare se un elemento in calcestruzzo armato inizialmente snervato a flessione, può alla fine andare in crisi a taglio ad una deformazione più bassa che corrisponde alla crisi per flessione; tali espressioni possono essere usate anche per stimare la capacità di deformazione degli elementi in calcestruzzo armato che vanno in crisi per carichi ciclici dopo la crisi flessionale.

In entrambe i modelli proposti c'è un diverso meccanismo a puntone per effetto del carico assiale di compressione sulla resistenza a taglio e sul contributo di resistenza a taglio fornita dall'armatura trasversale con la classica inclinazione del traliccio a 45° . Tra i due modelli, quello definito dall'eq.8 fornisce contributi per degrado sia del termine legato al calcestruzzo, sia per quello legato all'armatura, valori leggermente superiori, comunque dati sperimentali dimostrano che la resistenza a taglio non degrada per effetto di bassi livelli di domanda di duttilità in spostamento, inferiori a 6.

Il primo termine dell'eq.8 è legato al contributo dello sforzo assiale di compressione, il secondo invece è un coefficiente funzione della richiesta plastica di duttilità in spostamento e l'ultimo termine include il degrado del calcestruzzo e dell'armatura e nello specifico il valore di V_s presente nella formula è pari a

$$V_s = \rho_s b_w (h - 2c) f_y \quad (70)$$

4.1.4 Modello di Sezen

Dall'osservazione dei danni provocati dai terremoti sugli edifici esistenti, si rileva che la carenza di armatura trasversale rende le strutture più vulnerabili ad una crisi a taglio durante un evento sismico. Tale modalità di crisi si riflette in una perdita di resistenza per carichi laterali e in una perdita della capacità portante per carichi assiali con conseguente collasso della struttura. La valutazione della resistenza a taglio proposta da Sezen e Moehle [55] è basata proprio sull'osservazione sperimentale delle colonne esistenti soggette a crisi tagliente e caratterizzate da una scarsa e inadeguata armatura a taglio. La formulazione proposta da Sezen e Moehle per la valutazione della capacità a taglio è di tipo additivo: il primo termine è legato al contributo del calcestruzzo, V_c , il secondo a quello dell'acciaio V_s .

$$V_n = k(V_c + V_s) \quad (71)$$

Contributo del calcestruzzo

La crisi a taglio delle colonne in calcestruzzo armato può essere dovuta o alla crisi della diagonale tesa o a quella della diagonale compressa. La crisi della diagonale tesa si verifica dopo la formazione di fessure inclinate rispetto all'asse longitudinale della colonna e all'aumentare dei carichi ad essa applicati, l'apertura delle fessure fa diminuire la capacità portante del calcestruzzo e porta quindi alla crisi. La crisi della diagonale compressa può avvenire quando sono relativamente elevati sia il carico assiale che la percentuale di armatura trasversale o quando la snellezza è particolarmente bassa. Il modello proposto da Sezen focalizza l'attenzione sulla capacità della diagonale.

Si assume che l'insorgenza di una fessurazione diagonale in un elemento, soggetto ad una tensione uniforme, può essere legato alle tensioni principali che agiscono sull'elemento. Assumendo che i carichi agiscano nel piano x-y, la tensione principale σ_1 è definita dall'equazione di equilibrio (72)

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (73)$$

in cui σ_x e σ_y sono le tensioni normali nelle direzioni x e y, τ è la tensione tangenziale e agisce nella direzione normale al piano (x-y). Nelle colonne in cemento armato, si assume che la tensione σ_x è pari a zero perché agisce nel piano normale alla direzione di applicazione della forza, inoltre l'effetto di confinamento dovuto agli scarsi dettagli sismici su σ_x è molto piccolo. σ_y è la tensione normale agente parallelamente all'asse della colonna ed è definita come P/A_g . Si assume che la fessurazione avviene quando σ_1 raggiunge il valore della resistenza nominale a trazione $f_{ct} = 0.5\sqrt{f'_c}$ MPa e pertanto sostituendo tale valore nella (74) si definisce la tensione tangenziale dovuta all'insorgenza di una fessurazione diagonale:

$$\tau = 0.5\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c} A_g}} \quad (75)$$

Non è semplice definire lo stato di tensione negli elementi in calcestruzzo armato sottoposti a carichi assiali e carichi laterali non solo per le eterogeneità del calcestruzzo ma anche per la presenza di fessure flessionali collegate tra loro. Pertanto l'equazione (76) non è in grado di fornire una misura dell'insorgenza della fessurazione ma tende a sovrastimare la tensione legata alla fessurazione inclinata. Ciò è vero soprattutto per colonne con un fattore di snellezza a/d basso quando la fessurazione flessionale diventa predominante infatti dalla sperimentazione emerge un aumento della resistenza a taglio al diminuire del rapporto a/d.

Il contributo del calcestruzzo per la valutazione della resistenza a taglio si calcola come di seguito riportato:

$$V_c = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} 0.8A_g \quad (77)$$

dove f'_c è la resistenza media a compressione cilindrica del calcestruzzo, P è il carico assiale, A_g è l'area lorda della sezione, a/d è il fattore di forma.

Contributo dell'armatura trasversale

I dati sperimentali indicano approssimativamente un incremento lineare della resistenza a taglio con l'armatura trasversale. Il tradizionale modello a traliccio prevede che la resistenza a taglio sia data da

$$V_s = \frac{\alpha A_v f_{yd} d}{s} \quad (78)$$

Nel caso specifico $\alpha=1$.

I contributi calcolati devono tener conto del degrado legato all'aumento della duttilità in spostamento pertanto si moltiplicano entrambe per un fattore k. I modelli di resistenza a taglio proposti generalmente in letteratura [13], [16] e [20] applicano un fattore di degrado solo al contributo del calcestruzzo poiché l'apertura di una fessura nel calcestruzzo porta alla diminuzione della sua capacità portante mentre il contributo dell'armatura non degrada.

Sezen, dato che nella formulazione proposta, ammette anche un degrado del calcestruzzo, probabilmente tiene conto del danneggiamento dovuto alla perdita di ancoraggio dell'armatura trasversale.

Anche se dai dati a disposizione non si riesce a quantificare il degrado dei due termini e se possono essere effettivamente separati; per far fronte a questa incertezza, si adopera il coefficiente k per entrambi. L'equazione (79) mostra il modello di resistenza a taglio proposto che include il fattore k per tener conto della duttilità legata al degrado di resistenza.

$$V_N = V_C + V_S = k \frac{A_v f_{yd} d}{s} + k \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} 0.8A_g \quad (80)$$

In particolare k è pari ad 1 per livelli di duttilità minori di 2, è pari a 0.7 per una duttilità in spostamento superiore a 6 e varia linearmente per valori di duttilità in spostamento intermedi.



Nel modello proposto la resistenza a taglio è definita come una funzione della duttilità in spostamento imposta alla colonna, tale modello può essere utilizzato solamente se è nota la duttilità richiesta.

La resistenza a taglio quindi è influenzata da diversi fattori quali la snellezza, la quantità di armatura trasversale e la duttilità in spostamento richiesta pertanto viene proposto un modello che tenga conto del contributo del calcestruzzo e dell'armatura entrambi funzione della duttilità in spostamento tramite il coefficiente k . I risultati ricavati si correlano bene ai risultati derivanti da prove sperimentali.

4.2 Normative

Il problema della vulnerabilità sismica delle infrastrutture di trasporto, e dei ponti in particolare, ha acquisito notevole importanza in tempi piuttosto recenti. In Italia, come già avvenuto nel resto del mondo, le autorità competenti hanno recepito l'esigenza di prevedere disposizioni normative che regolamentassero la progettazione sismica dei ponti solo in seguito ad eventi sismici particolarmente severi, che hanno causato danni al sistema infrastrutturale viario. E' proprio dall'analisi dello stato di danneggiamento che ha interessato i ponti esistenti, italiani e non, che è emersa non solo un'inadeguata progettazione sismica, seppur conforme alla regolamentazione vigente che in alcuni casi era del tutto assente all'epoca di realizzazione, ma anche un'importante lacuna normativa riguardante le tecniche di valutazione e di adeguamento sismico dei ponti esistenti. Quest'ultimo è un problema rilevante in quanto rappresenta un punto di partenza per il consolidamento dei ponti esistenti.

Il primo impulso da questo punto di vista è nato in seguito al devastante terremoto del 1971 a San Fernando, in California, di magnitudo 6.6, che causò la distruzione di diversi ponti anche di recente costruzione. Da qui emerse, in modo inequivocabile, che le pratiche di progetto dei ponti di quell'epoca non garantivano le prestazioni attese neanche per un evento sismico di modesta intensità. Ben dodici anni dopo il sisma, la Federal Highway Administration (FHWA) emanò un primo documento che costituì una linea guida per l'adeguamento dei ponti esistenti, intitolato "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges"[59]. Nel 1989, nonostante fossero state svolte delle indagini per stabilire su quali ponti intervenire e sebbene su alcuni di essi fossero stati attuati degli interventi di adeguamento, quando si verificò il devastante terremoto di Loma Prieta, di magnitudo 6.9, emersero non solo notevoli carenze nella progettazione ma risultarono inefficaci anche gli interventi di consolidamento precedentemente effettuati. A partire da questi eventi particolarmente distruttivi, è cominciato lo sviluppo dell'attuale normativa statunitense che regola la valutazione e l'adeguamento sismico dei ponti esistenti, come illustrato dettagliatamente in seguito al paragrafo 4.2.3.

Un altro evento sismico di elevata intensità che ha influito notevolmente sullo sviluppo normativo internazionale in riferimento alle infrastrutture di trasporto è stato sicuramente quello che ha colpito la città di Kobe nel 1995. Esso produsse danni ingenti soprattutto ai ponti e ha dato un forte impulso al miglioramento e allo sviluppo della normativa giapponese per la progettazione di ponti Japanese Design Specifications of Highway Bridges [60] pubblicata nella sua prima versione nel 1996.

Lo sviluppo normativo si è avuto anche in Nuova Zelanda in seguito al terremoto di Canterbury del 2010, di magnitudo 7.7, seguito da numerose *aftershock*, che ha danneggiato la maggior parte degli edifici in muratura presenti; nel febbraio 2011, si è verificato poi il terremoto di Christchurch, di magnitudo 6.2, in seguito al quale, a causa dei modesti danni strutturali rilevati sui ponti esistenti, è stata intrapresa dall' Opus International Consultants un'ispezione per verificarne le condizioni di sicurezza dei ponti danneggiati. La NZ Transport Agency (NZTA), con la proposta di finanziamento degli National Land Transport Fund (NLTF) ha redatto il "Bridge Manual" [61] che fornisce i criteri utili per la progettazione dei ponti e di lavori di sterro; per le procedure di *assessment* non è semplice trovare una norma di riferimento.



Figura 160: - Terremoto di San Fernando 1971 (a sinistra); terremoto di Kobe, Giappone 1995: collasso del viadotto urbano Hanshin (a destra) [72]

In ambito normativo europeo lo sviluppo utilizzato oltreoceano in termini di progettazione sismica dei ponti è stato recepito e rivisto. L'"Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges" [27] (di seguito indicato come EC8/2) tratta nello specifico dei ponti di nuova progettazione, facendo un chiaro riferimento, per i ponti in cemento armato, alle metodologie utilizzate nell' "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules" [28](di seguito indicato come EC2/2) che si riferisce però, propriamente, alla progettazione degli edifici in calcestruzzo armato. Per quanto riguarda l'*assessment* dei ponti esistenti, invece, manca

attualmente un chiaro riferimento normativo. Alcuni lavori presenti in letteratura [4] e [11], infatti, e per la valutazione del modello di capacità a taglio, fanno riferimento all' "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings" [29] che è propriamente riferito agli edifici ma si adatta bene anche ai ponti esistenti, in quanto la formulazione sperimentale proposta, è definita a partire da un database di 239 sezioni in calcestruzzo armato tra le quali sono presenti anche quelle cave [14], che caratterizzano le pile da ponte esaminate nel presente lavoro. Per quanto riguarda la capacità deformativa invece, si utilizza ancora l' EC8/2-Annex E (Informative) – Probable material properties and plastic hinge deformation capacities for non linear analyses [27].

Per quanto riguarda il quadro legislativo italiano, si evidenzia quanto esso sia stato profondamente modificato a partire dal 2003 in seguito all' emanazione dell' OPCM 3274 [65] quando, per allinearsi alle normative europee, ne ha sostanzialmente seguito l' approccio che ha portato all' emanazione del D.M. del 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, [66] (successivamente definita come NTC), che pur dedicando al tema del consolidamento il capitolo 8, “Costruzioni esistenti”, affronta solamente la problematica relativa agli edifici; pertanto, si fa ricorso alla Circolare esplicativa, annessa alle NTC, del 2 Febbraio 2009, n° 617 – “Istruzioni per l' applicazione delle norme tecniche per le costruzioni”, (successivamente definita come Circolare) [67]. Poiché le indicazioni per i ponti esistenti da un punto di vista normativo non sono soddisfacenti, parallelamente, con il finanziamento del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) alla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (Reluis), è stato intrapreso un programma di ricerca che ha portato alla definizione delle linee guida per i ponti esistenti e, in particolare, il progetto di ricerca del triennio 2005-2008 della Linea 3, “Valutazione e riduzione del rischio sismico dei ponti esistenti”, ha portato alla redazione del manuale intitolato “Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.” [68]. E' bene sottolineare che le linee guida [68] non sono cogenti ma rappresentano un utile strumento di supporto per il progettista per orientarsi nella fase di valutazione e di consolidamento dei ponti esistenti, stante l' attuale carenza normativa. Dall' analisi dell' evoluzione normativa emerge che i paesi che hanno dato un maggior impulso allo sviluppo delle normative per la progettazione sismica dei ponti sono stati l' Europa, il Giappone, la Nuova Zelanda e gli Stati Uniti, ovvero le aree caratterizzate dalla pericolosità sismica più elevata, che pertanto mostrano maggior attenzione al tema della vulnerabilità dei ponti esistenti.

Nei paragrafi successivi, saranno definiti e descritti i criteri indicati dalle principali normative nazionali e internazionali per la valutazione del comportamento sismico dei ponti a travata esistenti in cemento armato, con particolare riferimento alla sottostruttura verticale, la pila. Dapprima verrà definito il quadro normativo nazionale, poi si sposterà



l'attenzione a quello europeo ed infine alle indicazioni normative riportate nel codice di riferimento americano in ambito di *assessment* dei ponti.

4.2.1 Quadro normativo italiano

L'approccio normativo italiano per la valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti in cemento armato, così come accennato nel paragrafo 4.2 ha raggiunto il suo assetto attuale a partire dal 2003 quando si è deciso di armonizzare la normativa italiana con quella europea, dando la priorità alle strutture di nuova costruzione e fornendo degli strumenti più qualitativi che quantitativi per la valutazione degli interventi di consolidamento da attuare sugli edifici esistenti. Per quanto riguarda i ponti, oltre ai riferimenti del capitolo 5 riportato nelle NTC [66] per il progetto di ponti *ex novo*, non ci sono indicazioni per i ponti esistenti; per orientarsi da un punto di vista normativo, è necessario rifarsi alla Circolare [67].

Il paragrafo C8.7.2 [67], che non ha un corrispondente nelle NTC [66], fa riferimento agli edifici esistenti in cemento armato, ma si sottolinea che alcune procedure di carattere generale sono valide anche per altre tipologie di strutture. In particolare per i ponti esistenti sono riportate specifiche indicazioni nell'appendice C8A [67], infatti, al paragrafo C8A.8 "Indicazioni aggiuntive relative ai ponti esistenti" [67], si precisa che per la definizione dell'azione sismica per la valutazione e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti, bisogna far riferimento al capitolo 3 delle NTC [66]; per i criteri generali, ci si rifà a quelli utilizzati per la nuova progettazione definiti al § 7.9.2. delle NTC. Nello specifico, al capitolo C8A.8.6 "Metodi di analisi e criteri di verifica" [67], si precisa che i metodi di analisi riportati al § 7.3 delle NTC [66] per i ponti esistenti devono rispettare precise indicazioni. Per un'analisi statica lineare, vale per i ponti esistenti la distinzione introdotta con riferimento agli edifici esistenti tra analisi con spettro elastico ($q=1$) e analisi con spettro di progetto ($q>1$). Per l'applicabilità dell'analisi con spettro elastico ($q=1$) vale quanto indicato con riferimento agli edifici [66]; i requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare sono quelli indicati con riferimento ai ponti di nuova realizzazione al § 7.9.4.1 [66], purché siano rispettati i requisiti di applicabilità.

Nello specifico, ciò che interessa in questa sede riguarda l'analisi statica non lineare. Il metodo, nella sua versione più semplice, consiste nell'applicazione alla struttura di un sistema di forze statiche di intensità crescente fino al raggiungimento della capacità massima in termini di resistenza o di deformabilità. La struttura viene ridotta ad un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà. La domanda di spostamento in corrispondenza del periodo dell'oscillatore equivalente T , si ottiene mediante spettro di risposta inelastico che in assenza di più accurate determinazioni fornisce il valore dello spostamento spettrale, S_{Di} , approssimato dalle seguenti espressioni:



$$S_{Di}(T) = S_{De}(T) \quad T \geq T_C \quad (81)$$

$$S_{Di}(T) = \frac{S_{De}(T)}{q} \left[1 + (q - 1) \frac{T_C}{T} \right] \quad T \leq T_C \quad (82)$$

con:

$$q = m \frac{S_e(T)}{F_y} \quad (83)$$

$$m = \sum_i m_i \Phi_i \quad (84)$$

m pari alla massa e con F_y pari alla resistenza dell'oscillatore semplice.

La verifica per tale tipologia di analisi viene fatta sia in termini di spostamento che di resistenza. Infatti, si deve confrontare la domanda in spostamento del sistema equivalente con la domanda di duttilità compatibile con le rispettive capacità e confrontare poi che le forze di taglio siano minori delle rispettive resistenze.

La Circolare[67], nello specifico, distingue due tipologie di ponti: ponti a travi semplicemente appoggiate e ponti con impalcato continuo.

Nel primo caso, i ponti costituiti da impalcati appoggiati semplicemente sulle pile devono essere modellati come un sistema ad un grado di libertà. In direzione trasversale, ciascuna pila è un oscillatore semplice la cui massa in sommità è costituita dalla massa efficace della pila e dalla massa dell'impalcato ad essa afferente. In direzione longitudinale, si distinguono due casi: quello di trave vincolata ad avere uno spostamento rigido, in cui l'intero ponte è un oscillatore semplice con una massa pari a quella totale dell'impalcato e delle masse efficaci delle pile e di rigidezza pari alla somma della rigidezza delle pile in direzione longitudinale, e quello di un sistema pila-impalcato, indipendente da quelli contigui, come se da un lato ci fosse un appoggio fisso e dall'altro ci fosse un appoggio scorrevole e, in tal caso, ciascuna pila rappresenta un oscillatore semplice (come definito per l'analisi in direzione trasversale).

Nel secondo caso, ovvero per i ponti con impalcato continuo, è possibile applicare un'analisi statica non lineare semplificata per quei ponti con una massa corrispondente al primo modo di vibrazione non inferiore all'80% della massa totale; in caso contrario, si devono considerare più modi fino al raggiungimento di una massa modale pari all'80%. Si può pertanto eseguire, ripetutamente, il procedimento indicato per una singola distribuzione di forze, con le distribuzioni derivanti da ciascuno dei modi considerati e si ricava per ognuno la corrispondente risposta in termini di distorsione degli elementi duttili. La risposta complessiva si ottiene con la combinazione SRSS o CQC. Le sollecitazioni

agenti negli elementi/meccanismi fragili si ricavano da condizioni di equilibrio; il punto di controllo da monitorare viene scelto come il nodo che ha la massima ampiezza modale.

Nel capitolo C8A.8.6.4 viene riportata la verifica per i meccanismi duttili che consiste nel verificare che la domanda di rotazione alla corda degli elementi soggetti a pressoflessione sia inferiore alla capacità di rotazione. I valori medi della rotazione alla corda, allo snervamento e al collasso sono calcolati come di seguito:

$$\theta_y(N) = \Phi_y(N) \frac{L_s}{3} \quad (85)$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\Phi_u(N) - \Phi_y(N)] L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_s} \right) \quad (86)$$

dove Φ_y e Φ_u sono rispettivamente la curvatura di snervamento e la curvatura ultima della sezione esaminata, calcolata mediante una serie di diagrammi momento-curvatura della stessa effettuata per un numero discreto di sforzi normali N . Per ogni livello dello sforzo normale, i valori di Φ_y e Φ_u , si ottengono dalla bilinearizzazione del diagramma $M - \phi$. La curvatura ultima è il valore minimo tra la curvatura che si ottiene imponendo ai lembi della sezione le deformazioni limite dei materiali, e quella per la quale il momento flettente diminuisce all'85% del valore massimo. Nel calcolo della deformazione limite del calcestruzzo si terrà conto dell'effettivo stato di confinamento e il limite inferiore di deformazione per l'acciaio può essere convenzionalmente assunto pari a $\varepsilon_{su}=4\%$, indipendentemente dalla qualità dell'acciaio. Le lunghezze L_s e L_p sono rispettivamente la luce di taglio e quella della cerniera plastica. In assenza di più accurate determinazioni, quest'ultima può essere assunta pari a

$$L_p = 0.1L_s \quad (87)$$

Per la verifica allo Stato Limite di Collasso (SLC), la capacità di rotazione rispetto alla corda si calcola come:

$$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N) \quad (88)$$

con $\gamma_{el}=1.5$. Per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), la capacità di rotazione rispetto alla corda si calcola come:

$$\theta_{SLV} = \frac{3}{4} \theta_{SLC} = \frac{3}{4} \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N) \quad (89)$$

Nel capitolo C8A.8.6.5 [67] viene riportata la verifica per i meccanismi fragili: il valore di verifica della sollecitazione di taglio può essere ricavato in due modi: dall'analisi, se

l'elemento è elastico, e quindi se a entrambe le estremità dell'elemento la distorsione è inferiore al valore di snervamento, oppure si considera il valore del taglio equilibrato dai momenti di estremità, che sono limitati al loro valore di snervamento se ad uno o ad entrambe le estremità risulta $\theta > \theta_y$.

La resistenza a taglio viene valutata con documenti di comprovata validità: in particolare si fa riferimento alla prima formulazione additiva proposta da Priestley[16], come si può chiaramente notare dal range di variazione del parametro $k(\mu_\Delta)$. La resistenza a taglio è pari alla somma dei contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale e delle armature trasversali:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad (90)$$

$$V_c = 0.8A_c k \sqrt{f_c} \quad (91)$$

$$V_N = N \frac{h - x}{2L_s} \quad (92)$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_y z \quad (93)$$

dove A_c e A_{sw} sono rispettivamente l'area del calcestruzzo interna alle staffe e l'area dell'armatura trasversale, h è l'altezza efficace della sezione, x è la profondità dell'asse neutro, z è il braccio della coppia interna e s è il passo delle staffe. Il parametro $k=k(\mu_\Delta)$ varia tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento, variabile da 1 a 4, e tiene conto del degrado ciclico del contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio. Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche allo SLV e allo SLC è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{el}=1.25$.

Parallelamente alla redazione delle NTC, con il finanziamento del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) al Reluis, è stato intrapreso un programma di ricerca che ha portato alla definizione del manuale "Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a." [68] che fornisce le linee guida per la valutazione e il consolidamento di ponti esistenti, come già detto al paragrafo 4.2. È bene sottolineare che le Già a partire dal 2003, nell'OPCM 3274[65], si era evidenziata la necessità di redigere delle linee guida sull'argomento perché da lì a cinque anni la normativa italiana avrebbe dovuto fornire un supporto per la valutazione della sicurezza sismica delle opere strategiche, caratterizzate da un traffico autostradale in netto aumento. Per giungere a questo obiettivo, il Dipartimento della Protezione Civile si è avvalso dell'aiuto dell'ANAS, ente gestore delle strade e autostrade italiane, che ha il compito di rilevare tutte le caratteristiche presenti sulla rete di sua competenza.

Le linee guida[68], in accordo con le NTC[66], forniscono gli strumenti per la valutazione della sicurezza sismica e per il progetto degli interventi di adeguamento dei ponti in cemento armato, cemento armato precompresso e acciaio. Forniscono principalmente un metodo accurato e di semplice applicazione soprattutto per i ponti semplicemente appoggiati, tipici del patrimonio stradale e autostradale italiano, ma anche un metodo utilizzabile in casi più complessi.

La metodologia di analisi da utilizzare per la verifica di sicurezza delle pile oggetto della sperimentazione è di semplice applicazione poiché la maggior parte delle opere infrastrutturali viarie esistenti, in Italia, è costituita da ponti isostatici con pile a fusto unico e impalcati semplicemente appoggiati, come evidenziato anche al capitolo 1 del presente lavoro. Stante tale considerazione e stante l'ipotesi che la strategia di intervento da attuare in fase di adeguamento non preveda una sostanziale modifica dello schema statico né l'introduzione degli apparecchi di isolamento e/o dissipazione, per tali ponti è possibile definire una strategia specifica di analisi, che è un buon compromesso tra la semplicità e l'accuratezza, in alternativa ai metodi di analisi più complessi che devono necessariamente essere usati per i ponti iperstatici.

Il modello di riferimento è costituito da una mensola verticale, avente una massa distribuita lungo l'altezza H e due masse posizionate a quota H , quindi in sommità, rappresentative del pulvino e dell'impalcato. In direzione trasversale, ogni pila costituisce un oscillatore indipendente; in direzione longitudinale invece, in presenza di ritegni sismici, ogni pila costituisce ancora un sistema ad un grado di libertà, caratterizzato dalla somma delle masse afferenti alle singole pile e dalla forza di richiamo pari alla somma della forza derivanti dalle singole pile.

Fatta questa modellazione, si effettua un'analisi statica non lineare semplificata, in cui il legame forza-spostamento valutato rispetto al punto di controllo posto in sommità dell'oscillatore semplice considerato, si ottiene in modo agevole partendo dal diagramma momento-curvatura della pila. Per come è stato modellato il ponte, la massa efficace è concentrata in testa ed è definita da tre aliquote: la massa derivante dal pulvino, m_{pulv} , quella derivante dall'impalcato, m_{impalc} , e il 30% della massa della pila. Pertanto, la massa effettiva, agente in testa alla pila, sarà:

$$m = 0.30m_{pila} + m_{pulv} + m_{impalc} \quad (94)$$

L'altezza a cui tale massa è collocata rispetto alla pila, in direzione trasversale, come si può vedere in Figura 161, è data da:

$$H \equiv \frac{(m_{pulv} + 0.30m_{pila})H_p + m_{imp}H_{imp}}{m} \quad (95)$$

In direzione longitudinale, invece, l'altezza efficace è pari alla distanza del piano degli apparecchi di appoggio dall'estradosso della fondazione.

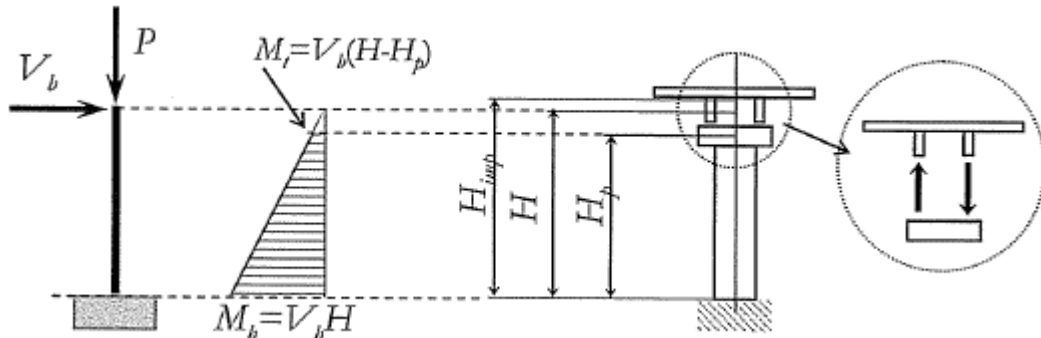


Figura 161:- Altezza efficace per analisi in direzione trasversale [72].

Per poter condurre l'analisi, è necessario, per prima cosa, definire il legame momento-curvatura della sezione di base nel piano di flessione considerato, in funzione del carico assiale agente; ottenuta tale curva, questa sarà poi bilinearizzata seguendo i limiti imposti dalla procedura e utilizzando il criterio di uguaglianza delle aree Figura 162.

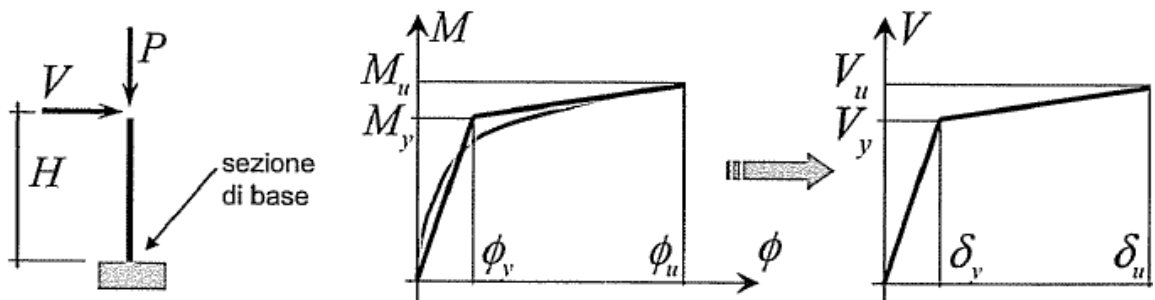


Figura 162:-Passaggio dal legame momento-curvatura a quello taglio-spostamento [72].

Calcolata la Φ_y e la Φ_u , è possibile calcolare le rotazioni che ne derivano, secondo quanto indicato al paragrafo 2.4.5 delle linee guida, "Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti" [68], in cui viene sottolineato che per effettuare la verifica delle pile, per ciascuna di esse si deve procedere al confronto tra la rotazione capace e quella richiesta e, in particolare, la rotazione capace rispetto alla corda allo SLC è dato da:

$$\theta_y = \Phi_y \frac{L_v}{3} \quad (96)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v} \right) \right] \quad (97)$$

dove $\gamma_{el}=1.5$, $L_v=M/V$ è la luce di taglio, pari ad H per una mensola e approssimabile ad $H/2$ negli altri casi. Le curvature ultima, Φ_u , e di snervamento, Φ_y , si ottengono dalla bilinearizzazione del diagramma momento curvatura mediante il criterio di uguaglianza delle aree sottese dalla curva $M-\Phi$ e dalla bilineare. La curvatura ultima è la minima tra quella corrispondente allo schiacciamento del calcestruzzo $\varepsilon_{c,max}=\varepsilon_{cum}$ e alla rottura per trazione dell'acciaio, $\varepsilon_{s,max}=\varepsilon_{sum}$, e, in assenza di determinazioni più accurate, i valori delle deformazioni medie di calcestruzzo e acciaio si pongono pari a $\varepsilon_{cum}=0.5\%$ e $\varepsilon_{sum}=4\%$. L_p è la porzione di pila soggetta a plasticizzazione e si ottiene considerando la seguente formulazione:

$$l_p = 0.1H + 0.015f_y d_b + \approx 0.1H \quad (98)$$

dove H è la luce di taglio della mensola, f_y è la tensione di snervamento dell'armatura longitudinale e d_b è il diametro medio delle barre di armatura longitudinale.

Per la verifica allo SLV, si assume che la capacità di rotazione rispetto alla corda, in accordo con C8A.8.6.4 [67], si calcola come:

$$\theta_{SLC} = \frac{3}{4} \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u \quad (99)$$

L'altra verifica che è necessario fare, in accordo anche questa con la Circolare al punto C8A.8.6.5 [67] relativamente alle crisi fragili, è quella di confrontare il taglio sollecitante con il taglio resistente. La resistenza a taglio sotto azione ciclica, V_R , di elementi prismatici con sezione compatta, si calcola per ogni piano di flessione, con la formulazione proposta da Biskinis [64] come:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left\{ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \right] + V_w \right\} \quad (100)$$

dove $\gamma_{el}=1.15$, h è l'altezza totale della sezione, d è l'altezza efficace della sezione, x è la profondità dell'asse neutro in condizioni ultime, N è lo sforzo normale (positivo se di compressione), $L_v=M/V$ è la luce di taglio, A_c è l'area della sezione, pari a (bd) per sezioni rettangolari e pari a $\pi D_c^2/4$, con D_c diametro del nucleo confinato, ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale dell'armatura longitudinale.

Infine, nella formulazione compare:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 \approx \frac{\theta}{\theta_y} - 1 \quad (101)$$

che rappresenta la parte plastica della duttilità in spostamento richiesta all'elemento. Le unità di misura utilizzate nella formulazione sono i MN per le forze e i metri per le lunghezze.

Inoltre V_w è pari a

$$V_w = \rho_w b z f_{yw} \quad (102)$$

dove ρ_w è la percentuale geometrica di armatura trasversale, b è la profondità dell'anima, pari in questo caso a 2 volte lo spessore dell'anima (direzione parete) z è il braccio della coppia interna ed è pari a $0.8h$ e f_{yw} è la tensione di snervamento dell'armatura trasversale. In particolare, è necessario sottolineare che l'equazione (103) vale nel caso di sezioni compatte, ma nel caso di setti, ovvero pareti di una pila a sezione cava rettangolare, mono o pluri-cellulare, in ogni piano di flessione, la resistenza a taglio derivante da un'azione ciclica, V_R , deve essere minore o tutt'al più uguale alla forza di taglio corrispondente allo schiacciamento delle bielle diagonali $V_{R,max}$

$$V_R \leq V_{R,max} \quad (104)$$

Nello specifico $V_{R,max}$ è definita dalla seguente equazione (105), ripresa dall' EC8/3, A.3.3.1 [29] che non è altro che la formulazione di Biskinis per colonne tozze [64]:

$$V_{R,max} = \frac{0.85 \left(1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta,pl})\right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \left(1 + 0.25 \max(1.75; 100 \rho_{tot})\right) \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (106)$$

dove i termini γ_{el} , $\mu_{\Delta,pl}$, N , A_c , f_c , ρ_{tot} e L_V/h sono quelli definiti in precedenza, e b_w è lo spessore dell'anima, e z è il braccio della coppia interna, calcolato in accordo con A.3.2.4(2) dell' EC8/3 [29] e pari a $0.8h$ per le pareti con sezione rettangolare.

L'utilizzo di tale formulazione è pienamente giustificata in quanto le linee guida proposte dal manuale in esame [68] non sono cogenti, pertanto il progettista può utilizzare formulazioni di comprovata validità purché forniscano risultati soddisfacenti.

4.2.2 Quadro normativo europeo

Il quadro normativo europeo, come anticipato nel paragrafo 4.2, è caratterizzato dagli Eurocodici, definiti allo scopo di unificare le normative tecniche di riferimento in ogni

paese della Comunità Europea, amalgamando diverse tradizioni e culture tecniche. Nella redazione degli Eurocodici è stato previsto un unico approccio di verifica per la valutazione della sicurezza strutturale basato sulla definizione di stati limite, valido sia in ambito gravitazionale, (EC2), che di progettazione sismica, (EC8). Ogni stato membro dell'Unione Europea ha avuto il compito di redigere una legislazione tecnica in linea con quanto previsto dagli Eurocodici con lo scopo di consentire, nel corso del tempo, direttamente l'applicazione di questi ultimi, integrati da specifici documenti per ogni paese, ovvero le Appendici Nazionali. In Italia, tale procedura è stata seguita fin dalla pubblicazione del Decreto Ministeriale del 1996 [73], quando si faceva esplicito riferimento alla possibilità di utilizzare gli Eurocodici 2 e 3 .

Gli Eurocodici rappresentano uno strumento molto utile e all'avanguardia per la progettazione *ex novo* ma per quanto riguarda l'*assessment*, trattano, nello specifico, solamente la problematica riferita agli edifici nell'EC8/3[29]. Ciò evidenzia chiaramente una carenza normativa a riguardo, come precedentemente accennato al capitolo 4.2 pertanto, per la valutazione delle grandezze di interesse, si fa riferimento all'EC8/2 [27]redatto per i ponti di nuova costruzione, che al paragrafo 5.6.3.3, per il calcolo della resistenza a taglio, rimanda all'EC2/1 capitolo 6.2[28] per valutare la resistenza a taglio dei ponti esistenti in cemento armato.

La resistenza a taglio si valuta facendo una distinzione tra gli elementi che non necessitano di un'armatura trasversale e quelli che invece la richiedono.

Nel primo caso al paragrafo 6.2.2 [rif] il valore di progetto della resistenza a taglio, indicata con V_{RD} è comprensiva del contributo del calcestruzzo e dello sforzo normale ed è pari a:

$$V_{RC} = V_C + V_N = C_{R,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}b_wd + k_1\sigma_{cp}b_wd$$

dove V_C rappresenta il contributo totale alla resistenza a taglio legata all' effetto spinotto dell'armatura longitudinale, all'ingranamento degli inerti lungo le fessure a taglio e all'effetto incastro della zona compressa della sezione trasversale. V_N rappresenta il contributo delle tensioni di compressione che incrementano la resistenza a taglio; per il coefficiente $C_{R,c}$, si raccomanda un valore di 0.18 (senza un fattore di sicurezza del materiale), il coefficiente k considera l'influenza della profondità della zona compressa ed è pari a $1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, ρ_l è la percentuale di armatura longitudinale pari a $A_{sl}/b_wd \leq 0.02$, f_{ck} è il valore caratteristico della resistenza a compressione del calcestruzzo, b_w è la profondità della sezione, d è l'altezza utile della sezione, k_1 è un coefficiente il cui valore raccomandato è 0.15 e σ_{cp} è la tensione di compressione nel calcestruzzo rispetto all'asse baricentrico dovuto al carico assiale.

Il contributo della resistenza a taglio dell'armatura è calcolata secondo la seguente formulazione come previsto dal paragrafo 6.2.3:

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta)$$

dove A_{sw} è l'area totale di armatura a taglio, s è il passo delle staffe disposte lungo l'altezza della colonna, f_{ywd} è la tensione di snervamento nell'armatura trasversale, z è il braccio della coppia interna, α è l'angolo tra l'armatura a taglio e l'asse della pila, θ è l'angolo tra il puntone di calcestruzzo compresso e l'asse longitudinale della pila.

Per la valutazione della capacità deformativa, ci si riferisce all'EC8/2, Annex E[27], in particolare con riferimento al punto E.3 "Rotation capacity of plastic hinges" si valuta la capacità di rotazione della cerniera plastica. Tale valore può essere determinato direttamente da prove di laboratorio ma in assenza di queste, per elementi in calcestruzzo armato, come previsto al paragrafo E.3.2 [27] la rotazione plastica capace, $\theta_{p,u}$ e la rotazione alla corda θ_u della cerniera plastica, si determinano secondo le seguenti equazioni:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{u,p} \quad (107)$$

$$\theta_{u,p} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (108)$$

Φ_u e Φ_y sono rispettivamente pari alla curvatura ultima e a quella di snervamento, come riportato in Figura 163, L è la luce di taglio, ovvero la distanza dal punto in cui si è formata la cerniera plastica al punto di momento nullo, L_p è la lunghezza di cerniera plastica la cui formulazione è di seguito riportata:

$$(109)$$

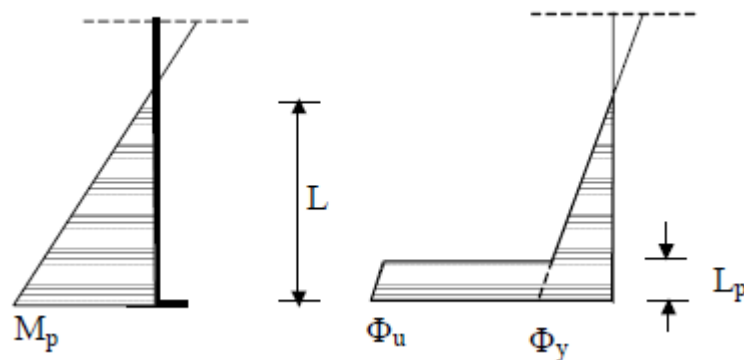


Figura 163: Determinazione della curvatura ultima, Φ_u e della curvatura di snervamento Φ_y . Error! No se encuentra el origen de la referencia..

Per una variazione lineare del momento flettente, la rotazione di snervamento, θ_y , può essere assunta pari a

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (110)$$

La Φ_u e Φ_y possono essere determinate dal diagramma M- Φ , ottenuto mediante un'analisi di sezione, sotto un carico assiale corrispondente alla combinazione sismica di progetto. Quando il valore $\varepsilon_{c1} > \varepsilon_c$, si prende in considerazione solo il nucleo di calcestruzzo confinato. In particolare dalla bilinearizzazione del diagramma M- Φ , riportata in Figura 164, si ottengono i valori Φ_y e Φ_u e in particolare:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (111)$$

dove d è l'altezza utile della sezione, ε_s e ε_c sono rispettivamente le deformazioni dell'armatura e del calcestruzzo (negative se di compressione) che si ottengono dalla condizione tale per cui uno dei due o entrambe hanno raggiunto i valori limite pari a ε_{cu1} per la deformazione del calcestruzzo non confinato variabile in funzione della resistenza del calcestruzzo assunto pari a 0.5% e $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ è la deformazione di trazione dell'acciaio, con riferimento alla formula E.2.1.(3) (c) riportata nell'EC8/2 [27].

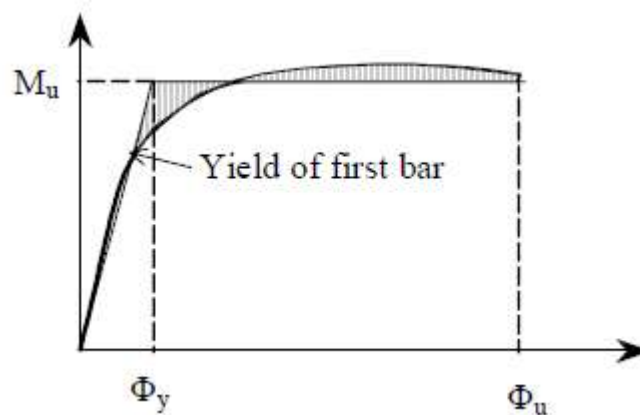


Figura 164: Diagramma momento - curvatura [27]

Per la valutazione della resistenza a taglio, si utilizza la procedura riportata nell'EC8/3 [29] valida principalmente per gli edifici ma adattabile anche per le pile da ponte in c.a. il cui comportamento è simile a quello delle colonne degli edifici.

In particolare, per la resistenza a taglio si utilizzerà la formulazione A.12, riportata nell'Annesso A al punto A.3.3.1 dell'EC8/3 [29] per sezioni costituite da pareti con sezione cava:

$$V_{R,max} = \frac{0.85 \left(1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta,pl})\right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \left(1 + 0.25 \max(1.75; 100 \rho_{tot})\right) \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (112)$$

Nell'equazione precedente γ_{el} è pari a 1,15 per gli elementi primari, h è l'altezza della sezione, x è la profondità dell'asse neutro in condizioni ultime, L_v è la luce di taglio pari al rapporto tra il momento flettente ed il taglio M/V , N è lo sforzo assiale derivante dai soli carichi gravitazionali, A_c è l'area della sezione di calcestruzzo, f_c è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, ρ_{tot} è la percentuale geometrica di armatura longitudinale totale, $\mu_{\Delta,pl}$ è la parte plastica della domanda di duttilità in spostamento e governa il degrado della resistenza. Si calcola come $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$, cioè come differenza tra la rotazione plastica della sezione di estremità, normalizzata rispetto alla rotazione di snervamento, e l'unità:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 \approx \frac{\theta}{\theta_y} - 1 \quad (113)$$

La formulazione (114) non è altro che quella proposta da Biskinis et al [64] suggerito per la valutazione della capacità a taglio di elementi esistenti in cemento armato, basato su una formulazione di tipo additivo che tiene conto del degrado della resistenza a taglio in funzione dell'impegno plastico dell'elemento. È possibile utilizzare tale formulazione perché il database su cui è tarata tale relazione, comprendeva anche sezioni cave, tipiche delle pile da ponte esaminate.

4.2.3 Quadro normativo americano(FHWA-HRT-06-032)

Negli Stati Uniti d'America, la sensibilità verso il tema della vulnerabilità dei ponti esistenti e la necessità di creare un quadro normativo che consentisse l'adeguamento sismico di ponti esistenti, è nata in seguito al terremoto di San Fernando, in California, del 1971 di magnitudo 6.6, durante il quale furono distrutti anche ponti di recente costruzione. Dall'analisi dei danni derivanti dal terremoto emersero diverse carenze strutturali, pertanto furono predisposte e attuate misure di adeguamento volte a risolvere tali problemi effettuando una selezione dei ponti su cui intervenire a seguito di un'analisi della vulnerabilità dei ponti esistenti. Nel 1987 durante il terremoto di Whittier Narrows, si notò che anche nei ponti in cui erano già stati praticati degli interventi di adeguamento, si



ebbero ulteriori danni. Nel 1989, poi, ci fu il terremoto di Loma Prieta, che portò al drammatico crollo del Cypress Viaduct in Oakland e dimostrò che le tecniche di adeguamento utilizzate fino ad allora non erano comunque soddisfacenti. Nacque per questo motivo l'esigenza di avere una normativa che indicasse la metodologia giusta per valutare la vulnerabilità sismica e di conseguenza le modalità di adeguamento più adatte.

Dopo il terremoto di San Fernando la Federal Highway Administration (FHWA) divenne il principale promotore della ricerca nel campo del comportamento sismico dei ponti, non solo di nuova costruzione ma anche di quelli esistenti. La prima linea guida per l'adeguamento dei ponti autostradali fu pubblicato nel 1981 in un report intitolato "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges." (FHWA-RD-81-081), seguita poi nel 1983 dalla pubblicazione del documento "Retrofitting Guidelines for Highway Bridges", (FHWA-RD-83-007 e ATC 1983)[59]. Pur presentando molti spunti utili per le procedure di adeguamento sismico, queste linee guida non furono recepite subito dai professionisti; le tecniche utilizzate furono inserite successivamente nel *Seismic Design and Retrofit Manual*, FHWA-IP-87-6 pubblicato nel 1987.

A partire dal 1992, la FHWA ha sponsorizzato diversi programmi di ricerca volti a favorire l'avanzamento dello stato dell'arte delle norme che regolamentavano l'adeguamento dei ponti esistenti. Il lavoro fu condotto dal NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research) che poi è diventato MCEER (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research) e fu redatto il documento "Seismic Retrofit Manual for Highway Bridges", pubblicato nel 1995 (FHWA-RD-94-052, FHWA, 1995). A partire da tale documento, si sono sviluppati poi quelli più recenti, quali "Seismic Retrofit Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges" e "Seismic Retrofit Manual for Highway Structures: Part 1 Retaining Structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways" (MCEER-FHWA, 2005) indicato anche come (FHWA-HRT-06-032)[78].

È proprio a quest'ultimo quello a cui si fa riferimento nel presente lavoro.

È pratica comune progettare gli edifici e i ponti per il terremoto di progetto, ovvero il terremoto più gravoso che la struttura può sopportare durante la sua vita utile ma seppur tale terremoto è vicino a quello reale, se ne differenzia profondamente per determinati aspetti. Il terremoto reale e quello di progetto sono caratterizzati dalla stessa probabilità di superamento, descritta da un periodo di ritorno espresso in anni. Nel determinare il livello di pericolosità sismica di un'area, si fa riferimento alla pericolosità relativa all'evento più catastrofico che ha caratterizzato l'area di interesse, determinando in tal modo una pericolosità sismica uniforme; tale approccio è più razionale rispetto a quello di considerare l'evento sismico più gravoso per ogni zona.

Le *Standard Specification for Highway Bridges* (AASHTO, 2002) negli Stati Uniti hanno adottato una pericolosità sismica uniforme in seguito al terremoto di Loma Prieta del 1989 e hanno scelto un livello di hazard con il 10% della probabilità di eccedenza nel periodo di esposizione di 50 anni, il che implica un periodo di ritorno dell'azione sismica di 500 anni.

Alla base della filosofia di questi riferimenti legislativi, c'è sicuramente la capacità dei ponti di essere sì danneggiati dall'evento sismico ma con una bassa probabilità di collasso. Nelle tecniche di valutazione e adeguamento dei ponti esistenti, si utilizza il *performance-based approach* il quale implica una differente prestazione attesa per diversi livelli di terremoto che in accordo con FHWA-HRT-06-032 [78] sono divisi in quattro livelli:

- Performance Level 0 (PL0): per cui non è richiesto nessun tipo di prestazione;
- Performance Level 1 (PL1) - Life safety: per il quale si sono verificati danni significativi durante l'evento sismico e il servizio dell'infrastruttura è compromesso ma è assicurata la salvaguardia della vita;
- Performance Level 2 (PL2) - Operational: il danno sopportato è minimo e tutti i veicoli per le operazioni di soccorso sono disponibili dopo l'ispezione e la rimozione dei detriti. Il ponte può essere riparato con o senza interruzione del traffico.
- Performance Level 3 (PL3) - Fully Operational: il danno rilevato è trascurabile e i servizi sono disponibili per tutti i veicoli, dopo l'ispezione e la rimozione dei detriti. I danni presenti possono essere riparati senza interruzione del traffico.

Per valutare le prestazioni di un ponte esistente e le eventuali misure di adeguamento, sono individuati due livelli di intensità del terremoto (ground motion): quello più basso e quello più alto; il primo ha una probabilità di eccedenza relativamente basso, pari al 50%, che calcolata in 75 anni, che è la vita utile del ponte, corrisponde ad un periodo di ritorno di 100 anni. Il più alto ha una probabilità di eccedenza del 7% in 75 anni, che corrisponde ad un periodo di ritorno di 1000 anni.

Viene poi fatta una classificazione dei ponti in relazione a fattori socio-economici e sono distinti in “*essential*”, cioè quelli che restano operativi dopo un evento sismico, e “*standard*”, tutti gli altri.

Un altro importante parametro da valutare, è quello di determinare l'ASL (*Anticipated Service Life*); l'adeguamento di un basso livello di servizio è difficile da giustificare, sia in termini economici in quanto troppo oneroso ma anche perché è difficile che il terremoto di progetto si verifichi nuovamente nella vita utile della struttura. Per un ponte appena realizzato, l'intervento di adeguamento ha senso per poter assolvere il ruolo per il quale è stato progettato nel corso della sua vita utile, calcolata in funzione della categoria di servizio, come di seguito riportato in Tabella 7:

SERVICE LIFE CATEGORY	ANTICIPATED SERVICE LIFE
ASL 1	0-15 yrs
ASL 2	16-50 yrs
ASL 3	> 50 yrs

Tabella 7: Vita utile correlata al categoria di servizio

La valutazione sismica di un ponte è essenzialmente basata su due step fondamentali: il primo riguarda le analisi per ricavare la domanda, in termini di forze e spostamenti, a cui è soggetto un ponte durante un evento sismico; il secondo step è costituito dalla valutazione della capacità del ponte di resistere alla domanda. Se il ponte ne è capace, non sono necessari interventi di adeguamento; in caso contrario, è necessario effettuare un intervento di adeguamento.

Per la valutazione delle azioni che agiscono sulla pila da ponte, al 7.6. [rif] dovute alla formazione della cerniera plastica, si usano i principi del *capacity design*; le procedure utilizzate nel manuale sono le stesse utilizzate nel paragrafo 7.7.2. delle *AASHTO Standards specifications* (AASHTO 2002). Pertanto, la valutazione della resistenza a taglio, in accordo con il paragrafo 7.7.2 [78], si effettua come di seguito riportato.

La capacità tagliante degli elementi in calcestruzzo armato fessurato è ridotta dall'inversione delle forze orizzontali applicate e dall'incremento delle rotazioni della cerniera plastica; di conseguenza, sono definiti due stati di resistenza a taglio: V_i , che definisce la resistenza a taglio iniziale e V_f , che definisce la resistenza a taglio finale. La distinzione tra questi due stati è dovuta al differente deterioramento del calcestruzzo per effetto dei carichi ciclici che, nell'avanzare, determinano una diminuzione del contributo del calcestruzzo V_c alla resistenza tagliante. Tale contributo si riduce poiché aumenta la profondità delle fessure inclinate e si verifica lo snervamento delle armature longitudinali. In particolare, il taglio iniziale V_i si calcola come:

$$V_i = V_s + V_p + V_{ci} \quad (115)$$

dove V_s è il contributo dell'armatura nel meccanismo a traliccio, V_p è il contributo del meccanismo ad arco, V_{ci} è il contributo fornito dalla tensione diagonale nel calcestruzzo. In particolare, il contributo V_s , è dato da:

$$V_s = A_v f_y \frac{D''}{s} \cot \theta \quad (116)$$



A_v è l'area resistente a taglio definita dalle armature trasversali, ed è pari a $2A_{bh}$ per sezioni rettangolari, e a $\pi A_{bh}/2$, dove A_{bh} è l'area di una spirale o dell'armatura trasversale, D'' è il diametro dell'armatura trasversale (misurato rispetto al baricentro) o della spirale, s è il passo dell'armatura trasversale misurata rispetto al baricentro delle armature, θ è l'angolo di inclinazione del piano fessurato e dato dalla seguente formulazione:

$$\tan \theta = \left(\frac{1.6\rho_w A_e}{\Lambda \rho_t A_g} \right)^{0.25} \geq \tan \alpha \quad (117)$$

Λ è il coefficiente di vincolo, pari a 2 per colonne incastrate e pari a 1 per colonne incastrate e appoggiate, A_e è l'area a taglio effettiva, pari all'80% dell'area lorda, $\rho_t = A_{st}/A_g$ è la percentuale di armatura longitudinale totale, $\rho_v = A_v/b_w s$ per colonne rettangolari e pari a $\rho_s/2 = 2A_{bh}/sD''$; A_v è l'area dell'armatura trasversale, b_w è la distanza tra i baricentri dell'armatura trasversale, nella direzione delle profondità della colonna, $\tan \theta = jd/L$ è l'inclinazione del puntone, j_d è il braccio della coppia interna degli elementi compressi, L è la lunghezza della colonna.

La resistenza a taglio fornita dal meccanismo ad arco è data da:

$$V_p = \frac{\Lambda}{2} P \tan \alpha \quad (118)$$

dove P è il carico assiale di compressione degli elementi (gli altri termini sono definiti sopra).

La resistenza a taglio definita dalla tensione diagonale nel calcestruzzo è data da:

$$V_{ci} = 0.3\sqrt{f'_{ce}}A_e \quad (119)$$

con A_e pari a $0.8A_g$ e f'_{ce} pari alla resistenza a compressione cilindrica attesa, tiene conto del fatto che le resistenze dei materiali sono maggiori rispetto a quelle nominali, infatti si moltiplicano queste ultime per un coefficiente amplificativo, oppure si ricavano da prove di laboratorio di elementi prelevati dal ponte in esame o da un altro ponte costruito con gli stessi materiali.

La resistenza a taglio finale è data anch'essa da una formulazione additiva; infatti, è pari a:

$$V_f = V_s + V_p + V_{cf} \quad (120)$$

in cui V_s e V_p sono i valori definiti nel caso della valutazione del taglio iniziale, V_{cf} è la resistenza a taglio finale portata dal calcestruzzo, che è ridotta per effetto della plasticizzazione, della fessurazione e dei carichi ciclici. Tale quantità è pari a:

$$V_{cf} = 0.05\sqrt{f'_{ce}}A_e$$

Per quanto riguarda le capacità deformative, definite al paragrafo 7.8, [78] è necessario precisare che l'analisi di *pushover*, ovvero la valutazione della capacità di spostamento di un ponte, è volta alla definizione del legame non lineare tra il carico laterale, monotono, crescente a partire dal valore elastico fino alla rottura e le deformazioni da esso derivanti; tale procedura consente la stima della capacità deformativa di ogni elemento dal primo snervamento fino al collasso.

Nel paragrafo 7.8.1.1. [78] lo spostamento ultimo, Δ_u , di una colonna con schema a mensola, soggetta ad un carico laterale F , è dato da:

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p \quad (121)$$

dove Δ_e è la componente elastica dello spostamento e Δ_p è la componente plastica dello spostamento.

In particolare:

$$\Delta_e = \frac{FL^3}{3E_c I_{eff}} \quad (122)$$

dove L è la luce tra l'estremità fissa e l'altra estremità, $E_c I_{eff}$ è la rigidezza flessionale, (calcolata come previsto all'equazione.7-2 delle [78] che è rappresentativa della fessurazione nell'elemento.

$$E_c I_{eff} = \frac{M_n D'}{2\varepsilon_y} \quad (123)$$

dove M_n è il momento di snervamento nominale dell'elemento, ε_y è la deformazione di snervamento, definita dal rapporto f_y/E_s , D' è la distanza tra i baricentri dei livelli più esterni dell'armatura longitudinale, in una sezione rettangolare oppure è il diametro dell'armatura trasversale in una sezione circolare, generalmente assunto pari all'80% della profondità della trave o del diametro della colonna.

Quando viene raggiunta la condizione di plasticizzazione nell'elemento, (M_p e F_p), si ha che $\Delta_e = \Delta_y$ e lo spostamento di snervamento nominale è dato da:

$$\Delta_y = \frac{F_p L^3}{3E_c I_{eff}} = \frac{M_p L^2}{3E_c I_{eff}} = \frac{1}{3} \Phi_y L^2 \quad (124)$$

dove M_p è il momento plastico capace e Φ_y è la curvatura nominale di snervamento, calcolata come di seguito riportata:

$$\Phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{D'} = \frac{2f_y}{E_s D'} \quad (125)$$

Per quanto riguarda il calcolo della parte plastica dello spostamento, si procede come segue:

$$\Delta_p = \Phi_p L_p (L - 0.5L_p) \quad (126)$$

dove L_p è la lunghezza equivalente di cerniera plastica e Φ_p è la curvatura plastica.

La lunghezza equivalente di cerniera plastica è data dalla seguente relazione semiempirica:

$$L_p = 0.08L + 4400\varepsilon_y d_b \quad (127)$$

dove d_b è il diametro dell'armatura longitudinale e L è la luce di taglio.

La curvatura plastica capace dipende dalla modalità di crisi ed è fortemente dipendente dalla quantità di armatura trasversale presente. Nello specifico, si può assumere che la rotazione è pari a:

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (128)$$

L'analisi effettuata fin ora è in termini di spostamento assoluto, nel paragrafo 7.8.1.2 viene effettuata un'analisi in termini di spostamento relativo e quindi di rotazione relativa, pertanto si calcola come:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (129)$$

Dove l'aliquota elastica dello spostamento allo snervamento è data da:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L} = \frac{1}{3} \Phi_y L = \frac{2}{3} \varepsilon_y \frac{L}{D'} \quad (130)$$

La parte plastica della rotazione è pari a:

$$\theta_p = \Phi_p L_p \quad (131)$$

La componente elastica del drift totale è legata al rapporto L/D' , la componente plastica è invece data dalla rotazione plastica della cerniera, legata a sua volta alla curvatura plastica.

4.3 Confronto risultati sperimentali – modelli predittivi di letteratura

La comparazione tra i risultati ottenuti dalla sperimentazione eseguita e i modelli predittivi di riferimento presenti in letteratura viene condotta, considerando le modalità di collasso registrate, sia in termini di comportamento flessionale che in termini di capacità tagliante. In particolare, stante il fatto che si sono registrate due crisi cosiddette “duttili – limitate”, si prendono in considerazione, per quanto riguarda la predizione della capacità tagliante, esclusivamente i modelli predittivi in grado cogliere il degrado ciclico dei meccanismi resistenti del calcestruzzo in seguito alla richiesta di duttilità in spostamento. Per quanto riguarda invece la valutazione della risposta flessionale, si prende in considerazione un approccio a plasticità concentra, consistentemente con quanto fatto in fase di progettazione dei provini, quindi di natura essenzialmente sperimentale. In questo caso ci si avvale dei due modelli flessionali di riferimento in ambito internazionale per la valutazione di pile da ponte esistenti: uno proposto da Priestley[31] e l’altro proposto da Fardis[75]. In aggiunta, al fine di valutare in modo più appropriato la risposta sperimentale, si propone un approccio “ibrido”, che verrà meglio illustrato successivamente.

4.3.1 Modellazione della risposta flessionale secondo Priestley

La modellazione della risposta flessionale valutata secondo Priestley et al. [31] prevede innanzitutto la caratterizzazione dei materiali e, in particolare, la possibilità di utilizzare per il copriferro un legame non confinato e per il nucleo in calcestruzzo un legame confinato; nel caso specifico per la sperimentazione in esame, si è utilizzato solo un calcestruzzo non confinato per tutta l’area di calcestruzzo, sia per gli scarsi dettagli di armatura presenti (mancanza di legature tra le barre longitudinali del registro esterno e quello interno della pareti che compongono la sezione cava), sia per il ridotto spessore del copriferro. Pertanto, si è utilizzato, in fase di modellazione, il legame costitutivo per il calcestruzzo non confinato definito da Popovicic[6] Figura 165. Per poter riprodurre tale legame costitutivo è necessario conoscere la resistenza a compressione cilindrica f_{cm} e il modulo elastico iniziale E_c del calcestruzzo, secondo la formulazione di seguito riportata:

$$f_c = f'_c * \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)}{(n - 1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^n}$$

$$n = 0.4 * 10^{-3} f'_c + 1$$

in cui f'_c è la resistenza media a compressione e ε_{c0} è pari a 0.002, come ipotizzato da Mander, che rappresenta la fine del tratto elastico. È bene specificare che nel calcolo della n , la tensione f'_c deve essere espressa in psi (1 psi=0.00689 MPa).

Per ogni pila, la resistenza cilindrica media a compressione, f_{cm} , è stata ricavata dalla media dei valori delle tre resistenze determinate mediante altrettante prove di compressione, effettuate sui cubetti in calcestruzzo di dimensione 15cm x 15cm prelevati dalla fase di getto.

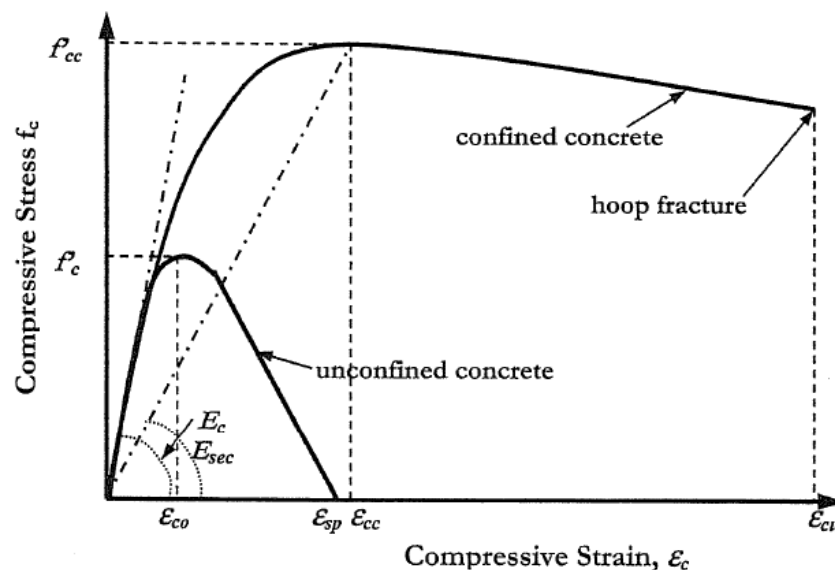


Figura 165: Legame costitutivo del calcestruzzo in compressione [31]

Per l'acciaio si utilizza un legame costitutivo elastico-incrudente, in cui i parametri numerici fondamentali sono la tensione di snervamento e la tensione massima dell'acciaio. Le equazioni rappresentative di tale legame sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 &\leq \varepsilon & f_s &= E_s \varepsilon_s \\
 &\leq \varepsilon_y & & \\
 \varepsilon &\geq \varepsilon_y & f_s &= k \varepsilon_s \\
 & & k &= f_{tm}/f_{ym}
 \end{aligned}$$

I valori medi della tensione di snervamento f_{ym} e della tensione massima f_{tm} sono stati ricavati dalle prove a trazione effettuate sulle armature longitudinali e, in particolare, per la determinazione della tensione di snervamento, è stato scelto il limite di proporzionalità in corrispondenza del quale il materiale ha ancora un comportamento elastico lineare. E' stata effettuata questa scelta poiché, dalla curva forza-allungamento e quindi tensione-

deformazione ottenuta dalla prova, non si evidenzia un netto plateau con una successiva ripresa di resistenza che consente di definire in modo chiaro lo snervamento, ma si nota un ginocchio in corrispondenza del quale si passa dal comportamento elastico a quello plastico dell'acciaio. Tale comportamento dell'acciaio, più simile a quello degli acciai laminati a freddo, tipici degli elementi in cemento armato precompresso, si riscontra anche per la tipologia di armatura utilizzata perché il diametro ha dimensioni ridotte e ciò influenza la risposta sperimentale della prova di resistenza a trazione.

Il modulo elastico medio ricavato dalle prove di laboratorio è pari a 210.000 MPa, quindi in perfetto accordo con quello teorico definito dalla normativa.

Il legame costitutivo dell'acciaio può essere caratterizzato sia con un legame bilineare finito con incrudimento, sia con un elastico perfettamente plastico indefinito Figura 166. Nella modellazione in esame, come detto, si sceglie di utilizzare un legame elasto-plastico incrudente con $f_{ym} = 550$ MPa, $f_t = 612$ MPa e $E_s = 210000$ MPa, $\epsilon_s = 0.0024$ e $\epsilon_u = 0.08$.

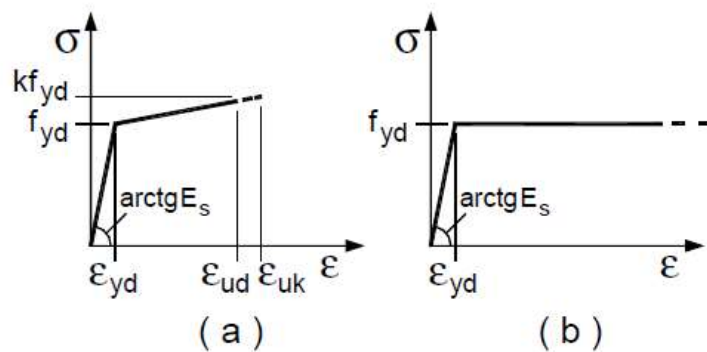


Figura 166: Legami costitutivi dell'acciaio

Definite le caratteristiche dei materiali e avendo scelto di utilizzare un approccio a plasticità concentrata, collocando la cerniera plastica nella sezione maggiormente sollecitata, ovvero la sezione di base, con l'ausilio del programma di calcolo SAP 2000 [77], si effettua un'analisi momento-curvatura della sezione. Al fine di utilizzare in modo corretto la teoria di Priestley, è necessario effettuare la bilinearizzazione del diagramma $M-\phi$ restituito dal programma di calcolo che consiste nell'individuazione di un ramo elastico e un ramo plastico di *post yielding*, come riportato in Figura 167; per le strutture in calcestruzzo armato, è importante che il ramo elastico non sia definito dalla rigidezza iniziale non fessurata della sezione poiché tale valore è valido solamente nel caso di un'azione sismica molto bassa. La procedura da utilizzare, invece, prevede di considerare una rigidezza secante che parte dall'origine e passa per il punto di primo snervamento delle armature longitudinali; tale rigidezza è definita come l'effettiva rigidezza elastica. Il primo snervamento è definito come il punto del diagramma $M-\phi$ in corrispondenza del quale le

barre di armatura raggiungono il valore della deformazione di snervamento oppure quando la fibra di calcestruzzo più esterna raggiunge una deformazione del 2%. Il punto determinato in questo modo sul diagramma $M-\phi$, viene identificato con le coordinate M_y e ϕ'_y . Tale punto definisce la pendenza del primo tratto della bilineare. A questo punto è necessario determinare il ramo plastico, e quindi definire la curvatura ultima ϕ_u e il momento ultimo M_u .

Per l'*assessment* dei ponti esistenti si fissa come valore della curvatura ultima quello corrispondente ad una deformazione in compressione del calcestruzzo pari al 5‰ [31]. Si precisa che l'assunzione della deformazione ultima del calcestruzzo è giustificata dall'osservazione di un ricco database di dati sperimentali dai quali si evidenzia che lo *spalling* del copriferro non inizia prima dell'attingimento di tale deformazione quando la cerniera plastica si forma in corrispondenza della sezione di base o di sommità della pila. Dalle prove sperimentali, eseguite su pile costituite da calcestruzzo scarsamente confinato, così come nel caso della sperimentazione in esame, si ricavano gli spostamenti ultimi teorici, calcolati in corrispondenza di un ϵ_{cu} pari al 5‰, che forniscono ancora una stima conservativa della risposta reale.

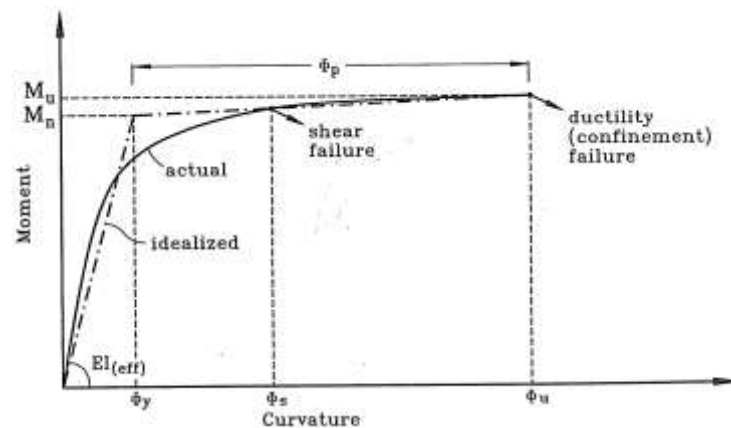


Figura 167: Diagramma $M-\phi$ per l'assessment [31]

Per completare la bilinearizzazione, è necessario applicare il criterio di uguaglianza delle energie dissipate della pila assunta bilineare e della pila “reale”, il cui comportamento si assume rappresentato dal legame momento – curvatura. Si ricava in tal modo il valore del momento di snervamento nominale M_n e della curvatura di snervamento ϕ_y della sezione per cui passa la retta del ramo lineare con rigidezza elastica pari a:

$$EI_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y}$$

Dopo la formazione della cerniera plastica, c'è chiaramente una riduzione di rigidezza nell'elemento e quindi il valore adottato è pari a

$$EI_p = \frac{M_u - M_n}{\phi_u - \phi_n}$$

Se si adotta un legame elastico perfettamente plastico che è anche consentito nel caso di strutture scarsamente confinate, la rigidezza si riduce a zero e, per effetto dell'incremento delle rotazioni, il comportamento della sezione in esame è proprio quello di una cerniera plastica perfetta. Formatasi la cerniera plastica, perfetta o meno, è necessario individuare la rotazione plastica che si sviluppa nella cerniera e confrontarla con la rotazione capace [31]. Se si considera il caso semplificato di una mensola soggetta ad una forza orizzontale, così come sono le pile oggetto della sperimentazione, si applica una procedura semplificata volta alla determinazione degli spostamenti in testa alla pila. La semplificazione è possibile perché è basata sul concetto di "cerniera plastica" di lunghezza L_p dove la deformazione e la curvatura sono uguali al valore massimo, in corrispondenza della base della colonna. La lunghezza di cerniera plastica comprende anche una lunghezza L_{SP} che tiene conto della diffusione della plasticizzazione in fondazione, Figura 168.

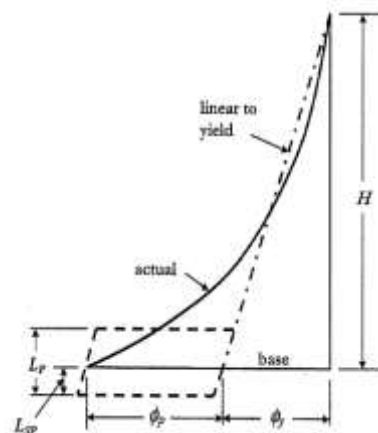


Figura 168: Distribuzione delle curvature [31]

In particolare, la lunghezza di diffusione in fondazione L_{SP} si calcola come :

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl}$$

dove f_{ye} è la tensione di snervamento delle armature longitudinali e d_{bl} è il diametro delle armature longitudinali. Calcolata L_{SP} , si calcola la lunghezza di cerniera plastica totale, che è pari a:



$$L_P = kL_C + L_{SP} \geq 2L_{SP}$$

con

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

dove L_C è la luce di taglio, che nel caso di una mensola corrisponde proprio all'altezza della stessa. Il valore di k è funzione del rapporto tra la tensione ultima e quella di snervamento dell'armatura a flessione. Se il valore di k è elevato, le deformazioni plastiche si diffondono notevolmente dalla sezione critica attraverso l'incrudimento delle barre longitudinali, la lunghezza di cerniera plastica è elevata; se il rapporto è basso, la plasticizzazione si concentra in prossimità della sezione critica, formando così una cerniera plastica di lunghezza piccola. Il limite inferiore, $L_C = 2L_{SP}$ implica una penetrazione delle deformazioni in fondazione e al di sopra della colonna, e, tale limitazione è prevalente quando la luce di taglio è piccola. È possibile pertanto ricavare gli spostamenti in corrispondenza della testa della mensola, note le curvature e quindi le rotazioni di snervamento e ultima.

Si riporta di seguito il calcolo delle rotazioni di snervamento e ultima:

$$\theta_y = \frac{\phi_y(H + L_{SP})}{3}$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_P$$

e di conseguenza gli spostamenti sono pari a

$$\Delta_y = \theta_y(H + L_{SP})$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_P H$$

Tale equazione implica che il centro della rotazione plastica si colloca all'estremità dell'elemento in corrispondenza della sezione di base. Quando vale: $0.08L_C \geq L_{SP}$, una stima migliore dello spostamento plastico può essere effettuata moltiplicando la differenza delle curvature, ultima e di snervamento non per L_P ma per H , intesa come luce di taglio.

La procedura illustrata in precedenza è stata utilizzata per ricavare le risposte flessionali delle quattro pile oggetto della sperimentazione, riportate di seguito:

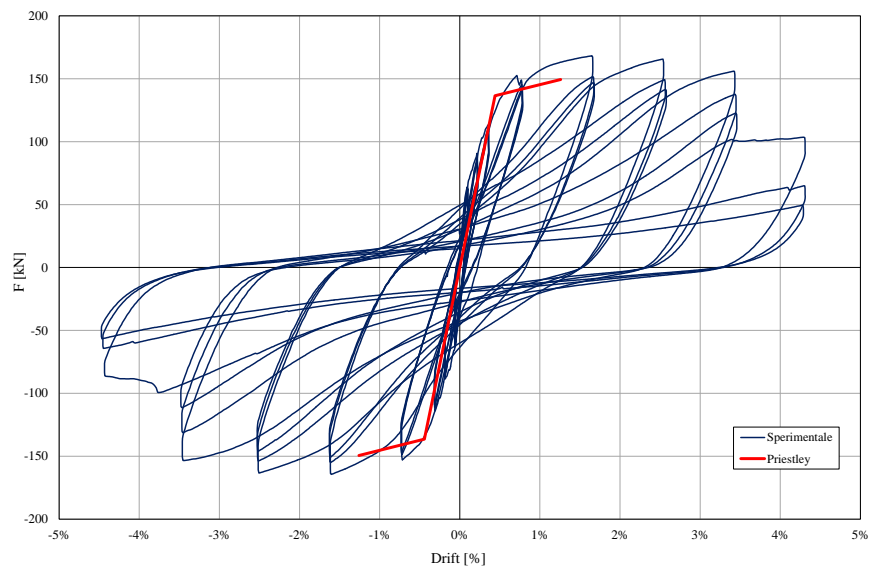


Figura 169: Pila P1 - Risposta flessionale secondo.

	F	Φ	M	θ	Δ	F_{exp}	Differenza
	[kN]	[1/m]	[kNm]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	136.47	0.0078	204.71	0.004163	6.62	168.3	19%
ultimo	149.40	0.0539	224.10	0.012347	18.89		11%

Tabella 8: Pila P1 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza per la quale si attinge lo snervamento è pari a 136,5 kN a cui corrisponde un drift di 0.44% che sottostima il reale drift in corrispondenza dello snervamento; infatti, dall'esame dei risultati ricavati dagli strain gauge posizionati sulle armature longitudinali, le prime armature snervano a partire dal ciclo 4 a cui corrisponde un drift di picco pari a 0.8%. Ad un drift dell'1,26% corrisponde, invece, il valore della forza in condizioni ultime pari a 149, 4 kN che differisce dell'11% rispetto al valore massimo ricavato dalla sperimentazione. Ciò che viene sottostimato con tale modello è anche il drift in condizioni ultime. Esso è in genere assunto come il valore di drift corrispondente ad un degrado globale di resistenza pari al 20%. Il valore ultimo ricavato dalla sperimentazione è pari a 4,31%, che è nettamente maggiore di quello teorico.

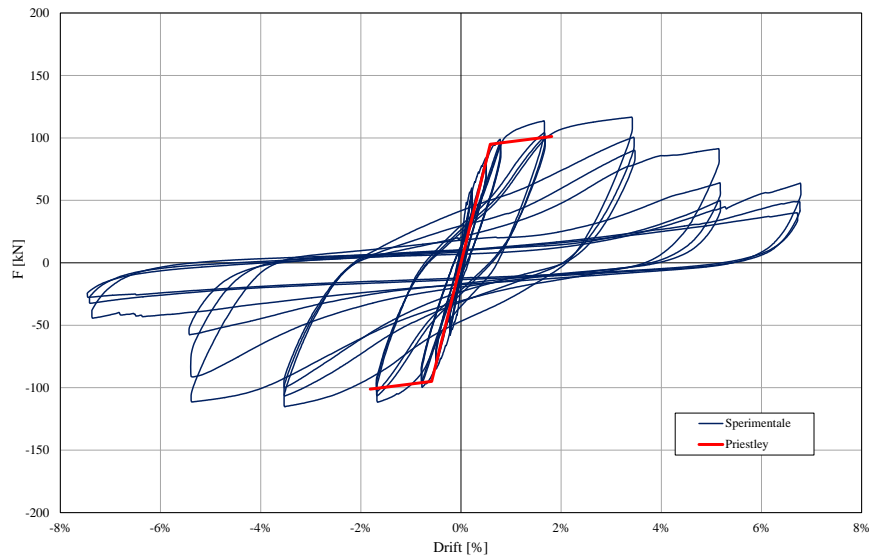


Figura 170: Pila P2 - Risposta flessionale secondo Priestley et al..

	F	Φ	M	θ	Δ	F_{exp}	Differenza
	[kN]	[1/m]	[kNm]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	94.92	0.0104	142.39	0.005516	8.76	116.63	19%
ultimo	101.13	0.0795	151.70	0.017797	27.19		13%

Tabella 9: Pila P2 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza in corrispondenza dello snervamento è pari a 94.2 kN a cui corrisponde un drift di 0.58% che anche in questo caso sottostima il valore di primo snervamento delle armature pari a 0.79%. La forza in condizioni ultime è pari a 101,1 kN e sottostima del 13% il valore ricavato dalla sperimentazione. Il drift in condizioni ultime è anche in questo caso fortemente sottostimato; infatti, quello teorico è pari a 1.81% a differenza di quello reale, ricavato dalla sperimentazione, che è pari a 5.18%.

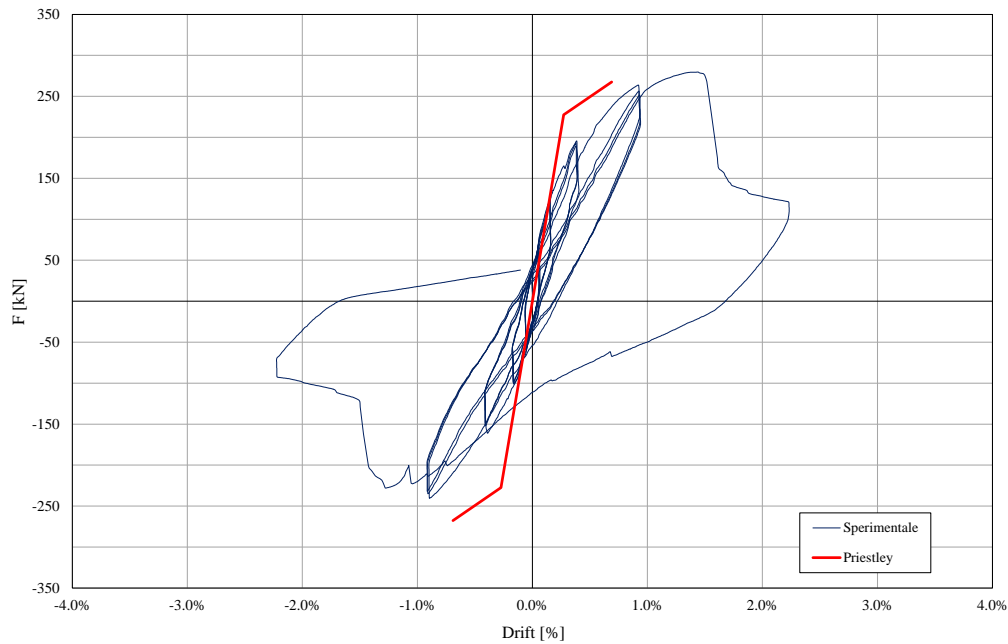


Figura 171: Pila P3 - Risposta flessionale secondo Priestley et al..

	F	Φ	M	θ	Δ	F_{exp}	Differenza
	[kN]	[1/m]	[kNm]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	227.46	0.0075	204.71	0.002479	2.45	279.66	19%
ultimo	267.63	0.0555	240.87	0.006653	6.21		4%

Tabella 10: Pila P3 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza di snervamento è pari a 227,5 kN a cui corrisponde un drift pari a 0.27%, che sottostima il valore del drift ricavato dalla sperimentazione che si attinge per un valore pari a circa 0.9%. Il valore della forza in condizioni ultime, sottostimato del 4% rispetto al valore sperimentale, è pari a 267.63. Il drift in tale condizione è pari a 0.69% a differenza del drift reale, corrispondente all'innesco della crisi fragile, pari a 1.5%.

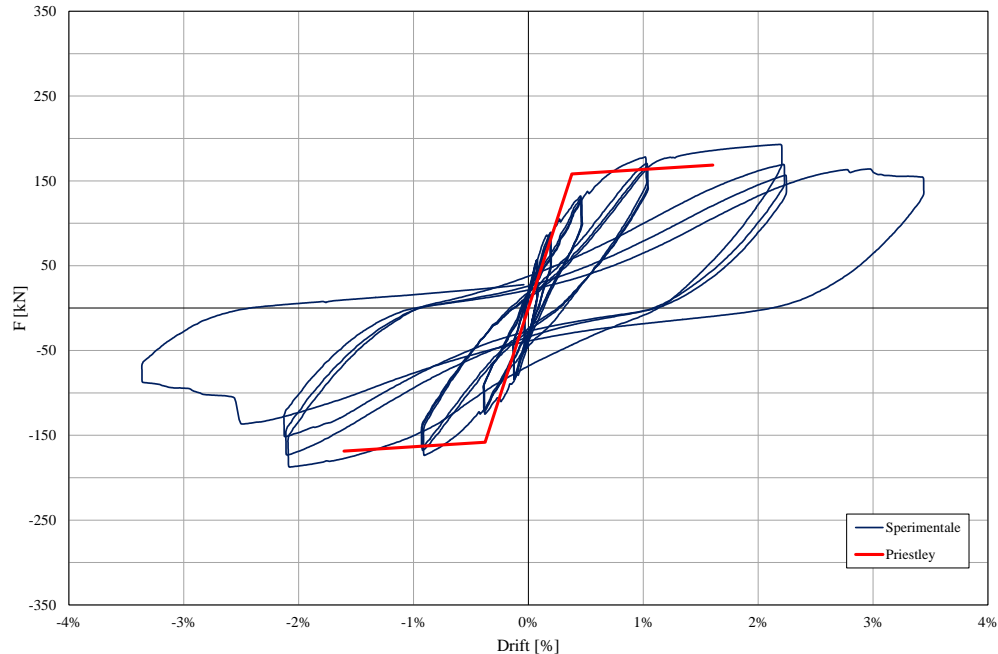


Figura 172: Pila P4 - Risposta flessionale secondo Priestley et al..

	F	Φ	M	θ	Δ	F_{exp}	Differenza
	[kN]	[1/m]	[kNm]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	158.21	0.0104	142.39	0.003433	3.39	193.03	18%
ultimo	168.56	0.0795	151.70	0.015714	14.45		13%

Tabella 11: Pila P4 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza in corrispondenza dello snervamento è pari a 158.21 kN a cui corrisponde un drift di 0.38% che sottostima anche in questo caso il valore reale pari a 2.25%. Il valore della forza in condizione ultima è pari a 168.5 kN che sottostima del 13% il valore derivante dalla sperimentazione. Il valore della rotazione alla corda in condizioni ultime è pari a 1.61% a differenza del valore ricavato dalla sperimentazione pari a 2.12%

In conclusione, dal confronto tra i risultati sperimentali e quelli teorici ricavati dal modello di Priestley et al.[31] emerge che la differenza tra il valore della forza in condizioni ultime e quello massimo ricavato dalla sperimentazione è di poco superiore al 10% per tutte le pile, tranne che per la Pila P3 per cui è inferiore al 5%, probabilmente in quanto la crisi fragile ha interessato l'elemento prima che esso attingesse il valore massimo di resistenza flessionale. Inoltre, per tutte le pile oggetto della sperimentazione, il valore dello snervamento teorico viene sottostimato rispetto al valore reale; in termini di drift, il valore

ultimo è sottostimato tra il 50 e il 70% circa, rispetto al valore reale per le pile P1 ,P2 e P3, mentre per la pila P4 si ha una sottostima di circa il 25%. Si nota come tale approccio riesce a prevedere in modo piuttosto realistico il valore della forza ricavata dalla sperimentazione ma non riesce invece a cogliere il valore dello spostamento ultimo che, in tutti i casi, è sottostimato poiché l'applicazione di questo modello non prende in considerazione il comportamento in fase di *softening*.

4.3.2 Modellazione di risposta flessionale secondo Fardis

La risposta flessionale proposta da Fardis è caratterizzata da un comportamento elastoplastico perfetto. Si determina, in primo luogo, la curvatura di snervamento ϕ_y calcolata come la minore tra la curvatura associata allo snervamento delle armature longitudinali e la curvatura associata al calcestruzzo in presenza di una significativa non linearità in compressione, al di sopra del livello di deformazione pari a $\varepsilon_c \approx 1.8 f'_c / E_c$. Tali valori si calcolano come di seguito riportato:

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s(1 - k_y)d}$$

$$\phi_y = \frac{1.8f'_c}{E_c k_y d}$$

dove k_y è la profondità dell'asse neutro allo snervamento, normalizzata rispetto a d ed è pari a:

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{1/2} - nA$$

in cui $n=E_s/E_c$ è il coefficiente di omogeneizzazione ed è pari al rapporto tra i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo e A e B sono due costanti che presentano espressioni differenti a seconda che lo snervamento sia controllato dall'acciaio o dalla zona compressa di calcestruzzo. Nel primo caso, le espressioni di A e B sono le seguenti:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

Nel secondo caso, le espressioni di A e B sono di seguito riportate:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8n b d f'_c}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta')$$



Le costanti determinate sopra dipendono da ρ e ρ' che sono rispettivamente le percentuali di armatura tesa e compressa e da ρ_v che è la percentuale di armatura di parete; queste tre quantità sono normalizzate rispetto a bd , dove b è la larghezza della sezione e d è l'altezza utile della stessa. Inoltre, nelle formulazioni proposte, sono presenti anche N che è lo sforzo assiale (positivo se di compressione), f_y che è la tensione di snervamento dell'armatura longitudinale e la costante $\delta' = d'/d$, con d' che è la distanza del baricentro delle armature compresse dalle fibre compresse più esterne.

Calcolata la curvatura di snervamento, si passa al calcolo della rotazione di snervamento θ_y , mediante due formulazioni: una proposta da Fardis nel Lessloss Report 2007/05[74] e l'altra proposta da Fardis [75].

La prima formulazione, proposta da Fardis in Lessloss, utilizzata per valutare la rotazione di snervamento di pile da ponte, con sezione rettangolare cava, è di seguito riportata:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0012 + a_{sl} \frac{\phi_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Nel caso specifico di pile con sezione rettangolare cava, tale espressione deve essere moltiplicata per 1.075. Il parametro a_v è pari a 1 se $V_{RC} \leq V_{My} = M_y/L_s$, in caso contrario è pari a zero, z è il braccio della coppia interna ed è pari a $0.9D$ per pile con sezione circolare cava e a $d - d'$ per pile con sezione rettangolare cava; d_b è il diametro medio delle armature longitudinali e a_{sl} è pari ad 1, se è possibile lo scorrimento delle armature longitudinali dalla zona di ancoraggio, e pari a 0 in caso contrario. Nello specifico, nel caso in esame, a_v è pari a 0 e a_{sl} è pari ad 1.

Le seconda formulazione adottata ha una struttura sostanzialmente simile alla prima ma presenta coefficienti differenti:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v}\right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

in cui ϕ_y è la curvatura di snervamento della sezione, h è l'altezza della sezione, d_b è il diametro medio delle barre longitudinali, f_c ed f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a trazione dell'armatura longitudinale.

In entrambi i casi, la formulazione proposta è di tipo additivo: il primo termine rappresenta il contributo deformativo flessionale, il secondo quello tagliante e il terzo è legato alla *fix end rotation*.

Per caratterizzare la curva bilineare proposta da Fardis, è necessario definire il momento di snervamento M_y calcolato utilizzando la seguente formulazione:

$$M_y = \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') \frac{k_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - k_y)\rho + (k_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \right\}$$

Si passa poi al calcolo dello spostamento ultimo in corrispondenza del quale termina la bilineare; pertanto, si determina la rotazione ultima, convenzionalmente valutata in corrispondenza di una riduzione della massima resistenza flessionale, ricavata dall'analisi di sezione, e che è prefissata in genere pari al 20%. La rotazione ultima si valuta come segue:

$$\theta_u = 0.0016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d})$$

dove h è l'altezza della sezione, $v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale agente su tutta la sezione A_c , $\omega = A_s f_y / (b h f_c)$ è la percentuale di armatura longitudinale in trazione, con b ed h base e altezza della sezione, $\omega' = A_s' f_y / (b h f_c)$ è la percentuale di armatura longitudinale in compressione, f_c , f_y , f_{yw} sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s$ è la percentuale di armatura trasversale, ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione e α è un fattore di efficienza del confinamento che, nel caso della sperimentazione in esame, essendo il calcestruzzo scarsamente confinato, è pari a 0. Per ottenere i valori dello spostamento a partire da quelli di rotazione calcolati con le precedenti relazioni si usano le seguenti equazioni:

$$\Delta_y = \theta_y L_v$$

$$\Delta_u = \theta_u L_v$$

dove la luce di taglio L_v nel caso in esame è pari all'altezza della pila, tra la sezione d'incastro e la mezzera verticale della testa.

Di seguito i diagrammi ottenuti per ogni pila:

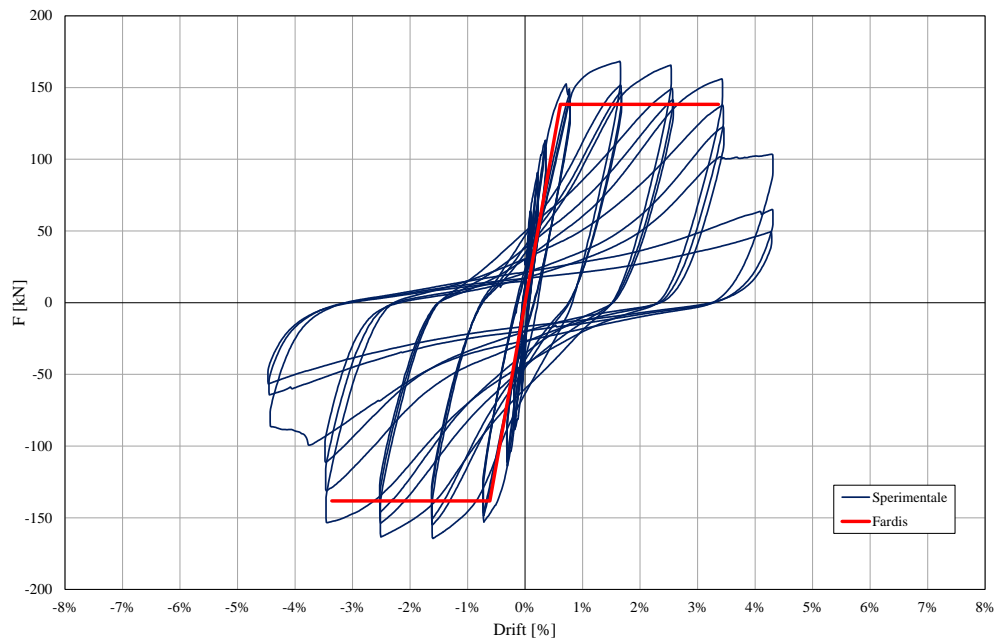


Figura 173: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.

	F	θ	Δ	F_{exp}	Differenza
	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	138.3	0.0061	9.21	168.3	18%
ultimo	138.3	0.0366	50.42		18%

Tabella 12: Pila P1 - Parametri di risposta flessionale

Il valore del momento di snervamento, corrispondente al massimo per il comportamento elastoplastico perfetto, differisce dal valore ricavato dalla sperimentazione di una quantità inferiore al 20%; in termini di drift il valore di snervamento valutato con l'approccio in esame è invece molto vicino al valore sperimentale rispetto a quello calcolato con l'approccio riportato al paragrafo precedente, infatti lo scostamento è di circa il 20%. Anche in termini di il valore ultimo del drift, ovvero corrispondente ad una riduzione della resistenza pari al 20% di quella massima, la relazione di Fardis conduce ad una stima ben più vicina a quella reale rispetto al modello di Priestley. Il valore calcolato è 3.36% che differisce di circa il 20% rispetto al valore sperimentale, pari a 4.31%.

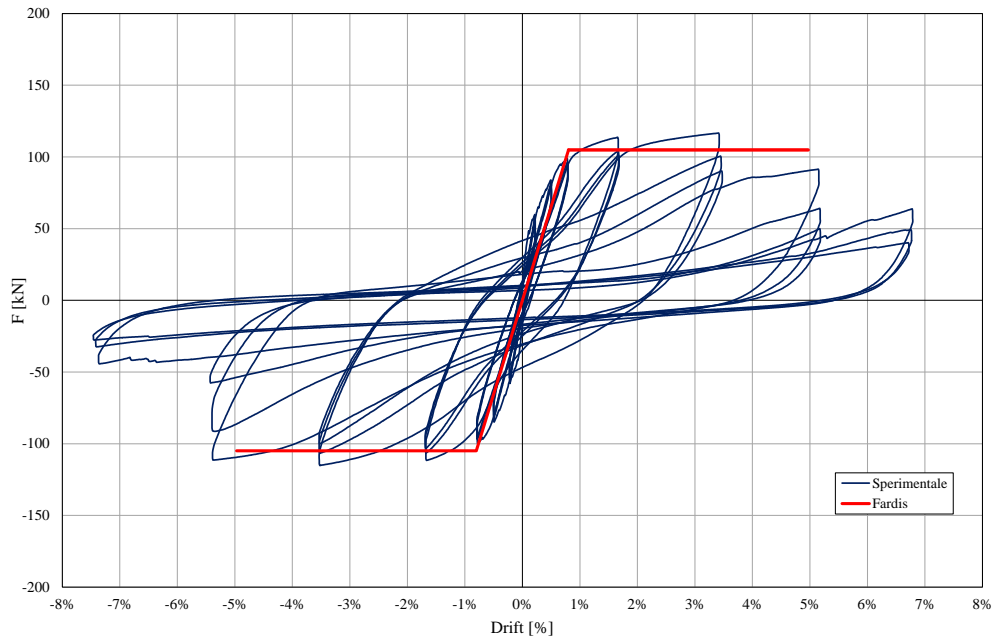


Figura 174: Pila P2 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.

	F	θ	Δ	F	Differenza
	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	104.9	0.0080	12.03	116.63	10%
ultimo	104.9	0.0497	74.55		10%

Tabella 13: Pila P2 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza in corrispondenza dello snervamento è pari a 104.9 kN ed è sostanzialmente uguale al valore di snervamento ottenuto sperimentalmente. Esso differisce del 10% rispetto al valore di forza massima registrato in fase di sperimentazione. Anche in termini di drift allo snervamento, il valore calcolato approssima in maniera molto soddisfacente quello sperimentale. Il drift teorico in condizioni ultime è pari a 4.97% pari a circa il 5% in meno rispetto al valore sperimentale di 5.18%. Quindi anche in termini di capacità in spostamento il modello predittivo sperimentale di Fardis si conferma estremamente affidabile. La ragione dell'efficienza di tale approccio è da ricercare nel fatto che esso è sostanzialmente di tipo sperimentale e nel database di prove considerate sono presenti anche elementi duttili aventi sezioni cave.

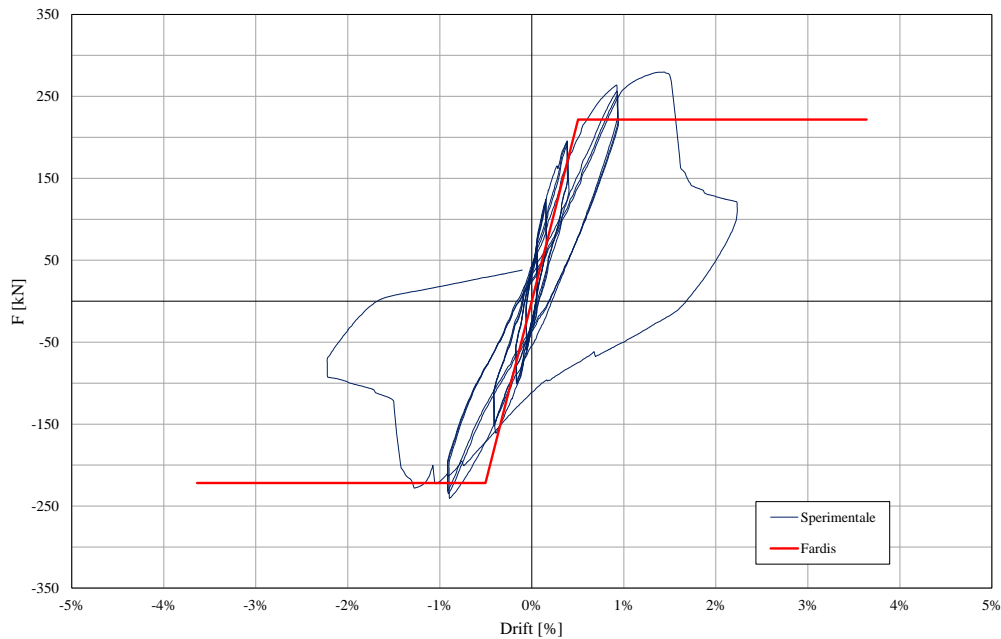


Figura 175: Pila P3 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.

	F	θ	Δ	F	Differenza
	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	221.7	0.0050	4.53	279.66	21%
ultimo	221.7	0.0363	32.74		21%

Tabella 14: Pila P3 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza di snervamento è pari a 221.7 kN che differisce del 21% rispetto al valore massimo ricavato sperimentalmente. Nel caso in esame, il modello di Fardis sovrastima lo spostamento in condizioni ultime; infatti, il drift ultimo teorico è di 3.64%, quello derivante dalla sperimentazione è pari a circa 1.5%; i due valori differiscono quindi più del 50%. La ragione di tale sostanziale differenza sta nel fatto che il modello adoperato si riferisce a crisi duttili, mentre per il provino in esame la crisi è di tipo duttile limitato, ovvero un collasso fragile dopo l'ingresso in campo plastico. Per ottenere una stima più realistica è necessario, pertanto, intersecare la bilineare flessionale con un dominio di resistenza a taglio degradante.

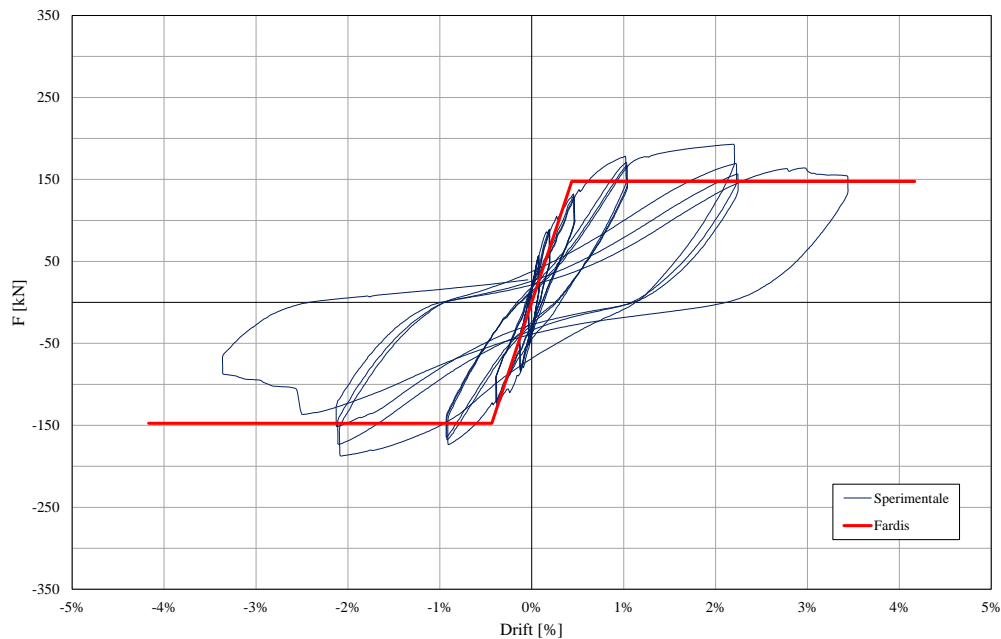


Figura 176: Pila P4 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.

	F	θ	Δ	F	Differenza
	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[%]
yielding	147.6	0.0044	3.92	193.03	24%
ultimo	147.6	0.0418	37.51		24%

Tabella 15: Pila P4 - Parametri di risposta flessionale

Il valore della forza di snervamento è pari a 147.6 kN, differisce dal valore sperimentale massimo di una quantità pari al 24%. Il drift teorico in condizioni ultime è pari a 4.18% e sovrastima di circa il 65% il valore ricavato dalla sperimentazione, pari a 2.52%. Anche in questo caso l'errore è da ricercarsi nella differente modalità di crisi che interessa il provino rispetto a quella su cui si basa l'approccio di Fardis. Anche la pila P4 è interessata da una rottura a taglio in fase plastica.

In definitiva dalle risposte flessionali di Figura 173, Figura 174, Figura 175 e Figura 176, confrontate con le curve sperimentali, si nota che utilizzando un approccio bilineare elasto plastico perfetto alla Fardis si determina una forza massima che differisce mediamente di circa il 20% rispetto al valore sperimentale, tranne che per la Pila P2 in cui la differenza è del 10%. L'aspetto positivo di tale modellazione, rispetto alla precedente, è che riesce a cogliere in maniera notevolmente migliore lo spostamento ultimo per le pile snelle, interessate da crisi di tipo duttile; ciò si verifica perché, nella formulazione della lunghezza di cerniera plastica, si tiene conto dei diversi contributi che possono influenzare lo

spostamento finale (deformabilità a taglio, fixed end rotation) oltre a quello flessionale puro su cui si basa il modello di Priestley. Si è scelto di operare un confronto tra le due formulazioni per il calcolo della rotazione di snervamento proposte da Fardis et al. [74] e nel Lessloss report n.5/2007 [75], quest'ultima suggerita per la valutazione di pile da ponte a sezione scatolare, che conducono ad una stima differente dello snervamento.

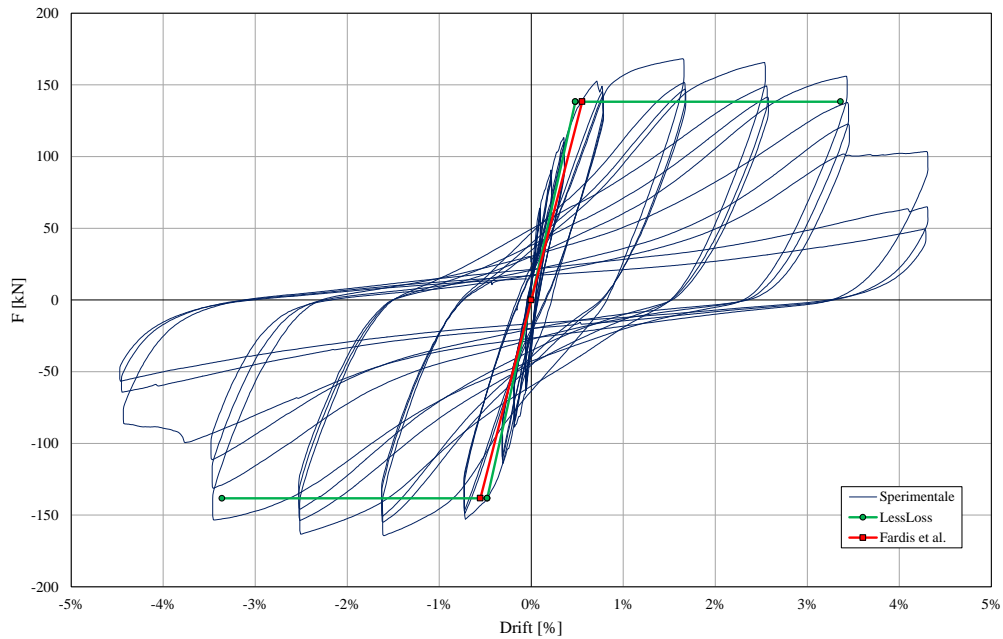


Figura 177: Pila P1 - Confronto tra i drift di snervamento

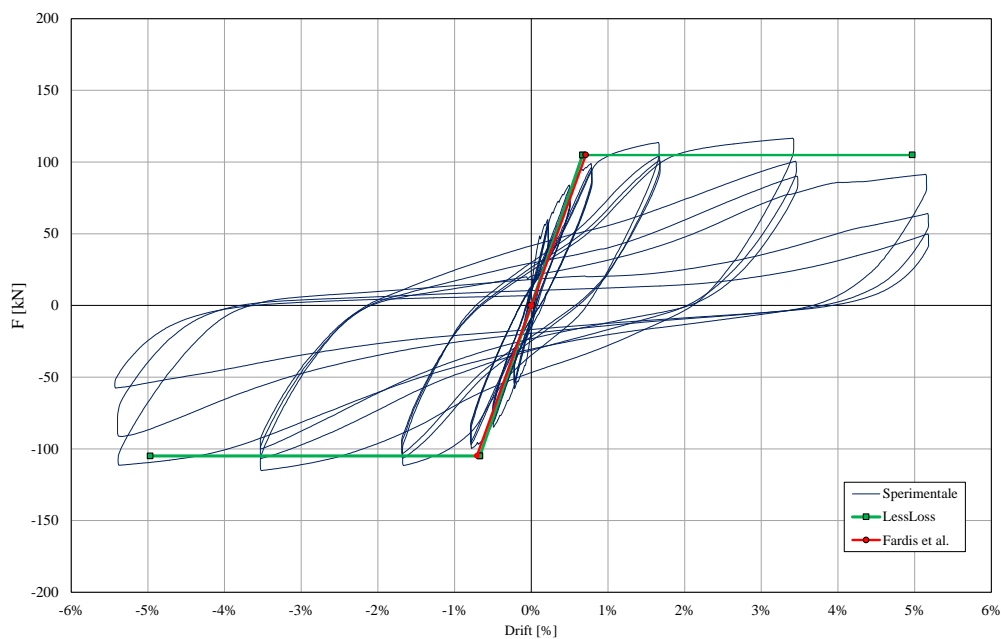


Figura 178: Pila P2 - Confronto tra i drift di snervamento

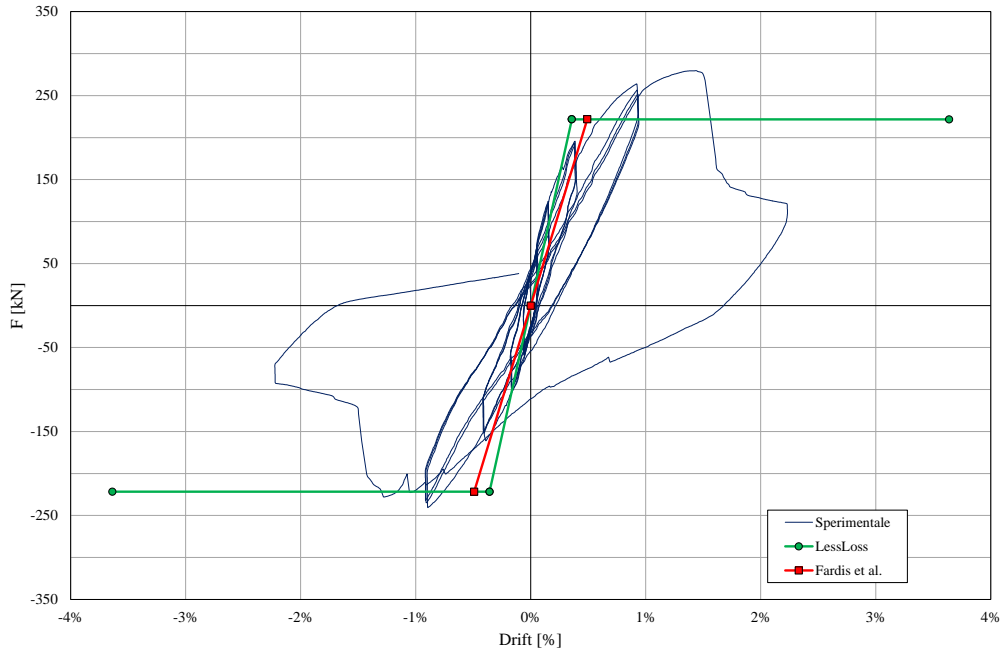


Figura 179: Pila P3 - Confronto tra i drift di snervamento

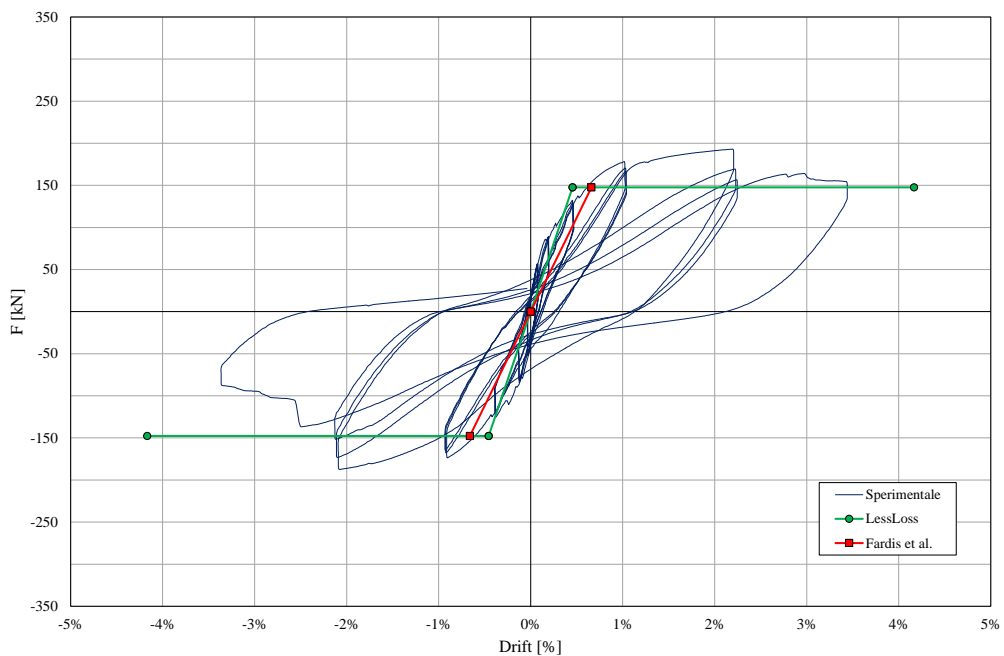


Figura 180: Pila P4 - Confronto tra i drift di snervamento

Dal confronto grafico tra le formulazioni emerge che per le due pile snelle i risultati delle due formulazioni sono sostanzialmente coincidenti. Per le pile tozze, P3 e P4, si può

ipotizzare che la formulazione classica proposta da Fardis et al. riesce a prevedere meglio il valore dello spostamento di snervamento reale.

4.3.3 Predizione del massimo valore di resistenza flessionale

Nel paragrafo precedente si è discusso della predizione della risposta flessionale delle pile oggetto della sperimentazione mediante modelli semplificati a plasticità concentrata. In particolare, sono stati presi in considerazione due modelli, il primo, proposto da Priestley et al., sostanzialmente basato su un approccio flessionale puro, il secondo, proposto da Fardis et al., fondato su un database di risultati sperimentali. Quest'ultimo si è rivelato in grado di cogliere in maniera sufficientemente affidabile i valori di spostamento allo snervamento e di collasso. Il primo modello, invece, è in grado di prevedere meglio la risposta flessionale in termini statici, ovvero di taglio alla base, riconoscendo una fase di incrudimento dopo lo snervamento. Pertanto, mediante tale modello si valuta un valore di resistenza massima della pila che si avvicina maggiormente a quello registrato sperimentalmente.

Nella seguente tabella si riportano le differenze in termini percentuali tra il taglio massimo predetto e quello sperimentale per le quattro pile.

	$M_{max,pred}$	$M_{max,exp}$	Δ
	[kNm]	[kNm]	[-]
Pila P1	149.4	168.3	11%
Pila P2	101.1	116.6	13%
Pila P3	267.6	279.6	4%
Pila P4	168.6	193.0	13%

Tabella 16 – Confronto tra la resistenza flessionale predetta e sperimentale

Come si vede, il valore massimo della resistenza flessionale predetta è inferiore in media di circa il 12% rispetto al valore sperimentale per le pile P1, P2, P4, mentre è del 4% per la pila P3, che è stata interessata da una crisi fragile prima di aver raggiunto il picco flessionale.

La ragione di questa sottostima può essere spiegata considerando due aspetti: l'effettiva sovra-resistenza dell'acciaio e, in particolare, all'effetto di confinamento assicurato dalla presenza dell'elemento di fondazione nella zona di incastro. Le colonne che si innestano in elementi rigidi come plinti di fondazione, come nel caso in esame, hanno spesso una resistenza flessionale notevolmente superiore a quello ricavata dalla teoria flessionale standard. Il calcestruzzo compresso alla base della colonna, infatti, è parzialmente confinata dal plinto rigido oltre che dall'armatura trasversale (effetto che può essere in questo caso trascurato). Come risultato di questo confinamento lo *spalling* viene ritardato

in questa zona e la resistenza a compressione del calcestruzzo risulta aumentata. L'aumento della capacità flessionale è legato anche all'entità del carico assiale di compressione che agisce [76]

Per tener conto di tale aliquota di sovrarresistenza flessionale è possibile adoperare la seguente relazione riportata da Ang[69]:

$$M_u = 2.35 \left[\left(\frac{P_i}{f_c A_c} - 0.1 \right)^2 + m_1 \right] M_i \quad \text{se } \frac{P_i}{f_c A_c} \geq 0.1$$

$$M_u = m_1 M_i \quad \text{se } \frac{P_i}{f_c A_c} < 0.1$$

dove M_u ed M_i sono rispettivamente i valori della resistenza flessionale reale e ideale e m_1 è una costante pari a 1.13. Essendo lo sforzo normale adimensionalizzato inferiore a 0.1 nel caso in esame, si adotta la seconda delle due equazioni appena riportate.

Nei grafici di seguito riportati si presentano in forma grafica i risultati ottenuti per le pile in esame.

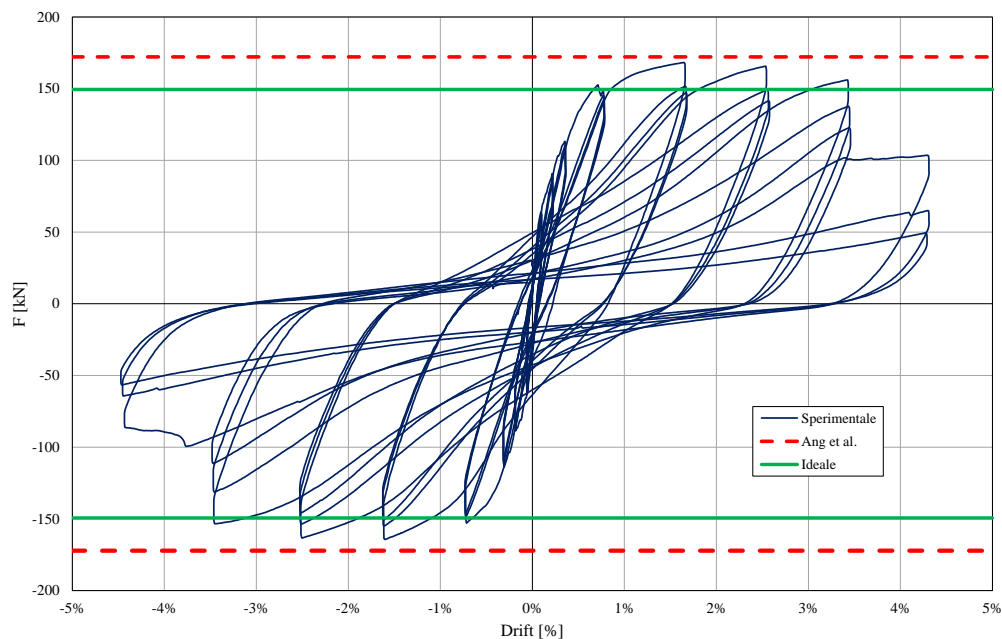


Figura 181: Pila P1 – Predizione del momento massimo

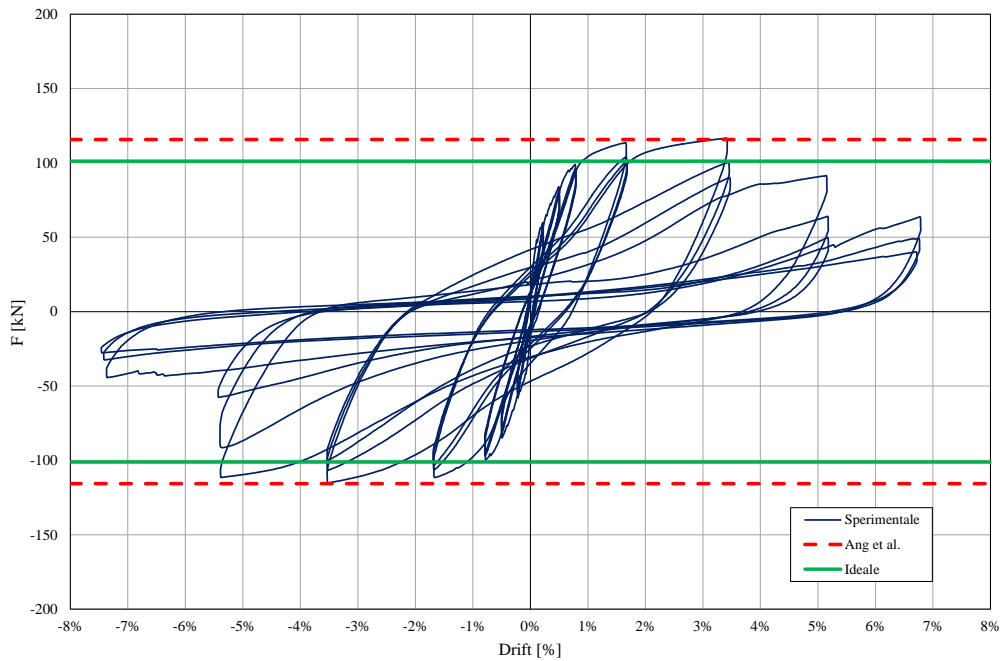


Figura 182: Pila P2 – Predizione del momento massimo

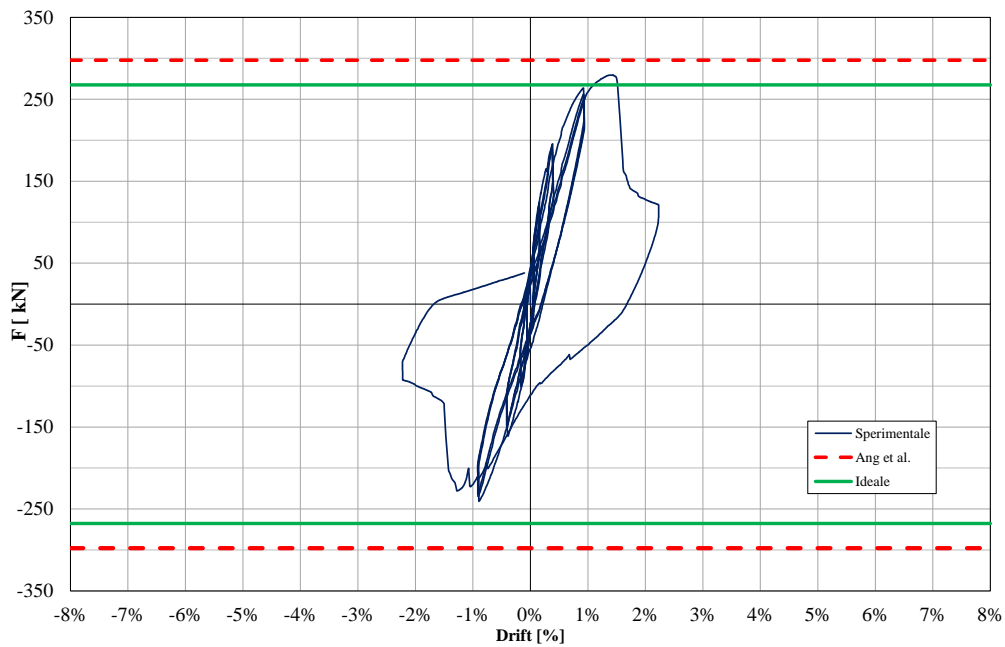


Figura 183: Pila P2 – Predizione del momento massimo

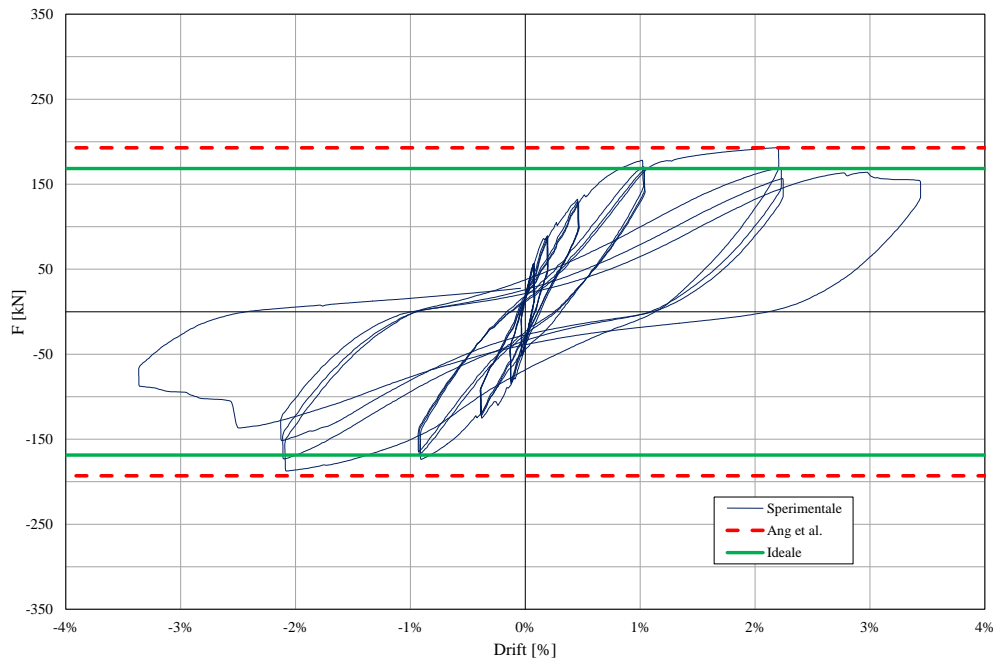


Figura 184: Pila P4 – Predizione del momento massimo

Dai confronti si può osservare che la stima della resistenza flessionale effettiva di pile scatolari viene stimata in maniera pressoché perfetta correggendo quella ideale, cioè valutata secondo l'approccio standard della teoria flessionale (ad esempio con un'analisi momento-curvatura della sezione), mediante la relazione proposta da Ang et al.. Ciò non vale esclusivamente per la pila P3. Questa è un'ulteriore conferma del fatto che essa è stata soggetta ad una crisi fragile dopo lo snervamento ma prima di aver raggiunto il picco di resistenza flessionale.

4.3.4 Confronto con modelli predittivi di capacità a taglio di letteratura

I modelli predittivi di capacità a taglio, ampiamente descritti nel 4.1., vengono utilizzati in questa fase per operare un confronto tra i risultati sperimentali e i domini di capacità a taglio da essi definiti, in termini di forza – richiesta di duttilità in spostamento. Per poter definire tali confronti è pertanto essenziale la definizione di uno spostamento di snervamento mediante il quale ottenere i valori di duttilità in spostamento richiesta per ogni pila. A tal proposito si assume come modello della risposta flessionale quello proposto da Priestley, universalmente riconosciuto come riferimento in ambito di assessment di ponti esistenti in c.a., e si scala la curva forza-spostamento, ottenuta dalla sperimentazione, per lo spostamento di snervamento ottenuto da tale teoria per ottenere una curva forza- duttilità in spostamento.

Si riportano in Figura 185, Figura 186, Figura 187 e Figura 188 i differenti i modelli predittivi considerati.

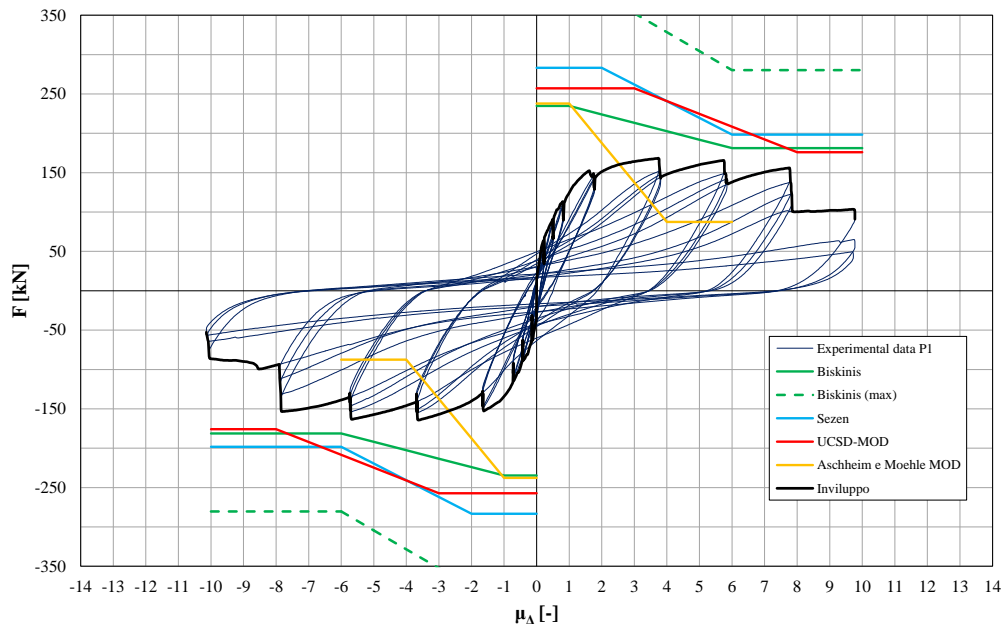


Figura 185: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

La pila P1 manifesta una crisi di tipo duttile in corrispondenza dell'ultimo ciclo caratterizzato da una duttilità in spostamento pari a 9.77. I domini di resistenza a taglio considerati non intersecano la backbone sperimentale, ovvero l'inviluppo del diagramma ciclico; pertanto essi confermano che la crisi, così come accade nella realtà, avviene per flessione, o, in altre parole, la resistenza plastica è minore di quella a taglio residua. L'unico modello che non prevede in modo corretto il reale comportamento dell'elemento è quello di Aschheim e Moehle, il cui dominio a taglio interseca la curva sperimentale tra il valore 2 e 3 di duttilità in spostamento in fase di spinta.

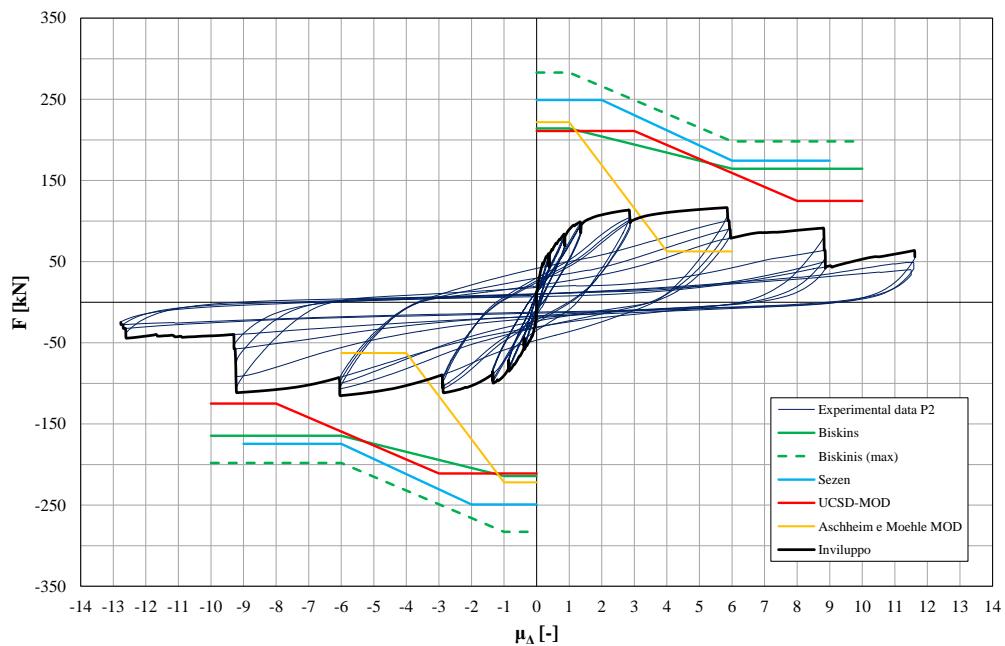


Figura 186: Pila P2 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

Il valore della duttilità in spostamento raggiunta in corrispondenza dell'attingimento della crisi, di tipo duttile, è pari a 8.8. I domini di resistenza a taglio presi in considerazione si trovano tutti al di sopra della curva sperimentale, ad eccezione del modello di Aschheim e Moehle che la interseca in corrispondenza del valore di $\mu_{\Delta}=3$.

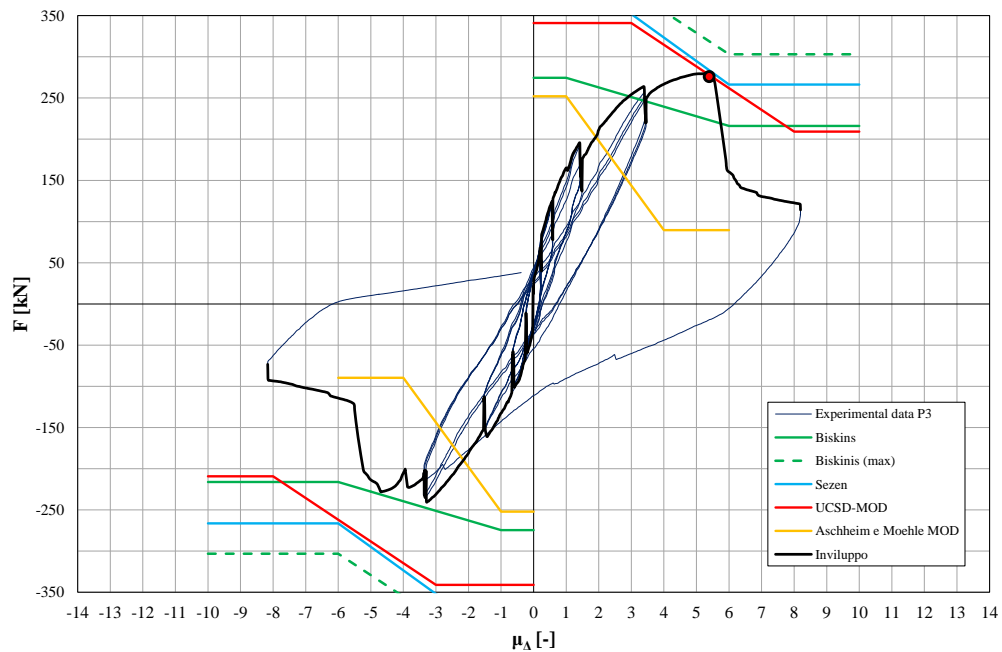


Figura 187: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

La pila P3 mostra sperimentalmente una crisi fragile in campo plastico, dopo lo snervamento ma prima del picco di resistenza flessionale, caratterizzata da un'improvvisa e repentina perdita di resistenza di più del 50%. I domini di resistenza a taglio riescono a prevedere bene questo comportamento infatti intersecano tutti la curva sperimentale, ma i due modelli che riescono a cogliere il valore esatto di forza in cui avviene crisi sono quello di Priestley e quello di Sezen che intersecano la curva sperimentale in corrispondenza di $\mu_{\Delta}=5.28$.

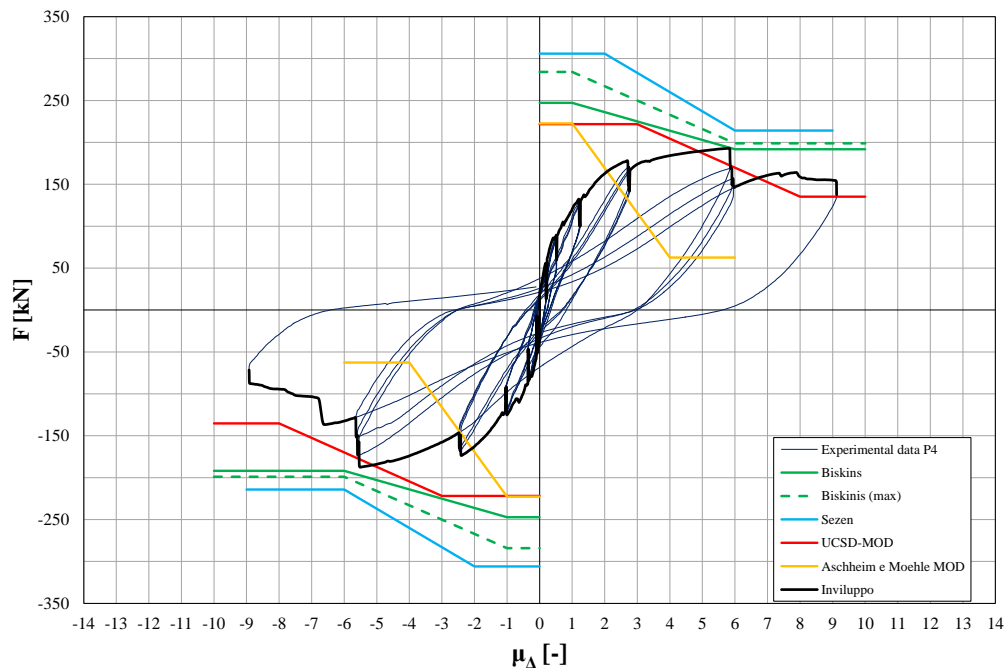


Figura 188: Pila P4 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

La pila P4, come mostrato dall'evidenza sperimentale, attinge una crisi fragile in corrispondenza della fase di tiro per un valore $\mu_{\Delta} = 5.65$. Il modello che rappresenta meglio tale comportamento è senza dubbio quello proposto da Priestley (UCSD-MOD), anche se in questo caso neanche tale modello riesce a cogliere in maniera precisa il valore di duttilità in corrispondenza del quale si attiva la crisi fragile.

Confrontando i risultati proposti in Figura 185, Figura 186, Figura 187 e Figura 188, emerge che il modello proposto da Aschheim e Moehle in tutti e quattro i casi non è rappresentativo del reale comportamento delle pile oggetto della sperimentazione. Il modello di Priestley invece, coglie al meglio il comportamento sperimentale per tutte e quattro le pile, come si nota per la pila P3, Figura 187, in cui si riesce a determinare esattamente il valore della forza in corrispondenza della quale viene attinta la crisi tagliante evidenziata sperimentalmente.

4.4 Confronto risultati sperimentali – modelli predittivi di normativa

Nel capitolo 2.3 sono state descritte nel dettaglio le predisposizioni delle normative, italiane ed estere, prese in considerazione per la valutazione della risposta flessionale e della capacità tagliante delle pile da ponte esistenti. Nonostante la carenza normativa, talvolta evidente, è stato ricostruito un quadro normativo che riesce a supportare il progettista nell'*assessment* dei ponti esistenti.

La procedura generale utilizzata per determinare le grandezze di interesse prevede innanzitutto la caratterizzazione dei materiali che definiscono la pila, quindi calcestruzzo e acciaio, e la determinazione del legame costitutivo in relazione a quanto indicato nella normativa di riferimento. Per ogni normativa esaminata, è stata valutata la risposta flessionale, quindi la determinazione delle grandezze di interesse quali lo spostamento e la forza corrispondente allo *yielding* e al collasso

Tale procedura prevede l'analisi di sezione: note le proprietà geometriche, meccaniche e lo sforzo normale a cui la sezione è soggetta in fase di prova, è possibile determinare il diagramma momento-curvatura, con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000[77]. A partire da questo, si effettua la bilinearizzazione del diagramma ottenuto e si ricavano la curvatura di snervamento e quella ultima che ci consentono di ricavare gli spostamenti ad esse corrispondenti.

Effettuata l'analisi per ricavare la risposta flessionale, si passa poi alla determinazione della capacità tagliante, secondo le formulazioni previste dalla normativa in esame.

Si riportano in Tabella 17, Tabella 18, Tabella 19 e Tabella 20, in forma schematica, le procedure ampiamente descritte al capitolo 2.3 per determinare la risposta flessionale e i domini a taglio seguendo i differenti approcci normativi considerati.

È bene sottolineare che caratterizzati i materiali ed effettuata l'analisi di sezione per determinare il diagramma $M-\phi$, ogni normativa propone una propria bilinearizzazione per determinare la curvatura e il momento, allo snervamento e in condizioni ultime.

In particolare, la Circolare [67] propone una bilinearizzazione basata sul criterio di uguaglianza delle energie tra la curva $M-\phi$ e la bilineare il cui ramo elastico è caratterizzato dalla pendenza definita dal primo snervamento. Il valore di deformazione ultimo a cui fare riferimento è il minimo tra la deformazione ultima attinta dal calcestruzzo, posta pari al 3.5‰, e la deformazione dell'acciaio posta pari al 4‰ indipendentemente dal tipo di acciaio. Dalla bilinearizzazione si ricavano il momento e la curvatura di snervamento, pari a M_y e ϕ_y .

NORMATIVA	LEGAME COSTITUTIVO MATERIALI		LIMITI PER LA BILINEARIZZAZIONE				
	Cls	Acciaio	CURVATURA DI SNERVAMENTO Φ_y [-]	CURVATURA ULTIMA Φ_u [-]	ROTAZIONE DI SNERVAMENTO θ_y [-]	ROTAZIONE ULTIMA θ_u [-]	LUNGHEZZA C.P. L_p
	Circolare 617	parabola rettangolo	elastico incrudente	CBA.8.6.4			
Dalla bilinearizzazione del diagramma M- Φ , entrando con ϵ_y				$\min\{\Phi_1; \Phi_2\}$ Φ_1 si ottiene dall'attingimento del primo dei due limiti di deformazione dei materiali imposto ai lembi della sezione ($\epsilon_{1m} = 3.5‰$ e $\epsilon_{2m} = 4‰$) Φ_2 curvatura calcolata in corrispondenza dell'attingimento della diminuzione all'85% del momento rispetto al valore massimo.	$\theta_y = \Phi_y(N) \frac{L_p}{3}$	$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\Phi_u - \Phi_y] L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_x}\right)$	
CAPACITÀ TAGLIANTE							
$V_{Rk} = V_c + V_N + V_s$							
	$V_c = 0.8A_c k \sqrt{f_c}$ ($0.29 < k < 0.1$)		$V_N = N \frac{h-x}{2L_x}$		$V_s = \frac{A_s f_y z}{s}$		

Tabella 17: Riepilogo indicazioni normative [67]

Le Linee Guida [68] invece, prevedono la bilinearizzazione del diagramma momento curvatura, il criterio di uguaglianza delle energie, ovvero delle aree sottese dalla curva M- ϕ e dalla bilineare, fissando lo spostamento di snervamento e considerando come valore ultimo del diagramma M- ϕ quello in corrispondenza dell'attingimento della minore tra la deformazione ultima del calcestruzzo, posta pari a 0.5% e la deformazione ultima dell'acciaio, posta pari al 4% indipendentemente dal tipo di acciaio.

NORMATIVA	LEGAME COSTITUTIVO MATERIALI		LIMITI PER LA BILINEARIZZAZIONE									
	Cls	Acciaio	CURVATURA DI SNERVAMENTO	CURVATURA ULTIMA	ROTAZIONE DI SNERVAMENTO	ROTAZIONE ULTIMA	LUNGHEZZA C.P.					
			$\Phi_y [-]$	$\Phi_u [-]$	$\theta_s [-]$	$\theta_u [-]$	L_p					
Linee Guida Progetto DPC Reluis (Linea 3 2005-2008)	Mander e Popovics (cls non confinato) [2.4.3.]	acciaio elastico incoerente [2.4.3.]	dalla bilinearizzazione del diagramma M- Φ	si ottiene dall'attingimento o del primo dei due limiti di deformazione dei materiali imposto ai lembi della sezione ($\epsilon_{max}=0.5\%$ e $\epsilon_s=4\%$)	$\theta_y = \Phi_y \frac{L_p}{3}$	$\theta_u = \theta_y + (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_y}\right)$	$0,1H + 0,015f_y d_b$					
			$\Phi_y = 2 - \left(\Phi_u - \frac{E}{M_u}\right)$									
			CAPACITA' TAGLIANTE					$V_R \leq V_{R,max}$				
			2.4.5					2.4.5				
$V_R = \left\{ \frac{h-x}{2L_y} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{s,pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_y}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right\}$												
$V_{R,max} = \frac{0,85 \left(1 - 0,06 \min(5; \mu_{s,pl})\right)}{\gamma_{at}} \left(1 + 1,18 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \cdot \left(1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})\right) \cdot \left(1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_y}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} b_w z$												

Tabella 18: Riepilogo indicazioni normative[68]

La bilinearizzazione proposta dall'EC8 [27], basata anch'essa sul criterio di uguaglianza delle energie, prevede che il ramo elastico della bilineare abbia una pendenza definita dall'attingimento della deformazione di snervamento della prima barra di armatura; il valore ultimo da considerare per la bilinearizzazione è pari alla minore tra la deformazione del calcestruzzo, posta pari a 0.5% e la deformazione dell'acciaio posta pari al 4% indipendentemente dal tipo di acciaio.

La normativa americana [78] non prevede alcuna bilinearizzazione del diagramma M- ϕ , si determina solamente il valore ultimo come quello in corrispondenza del quale si attinge la minore tra la deformazione limite del calcestruzzo, pari a 0.5%, e la deformazione limite dell'acciaio assunta pari a 4%.


NORMATIVA	LEGAME COSTITUTIVO MATERIALI		LIMITI PER LA BILINEARIZZAZIONE				
	Cls	Acciaio	CURVATURA DI SNERVAMENTO $\Phi_y [-]$	CURVATURA ULTIMA $\Phi_u [-]$	ROTAZIONE DI SNERVAMENTO $\theta_y [-]$	ROTAZIONE ULTIMA $\theta_u [-]$	LUNGHEZZA C.P. L_p
Eurocodice			EC8/2 - Annex E - E.3.2				
	Mander e Popovic (cls non confinato) EC8/2 E.2.1. → EC2/1 3.1.5 (legame costitutivo più appropriato per il materiale)	elastico incrudente EC2/1 3.1.5	Dalla bilinearizzazione del diagramma M- Φ , entrando con ϵ_y 	si ottiene dall'attingimento o del primo dei due limiti di deformazione dei materiali imposto ai lembi della sezione ($\epsilon_{max}=0.5\%$ e $\epsilon_y=4\%$)	$\theta_y = \Phi_y \frac{L_p}{3}$	$\theta_u = \theta_y + [\Phi_u - \Phi_y] L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_c}\right)$	$0,1L + 0,015f_{yk}d_s$
	CAPACITA' TAGLIANTE EC8/3 - A.3.3.1						
	$V_R = \left\{ \frac{h-x}{2L_p} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{s,p})) + 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_p}{h}\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right) \right\}$ EC8/2 - 5.6.3.3 → EC2/1 - 6.2						
$V_{RC} = V_c + V_N = C_{R,c} k (100\rho_{tot} f_{ctk})^{1/3} b_w d + k_1 \sigma_{cp} b_w d$ $V_w = \frac{A_w}{s} f_{yw} d \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta)$ $V_R = V_{RC} + V_w$							

Tabella 19: Riepilogo indicazioni normative[27],[29]

NORMATIVA	LEGAME COSTITUTIVO MATERIALI		CURVATURA DI SNERVAMENTO $\Phi_y [-]$	CURVATURA ULTIMA $\Phi_u [-]$	ROTAZIONE DI SNERVAMENTO $\theta_y [-]$	ROTAZIONE ULTIMA $\theta_u [-]$	LUNGHEZZA C.P. L_p
	FHWA - HRT - 06-32			7.8			
Mander e Popovic (cls non confinato)		elastico incrudente	$\Phi_y = \frac{2\epsilon_y}{D'} = \frac{2f_y}{E_s D'}$ D' distanziato tra le armature poste nei lembi più esterni (7.8.1.1)	si ottiene dall'attingimento del primo dei due limiti di deformazione dei materiali imposto ai lembi della sezione ($\epsilon_{max}=0.3\%$ e $\epsilon_y=4\%$). Si definisce anche una curvatura plastica, funzione dello stato limite considerato, oppure ricavabile per differenza tra la Φ_y - Φ_u secondo i casi di sezione e ricavando il diagramma (M- Φ) (7.8.1.1)	$\theta_y = \Phi_y \frac{L_p}{3}$ (7.8.1.2)	$\theta_u = \theta_y + \theta_p$ (7.8.1.2)	$0,08L + 4400\epsilon_y d_s$ (7.8.1.1)
SPOSTAMENTI Δ							
$\Delta_y = \frac{1}{3} \Phi_y L^2$ $\Delta_p = \Phi_p L_p (L - 0,5L_p)$ $\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$ (7.8.1)							
CAPACITA' TAGLIANTE 7.7.2							
$V_l = V_s + V_p + V_{ci}$ (7.7.2.1)		$V_s = A_v f_{yh} \frac{D''}{s} \cot \theta$		$V_p = \frac{\Lambda}{2} P \tan \alpha$		$V_{ci} = 0,3 \sqrt{f_{cr}} A_g$	
$V_f = V_s + V_p + V_{cf}$ (7.7.2.2)						$V_{cf} = 0,05 \sqrt{f_{cr}} A_g$	



Tabella 20: Riepilogo indicazioni normative[78]

Fatto un breve riepilogo delle normative prese in considerazione nel presente lavoro, si riporta di seguito il confronto dei domini di resistenza a taglio da esse definiti con la curva sperimentale forza-spostamento che viene trasformata in forza- duttilità in spostamento, scalando l’asse degli spostamenti rispetto allo spostamento di snervamento ricavato secondo la modellazione flessionale di Priestley.

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 189, Figura 190, Figura 191 e Figura 192 per le quattro pile oggetto della sperimentazione:

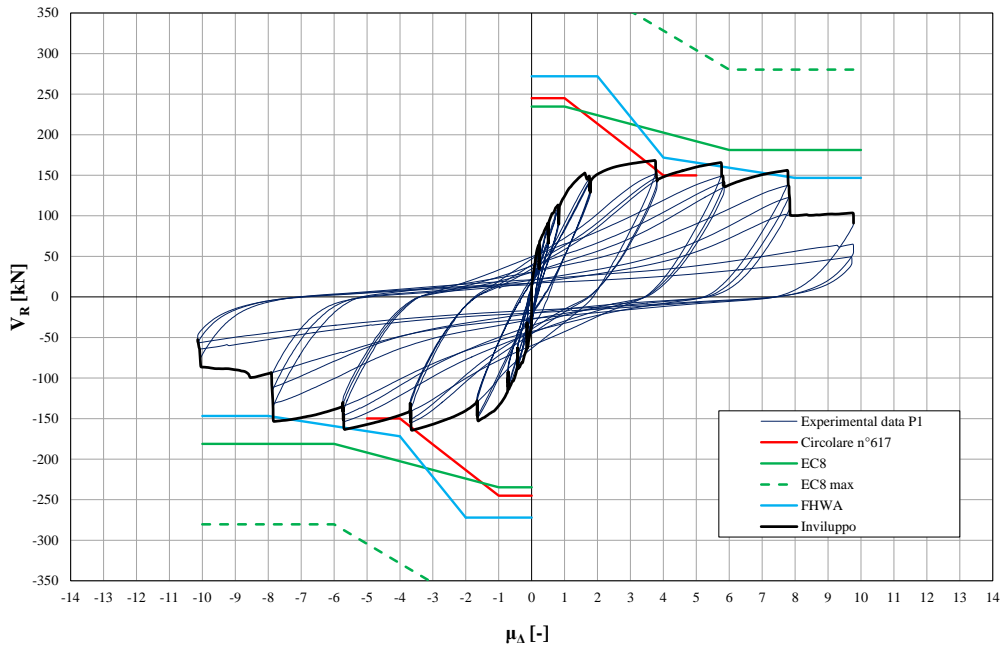


Figura 189: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

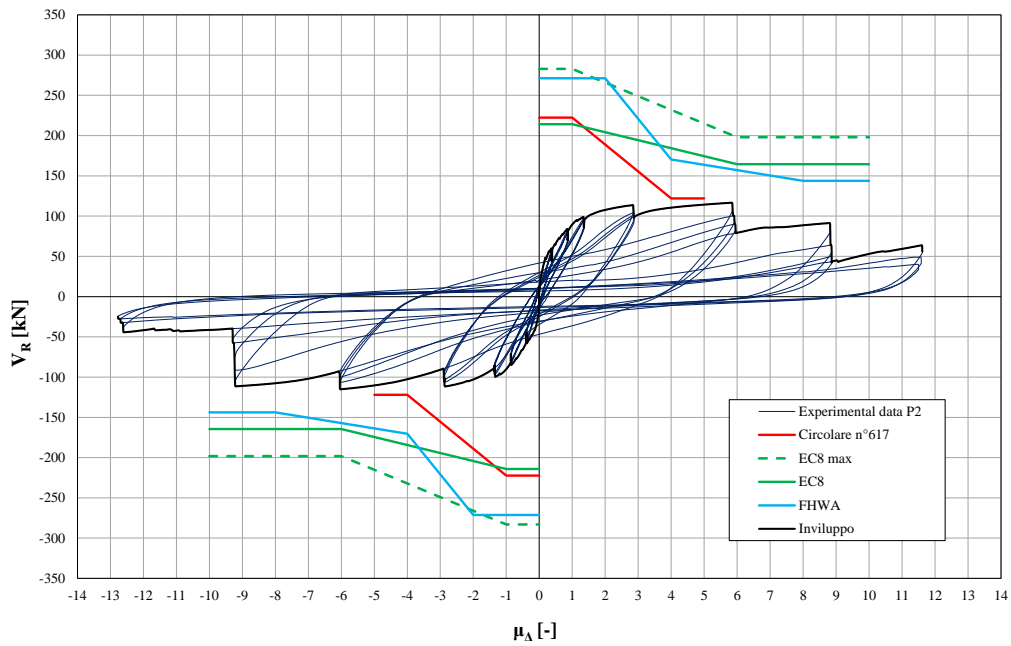


Figura 190: Pila P2 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

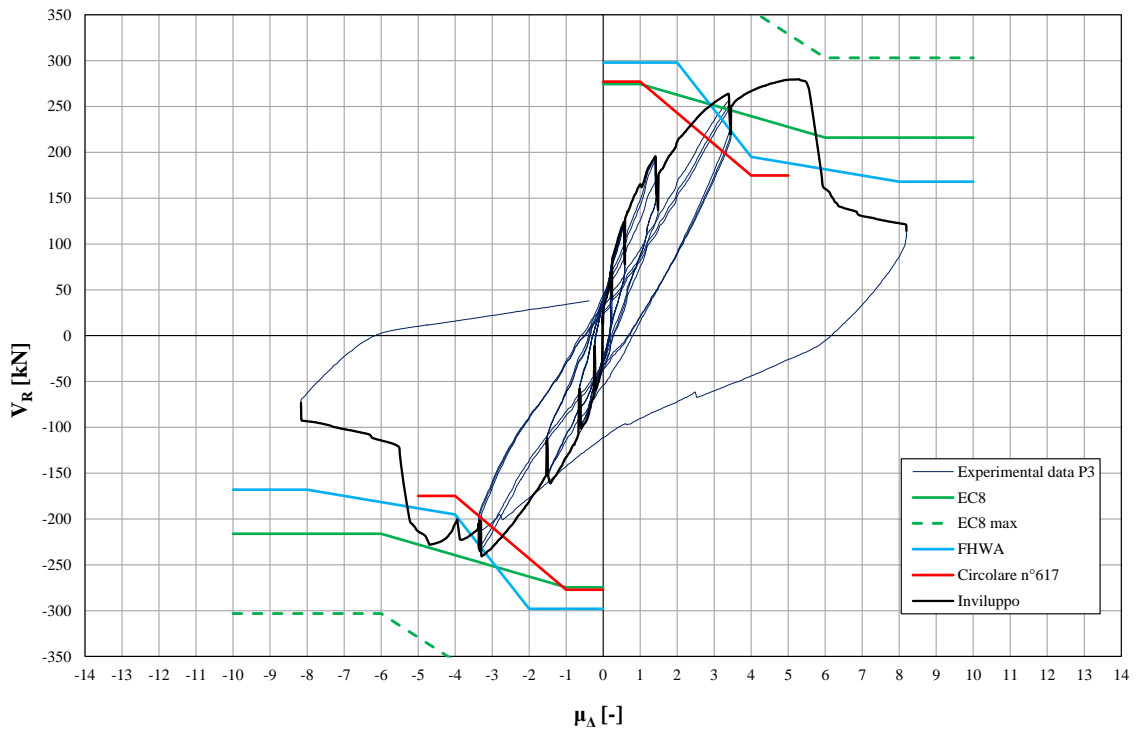


Figura 191: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

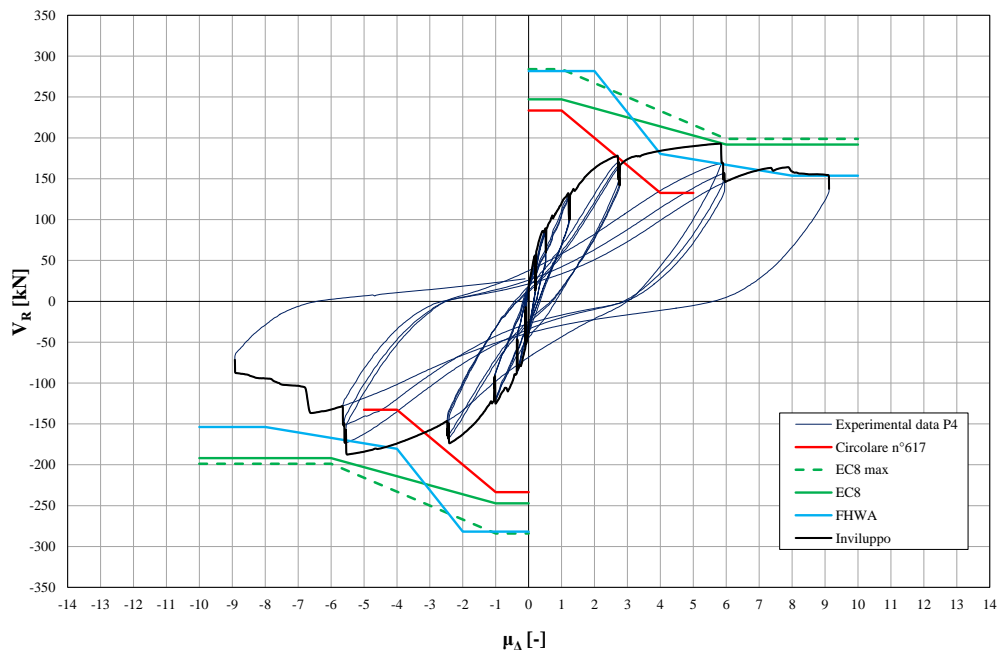


Figura 192: Pila P4 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

I confronti appena riportati in forma grafica mostrano che per la pila P1, la Circolare e la norma proposta dalla FHWA, i domini a taglio previsti intersecano la curva sperimentale, pertanto non riescono a caratterizzare correttamente il reale comportamento del provino.

Per la pila P2, soggetta anch'essa, come la precedente, ad una crisi duttile, i domini a taglio non intersecano la curva di risposta sperimentale. La risposta sperimentale della pila P3, soggetta a crisi tagliante, è intersecata dai domini a taglio proposti dalla Circolare, dall'EC8 e dalla FHWA, però a valori inferiori rispetto a quelli sperimentali, quindi sottostimano la massima resistenza che la pila può esibire.

Per la pila P4 tutti domini intersecano la backbone sperimentale, ma nessuno di essi riesce a cogliere in maniera sufficientemente precisa il valore della duttilità in corrispondenza del quale si attinge la rottura.

5 CONCLUSIONI

Il tema della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti è un tema che ha acquisito notevole importanza, soprattutto negli ultimi anni, nei paesi economicamente avanzati, come l'Italia. Pertanto, al fine di studiare il comportamento sismico dei ponti esistenti, realizzati in Italia, in calcestruzzo armato, tra le fine degli anni 50 e gli anni 70, è stata realizzata una campagna d'indagine per determinare le principali caratteristiche dei ponti presenti sul territorio nazionale. Gli aspetti presi in considerazione sono stati: la tipologia di subsistema resistente verticale, la tipologia di sezioni utilizzate per la realizzazione delle pile, la resistenza media del calcestruzzo e dell'acciaio, le percentuali di armatura longitudinale e trasversale e lo sforzo normale adimensionalizzato a cui le pile sono soggette. A partire dai dati ricavati, è stata intrapresa una campagna sperimentale per definire il comportamento ciclico delle pile da ponte in cemento armato, con sistema sub-resistente verticale a fusto unico e con sezione rettangolare cava, con percentuale di armatura longitudinale pari a 0.88%, percentuale di armatura trasversale pari a 0.012%, soggette a sforzo normale adimensionalizzato pari a $v=0.05$. Le quattro pile oggetto della sperimentazione sono ridotte in scala 1:4 e sono caratterizzate da una sezione rettangolare cava e altezza variabile: due snelle, di altezza pari a 1.50 m, rappresentative delle pile di mezzera dei ponti, e due tozze di altezza pari a 0.9 m, rappresentative delle pile di estremità dei ponti.

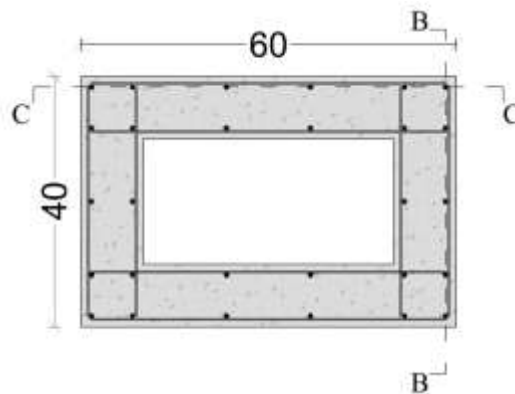


Figura 193: Sezione trasversale (dettaglio armatura longitudinale e trasversale)

Le pile sono sottoposte a prove cicliche in controllo di spostamento a sforzo assiale costante sia nella direzione di inerzia maggiore (P1 e P3) sia nella direzione di inerzia minore (P2 e P4). La realizzazione dei provini è stata caratterizzata dalla scelta della riduzione in scala tramite criteri geometrici, applicandoli sia alle dimensioni della sezione che ai materiali; il calcestruzzo, di resistenza pari a 20 MPa, infatti, rispetto alle pile reali, presenta inerti che lo compongono di piccole dimensioni per poter passare tra i ristretti spazi presenti tra le armature. Altro dettaglio non trascurabile è la dimensione di queste ultime: le armature longitudinali hanno un diametro pari a 8 mm e sono realizzate con un

acciaio B450C con tensione di snervamento media pari a 505 MPa; le armature trasversali hanno un diametro di 3 mm e sono caratterizzate da una tensione di snervamento media di 700 MPa; il copriferro, rispettando il criterio di riduzione in scala, è stato anch'esso ridotto ad 1 cm. Per simulare il carico verticale a cui la pila è soggetta, sono state inserite tre barre di acciaio armonico pretese, ancorate in fondazione. Il carico laterale, che simula l'azione sismica, è stato applicato mediante un protocollo di carico opportunamente definito, tramite un attuatore servo-idraulico orizzontale.

Realizzati i provini in stabilimento, sono stati portati in laboratorio dove è stato montato il setup di prova, di seguito riportato in forma grafica.

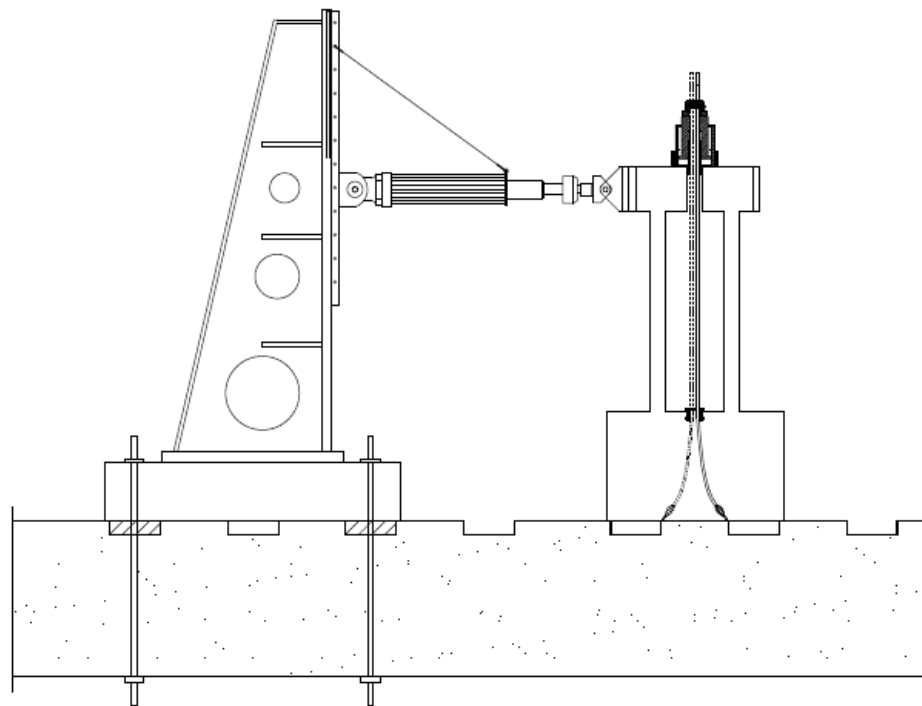


Figura 194: Setup di prova

Oltre al setup “pesante”, è presente anche un setup “leggero” costituito dalla strumentazione utilizzata per determinare le misure di interesse. Gli strumenti utilizzati sono un potenziometro a filo collegato ad un riferimento rigido esterno, che monitora e misura lo spostamento effettivo in corrispondenza della testa della pila, gli LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) posizionati in corrispondenza della sezione di incastro della pila per misurarne gli spostamenti verticali relativi tra fondazione e fusto, i potenziometri verticali e diagonali collocati in corrispondenza di ogni quadrante definito dal castelletto di prova per misurare lo spostamento dei punti di interesse in diagonale ed in verticale e gli strain-gauge, installati prima del getto, che misurano, in termini di variazione

di resistenza elettrica, la deformazione meccanica subita dalle armature a cui sono collegati. Montata la strumentazione leggera, predisposto il percorso di carico che l'attuatore deve seguire, è stata condotta la prova in controllo di spostamento. Per ogni pila è stato scelto un percorso di carico suddiviso in cicli, ognuno dei quali è caratterizzato da tre sottocicli; le prove sono state terminate all'attingimento della crisi.

Dalle strumentazioni installate, sono state ricavate importanti informazioni riguardanti l'evoluzione del danneggiamento della pila nel corso della prova, i valori delle eventuali rotazioni della sezione di incastro, gli spostamenti dei quadranti del castelletto di prova e le deformazioni delle armature, longitudinali e trasversali.



Figura 195: Esempio di Disposizione strumentazione

Le previsioni sperimentali sono state confermate: le pile snelle sono state interessate da una rottura di tipo duttile, mentre le pile tozze un collasso fragile in campo plastico, ovvero un comportamento duttile limitato. Come si vede nelle immagini di seguito riportate i quadri fessurativi associati ai due tipi di collasso si presentano notevolmente differenti.



Figura 196: Quadro fessurativo di fine prova per la pila snella P1 (a sinistra) e tozza P3 (a destra)

Noti i risultati della sperimentazione, sono stati condotti due tipi di confronti: il primo basato sul confronto della risposta sperimentale con i modelli predittivi di resistenza a taglio secondo le formulazioni proposte da Priestley, Aschheim e Mohele, Biskinis e Sezen; il secondo basato sul confronto della risposta sperimentale con le normative italiana, europea e americana. La procedura di confronto è partita nel definire innanzitutto la risposta flessionale, da confrontare poi con quella sperimentale. La risposta flessionale è stata calcolata secondo due modelli distinti: quello di Priestley [31], definito da un ramo elastico e un ramo plastico incrudente, e quello di Fardis [75], caratterizzato da un comportamento elastoplastico perfetto.

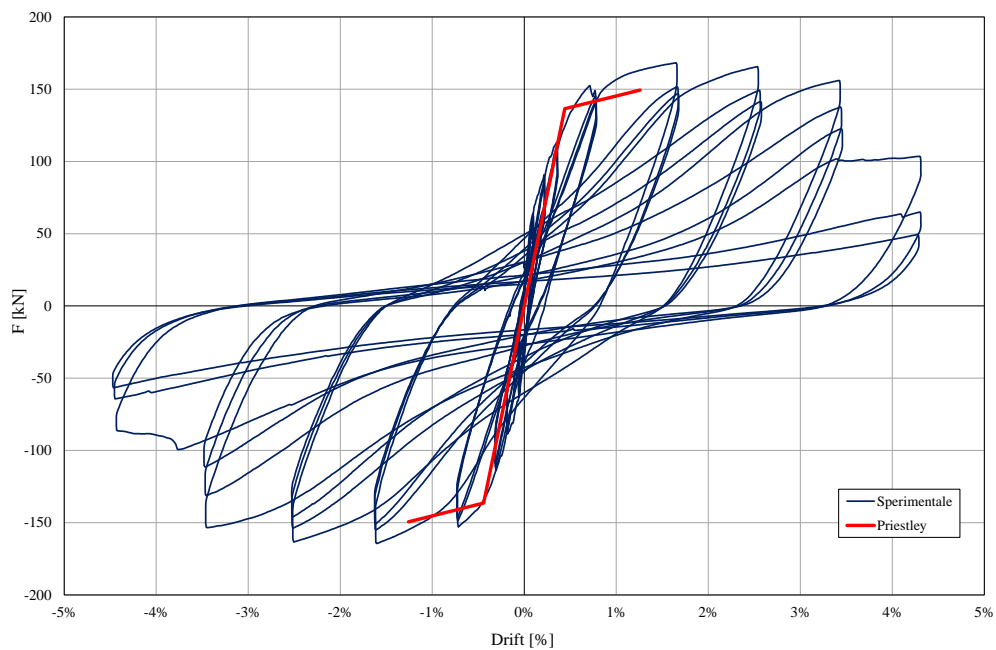


Figura 197: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Priestley et al .

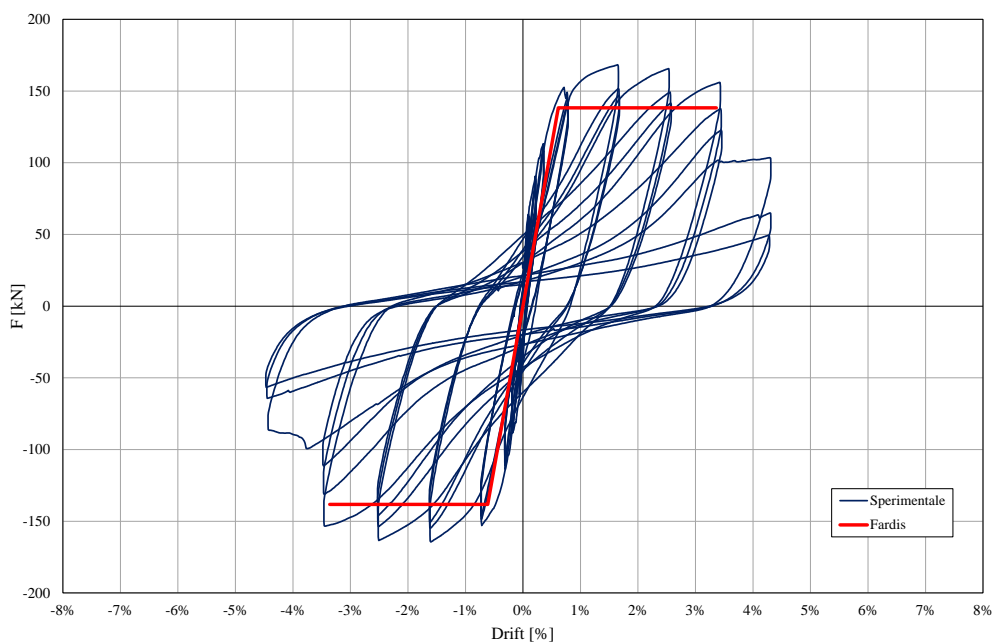


Figura 198: Pila P1 - Risposta flessionale secondo Fardis et al.

Dal confronto tra i due modelli è emerso che se da un lato il modello proposto da Priestley riesce a prevedere meglio i valori teorici di forza, di snervamento e massima, rispetto a quelli

sperimentali, dall' altro il modello proposto da Fardis coglie meglio i valori di spostamento effettivamente esibiti dalle pile durante la prova sperimentale.

Si è effettuato poi un confronto tra i modelli predittivi di capacità a taglio proposti in letteratura con i dati sperimentali.

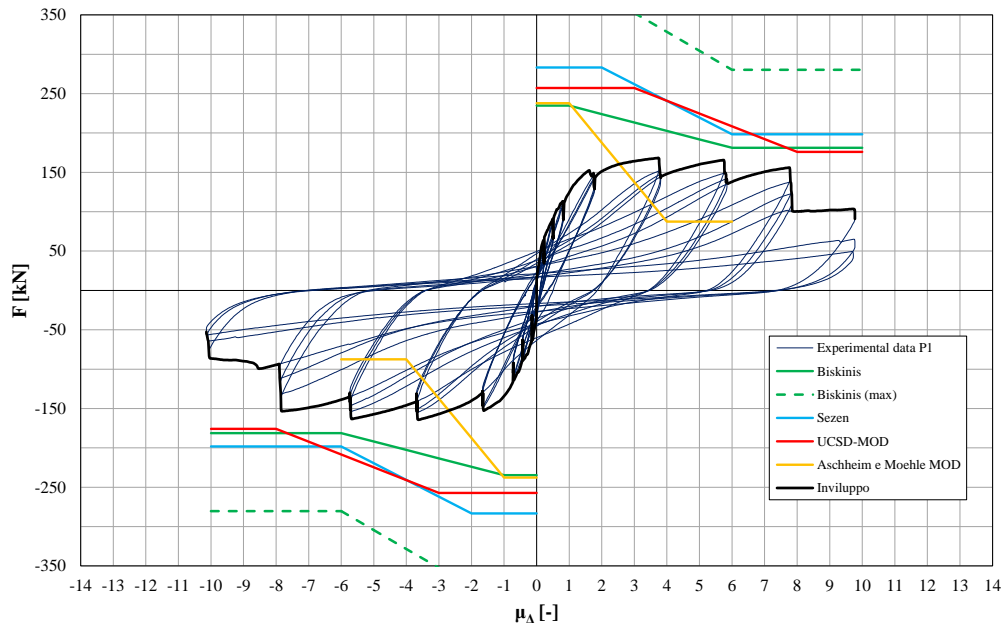


Figura 199: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

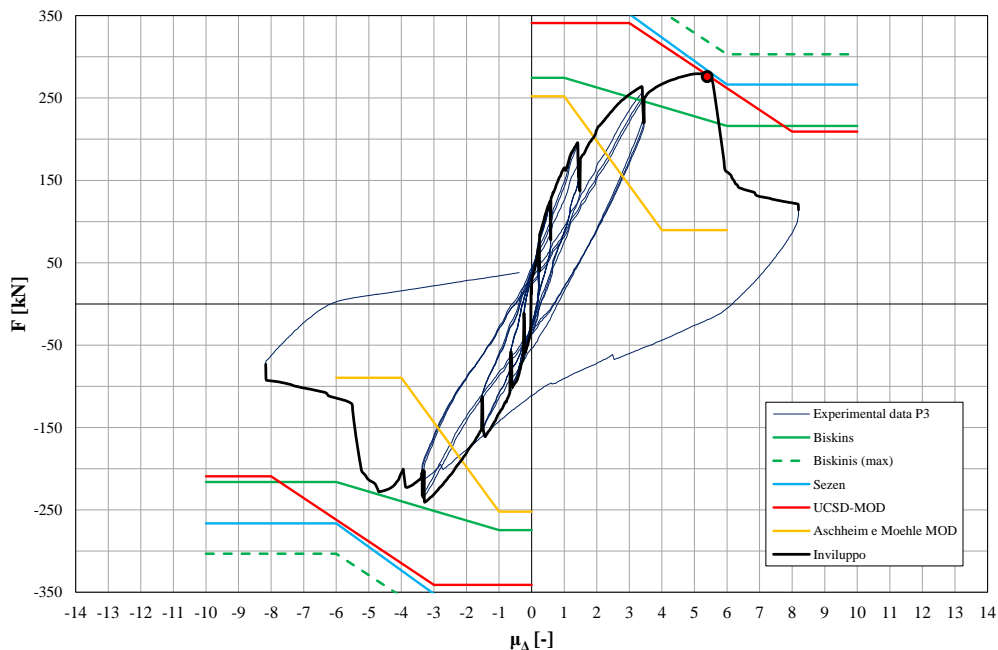


Figura 200: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di letteratura

Da tale confronto è emerso che il modello che fornisce risultati più distanti dalla realtà è quello proposto da Aschheim e Moehle, il cui dominio a taglio interseca la curva di risposta sperimentale non solo nelle pile tozze, non identificando però il valore in corrispondenza del quale si attinge effettivamente la crisi tagliante, ma anche la curva sperimentale delle pile snelle, prevedendo una crisi a taglio che sperimentalmente, come detto, non si è registrata.

Il miglior modello predittivo di resistenza a taglio è sicuramente quello di Priestley che coglie in modo preciso, il momento esatto in cui avviene la crisi tagliante per la pila P3.

La formulazione di Priestley, caratterizzata da un approccio additivo, considera il contributo del calcestruzzo, dello sforzo normale e dell'armatura; la formulazione è degradante e il termine che riesce a cogliere il degrado della resistenza a taglio per effetto dei carichi ciclici, è il calcestruzzo, il cui contributo viene ridotto mediante un coefficiente che diminuisce all'aumentare della duttilità in spostamento richiesta. Tale formulazione viene concettualmente ripresa anche nella Circolare n°617, utilizzata in Italia e nelle FHWA, utilizzata in ambito americano.

Il secondo confronto proposto nel è eseguito tra i risultati ottenuti dalla sperimentazione e i modelli predittivi di resistenza a taglio previsti dalle normative vigenti, che i progettisti possono utilizzare in fase di assessment dei ponti esistenti. Il quadro normativo, spesso caratterizzato da assenza di riferimenti a metodologie utilizzate per l'assessment dei ponti, è stato ricostruito in modo abbastanza preciso focalizzandosi principalmente sulla normativa italiana, europea e infine quella americana.

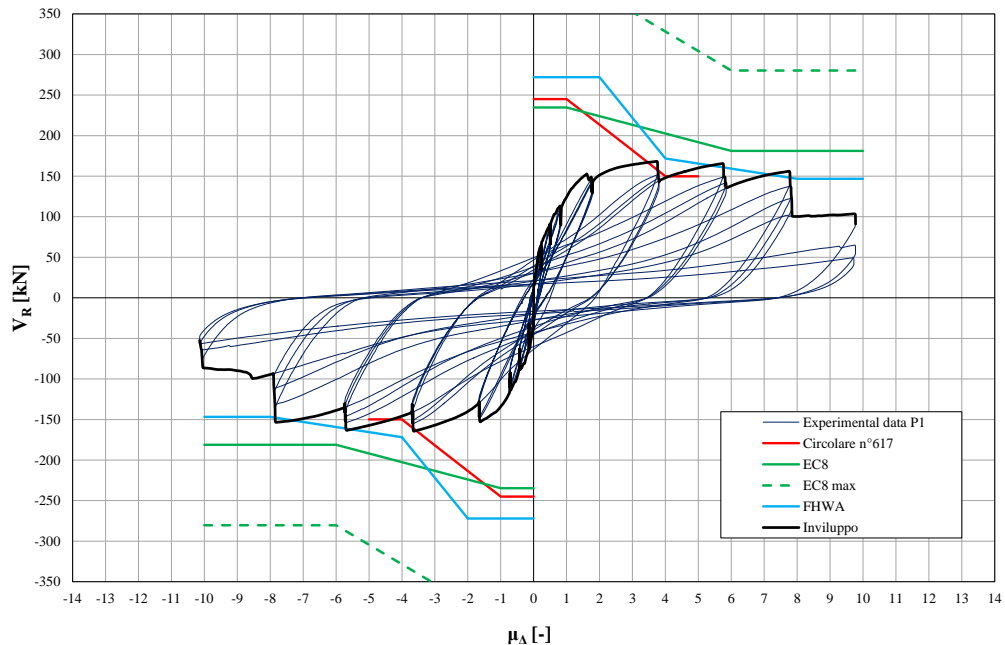


Figura 201: Pila P1 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

La normativa italiana, NTC08, non fa alcun riferimento alle procedure di assessment per i ponti esistenti, pertanto è necessario fare ricorso alla Circolare esplicativa 617/2009, che in appendice indica le modalità per il calcolo della risposta flessionale e per la determinazione dei domini di resistenza a taglio per le pile da ponte esistenti. Con riferimento al quadro normativo italiano, è presente anche un riferimento, non cogente, proposto dal Dipartimento della Protezione Civile che costituisce una linea guida utile per il progettista in fase di assessment. In ambito europeo non sono stati trovati riferimenti normativi propriamente indicati per i ponti esistenti, pertanto si è scelto di valutare le caratteristiche relative alla risposta flessionale come per i ponti di nuova progettazione e quelle relative ai modelli di capacità a taglio come per gli edifici esistenti [29]. La normativa americana è l'unica che prevede un manuale interamente dedicato alla valutazione e all'adeguamento di viadotti esistenti e riprende per sommi capi i modelli proposti da Priestley sia in ambito flessionale che tagliante.

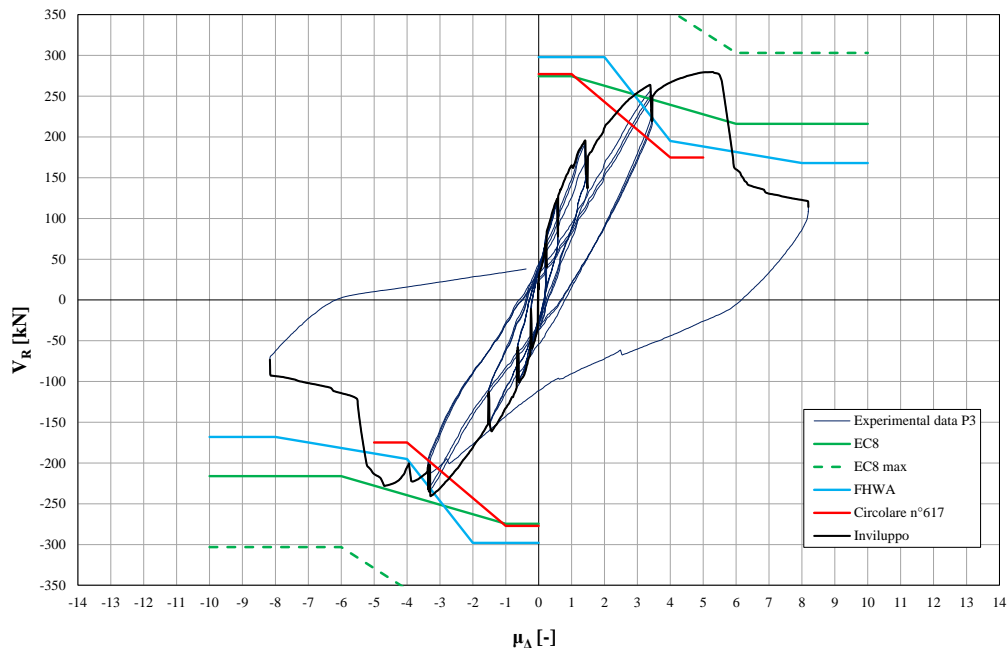


Figura 202: Pila P3 – Confronto con i modelli predittivi di resistenza a taglio di normativa

Dal confronto normativo è emerso che la Circolare sottostima il valore di resistenza a taglio, allo stesso modo di quella americana FHWA; la formulazione proposta dall'EC8 invece riesce ad interpretare meglio il comportamento sperimentale, per le pile duttili, mentre presenta notevoli lacune per quelle tozze. Chiaramente, in ambito di assessment la sottostima della resistenza a taglio si traduce in un'errata programmazione della strategia di intervento, che rischia di essere inutile e poco conveniente.



6 APPENDICE B: Evoluzione qualitativa dei quadri fessurativi delle pile P1, P2, P3 e P4.

Pila P1

Fase di spinta

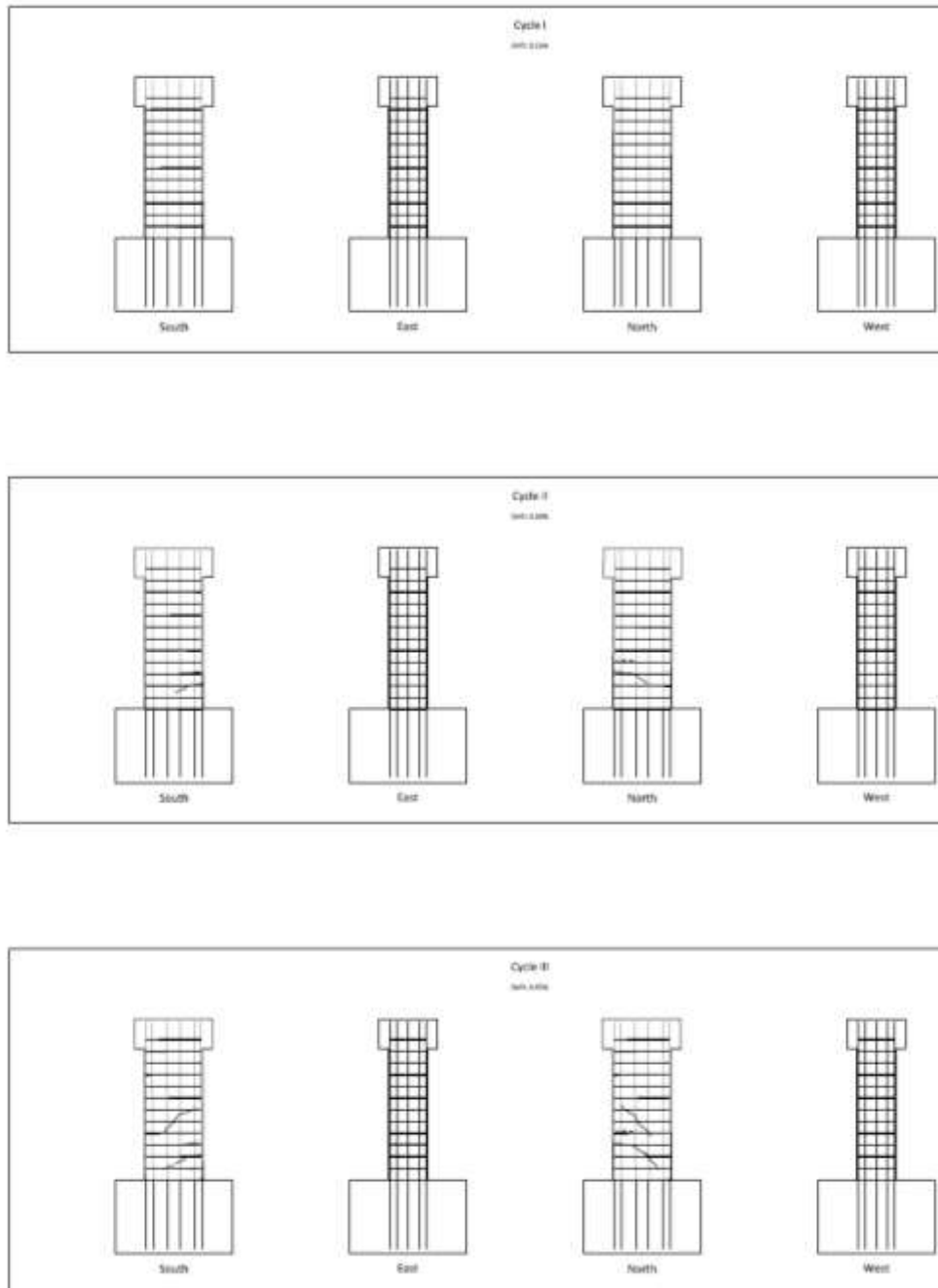


Figura 203: Pila P1 - Cicli I, II e III.

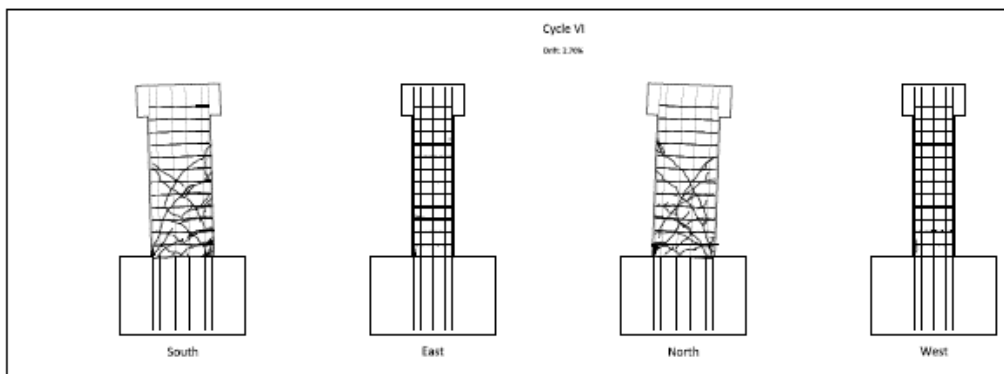
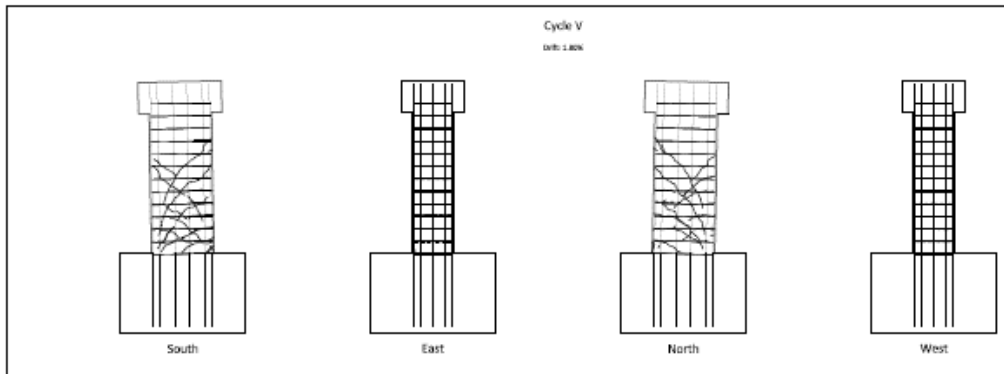
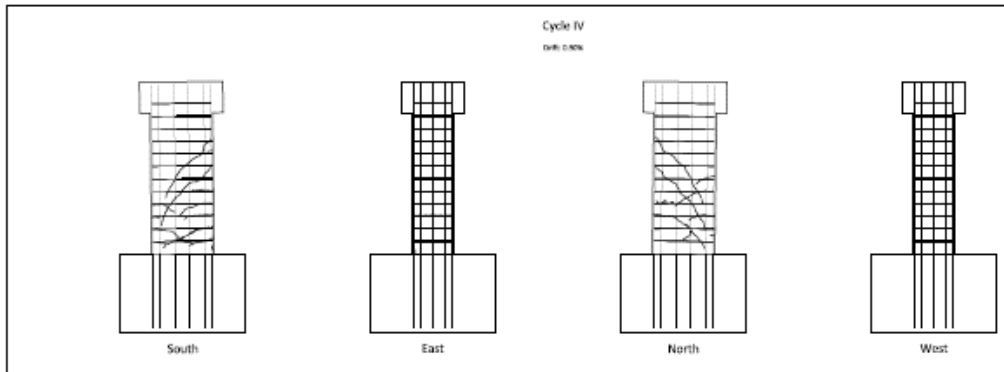


Figura 204: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.

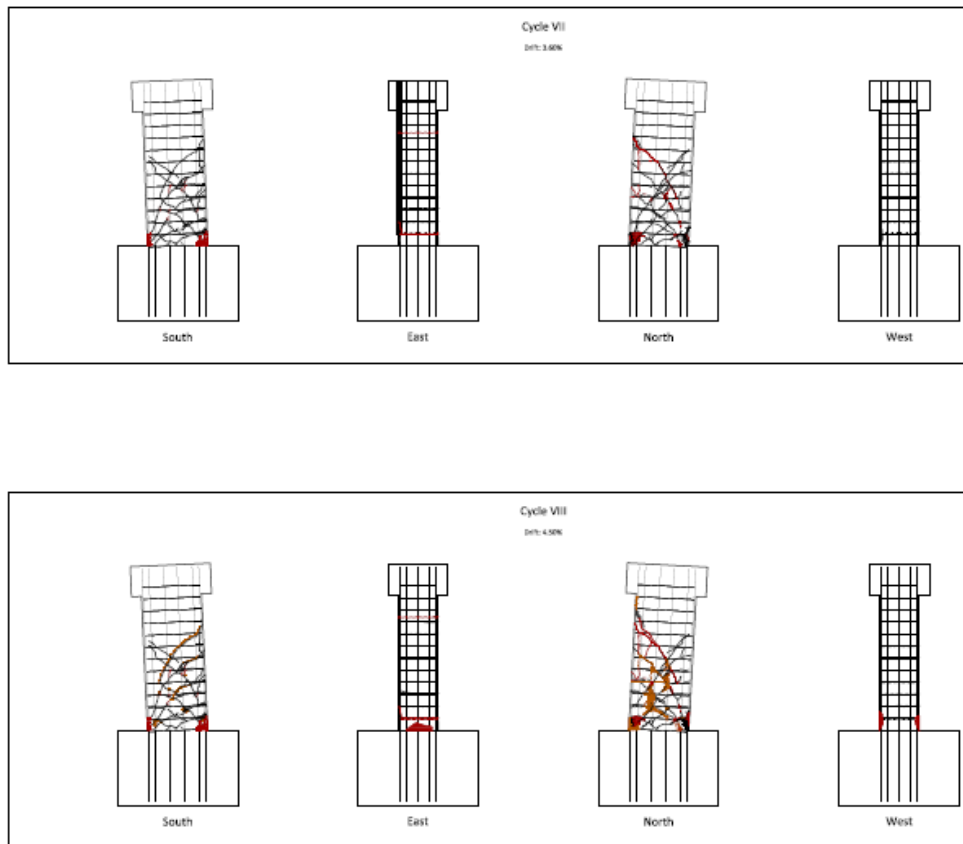
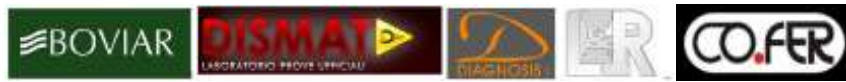


Figura 205: Pila P1 - Cicli VII e VIII.

Pila P1

Fase di tiro

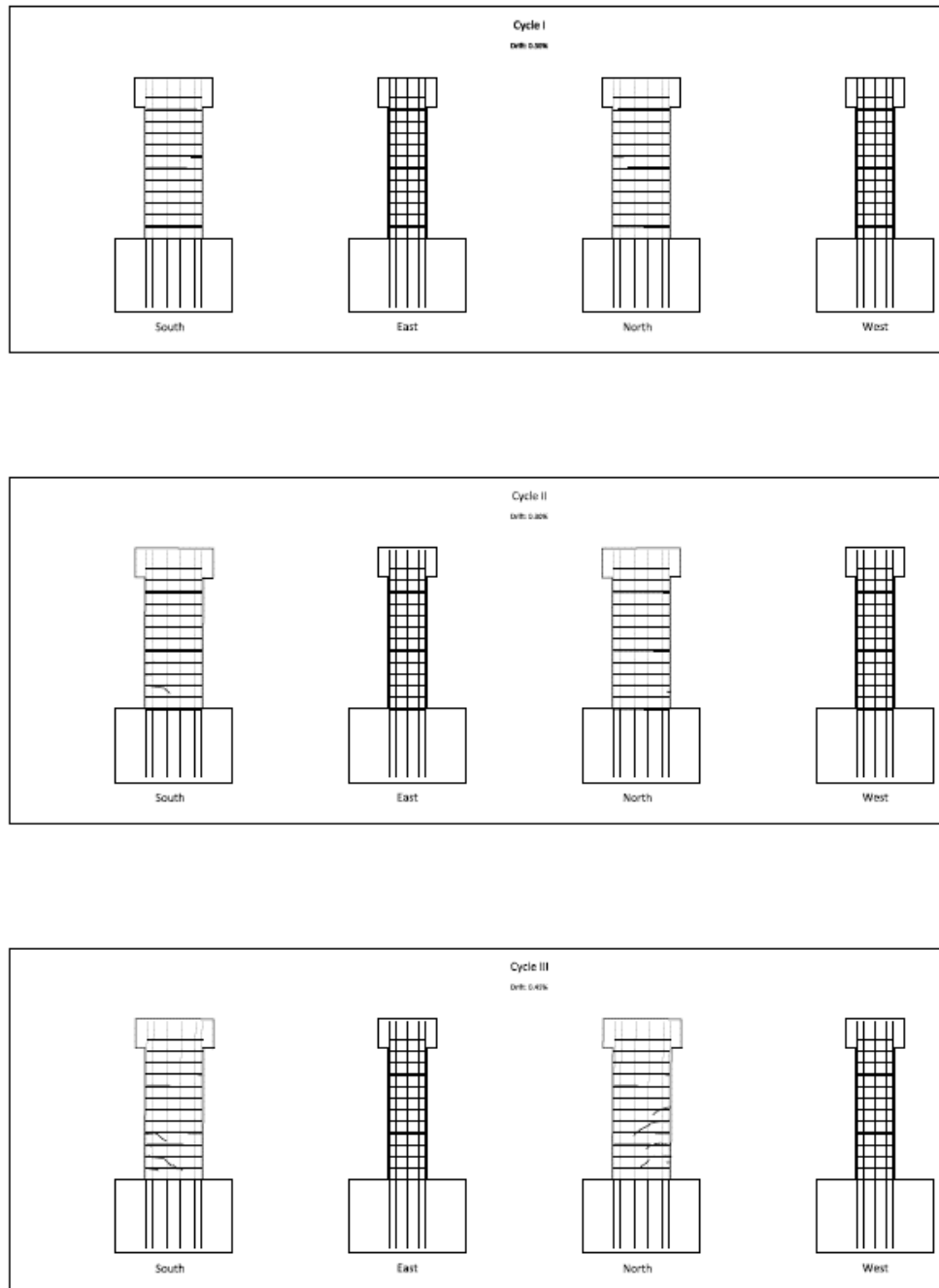


Figura 206: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.

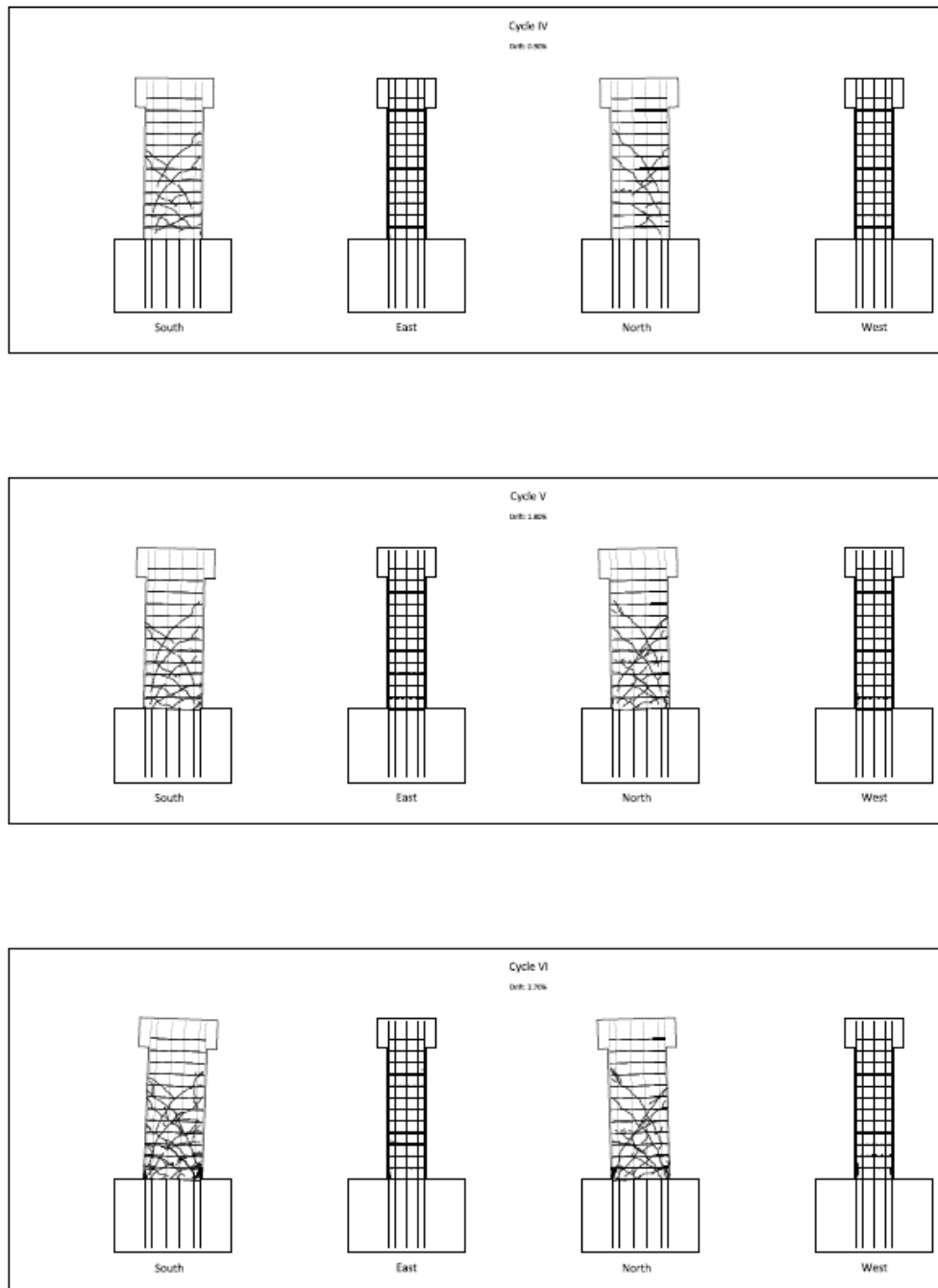


Figura 207: Pila P1 - Cicli IV, V e VI.

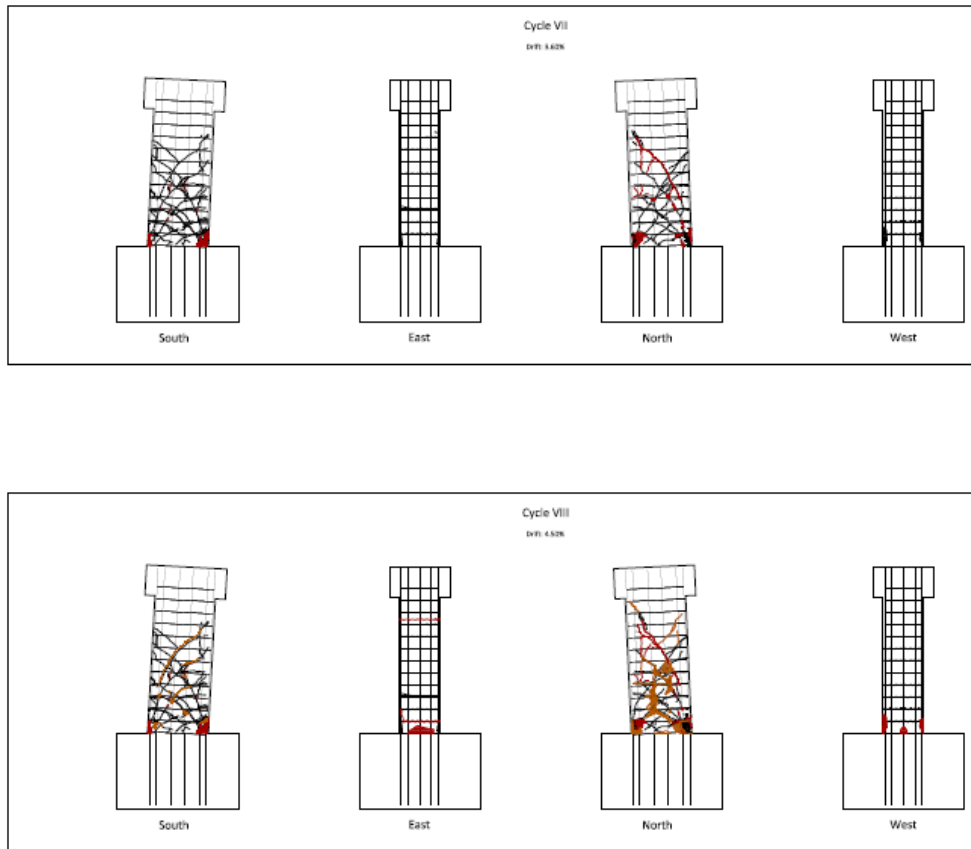


Figura 208: Pila P1 - Cicli VII e VIII.

Pila P2

Fase di spinta

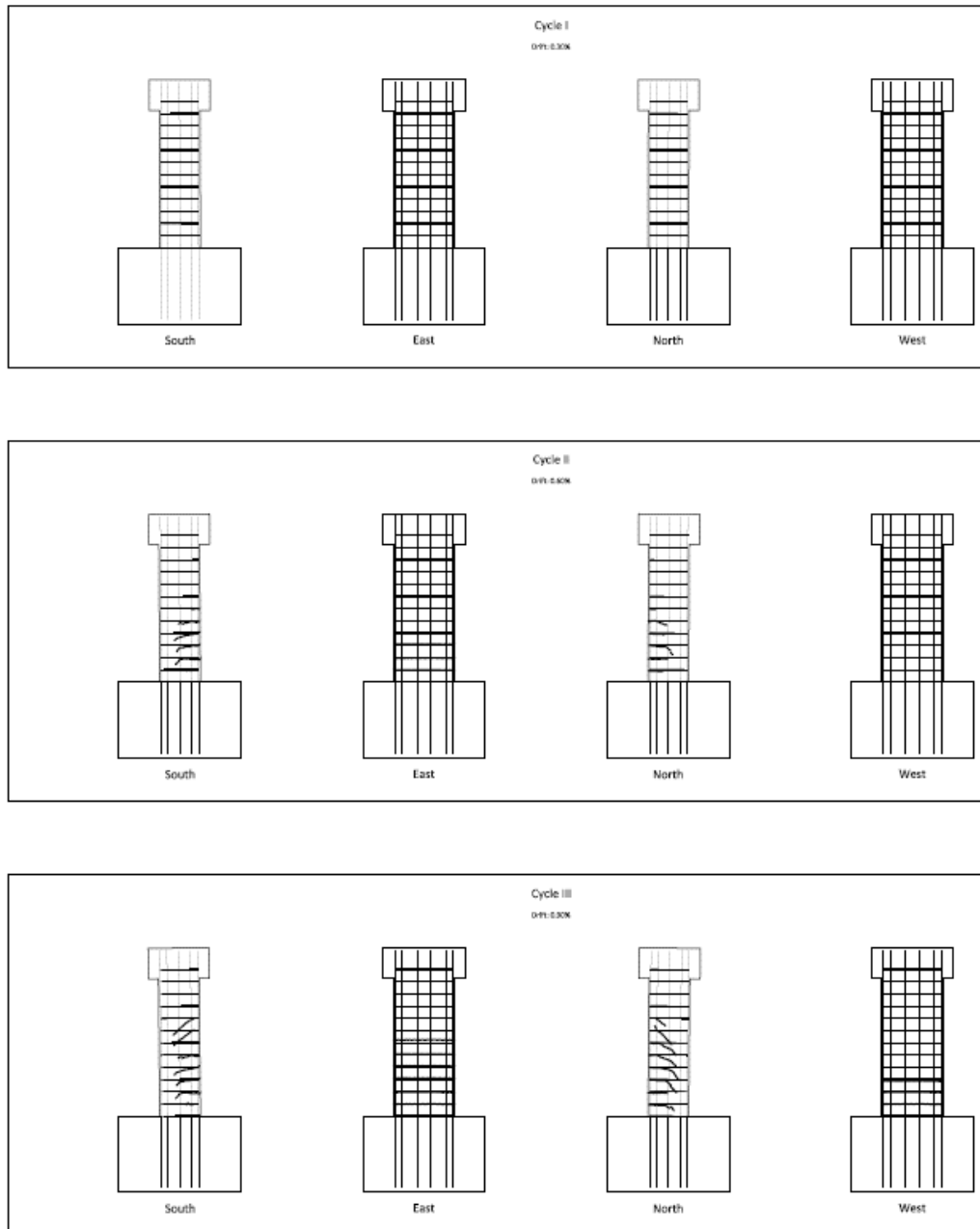


Figura 209: Pila P2 - Cicli I, II e III.

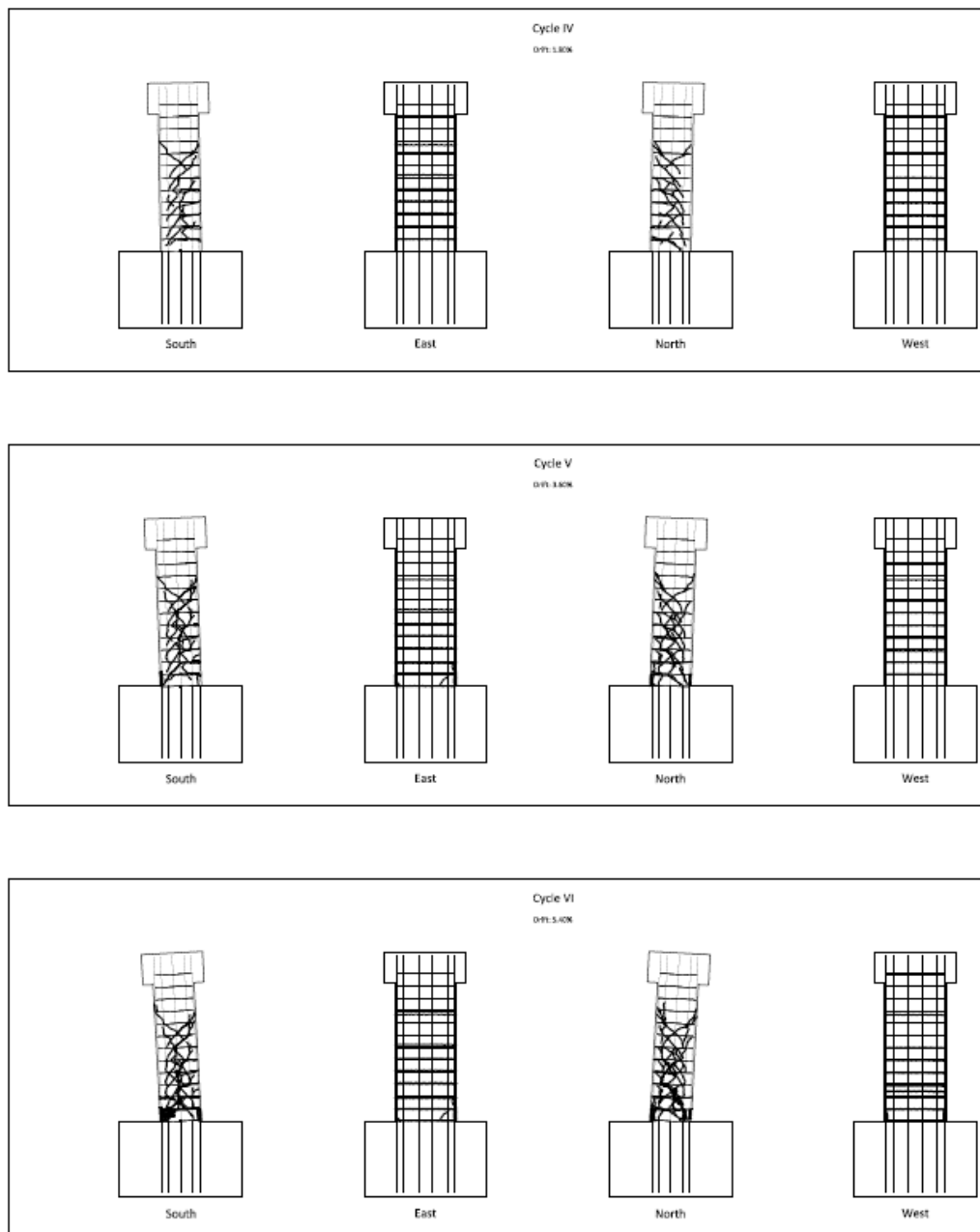


Figura 210: Pila P2 - Cicli IV, V e VI.

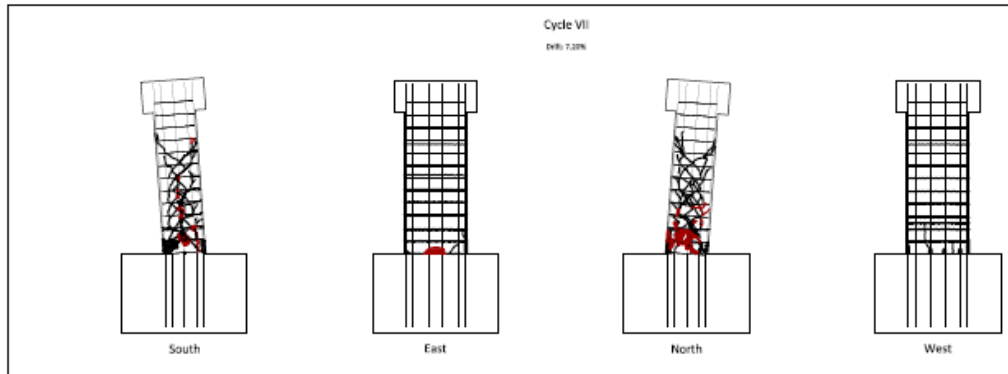


Figura 211: Pila P2 – Ciclo VII

Pila P2

Fase di tiro

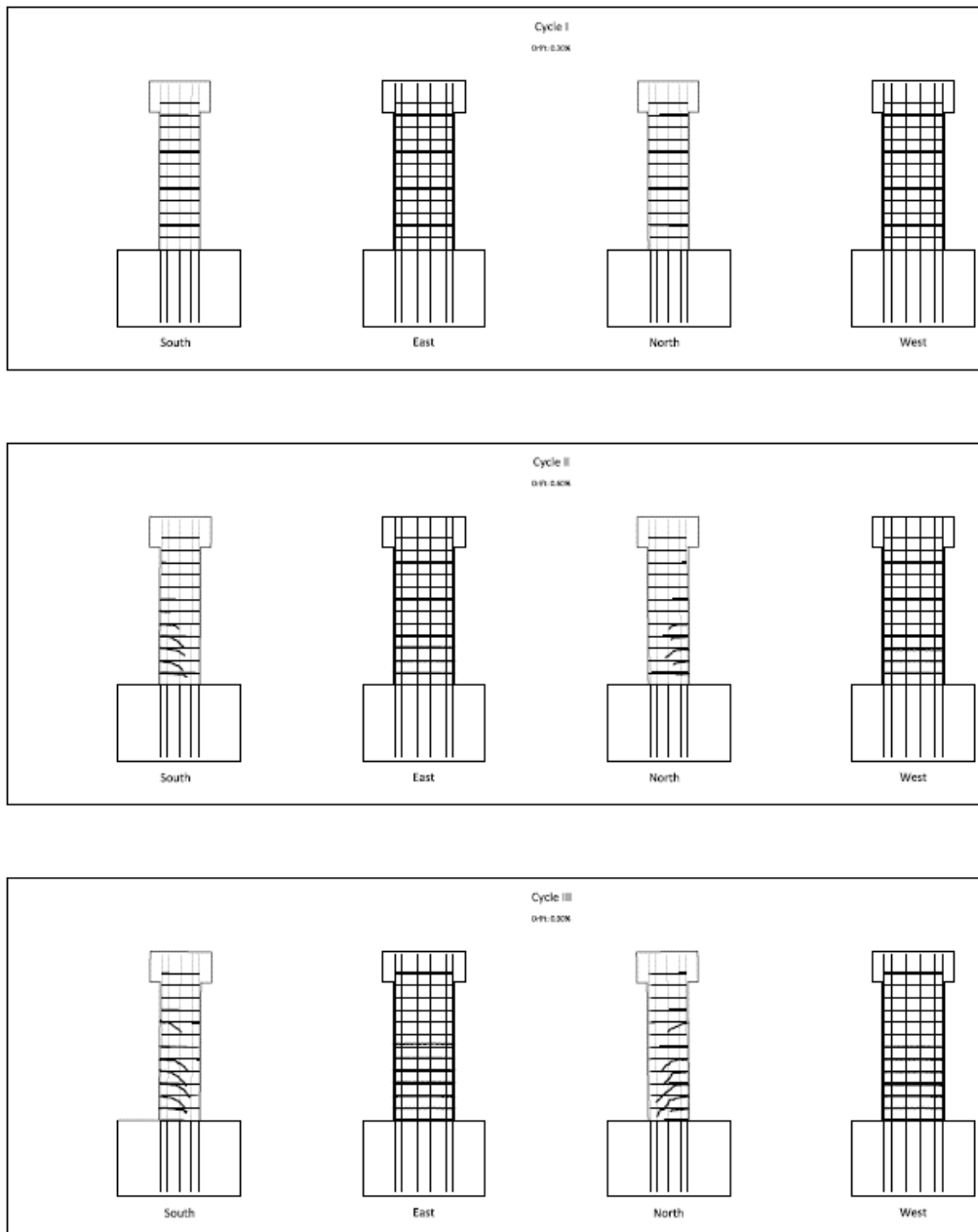


Figura 212: Pila P2 - Cicli I, II e III.

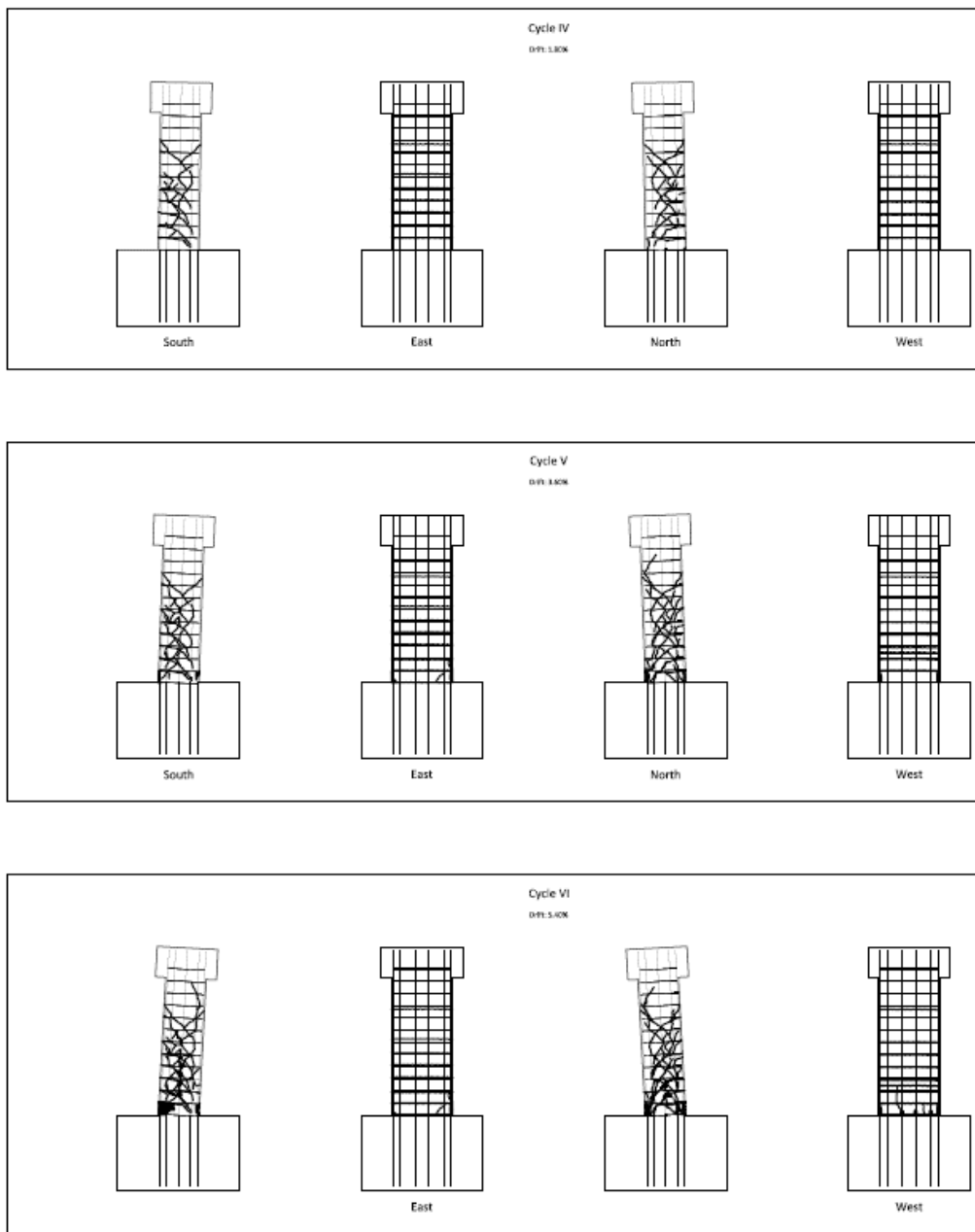


Figura 213: Pila P2 - Cicli IV, V e VI.

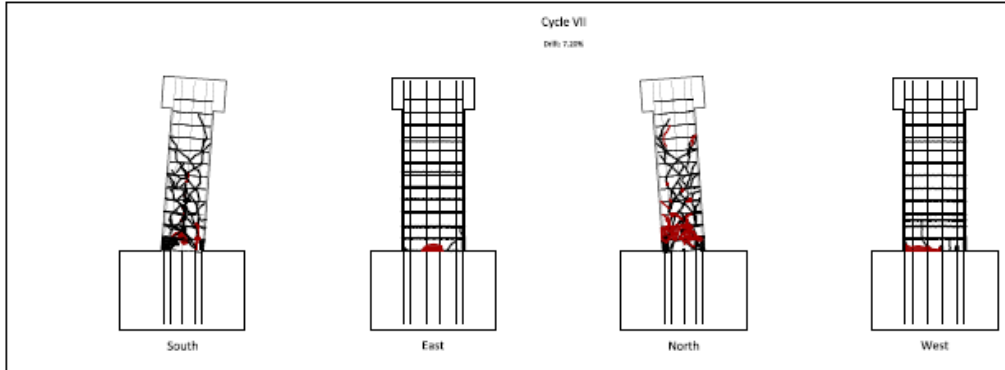


Figura 214: Pila P2 – Ciclo VII

Pila P3

Fase di spinta

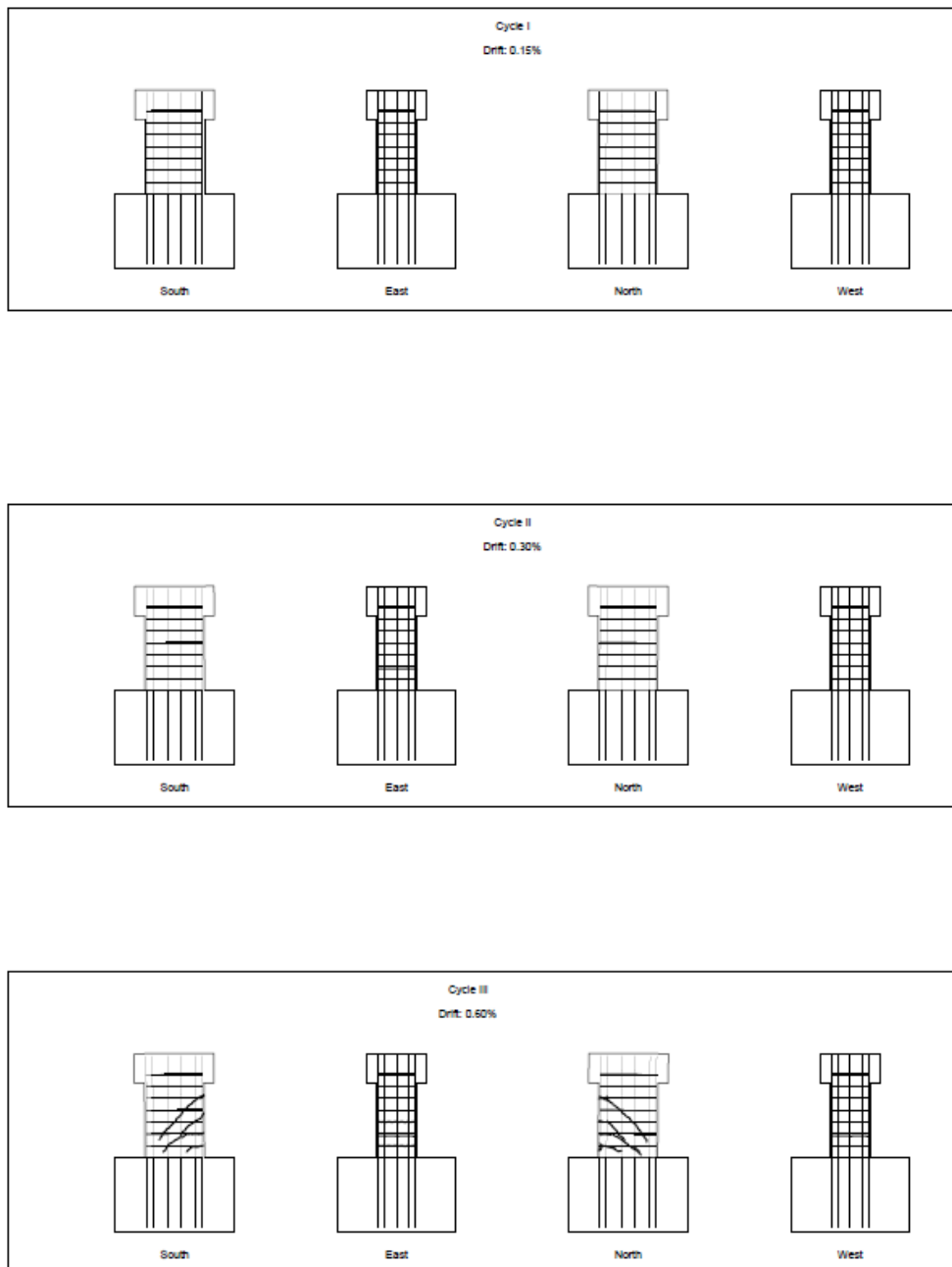


Figura 215: Pila P3 - Cicli I, II e III.

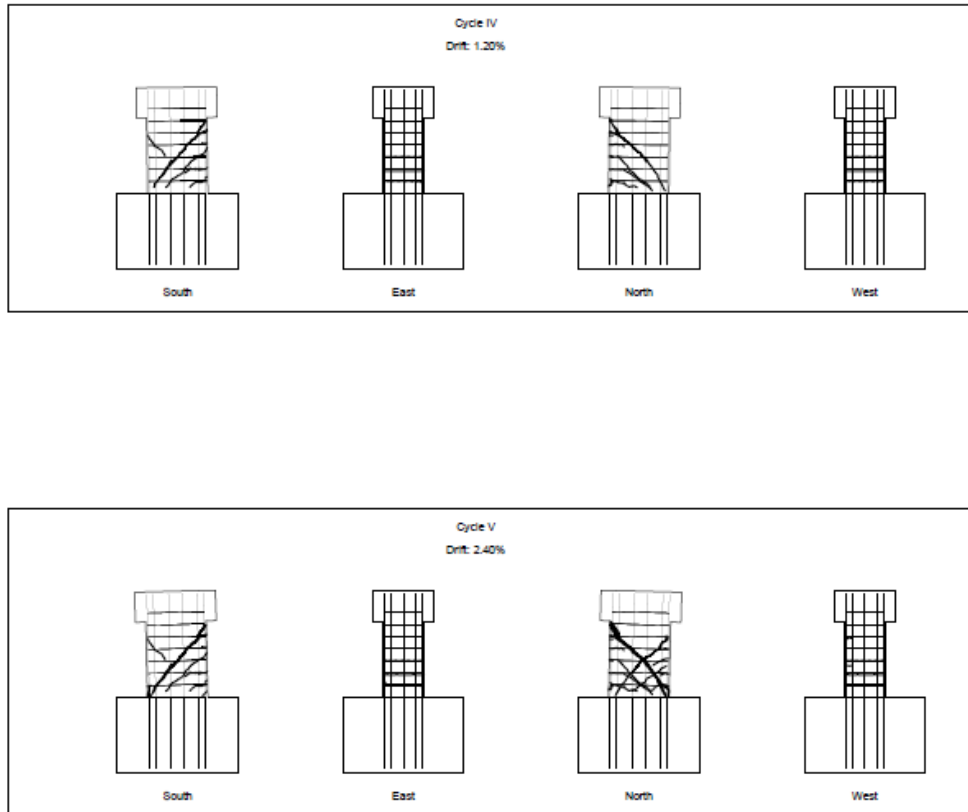
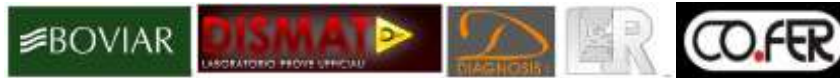


Figura 216: Pila P3 - Cicli IV, V e VI.

Pila P3

Fase di tiro

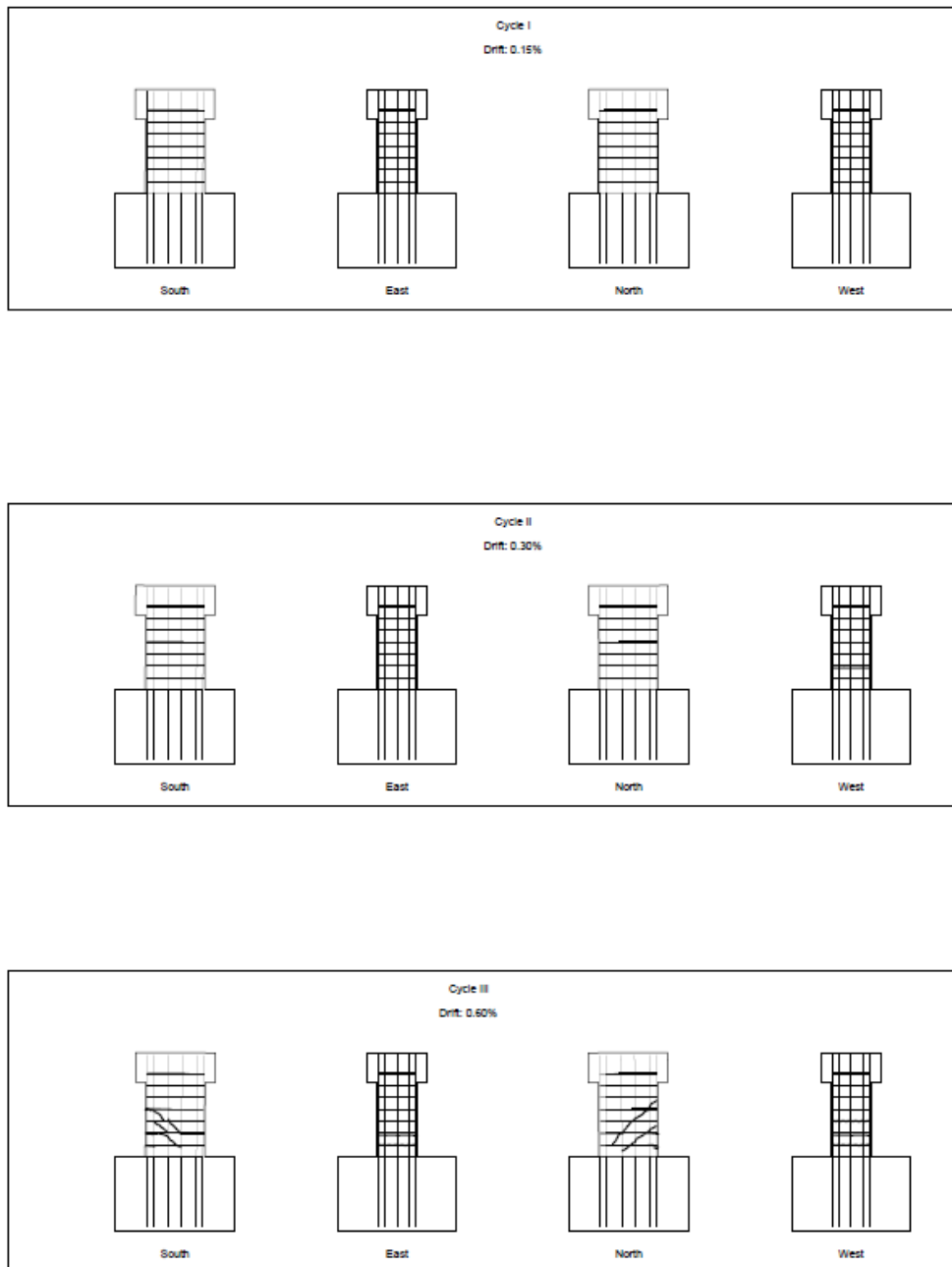


Figura 217: Pila P3 - Cicli I, II e III.

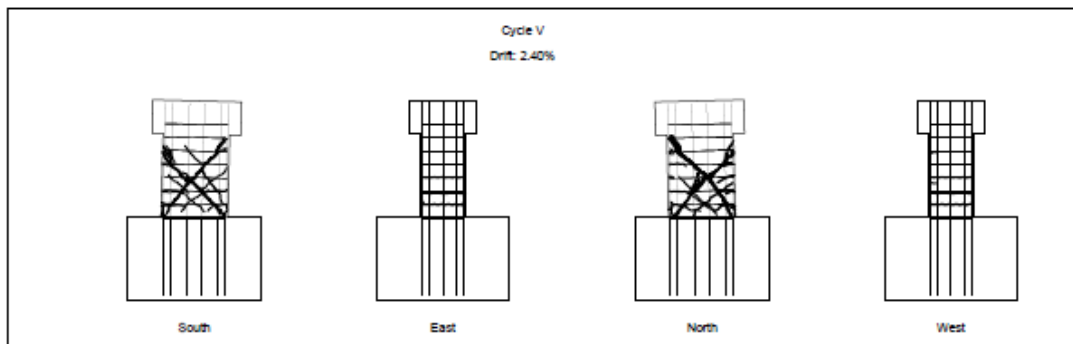
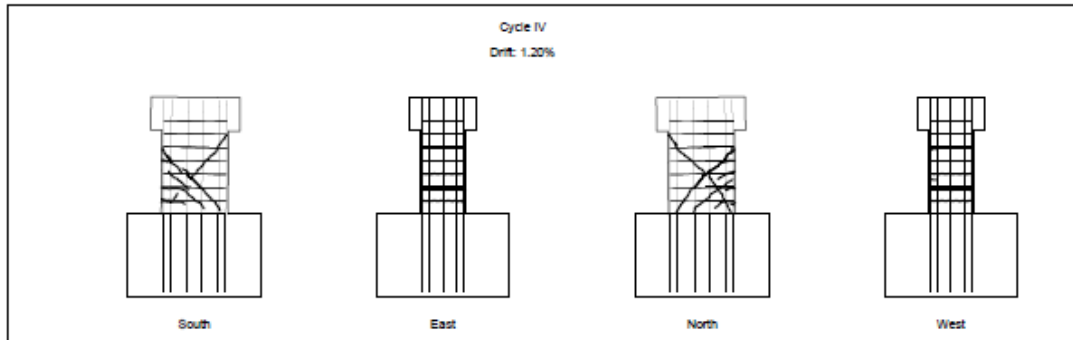


Figura 218: Pila P3 - Cicli IV, V e VI.

Pila P4

Fase di spinta

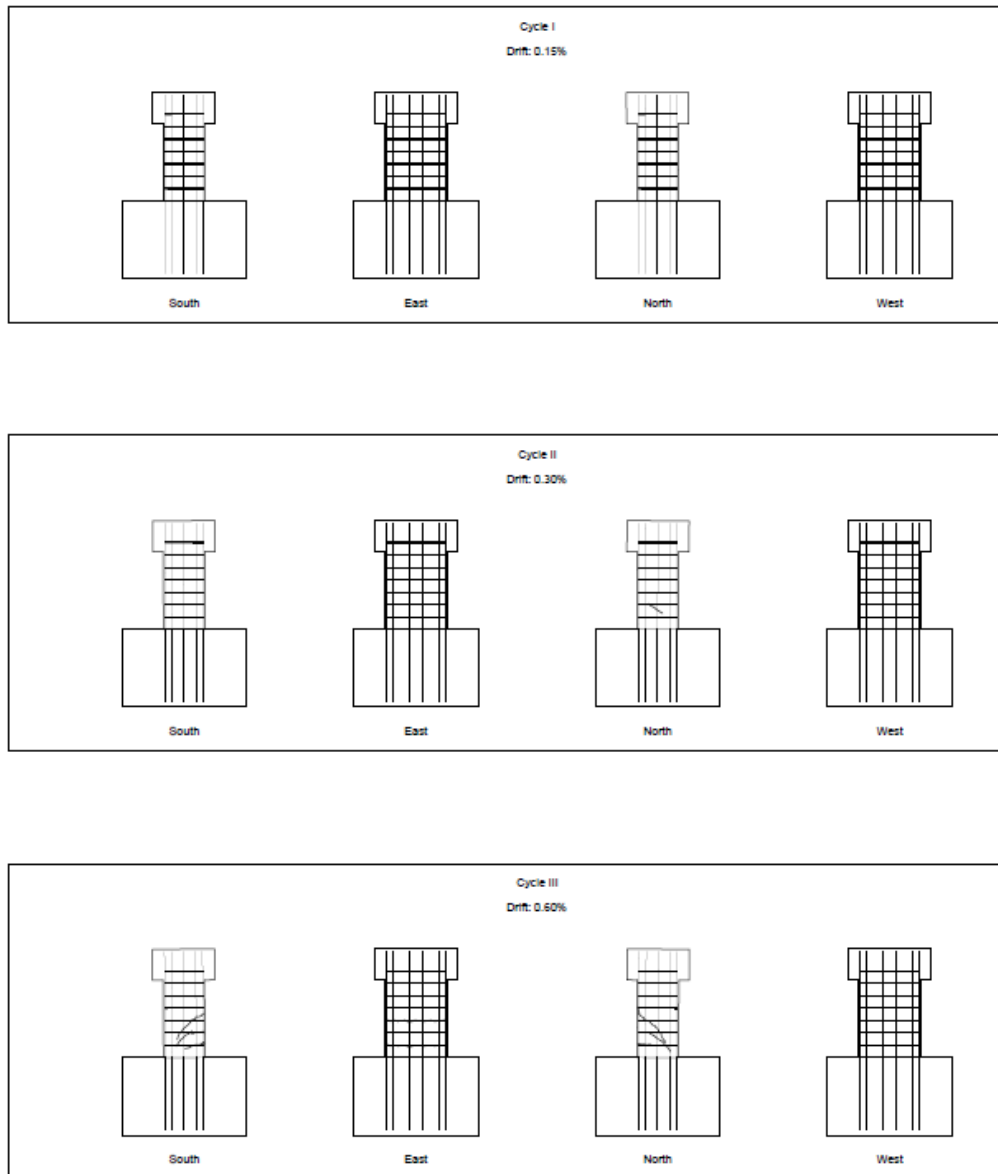


Figura 219: Pila P4 - Cicli I, II e III.

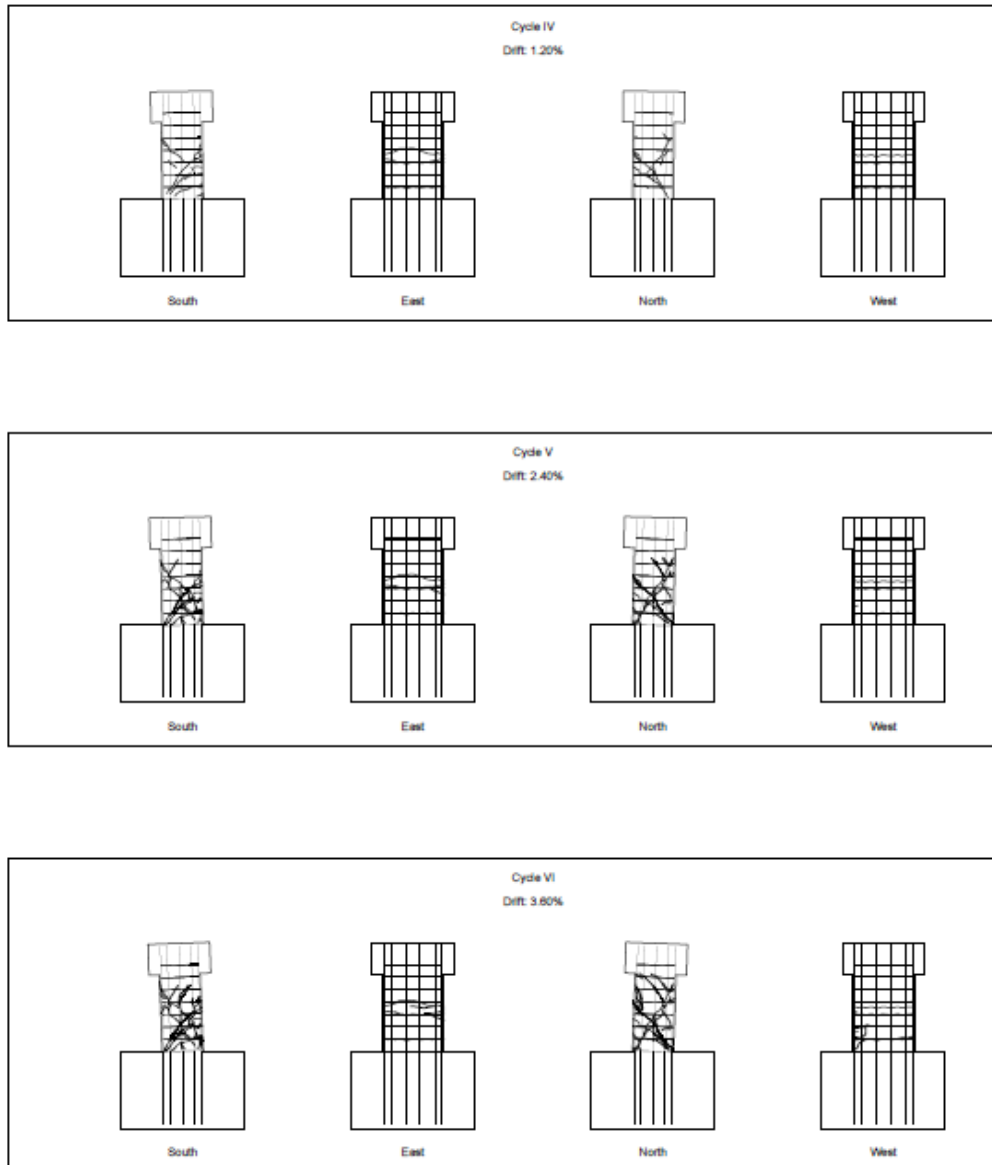


Figura 220: Pila P4 - Cicli IV, V e VI.

Pila P4

Fase di tiro

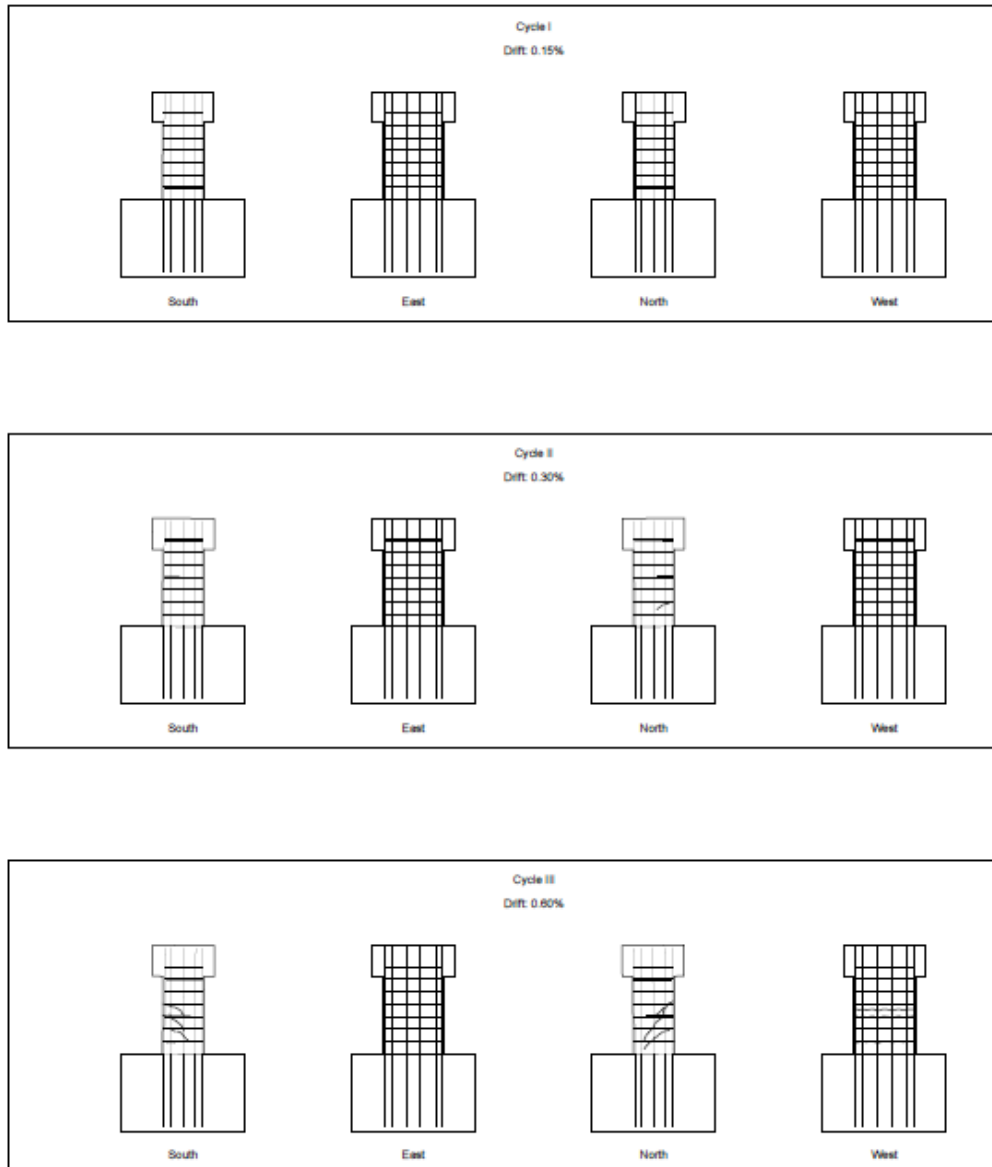


Figura 221: Pila P4 - Cicli I, II e III.

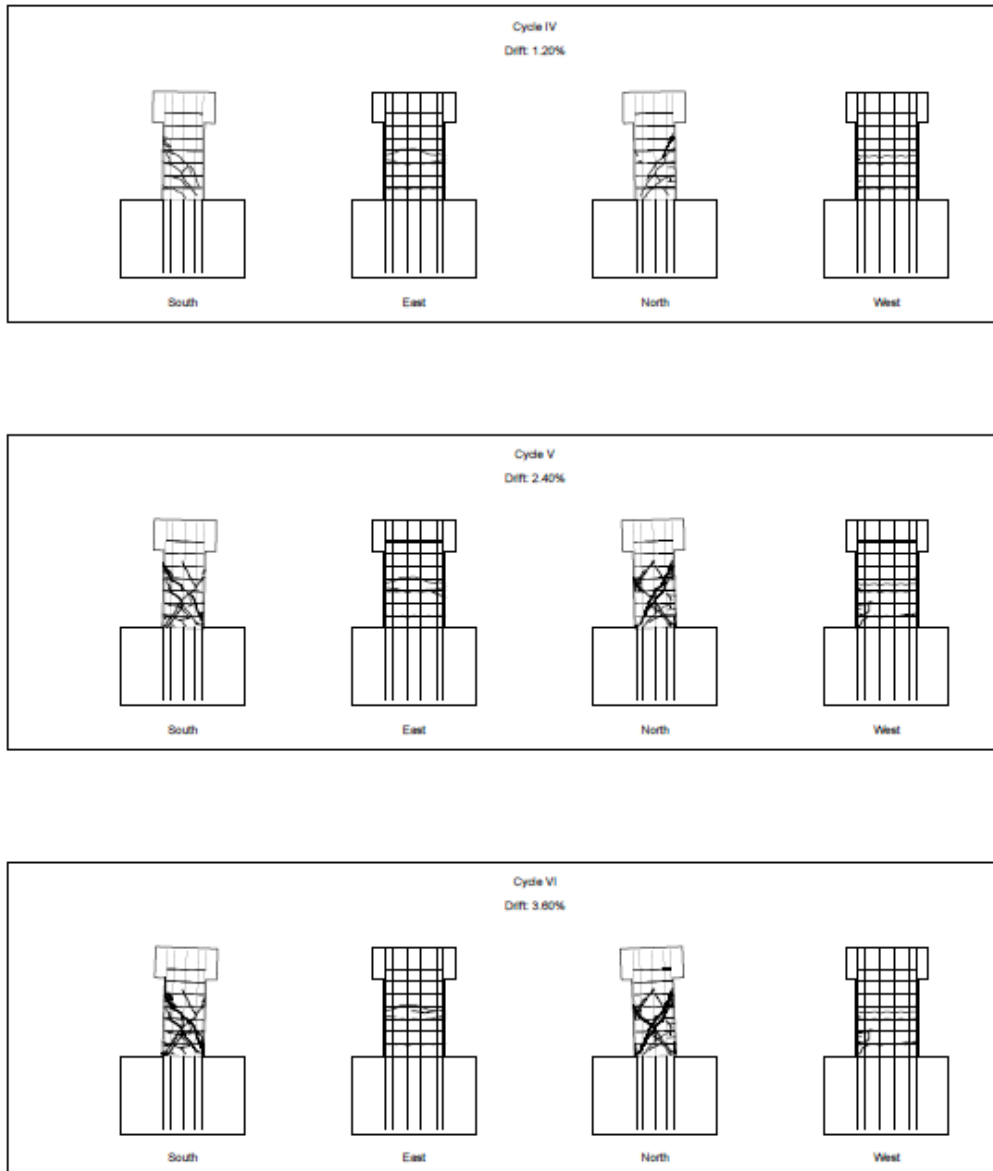
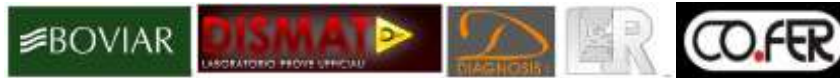


Figura 222: Pila P4 - Cicli IV, V e VI.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Pinto and Mancini, “Seismic assessment and retrofit of existing bridges”; Report Reluis 2005.
- [2] P.E. Pinto et P.Franchin, “Issues in the upgrade of Italian highway structures.”, Jountnal of Earthquake Engineering, 30 September 2010.
- [3] P.E. Pinto, P. Franchin, A. Lupoi “Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti.”. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS Press; 2009.
- [4] T. Isakovic’, L.Bevec et M.Fishinger, “Modeling the Cyclic Flexural and Shear Response of the R. C. Hollow Box Columns of an Existing Viaduct.”, Journal of Earthquake Engineering, 12:7, 1120-1138, DOI: 10.1080/13632460802003587.
- [5] Prestley et al. "Seismic Performance of Hollow Rectangular reinforced concrete piers with highly –confined boundary elements. Phase 1: Flexural test. Phase II Shear test.
- [6] S.Popovics , “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete research.”, Vol.3, pp 583-599, 1973, Pergamon Press.
- [7] ACI. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Detroit, MI 1995.
- [8] du Béton, Federation Internationale. "Seismic bridge design and retrofit—structural solutions." *FIB Bulletin No 39* (2007)
- [9] Report STRIT A1.2.1, "Distribuzione delle proprietà dei ponti a travata"
- [10]M.J.N. Priestley, M. J. Kowalsky, N.Vu, and C.McDaniel, "Comparison of recent shear strenght provisions for circular bridge columns"
- [11]Calvi Gian Michele, et al. "Experimental and numerical studies on the seismic response of RC hollow bridge piers." *Bulletin of Earthquake Engineering* 3.3 (2005): 267-297.
- [12]Calvi, G.M., Pavese, A. and Rasulo, A. (2000) Experimental studies on the response of hollowbridge pier, *Proceedings of the 3rd Japan–UK Seismic Risk Forum Workshop*, London, UK
- [13]Aschheim, M. and Moehle, J.P. (1992) Shear strength and deformability of RC bridge columnssubjected to inelastic cyclic displacements. Rep. No. UCB/EERC-92/04, Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 100 pp.
- [14]Biskinis, Dionysis E., George K. Roupakias, and Michael N. Fardis. "Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements." *ACI Structural Journal* 101.6 (2004).
- [15]FEMA 273 (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- [16]Kowalsky, M.J. and Priestley, M.J.N. (2000) Improved analytical model for shear strengthof circular reinforced concrete columns in seismic regions. *ACI Structural Journal*. 97(3),388–396.



- [17] Park, R. and Paulay, T. (1975) Reinforced Concrete Structures, J. Wiley, New York, 800 pp.
- [18] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. J. Wiley, New York, 744 pp.
- [19] Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y. (1994) Seismic shear strength of reinforced concrete columns. ASCE Journal of Structural Division 120(8), 2310–2329.
- [20] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996) Seismic Design and Retrofit of Reinforced Concrete Bridges. J. Wiley, New York, 686 pp.
- [21] Aschheim e Mohele J.P. (1992) Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic cyclic displacements. Rep. No. UCB/EERC-92/04, Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 100 pp.
- [22] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi e M.J. Kowalsky “Displacement-based seismic design of structures” IUSS Press, Pavia, Italy, ISBN: 88-6198-000-6
- [23] A.V. Pinto, J. Molina et G. Tsionis “Cyclic tests on large-scale models of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section”. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2003; 32:1995–2012.
- [24] P. Delgado, N. Vila-Pouca et al. “Experimental cyclic behavior of hollow-section bridge piers with different transverse reinforcement details.” The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [25] P. Delgado, N. Vila-Pouca et al. “Seismic retrofit of rc hollow section piers with shear failure.” The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [26] EN1991-2:2003, Eurocode 1: “Actions on structures-Part 2: Traffic loads on bridges.”
- [27] EN 1998-2:200X, Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges”
- [28] EN 1992-1-2 Eurocode 2: “Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.”
- [29] EN 1998-3 Eurocode 8: “ Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”
- [30] De . Biskinis, Gk Roupakias, Mn Fardis. Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement. ACI Struct 2004;101(6):773–83.
- [31] M.J. Priestley, F: Seible, G.M. Calvi , “Seismic design and retrofit of bridges.” Wiley Interscience Publication, 1996.
- [32] OpenSeesJP [2003] Strength-deteriorating Takeda model for OpenSees. Available from
URL: <http://kitten.ace.nitech.ac.jp/opensees/index.php?Independent%20buildup>



- [33]Fischinger, M., Isakovic', T., Fajfar, P., Zevnik, J., Dols'ek, M., Lapajne, J., S'ket Motnikar, B., and Poljak, M. [2006] "Experimental and analytical study of the seismic vulnerability and seismic strengthening of viaduct Ravbarkomanda and other similar viaducts: analytical part." (in Slovenian). Report. University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering.
- [34]H. Sezen, "Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns." PhD dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley; 2002.
- [35]Y.-K. Yeh; Y. L. Mo; and C. Y. Yang. "Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns" 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:1(60).
- [36]Kent, D. C., and Park, R. (1971). "Flexural members with confined concrete." *J. Struct. Div.*, 97(7), 1969–1990.
- [37]Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D. (1982). "Ductility of squareconfined concrete columns." *J. Struct. Div.*, 108(4), 929–950.
- [38]Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S., and Tanaka, S. (1980). "Astress-strain model of confined concrete." *Proc., JCA Cement and Concrete*, Japan Cement Association, Tokyo, Vol. 34, 429–432 (in Japanese).
- [39]Muguruma, H., Watanabe, S., Tanaka, S., Sakurai, K., and Nakaruma, E. (1978). "A study on the improvement of bending ultimate strain of concrete." *J. Struct. Eng. (Tokyo)*, 24, 109–116 (in Japanese).
- [40]Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M. (1980). "Strength and ductility of tied concrete columns." *J. Struct. Div.*, 106(5), 1079–1102.
- [41]Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M. (1982). "Analytical model for concrete confinement in tied columns." *J. Struct. Div.*, 108(12), 2703–2722.
- [42]Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988a). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.
- [43]Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988b). "Observed stressstrain behavior of confined concrete." *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1827–1849.
- [44]Fujii, M., Kobayashi, K., Miyagawa, T., Inoue, S., and Matsumoto, T.(1988). "A study on the application of a stress-strain relation of confined concrete." *Proc., JCA Cement and Concrete*, Japan Cement Association, Tokyo, Vol. 42, 311–314 (in Japanese).
- [45]Saatcioglu, M., and Razvi, S. R. (1992). "Strength and ductility of confined concrete." *J. Struct. Eng.*, 118(6), 1590–1607.
- [46]Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W. (1997). "Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers." *J. Struct. Eng.*, 123(5), 624–633.
- [47]Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. ~1983!. "Behavior of ductile hollow reinforced concrete columns." *Bull. New Zealand Nat.Soc. Earthquake Eng.*, 16(4), 273–290.
- [48]Mander, J. B., Panthaki, F. D., and Kasalanati, A. (1994). "Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel." *J. Environ. Eng.*, 6(4), 453–468.
- [49]Monti, G., and Nuti, C. (1992). "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling." *J. Struct. Eng.*, 118(12), 3268–3284.

- [50]Mo, Y. L. (1994). *Dynamic behavior of concrete structures*, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 214–218.
- [51]American Concrete Institute ~ACI!. ~1995!. “Building code requirements for structural concrete (*ACI 318-95*) and commentary (*ACI 318R-95*).” Detroit.
- [52]Zahn, F. A., Park, R., and Priestley, M. J. N. (1990). “Flexural strength and ductility of circular hollow reinforced concrete columns without confinement on inside face.” *ACI Struct. J.*, 87(2), 156–166.
- [53]ASCE-ACI Joint Task Committee 426. (1973). "Shear strength of reinforced concrete members." *J. Struct. Engng.*, ASCE, 99(6), 1091-1187.
- [54]Ranzo, G. and Priestley, M.J.N. (2000) Seismic performance of large RC circular hollow columns, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand [on CD, Paper No. 0250].
- [55]Sezen, H. and Moehle, J.P. (2004), “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” *J. Struct. Eng.*, 130(11), 1692-1703.
- [56]Zahn, F.A., Park, R. and Priestley, M.J.N., (1990) “ Flexural Strength and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete column without Confinement on Inside Face”, *ACI Structural Journal*, March-April 1990
- [57]Whittaker, D., Park, R., Carr, A.J., (1987) “Experimental Tests on hollow Circular Concrete Columns for Use in Offshore Concrete Platforms” , Proceedings of the 3rd Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1987.
- [58]Mander, John B., Michael JN Priestley, and R. Park. "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of structural engineering* 114.8 (1988): 1804-1826.
- [59]Applied Technology Council “Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges.” Report No. FHWA/IR-83/007 e ATC -6-2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Dicembre 1983.
- [60]Japan Road Association “Japanese Design Specification of Highway Bridge” 1996.
- [61]NZ, Transport Agency “Bridge Manual” Manual number: SP/M/022, Settembre 2014.
- [62]EN 1992-1-2 Eurocode 2: “Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.”
- [63]G.M. Calvi, et al. "Experimental and numerical studies on the seismic response of RC hollow bridge piers." *Bulletin of Earthquake Engineering* 3.3 (2005): 267-297.
- [64]De . Biskinis, Gk Roupakias, Mn Fardis. “Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement.” *ACI Struct* 2004;101(6):773–83.
- [65]Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”; 20 marzo 2003, GU n°72, 8 maggio 2003.

- [66]Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. “Nuove tecniche per le costruzioni.” G.U. n. 29 del 4/2/2008.
- [67]CS.LL.PP. Circolare 617, 2009. “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, G. U. n°47, 2/2/2009.
- [68]“Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.”Progetto DPC-Reluis 2005-2008. Linea 3: Valutazione e riduzione del rischio sismico dei ponti esistenti.
- [69]Ang Beng Ghee, M. J. N. Priestley, and T. Paulay “Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns” Structural Journal, vol.n°86, 1989.
- [70]M. J. Nigel Priestley, Frieder Seible, Yan Xiao, and Ravindra Verma “Considerations and Test Design Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength-Part 1: Theoretical”, Structural Journal, vol. n°1, 1994.
- [71]MJN Priestley, G Benzoni “Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios” Structural Journal, vol. n°93, 1996.
- [72]P.E. Pinto, P. Franchin, A. Lupoi “Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti.”. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS Press; 2009.
- [73]Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precomprese per le strutture metalliche.”; GU 5 febbraio 1996, n°29 – suppl.
- [74]Fardis, M. N. "LESSLOSS–Risk mitigation for earthquakes and landslides. “Guidelines for displacement-based design of buildings and bridges”, Report n 5/2007." (2007).
- [75]Panagiotakos, Telemachos B., and Michael N. Fardis. "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate." ACI Structural Journal 98.2 (2001).
- [76]NZS 3101 "Concrete structures standard: Part 1-The Design of concrete structures". Standards New Zelands.
- [77]Computer and Structures, Inc. (CSI) (2015) SAP2000 v17.3.0 Ultimate Structural Analysis Program, Berkeley, C.A.
- [78]"Seismic retrofitting Manual of Highway Structures: Part 1- Bridges", Publication no FHWA-HRT-06-32, January 2006.