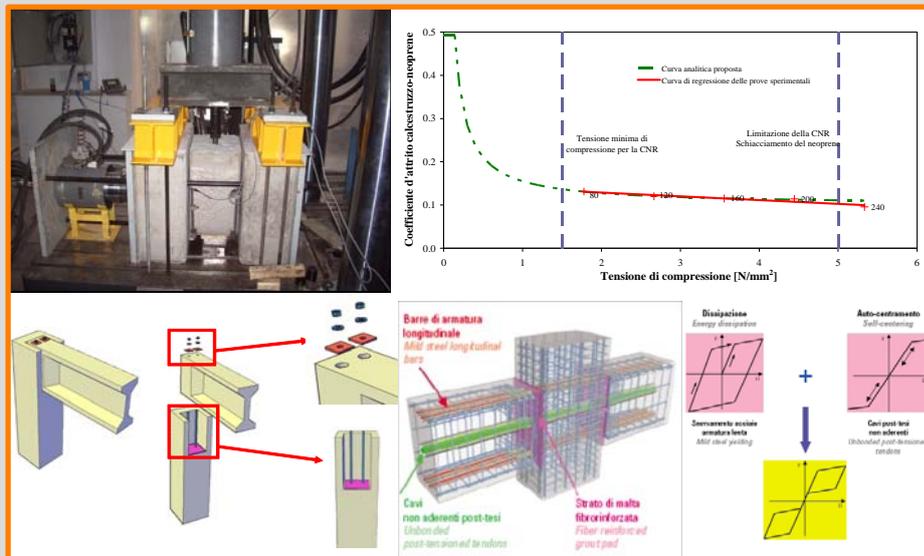




Università degli Studi di Napoli Federico II

# Comportamento Sismico dei Collegamenti nelle Strutture Prefabbricate

*Vittorio Capozzi*



Dottorato di Ricerca in RISCHIO SISMICO



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II**  
**DIPARTIMENTO DI SCIENZE FISICHE**



***Vittorio CAPOZZI***

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli  
Federico II*

**TESI DI DOTTORATO  
IN RISCHIO SISMICO (XXII° CICLO)**

**COMPORTAMENTO SISMICO DEI  
COLLEGAMENTI NELLE STRUTTURE  
PREFABBRICATE**

*Tutor*  
***Prof. Ing. Edoardo Cosenza***

*Referente*  
***Ing. Gennaro Magliulo***

*Coordinatore dottorato*  
***Prof. Aldo Zollo***

*Referente*  
***Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino***



## RINGRAZIAMENTI

Desidero innanzitutto ringraziare, il mio maestro e amico, l'Ing Gennaro Magliulo, *“per tutto ciò che mi ha fatto capire ed apprendere nell'ambito dell'Ingegneria delle Strutture e la cui professionalità ed umanità saranno sempre per me di riferimento”*.

Sono molto onorato e grato ai Professori Ramasco, Manfredi e Fabbrocino per avermi dato la possibilità di affiancare il mio nome ai loro così prestigiosi in pubblicazioni ed in tesi.

Desidero rivolgere un ringraziamento speciale al Preside Cosenza che, pur preso dai suoi vari impegni scientifici ed istituzionali, mi ha dato la possibilità di fare il dottorato e mi ha fatto da tutor.

Non posso non rivolgere un pensiero affettuoso agli “Arancioni” ed ai “Blu” con cui ho condiviso questa esperienza indimenticabile e a cui mi lega una profonda amicizia.

Ringrazio ASSOBETON per aver creduto nelle mie capacità assegnandomi i fondi necessari all'espletamento delle prove e degli studi da me compiuti in questi tre anni.

Non posso dimenticare naturalmente la mia famiglia e i miei amici che, come già ho scritto in occasione della tesi di laurea, sono *“quelle persone che in questi anni mi hanno sostenuto e aiutato per il conseguimento di questo importante traguardo di vita”*.

Il maggiore ringraziamento va alla mia vera forza, il mio amore Claudinha, che in questi tre anni, pur vivendo tanto lontana da me, mi è stata sempre vicina e mi ha aiutato con il suo amore e la sua dolcezza a superare i miei limiti e gli ostacoli della vita.

A tutti voi va il mio GRAZIE MILLE DI CUORE.

Vittorio



# INDICE

<b>ESTRATTO .....</b>	<b>17</b>
<b>CAPITOLO 1: Tipologie costruttive e schemi strutturali.....</b>	<b>23</b>
1.1 Evoluzione storica .....	23
1.2 Edifici industriali: aspetti generali e tipologie costruttive .....	24
1.3 Capannoni.....	28
1.3.1 Costruzioni ad ossatura portante con pilastri e capriate .....	29
1.3.2 Costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio .....	32
1.3.3 Telai rigidi gettati in un'unica soluzione.....	39
1.4 L'esecuzione costruttiva .....	39
1.5 Travature reticolari .....	48
1.5.1 Travi Vierendeel.....	57
1.6 Strutture ad arco.....	62
<b>CAPITOLO 2: I collegamenti nelle strutture prefabbricate.....</b>	<b>69</b>
2.1 Collegamento tra elementi di solaio .....	71
2.1.1 Impalcati monolitici con diaframma rigido .....	71
2.1.2 Impalcati continui con diaframma rigido .....	72
2.1.3 Coperture discontinue con diaframma deformabile.....	73
2.1.4 Coperture sconnesse senza diaframma .....	74
2.2 Collegamento solaio-trave .....	75
2.3 Collegamento trave-pilastro.....	81
2.3.1 Unioni articolate .....	81
2.3.2 Unioni semi-articolate e rigide .....	96
2.4 Collegamento pannello-struttura .....	106
2.4.1 Componenti del sistema di fissaggio .....	108
2.4.2 Connessione pannello-elementi strutturali orizzontali .....	110
2.4.3 Connessione pilastro-pannello.....	113

2.4.4	Connessione pannello-pannello.....	114
2.4.5	Sistemi di supporto.....	114
2.4.6	Collegamento pannello-fondazione.....	117
2.5	Collegamento pilastro-fondazione.....	119
2.5.1	Unioni articolate.....	119
2.5.2	Unioni semiarticolate.....	123
2.5.3	Unioni rigide.....	127
2.6	Collegamento pilastro-pilastro.....	133
2.6.1	Unioni articolate.....	134
2.6.2	Unioni semi-articolate e rigide.....	136
2.7	Collegamento trave-trave.....	141
<b>CAPITOLO 3: I collegamenti e la normativa .....</b>		<b>147</b>
3.1	Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 3 Dicembre 1987.....	147
3.2	Decreti Ministeriali dei Lavori Pubblici del 16 Gennaio 1996.....	148
3.3	Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 2003 e successive modifiche.....	148
3.4	Eurocodice 8 parte 1 del Dicembre 2003.....	151
3.5	Norme tecniche per le costruzioni del 14 Settembre 2005.....	153
3.6	Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008 e Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.....	154
3.6.1	Schemi strutturali.....	155
3.6.2	Il capacity design per i telai prefabbricati con collegamenti a cerniera.....	157
3.6.1.1	Il caso del telaio monopiano.....	160
3.6.1.2	Il caso del telaio pluriplano.....	162
3.6.1.3	Progetto dei collegamenti e dei dettagli costruttivi.....	165
3.6.3	Strutture a pilastri isostatici.....	172
3.6.4	Ulteriori disposizioni normative sui collegamenti.....	173
3.7	CNR 10018/99.....	174
3.7.1	Generalità.....	174
3.7.2	Criteri per il progetto degli appoggi elastomerici semplici.....	177
3.8	CNR 10025/84.....	180
3.8.1	Problemi di tensioni di contatto.....	181
3.8.2	Resistenza delle connessioni spinottate.....	185

<b>CAPITOLO 4: Connessione trave-pilastro ad attrito.....</b>	<b>189</b>
4.1 Collegamento trave-pilastro.....	189
4.2 Studio sperimentale .....	194
4.2.1 Prova di durezza .....	194
4.2.2 Prova su piano inclinato .....	196
4.2.3 Test di attrito con superfici caricate anche normalmente: set up di prova iniziale.....	198
4.2.4 Test di attrito con superfici caricate anche normalmente: set up di prova finale.....	200
4.2.4.1 Progetto della prova.....	203
4.3 Risultati sperimentali e discussione.....	204
4.3.1 Risultati dei test di attrito con superfici caricate anche normalmente	204
4.3.2 Confronto tra i risultati ottenuti e i dati estratti dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3 .....	206
4.4 Conclusioni.....	208
<b>CAPITOLO 5: Collegamento trave-pilastro spinottato .....</b>	<b>211</b>
5.1 Introduzione.....	211
5.2 Analisi parametrica della resistenza di progetto delle connessioni spinottate... .....	214
5.3 Prove sperimentali .....	220
5.3.1 Prova a taglio sul collegamento senza soletta collaborante.....	223
5.3.2 Prova a flessione della connessione senza soletta collaborante.....	225
5.3.3 Prova a flessione delle connessione con soletta collaborante.....	226
5.4 Conclusioni.....	227
5.5 Influenza della deformabilità delle connessioni nell'analisi delle strutture prefabbricate (Dotreppe et al. 2006).....	228
5.5.1 Obiettivo della ricerca .....	228
5.5.2 Analisi del comportamento di una connessione spinottata.....	229
5.5.2.1 Descrizione della connessione.....	229
5.5.2.2 Comportamento semi-rigido trasversale della connessione .	230
5.5.2.3 Altre configurazioni della connessione .....	238
5.5.3 Analisi della deformabilità della connessione in strutture tipiche a portale.....	239
5.5.4 Conclusioni.....	243
5.6 Analisi sperimentale di connessioni travi-pilastro con comportamento semi- rigido di strutture prefabbricate (El Debs et al. 2006).....	244
5.6.1 La connessione analizzata.....	245

5.6.2 Programma sperimentale .....	248
5.6.2.1 Caratteristiche dei prototipi.....	248
5.6.2.2 Preparazione dei prototipi .....	249
5.6.2.3 Prove sui prototipi.....	254
5.6.3 Risultati ed analisi .....	255
5.6.3.1 Materiali.....	255
5.6.3.2 Curve momento-rotazione.....	257
5.6.4 Conclusioni.....	259
<b>CAPITOLO 6: Connessioni innovative trave-pilastro .....</b>	<b>261</b>
6.1 Validazioni sperimentali.....	261
6.2 Soluzioni per sistemi a telaio.....	264
6.2.1 Connessione di tipo ibrido.....	264
6.3 Soluzioni per sistemi a muro .....	266
6.4 Elevate prestazioni sismiche .....	268
6.4.1 Sistema a telaio.....	268
6.4.2 Sistema a Muro.....	269
6.5 Metodo progettuale adeguato .....	270
6.6 Analisi e progetto semplificato delle connessioni duttili (Palermo & Pampanin 2008).....	271
6.6.1 Approccio dell'analisi della sezione.....	271
6.6.2 Analisi parametrica.....	273
6.6.3 Metodi di progetto semplificati .....	276
6.6.3.1 Approccio con le tabelle di progetto $v-\mu$ .....	276
6.6.3.2 Approccio approssimato basato sull'equilibrio della sezione .....	277
6.6.4 Conclusioni.....	279
<b>CAPITOLO 7: Conclusioni e sviluppi futuri della ricerca .....</b>	<b>281</b>
<b>Riferimenti bibliografici.....</b>	<b>287</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1. Esempio di copertura di un capannone industriale a più ordini perpendicolari tra loro.....	26
Figura 2. Esempio di posa alternata di travi secondarie ed elementi di copertura. 27	
Figura 3. Esempio di struttura con due soli ordini di elementi.....	28
Figura 4. Schema statico della tipologia con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera. ....	29
Figura 5. Vista capannone con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera (PRE.MER 2009). ....	30
Figura 6. Capannone con trave principale a doppia pendenza (PRE.MER 2009)..	31
Figura 7. Schema capannone con pilastri incastrati alla base e collegamento rigido a flessione della traversa.....	32
Figura 8. Schema statico telaio: (a) ad una cerniera; (b) a tre cerniere. ....	32
Figura 9. Schema statico sistema a “Lambda”. ....	33
Figura 10. Schema capannone con piedritti ad L ed a.....	34
Figura 11. Schema capannone con piedritti a $\lambda$ .....	34
Figura 12. Tipologie dei giunti.....	35
Figura 13. Legami elastici pendolari tra i pannelli di tamponatura e i pilastri.....	36
Figura 14. Esempi di lucernari (RDB 2009). ....	37
Figura 15. Schema statico di capannoni a più navate.....	38
Figura 16. Schema statico capannone a più navate con sistema lambda.....	39
Figura 17. Sezione trapezoidale, a cassone e aV.....	40

Figura 18. Sezioni a T e a I.....	41
Figura 19. Travi con corrente superiore inclinato post-tese (superiormente) e pre-tese (inferiormente) (PRE.MER 2009). .....	43
Figura 20. Pilastri prefabbricati con struttura alleggerita.....	44
Figura 21. Pilastro dotato di forcella in sommità e pluviale interna. ....	45
Figura 22. Elementi prefabbricati con sezione a T, TT ed omega. ....	45
Figura 23. Elementi prefabbricati con sezione a TT ed omega modificata (RDB 2009). .....	46
Figura 24. Accorgimenti per la realizzazione della copertura piana.....	47
Figura 25. Tamponatura con pannelli lisci e nervati (RDB 2009, PRE.MER 2009). .....	48
Figura 26. Travature a correnti paralleli. ....	49
Figura 27. Travature con correnti superiori configurati ad arco (sinistra) o poligonali (destra). .....	50
Figura 28. Travature triangolari. ....	50
Figura 29. Telai reticolari.....	51
Figura 30. Esempio di giunzione delle armature nel corrente teso. ....	52
Figura 31. Esempio di ancoraggio delle armature nei nodi interni e di estremità del corrente teso. ....	52
Figura 32. Traliccio prefabbricato in c.a. (ReLUIS 2008). .....	53
Figura 33. Schema statico di calcolo della travatura reticolare con catena precompressa.....	54
Figura 34. Armature nei nodi della travatura. ....	55
Figura 35. Disposizione dei ferri piegati nelle aste.....	56
Figura 36. Esempi di dispositivi di appoggio delle travature.....	57
Figura 37. Schemi di calcolo da considerare nel calcolo di travi Vierendeel simmetriche e simmetricamente caricate. ....	58
Figura 38. Disposizione armatura in un Vierendeel a tre campi. ....	59
Figura 39. Disposizione degli shed nei capannoni con travate Vierendeel.....	59

Figura 40. Tracciato di precompressione spezzato nella Vierendeel. ....	60
Figura 41. Strutture reticolari giuntate. ....	61
Figura 42. Tecniche di realizzazione di strutture ad arco in officina. ....	63
Figura 43. Arco parabolico reticolare a spinta eliminata. ....	65
Figura 44. Ancoraggio di perimetro della catena. ....	67
Figura 45. Ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo. ....	67
Figura 46. Visione prospettica di un impalcato monolitico con diaframma rigido. ....	72
Figura 47. Connessione puntuale tra elementi di copertura (ASSOBETON 2008). .....	73
Figura 48. Connessione puntuale tra tegole e coppelle (ASSOBETON 2008). ....	74
Figura 49. Copertura con elementi mononervati (ASSOBETON 2008). ....	75
Figura 50. Collegamento elemento principale-secondario con scarpetta metallica (ASSOBETON 2008). ....	76
Figura 51. Vista assonometrica del collegamento elemento principale-secondario con scarpetta metallica (ASSOBETON 2008). ....	77
Figura 52. Collegamento elemento principale-secondario con angolari metallici. ....	77
Figura 53. Collegamento elemento principale-secondario con angolari metallici bloccati alla trave con tasselli (ASSOBETON 2008). ....	78
Figura 54. Collegamento elemento principale-secondario mista (ASSOBETON 2008). ....	79
Figura 55. Collegamento elemento principale-secondario in testa (ASSOBETON 2008). ....	79
Figura 56. Collegamento elemento principale-secondario saldato (ASSOBETON 2008). ....	80
Figura 57. Malta frettata. Figura 58. Cuscinetto in gomma. ....	82
Figura 59. Piatti di acciaio. Figura 60. Piombo fuso. ....	82
Figura 61. Vista esplosa della connessione spinottata. ....	83
Figura 62. Collegamento spinottato maggiormente diffuso in Italia per un nodo intermedio (ASSOBETON 2008). ....	84

Figura 63. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a I (ASSOBETON 2008). .....	84
Figura 64. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a L (ASSOBETON 2008). .....	85
Figura 65. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a H (ASSOBETON 2008). .....	86
Figura 66. Collegamento spinottato realizzato con un barrotto filettato avvitato in una boccola (ASSOBETON 2008). .....	87
Figura 67. Particolare testata della trave (PRE.MER 2009). .....	88
Figura 68. Collegamento con angolari metallici bloccati con tasselli ad espansione (ASSOBETON 2008). .....	89
Figura 69. Collegamento con angolari metallici saldati a piastre bloccate con tirafondi (ASSOBETON 2008). .....	89
Figura 70. Collegamento con angolari metallici saldati a piatti zancati (ASSOBETON 2008). .....	90
Figura 71. Collegamento misto bullonato - saldato (ASSOBETON 2008). .....	91
Figura 72. Collegamento con piastre metalliche contenenti boccole (ASSOBETON 2008). .....	91
Figura 73. Collegamento con spinotti orizzontali in un nodo sommitale (ASSOBETON 2008). .....	92
Figura 74. Collegamento con spinotti orizzontali in un nodo intermedio (ASSOBETON 2008). .....	92
Figura 75. Collegamento trave porta carroponte-pilastro con spinotti orizzontali (PRE.MER 2009). .....	93
Figura 76. Angolare saldato. Figura 77. Angolare bullonato. ....	94
Figura 78. Unione trave-pilastro con biella inclinata. ....	94
Figura 79. Unione trave-pilastro con biella compressa inclinata. ....	95
Figura 80. Unione trave-pilastro con sdoppiamento della trave. ....	95
Figura 81. Unione trave-pilastro con sdoppiamento del pilastro. ....	96
Figura 82. Unione trave-pilastro con 4 spinotti passanti (PRE.MER 2009). ....	97

Figura 83. Unione trave-pilastro con armature saldate. ....	98
Figura 84. Collegamento trave-pilastro con cavi precompressi. ....	99
Figura 85. Collegamento con armature passanti nel pilastro e saldate nella trave. ....	99
Figura 86. Collegamento con mensola di appoggio in acciaio. ....	100
Figura 87. Altre tipologie di collegamento con mensola di appoggio in acciaio (ACI 1995). ....	101
Figura 88. Tipologia con manicotti filettati e piastre saldate ai ferri della trave. ....	102
Figura 89. Tipologia con trave passante e getto di completamento. ....	102
Figura 90. Tipologia con piastre e profilati metallici. ....	103
Figura 91. Collegamento con barre passanti nella trave e nel pilastro. ....	104
Figura 92. Connessione con collegamento del pilastro sfalsata rispetto alla trave. ....	104
Figura 93. Ulteriori esempi di connessioni resistenti a flessione (PCI Handbook 1999). ....	105
Figura 94. Meccanismo di trasmissione degli sforzi dovuti al vento su pannelli orizzontali. ....	106
Figura 95. Meccanismo di trasmissione degli sforzi dovuti al vento su pannelli verticali. ....	107
Figura 96. Tipologie di profili: (a) laminati a caldo; (b) formati a freddo. ....	109
Figura 97. Profili con ancoraggio a zanche e pioli. ....	109
Figura 98. Connettore: vite a testa sagomata. ....	109
Figura 99. Elementi di connessione (piastrine e squadrette di connessione). ....	110
Figura 100. Connessione con piastrina. Figura 101. Connessione con squadretta. ....	111
Figura 102. Connessione con piastrina pannello-elemento strutturale orizzontale (ASSOBETON 2008). ....	112
Figura 103. Connessione con angolare metallico asolato pannello-elemento strutturale orizzontale (ASSOBETON 2008). ....	112
Figura 104. Connessione tramite scatola di sostegno o profilo autozancante. ....	113

Figura 105. Connessione pannello orizzontale con trave e pilastro (ASSOBETON 2008). .....	114
Figura 106. Schema semplificato del dispositivo di supporto. ....	115
Figura 107. Dispositivi di appoggio commerciali (ASSOBETON 2006).....	116
Figura 108. Mensole metalliche per fissaggio pannelli orizzontali (ASSOBETON 2008). .....	116
Figura 109. Collegamento pannello-fondazione con travi reggi pannello (ASSOBETON 2008). .....	117
Figura 110. Collegamento pannello-fondazione con angolare metallico e tassello a testa quadrata (ASSOBETON 2008). .....	118
Figura 111. Collegamento pannello-fondazione con angolare metallico saldato (ASSOBETON 2008). .....	118
Figura 112. Esempio di prefabbricazione parziale (ASSOBETON 2008).....	119
Figura 113. Unione pilastro-fondazione del tipo a cerniera ottenuta mediante incrocio delle armature.....	120
Figura 114. Unione pilastro-fondazione umida del tipo a cerniera.....	121
Figura 115. Unione a secco con perno a taglio e collare di ebanite iterposto. ....	122
Figura 116. Unione a secco di tipo attritivo con perno di centraggio. ....	122
Figura 117. Unione a secco con angolari di acciaio direttamente bullonati al piedritto. ....	123
Figura 118. Connessioni ad umido con ferri curvi.....	124
Figura 119. Connessioni ad umido con barre dritte. ....	124
Figura 120. Collegamento a secco con angolare metallico. ....	125
Figura 121. Collegamento a secco con colletto alla base del pilastro e piastra in acciaio. ....	125
Figura 122. Unione a secco con piastra di acciaio collegata al pilastro.....	126
Figura 123. Plinto a pozzetto con soletta prefabbricata. ....	128
Figura 124. Collegamento con plinto a pozzetto.....	129
Figura 125. Collegamento con plinto a pozzetto e zanche di fissaggio. ....	129

Figura 126. Schema statico di calcolo del plinto a pozzetto. ....	130
Figura 127. Collegamento con piastre di base in acciaio e tirafondi.....	130
Figura 128. Unione con saldatura delle barre di acciaio. ....	131
Figura 129. Unione ad umido con barre dritte di tipo rigido (ASSOBETON 2008). .....	132
Figura 130. Sistema Halfen per il collegamento pilastro-fondazione (Halfen 2004). .....	132
Figura 131. Fasi di montaggio del sistema Halfen (Halfen 2004).....	133
Figura 132. Unione pilastro-pilastro con estremità sagomate. ....	134
Figura 133. Unione pilastro-pilastro con pozzetto nello spessore del solaio. ....	135
Figura 134. Unione pilastro-pilastro con elementi di acciaio fuso.....	135
Figura 135. Unione pilastro-pilastro con ferri passanti sovrapposti.....	136
Figura 136. Unione pilastro-pilastro con scatole metalliche saldate alle armature. .....	137
Figura 137. Unione pilastro-pilastro con piastra di acciaio centrale. ....	138
Figura 138. Unione pilastro-pilastro con ripristino della sezione corrente. ....	138
Figura 139. Unione pilastro-pilastro (a) con barre saldate a spezzoni di profilato; (b) su profili metallici; (c) con tenditori. ....	139
Figura 140. Unione pilastro-pilastro con sovrapposizione delle armature metalliche. ....	140
Figura 141. Unione pilastro-pilastro umida di tipo rigido a completo ripristino di resistenza (ASSOBETON 2008). ....	141
Figura 142. Unione trave-trave con armature saldate. ....	142
Figura 143. Unione trave-trave con bulloni a testa svasata.....	143
Figura 144. Unione trave-trave con piastre annegate e perno in acciaio.....	143
Figura 145. Collegamento trave-trave in appoggio.....	144
Figura 146. Collegamento cables chapeaux. ....	144
Figura 147. Collegamento trave-trave con pilastro a forcilla. ....	145
Figura 148. Collegamento con capriate fissate mediante bulloni.....	145

Figura 149. Telai con unioni di continuità (ASSOBETON 2010). .....	155
Figura 150. Strutture a telaio con collegamenti a cerniera (ASSOBETON 2010). .....	156
Figura 151. Telai isostatici (ASSOBETON 2010). .....	156
Figura 152. Schematizzazione del vincolo. ....	157
Figura 153. Schema di una struttura monopiano (ASSOBETON 2010). .....	160
Figura 154. Schema strutturale di calcolo di un telaio monopiano (ASSOBETON 2010). .....	162
Figura 155. Schema di un telaio pluripiano (ASSOBETON 2010). .....	162
Figura 156. Schema strutturale di calcolo di un telaio pluripiano (ASSOBETON 2010). .....	164
Figura 157. Rapporto momento alla base/momento di prima plasticizzazione (ASSOBETON 2010). .....	166
Figura 158. Collegamento trave – pilastro con spinotti metallici. ....	168
Figura 159. Schema di calcolo per edificio multipiano (ASSOBETON 2010). ..	170
Figura 160. Collegamento tipo tegolo-trave. ....	171
Figura 161. (a) Appoggio elastomerico semplice; (b) appoggio elastomerico armato. .....	175
Figura 162. Appoggio a disco elastomerico confinato. ....	176
Figura 163. Appoggio elastomerico con superficie di scorrimento in PTFE. ....	176
Figura 164. Appoggio elastomerico. ....	178
Figura 165. Problemi di tensioni di contatto. ....	182
Figura 166. Diffusione delle tensioni. ....	184
Figura 167. Geometria dell'appoggio. ....	185
Figura 168. (a) Connessione spinottata senza confinamento; (b) con confinamento. .....	186
Figura 169. Connessione trave-pilastro spinottata. ....	187
Figura 170. Variazione della forza di attrito al variare dello sforzo normale (PCI 1999). .....	192

Figura 171. Prova di durezza: (a) durometro; (b) punzone. ....	195
Figura 172. Risultato della prova di durezza per il neoprene e la gomma. ....	195
Figura 173. Set up della prova su piano inclinato. ....	197
Figura 174. Set up di prova iniziale con sforzo normale. ....	199
Figura 175. Spostamento relativo tra le basette di neoprene e la piastra di spinta centrale. ....	201
Figura 176. Boccola filettata e armatura del blocco centrale di calcestruzzo. ....	201
Figura 177. Set up di prova finale con sforzo normale. ....	202
Figura 178. Confronto tra la curva di regressione e quelle estratte dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3. ....	206
Figura 179. Confronto tra la curva di regressione e quelle estratte dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3. ....	207
Figura 180. Diagramma proposto del coefficiente d'attrito. ....	208
Figura 181. Schema di connessione spinottata. ....	213
Figura 182. Eccentricità nelle connessioni spinottate. ....	215
Figura 183. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo. ....	217
Figura 184. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo e al barra è sotto tensione di trazione. ....	218
Figura 185. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il copriferro di calcestruzzo. ....	219
Figura 186. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del copriferro inferiore per un fissato diametro della barra ( $\Phi$ 26) quando la forza agisce contro il copriferro oppure contro il nucleo di calcestruzzo. ....	220
Figura 187. Collegamenti da testare. ....	221
Figura 188. Diagrammi costitutivi forza-spostamento: (a) duttile; (b) fragile; (c) sovraresistente. ....	221

Figura 189. Percorso di carico delle prove cicliche. ....	222
Figura 190. Prova a taglio. ....	224
Figura 191. Stran gages per il monitoraggio dell'azione di confinamento esercitata dalle staffe. ....	225
Figura 192. Prova a flessione: (a) senza soletta collaborante; (b) con soletta collaborante. ....	227
Figura 193. (a) Connessione spinottata; (b) connessione bullonata. ....	230
Figura 194. Deformazione dello spinotto sotto azione orizzontale. ....	232
Figura 195. Equilibrio e congruenza degli spostamenti nella sezione di taglio. ...	232
Figura 196. Relazione carico-spostamento per uno spinotto ancorato nel calcestruzzo. ....	233
Figura 197. Palo in un materiale alla Winkler. ....	234
Figura 198. Meccanismo di collasso del palo. ....	235
Figura 199. Diagramma forza-spostamento sulla superficie di calcestruzzo. ....	236
Figura 200. Meccanismo di collasso dello spinotto. ....	237
Figura 201. Deformazione della connessione spinottata. ....	238
Figura 202. Relazione carico-spostamento per la connessione spinottata. ....	238
Figura 203. (a) Portale di base a una campata; (b) configurazione statica del portale. ....	239
Figura 204. Carico del vento sui pilastri del telaio. ....	240
Figura 205. (a) Diagramma del momento nel pilastro 1; (b) diagramma del momento nel pilastro 2 (una campata, $h=7.5$ m). ....	240
Figura 206. Diagramma del momento nel pilastro 1 (una campata, $h=4$ m). ....	241
Figura 207. Diagramma del momento nel pilastro 2 (una campata, $h=4$ m). ....	241
Figura 208. Telaio a quattro campate. ....	242
Figura 209. Carico da vento sul telaio. ....	242
Figura 210. Diagrammi dei momenti (quattro campate, $h=7.5$ m). ....	243
Figura 211. Connessione analizzata. ....	247

Figura 212. Geometria e dettagli dei prototipi testati.....	248
Figura 213. Set up delle prove.....	249
Figura 214. Armature della trave e del pilastro nella cassaforma. ....	250
Figura 215. Getto dei segmenti di trave e pilastro.....	250
Figura 216. Segmenti di trave e pilastro terminati. ....	250
Figura 217. Esecuzione dell'appoggio. ....	251
Figura 218. Primo step dell'assemblaggio. ....	251
Figura 219. Riempimento dello spazio tra trave e pilastro con boiaccia.....	252
Figura 220. Assemblaggio delle piastre di solaio sulle travi.....	252
Figura 221. Riempimento dello spazio tra l'armatura della trave e il foro nel pilastro.....	253
Figura 222. Armatura nella soletta e dettaglio della separazione della soletta nel Prototipo 2. ....	253
Figura 223. Prototipi 1 e 2 dopo il completamento. ....	254
Figura 224. Carico ciclico applicato ai Prototipi 1 e 2. ....	254
Figura 225. Trasduttori posizionati per la misura della rotazione della connessione. ....	255
Figura 226. Curve momento-rotazione per il Prototipo 1. ....	257
Figura 227. Curve momento-rotazione per il Prototipo 2. ....	257
Figura 228. Definizione delle fasi sulle curve momento-rotazione.....	258
Figura 229. (a) Inviluppo della curva momento-rotazione; (b) approssimazione bilineare suggerita per la progettazione.....	259
Figura 230. (a) Edificio-test nel laboratorio della Università della California, San Diego; (b) sistema a muro a pannelli in fase di costruzione (Priestley et al. 1999).....	262
Figura 231. Sistemi antisismici nell'Edificio-test: pianta dell'edificio al 4° piano (Priestley et al. 1999).....	263
Figura 232. Sistema a telaio (Pampanin 2001).....	264
Figura 233. Connessione ibrida trave-pilastro (Pampanin 2001).....	265

Figura 234. Connessione ibrida trave-pilastro: meccanismo di trasferimento delle forze (Pampanin 2001).....	265
Figura 235. Concetto di sistema ibrido (Pampanin 2001).....	266
Figura 236. Sistema a muro con connettori UFP (Pampanin 2001).....	267
Figura 237. Schema del sistema a muro (Pampanin 2001).....	268
Figura 238. Meccanismo di risposta del sistema a muro e dissipatori (Pampanin 2001). .....	268
Figura 239. Comportamento sperimentale della connessione ibrida trave-pilastro (Pampanin 2001). .....	269
Figura 240. Comportamento sperimentale della connessione ibrida trave-pilastro (Priestley et al. 1999). .....	270
Figura 241. Approccio dell'analisi della sezione per connessioni ibride e equazioni proposte nella normativa Neozelandese (NZS3101:2006, Appendix B).....	272
Figura 242. (a) Punti fondamentali di una tipica relazione momento-rotazione; (b) curve linearizzate e auto-centramento e contributi dissipativi. ....	273
Figura 243. Differenti tipologie di sezioni analizzate con armatura di acciaio dolce concentrata o distribuita: (a) sezione quadrata; (b) sezione rettangolare cava; (c) sezione a parete rettangolare; (d) sezione circolare. ....	274
Figura 244. Momento – rotazione (apertura della fessura) variando $L_{pub}/L$ e $L_{sub}/L$ . .....	275
Figura 245. $v-\mu$ allo stato limite di servizio ( $\omega_p=0.14$ ; $\omega_s=0.02$ ; 0.04; ...; 0.28; 0.30). .....	275
Figura 246. (a) Dettagli dell'analisi della sezione; (b) equazioni di equilibrio e condizione di auto-centramento. ....	278

## ESTRATTO

Le costruzioni prefabbricate hanno oggi un larga diffusione, in particolar modo per determinate tipologie di edifici, quali quelli industriali (80% di tali edifici è oggi realizzato con struttura prefabbricata) e, in maniera sempre crescente, quelli commerciali ad uno o più piani. Un dato certamente significativo, anche se parziale, sulla diffusione di tale sistema costruttivo è rappresentato dalla produzione di orizzontamenti prefabbricati realizzati nell'anno 2002, che ha toccato i 20 milioni di metri quadrati.

Oggi l'industria della prefabbricazione italiana vede attive circa 500 aziende con un totale di 20.000 addetti, dato questo che giustifica la rilevanza economica di una ricerca in tale settore alla quale certamente si affianca una grande rilevanza sociale; infatti essa concerne il primario aspetto della protezione civile, ovvero è relativa alla salvaguardia delle vite umane in occasione di terremoti.

Proprio da queste considerazioni deriva il forte interesse per il raggiungimento di una esaustiva e razionale soluzione ai problemi inerenti la progettazione sismica degli edifici prefabbricati. Molti aspetti relativi a tale problema sono stati già indagati con ricerche su scala nazionale ed europea (Saisi et al. 1998; Biondini et al. 2003; Biondini et al. 2004); in particolare è stata messa a punto con indagini teorico-sperimentali l'analisi dell'insieme strutturale, la valutazione delle sue risorse duttili e della conseguente capacità dissipativa sotto azione sismica e il corretto calcolo dei principali elementi (travi, pilastri ...). Non è ancora stato oggetto di indagine approfondita e generalizzata, invece, lo studio dei collegamenti tra elementi prefabbricati considerati nella loro specificità e nei riguardi delle conseguenze che tale specificità introduce nel comportamento strutturale d'insieme.

È dunque ampiamente sentita oggi la necessità di dare una soluzione scientificamente corretta, completa e sperimentalmente testata ai problemi della progettazione dei nodi e delle unioni delle strutture prefabbricate, dando pratica

applicazione ai criteri di duttilità e gerarchia delle resistenze che le nuove norme sismiche internazionali introducono sistematicamente.

Il principio della gerarchia delle resistenze è uno dei concetti innovativi delle nuove norme sismiche ed è stato pienamente assunto anche dalla recente norma sismica italiana (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008). Esso è finalizzato a garantire l'innescio dei meccanismi duttili responsabili della dissipazione energetica e la prevenzione di quei meccanismi fragili che possono compromettere l'integrità strutturale durante l'azione sismica.

L'applicazione pratica di questi criteri richiede in primo luogo di conoscere i parametri di comportamento dei diversi tipi di unione ed allo stato attuale, salvo qualche isolata ricerca, non sono disponibili molte informazioni.

In assenza di accertate risorse duttili, l'applicazione della gerarchia delle resistenze deve invero garantire alle connessioni una resistenza superiore a quella richiesta, valutata in base alle capacità delle sezioni critiche dissipative degli elementi contigui, conferendo affidabilità al modello globale, con piena utilizzazione delle risorse duttili degli elementi. Tuttavia, l'applicazione di un simile criterio non appare immediata e richiede attente considerazioni.

Si tratta dell'aspetto fondamentale che governa e condiziona il comportamento sismico delle costruzioni prefabbricate. Posto che i singoli elementi, come pilastri, travi e solai, vengano correttamente progettati in base agli aggiornati criteri dell'Ingegneria sismica, l'esito della progettazione stessa in termini di affidabilità della sicurezza può essere positivo solo se vengono compiutamente risolti tutti i complementari aspetti del comportamento strutturale d'insieme, che dipendono dal corretto funzionamento delle connessioni e dal loro efficace posizionamento.

Un affidabile dimensionamento delle connessioni comporta la risoluzione di svariati problemi fra loro interconnessi. Infatti, oltre a garantire la resistenza delle connessioni, prevenendo ogni loro possibile rottura fragile precoce, devono essere oggetto di precisa valutazione le componenti di sforzo che si generano negli elementi portanti, in particolare le travi, a causa delle eccentricità esistenti tra le connessioni e gli elementi, considerando anche il funzionamento a diaframma che può instaurarsi nei solai di copertura.

Si vuole, in breve, sviluppare e validare modelli teorici, basati su approcci meccanici, del comportamento sismico dei collegamenti, vale a dire determinare le curve forza-spostamento e/o momento-rotazione sia per quanto concerne la parte monotona che quella ciclica.

Quanto detto segue perfettamente la linea tracciata dalla nuova normativa sismica italiana che consente analisi non più in campo solamente elastico, ma

anche elasto-plastico, quali l'analisi non lineare statica e quella dinamica con integrazione delle equazioni al passo.

In questo ambito, lo studio del collegamento trave-pilastro risulta di particolare importanza, perché unisce due elementi "primari" nella resistenza all'azione sismica degli edifici. La realtà costruttiva italiana odierna presenta diverse tipologie dello stesso, comunque generalmente riconducibili ad un'unione caratterizzata da un appoggio in gomma e da uno spinotto in acciaio; questo è annegato sia nella trave che nel pilastro ed ha la principale funzione di resistere alle forze orizzontali, impedendo la traslazione relativa fra gli elementi e, quindi, la perdita d'appoggio della trave. Attualmente la resistenza di tale collegamento è calcolata con formule semplificate (CNR 10025, 1984), che non tengono conto di molti parametri in gioco, quali, per esempio, il copriferro, la direzione dell'azione, l'interferro. Inoltre, quasi nessun rilievo è dato alla duttilità del collegamento ed alla sua rigidità.

D'altra parte, è importante sottolineare che, sebbene negli ultimi anni a livello internazionale si stanno conducendo alcuni studi sul comportamento meccanico dei collegamenti trave-pilastro, pochissimi di questi sono rivolti alla sopra citata tipologia, di più comune impiego in Italia (Capozzi et al. 2008a, b, c, d, Capozzi et al. 2009a, b, Fabozzi 2008, Mignogna 2007, Petrone 2008).

Quindi, in definitiva, nonostante l'importanza del collegamento, non esistono ad oggi studi specifici che consentano di definire appropriate metodologie di calcolo in particolare in zona sismica e dettagli costruttivi che assicurino i requisiti prestazionali richiesti.

Per questo motivo il lavoro di ricerca ha come obiettivo primario lo studio sperimentale delle caratteristiche meccaniche del collegamento spinottato trave - pilastro di edifici monopiano e multipiano nelle strutture prefabbricate, in relazione al loro comportamento sismico. Le conoscenze in tal modo acquisite verranno elaborate in modo da sviluppare procedure di calcolo di organismi strutturali complessi e rendere disponibili linee guida per la progettazione ottimale dei collegamenti nel rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze.

La conoscenza, per ciascun collegamento, dei parametri di riferimento consentirà di implementare gli stessi in modelli computazionali parziali o globali. Tale fase di analisi sarà caratterizzata da una indagine iniziale volta alla identificazione della modellazione più idonea a rappresentare il comportamento dei collegamenti in esame; ciò sia in merito al tipo di modello sia alle caratteristiche di ciascuno di essi, quali rigidità, resistenza, capacità rotazionale anche in relazione alla risposta ciclica. Queste, ovviamente, terranno conto di effetti che, indipendentemente dall'azione sismica, fortemente condizionano il comportamento

delle strutture prefabbricate ed, in particolare, dei collegamenti, quali, tra gli altri, quelli legati alla viscosità ed alla eccentricità delle unioni.

Il lavoro è dunque centrato sullo studio del comportamento sismico del collegamento trave-pilastro nelle strutture prefabbricate e sulla sua evoluzione nel tempo. Si passa, infatti, dal collegamento ad attrito in voga prima degli anni '70 a quello spinottato che è oggi il più diffuso, per arrivare alle innovative connessioni trave - pilastro ibride.

In particolare il lavoro proposto si articola nei seguenti capitoli:

#### 1. *TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E SCHEMI STRUTTURALI*

Si riporta una sintetica quanto completa descrizione degli schemi strutturali comunemente utilizzati per la realizzazione delle strutture prefabbricate.

#### 2. *I COLLEGAMENTI NELLE STRUTTURE PREFABBRICATE*

Sono descritte ed analizzate le tipologie di unioni presenti nelle strutture prefabbricate, sia quelle che uniscono fra loro gli elementi portanti che quelle che uniscono tali elementi a quelli portati. L'attenzione è rivolta in particolare all'unione trave-pilastro, oggetto di studio in tale lavoro.

#### 3. *CENNI NORMATIVI*

Nel capitolo si presenta un'analisi completa della normativa vigente e passata con particolare riferimento ai requisiti richiesti ai sistemi di collegamento.

#### 4. *CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO AD ATTRITO (IL PASSATO)*

In Italia esistono molti edifici industriali prefabbricati realizzati tra gli anni Cinquanta e Settanta, i cui collegamenti trave-pilastro sono basati sulla resistenza ad attrito. Indagini numeriche eseguite in passato confermano che, al fine di determinare la vulnerabilità sismica di tali strutture, è necessario conoscere esattamente il valore del coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo, che caratterizza la resistenza del collegamento trave-pilastro.

Sfortunatamente, la letteratura tecnica fornisce un grande numero di valori di tale coefficiente, anche molto diversi fra loro; conseguentemente, al fine di determinarne un valore affidabile, è stata condotta una specifica campagna sperimentale. In questo capitolo sono riportate le tre tipologie di esperimenti condotti: test di durezza sul neoprene, al fine di determinarne il modulo di elasticità tangenziale, prove su piano inclinato (tilting test) ed in presenza di sforzo normale (pulling test). Sono descritti in dettaglio il set-up, la metodologia ed i risultati delle prove.

5. *COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO SPINOTTATO (IL PRESENTE)*

Nel capitolo è presente un'analisi parametrica relativa alle formulazioni attualmente presenti in letteratura per la valutazione della resistenza di tali connessioni. Tali formulazioni vanno verificate mediante un'accurata campagna sperimentale, che è in via di esecuzione e che è qui descritta. Sono presentati i set up delle prove su collegamenti trave-pilastro caratterizzati dai tipici spinotti annegati nel pilastro sia in assenza che in presenza di soletta collaborante. Sono previsti test a taglio ed a flessione nella direzione longitudinale della trave. La storia di carico è sia monotona che ciclica; la prima è condotta fino allo spostamento ultimo, in modo da determinare in maniera dettagliata la curva di carico monotono ed i livelli di spostamento in corrispondenza dei quali condurre la prova ciclica.

6. *CONNESSIONI INNOVATIVE TRAVE-PILASTRO IBRIDE (IL FUTURO)*

Si esaminano i collegamenti tra trave e pilastro prefabbricati di tipo innovativo, evidenziandone i vantaggi sia in termini economici che di prestazione sismica.

7. *CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI DELLA RICERCA*

A valle del lavoro svolto si traggono le conclusioni circa i risultati ottenuti, evidenziandone l'innovatività ed i possibili sviluppi.



# **CAPITOLO 1: TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E SCHEMI STRUTTURALI**

## **1.1 Evoluzione storica**

La prefabbricazione di edifici in cemento armato, di cui negli Stati Uniti si ebbero alcuni esempi già agli inizi del 1900, fu intrapresa in Europa solo dopo la prima guerra mondiale, con la nascita e la diffusione di nuovi sistemi costruttivi in calcestruzzo per strutture a grandi pannelli e ad ossatura portante. Tra la prima e la seconda guerra mondiale alcune ditte tedesche, come la Philipp Holzmann KG., la Dyckeroff & Widmann KG., la Wayss & Freytag AG., la Preuss AG., l'impresa di costruzioni Löser, la Dywidag ed altre, realizzarono diverse strutture introducendo sistemi costruttivi innovativi adottati poi in tutto il continente (come il capannone universale Dywidag per luci maggiori di 10 m, costituito da travi reticolari e volte sottili unificate).

Tuttavia l'evoluzione tecnologica nel settore delle costruzioni civili ed industriali è stata, nella prima metà del 1900, piuttosto lenta, condizionata sia dalla struttura sostanzialmente artigianale dell'imprenditoria sia dalla natura occasionale e dalla dimensione relativamente modesta della domanda. Con la fine della seconda guerra mondiale, però, l'enorme carenza in tutta l'Europa di edifici, manodopera e materiali da costruzione e la necessità di costruire rapidamente ed a minor prezzo spinsero la prefabbricazione con elementi in cemento armato a svilupparsi con maggiore intensità.

Quando questa situazione d'emergenza fu sparita, la prefabbricazione si era affermata in modo tale che da una situazione di bisogno era nato un sistema costruttivo nuovo ed autonomo, che, con lo sviluppo tecnologico intrapreso a partire dalla seconda metà del secolo scorso, ebbe sempre un maggior impulso, sia per l'impiego di materiali con prestazioni meccaniche più elevate, sia per l'introduzione delle tecniche di precompressione.

Anche in Italia, dunque, la prefabbricazione ebbe una diffusione notevole dopo la fine dell'ultima guerra, per i numerosi vantaggi derivanti dalla produzione in serie degli elementi strutturali:

- tempo di costruzione accelerato: le costruzioni al rustico erano limitate alla realizzazione delle fondazioni ed al montaggio dei vari elementi;
- minor consumo di materiale per la possibilità di scegliere sezioni trasversali più razionali, con riduzione del peso dell'intera struttura;
- manodopera ridotta, dato che gli elementi prefabbricati vengono realizzati in officina o meccanicamente in cantiere;
- miglioramento qualitativo offerto dalla fabbricazione industriale sotto continuo controllo e nelle condizioni propizie dell'officina;
- sostanziale indipendenza dalle condizioni atmosferiche: la produzione degli elementi può essere realizzata in ambienti chiusi e climatizzati; il montaggio può essere effettuato anche in inverno.

Tutto ciò si traduceva e tuttora si traduce in una riduzione dei prezzi e in condizioni migliori di lavoro.

Bisogna inoltre sottolineare che la prefabbricazione, pur offrendosi bene alla costruzione di edifici per civile abitazione e per uffici, ha sempre trovato il miglior terreno per la sua crescita e per il suo sviluppo nelle costruzioni industriali, che richiedono la realizzazione di elementi di grandi dimensioni e che si ripetono in gran numero, che presentano pianta e sezione dell'edificio più semplici e rifiniture meno esigenti, e che vengono progettate, nella maggior parte dei casi, in virtù della funzionalità spaziale e strutturale.

## 1.2 Edifici industriali: aspetti generali e tipologie costruttive

Gli edifici industriali prefabbricati sono realizzati, in genere, con schemi ad ossatura portante che possono essere classificati, dal punto di vista della soluzione strutturale, essenzialmente in tre tipologie ben definite, in virtù della luce da coprire:

- *capannoni* (a traversi orizzontali piani e a doppia o semplice pendenza) o *edifici commerciali monopiano o pluripiano*;
- *strutture reticolari*;
- *strutture portanti ad arco*;

La prima tipologia è preferita per luci fino a circa 30 m, mentre la soluzione della travatura reticolare è vantaggiosamente impiegata per luci da 15 a 40 m e più (per piccole luci le incidenze conseguenti alla cassetatura ed alle gabbie d'armatura per la formazione delle diagonali e degli elementi verticali superano i vantaggi offerti dalle strutture reticolari. Si può ritenere che la luce di 15 m costituisca il limite inferiore per un'economica applicazione delle travature reticolari prefabbricate in conglomerato cementizio armato), mentre gli archi sono particolarmente adatti a luci di circa 60 m.

Gli edifici industriali ad una navata sono generalmente costituiti da strutture monopiano a pianta rettangolare o quadrata, con maglia quasi sempre costante di pilastri.

La maglia quadrata è impiegata in quelle industrie dove non è chiaramente individuata la direzione dei diagrammi di lavorazione nel senso che il passaggio tra le varie fasi operative non avviene sempre nello stesso ordine e nella stessa direzione. Alcuni esempi di industrie di questo genere sono rappresentati dalle industrie elettroniche, manifatturiere (maglierie, fabbriche d'abbigliamento ecc.) e officine meccaniche di precisione. La maglia quadrata consente infatti spostamenti o trasformazioni radicali nell'ubicazione dei vari macchinari, dei reparti, ecc, garantendo così un'elevata flessibilità alle attività.

La maglia rettangolare viene invece preferita nei casi in cui il diagramma di lavorazione è nettamente individuato e non soggetto a variazioni sensibili, o quando siano richieste luci notevoli: in questi casi è determinante, dal punto di vista funzionale, una delle due dimensioni della maglia, essendo l'altra legata a ragioni meramente costruttive.

Un altro caso in cui si preferisce la maglia rettangolare si riscontra quando la maggiore flessibilità che si ottiene con una maglia quadrata non compensa la maggiore spesa che ne conseguirebbe. Fra le industrie che rientrano in questa seconda categoria vi sono l'industria meccanica pesante con lavorazioni servite da gru a ponte, le quali, ovviamente, determinano l'andamento dei diagrammi di lavorazione, oppure gli impianti dei pastifici, biscottifici, ecc, che sono caratterizzati da lunghissime linee automatizzate.

Una volta stabilita la maglia in base ad esigenze di natura funzionale, la scelta del sistema costruttivo e delle soluzioni strutturali dipende da diversi parametri, quali la luce richiesta, l'interasse delle capriate, l'altezza interna necessaria, il tipo d'illuminazione diurna, le caratteristiche geotecniche in sito, i tempi di realizzazione, gli eventuali problemi di montaggio e di trasporto.

Proprio sul problema inerente il trasporto degli elementi prefabbricati di notevoli dimensioni è opportuno fare alcune osservazioni.

I mezzi di trasporto già negli anni '60 erano in grado di offrire prestazioni molto competitive, riuscendo a trasportare con una certa semplicità operativa elementi che avessero lunghezza e peso particolarmente impegnativi; tuttavia esistevano precisi limiti, che del resto esistono anche attualmente, relativi alla sagoma trasversale imposti dal regolamento stradale (in Italia si tratta di 2.50 m di larghezza per 4.50 m di altezza), che vincolavano spesso in maniera molto sensibile le scelte progettuali delle strutture in elementi prefabbricati.

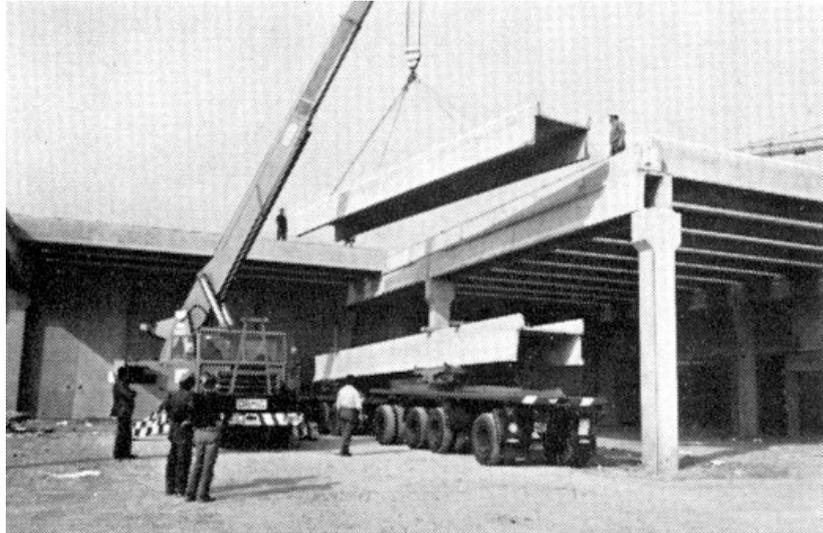
Per quanto riguarda, invece, i problemi di montaggio, spesso le dimensioni e la forma della maglia inducevano a soluzioni ben precise; per esempio in stabilimenti in cui le dimensioni variavano tra i valori di 10 x 10 m ed i 20 x 20 m si realizzava una struttura composta da più ordini perpendicolari tra loro: travi principali che poggiano direttamente sulle colonne, travi secondarie poste sulle travi principali, elementi di copertura appoggiati sulle travi secondarie. In Figura 1 è riportato un esempio di tale soluzione, con gli elementi di copertura costituiti da pannelli trasparenti per l'illuminazione interna.



**Figura 1. Esempio di copertura di un capannone industriale a più ordini perpendicolari tra loro.**

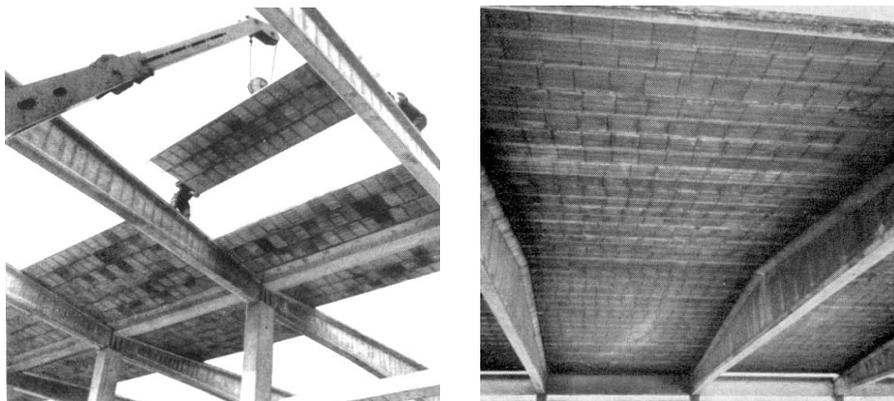
Tale schema presenta tuttavia degli inconvenienti di ordine pratico, connessi alle operazioni di montaggio (Figura 2). Il primo inconveniente consiste nel fatto che i vari elementi hanno pesi spesso molto diversi tra loro, e quindi, se si usa un unico mezzo per il sollevamento questo risulterà sfruttato male, mentre l'uso di due macchine per il sollevamento può creare delle complicazioni dovute

all'accavallarsi delle operazioni. Il secondo inconveniente è dato dal fatto che, una volta posate le travi principali e secondarie, diventa difficile posare gli elementi di copertura, a meno che non si ricorra alla posa alternata di travi secondarie e elementi di copertura: un simile accorgimento richiede una attenta programmazione delle fasi di montaggio e complicazioni nella consegna a piè d'opera delle strutture prefabbricate.



**Figura 2. Esempio di posa alternata di travi secondarie ed elementi di copertura.**

Per tali ragioni si preferisce quasi sempre realizzare la struttura con soli due ordini di elementi, e cioè le travi principali e gli elementi di copertura a pannelli, piani o curvi, appoggiati sulle travi e capaci di coprire la maggiore luce possibile (Figura 3) e, chiaramente, compatibili con le condizioni di trasporto. A questo tipo di soluzione si affidano la maggior parte dei capannoni industriali nonché le recenti strutture commerciali (sono molti diffusi i casi in cui l'orditura secondaria è realizzata con dei pannelli prefabbricati precompressi o non in laterizio armato (ad esempio i solai predalles)), in grado di coprire luci dai 6 ai 9 metri circa).



**Figura 3. Esempio di struttura con due soli ordini di elementi.**

Accanto a questi problemi di ordine pratico e progettuale ve ne sono altri specifici della prefabbricazione, come l'analisi strutturale nelle fasi transitorie (sformatura, stoccaggio, sollevamento, trasporto, montaggio), la realizzazione dei collegamenti nonché problematiche inerenti la modellazione della struttura, che risulta differente dal caso degli edifici in cemento armato gettati in opera a causa della presenza dei collegamenti tra le varie membrature, realizzati in fase di assemblaggio e dunque non monolitici con il resto della struttura. Per questo motivo, la modellazione delle unioni non sempre risulta individuabile in maniera univoca, in quanto il loro comportamento varia molto da tipo a tipo di collegamento, influenzando enormemente il funzionamento dell'insieme strutturale, e spesso è sensibilmente diverso da quello elastico lineare.

### 1.3 Capannoni

I sistemi costruttivi dei capannoni possono essere suddivisi nei seguenti tipi principali:

- *costruzioni ad ossatura portante con elementi a sviluppo lineare, pilastri e capriate;*
- *costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio;*
- *telai rigidi eseguiti in un solo pezzo.*

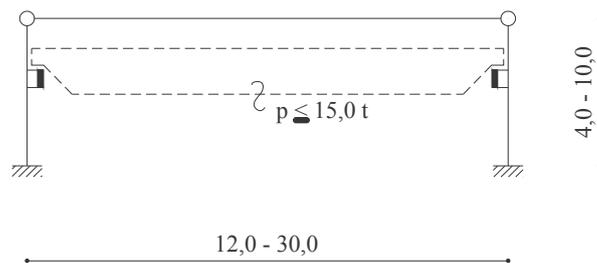
Questi tipi principali vengono poi suddivisi a loro volta in numerosi sistemi esecutivi.

### 1.3.1 Costruzioni ad ossatura portante con pilastri e capriate

Questi tipi costruttivi sono comuni per la copertura piana con luci sia modeste sia molto grandi. In particolare si hanno:

*Pilastri incastrati alla base con capriate accoppiate a cerniera (Figura 4).*

Questa tipologia è particolarmente adeguata alla prefabbricazione e molto diffusa in quanto comporta economie notevoli sia nella fabbricazione sia nel montaggio. Gli elementi lineari vengono fabbricati e posti in opera con minor fatica, mentre il collegamento a cerniera pilastro-colonna assicura un rapido montaggio.



**Figura 4. Schema statico della tipologia con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera.**

Un ulteriore vantaggio da sottolineare per tali schemi statici è la limitata sensibilità ai cedimenti differenziali. Il limite d'impiego si ha in circa 30 m di luce e 10 m d'altezza (Figura 5).



**Figura 5. Vista capannone con pilastri incastrati alla base e capriate accoppiate a cerniera (PRE.MER 2009).**

Con  $l/h > 6$  si sceglie questo tipo esecutivo, poiché nel telaio rigido si produrrebbero forze di taglio molto elevate, che richiederebbero fondazioni costose.

Per le grandi luci, dove l'intera capriata non può essere trasportata, si realizzeranno i singoli conci in fabbrica da collegare poi insieme in cantiere. Molto diffuso è il capannone con la trave principale a doppia pendenza (circa 10%) in c.a. ordinario o precompresso, che poggia semplicemente sui pilastri, conformati a forchetta o meno, e su cui è ordita la copertura fatta con tegoli, coppelle o pannelli prefabbricati (Figura 6).



**Figura 6. Capannone con trave principale a doppia pendenza (PRE.MER 2009).**

*Pilastrini incastrati alla base con successivo collegamento rigido a flessione della traversa (Figura 7)*

Essi portano, in confronto al tipo esecutivo precedentemente descritto, un aggravio in termini di tempi di montaggio, in quanto questo procede più lentamente a causa della realizzazione del collegamento resistente a flessione. In presenza di grandi forze orizzontali (grandi capannoni, grandi carichi delle gru) un telaio rigido è più economico di quello con pilastri incastrati con capriate accoppiate a cerniera, per il risparmio in termini di armatura nella costruzione dell'ossatura e nelle fondazioni, risparmio che è superiore al lavoro supplementare per il montaggio. Per semplificare il collegamento, nei nodi del telaio si assorbiranno solo le forze di taglio dovute ai carichi utili, al carico da vento, della neve e della gru.

Anche in questo caso la luce massima che si riesce a coprire è di circa 30 m, mentre l'altezza massima del capannone dipende solo dagli apparecchi di sollevamento.

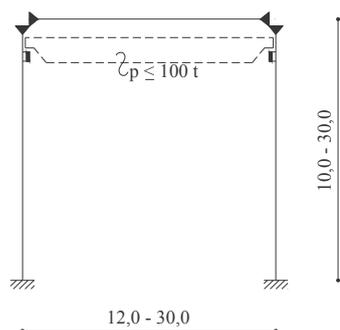


Figura 7. Schema capannone con pilastri incastrati alla base e collegamento rigido a flessione della traversa.

### 1.3.2 Costruzioni ad ossatura portante con elementi di telaio

Le possibili soluzioni strutturali sono rappresentate da telai ad una cerniera (con pilastri incastrati e cerniera in chiave) (Figura 8a) o telai a tre cerniere (Figura 8b). I telai a tre cerniere vengono preferiti negli edifici alti per  $l/h < 1$  o in presenza di tetti con falde molto inclinate, oppure se le condizioni del suolo richiedono una costruzione staticamente determinata. Con capannoni alti e luci minori di circa 12 m non è conveniente fabbricare a parte i pilastri e le capriate e poi montarle; si preferisce un semitelaio, che non risulta molto più pesante, e rispetto all'ossatura è costituito da sole due parti invece che da tre, e invece di due collegamenti è necessario eseguirne uno solo nel mezzo della capriata. Si ha inoltre una costruzione che senza costose fondazioni può assorbire anche forze orizzontali.

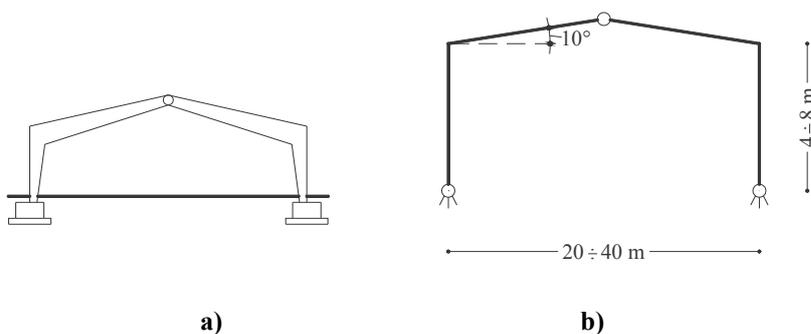


Figura 8. Schema statico telaio: (a) ad una cerniera; (b) a tre cerniere.

Lo schema a tre cerniere si adatta con successo al caso di grandi luci e, grazie al favorevole andamento dei momenti con falde molto inclinate; di contro è richiesto maggiore impegno durante il montaggio, perché è necessaria un'impalcatura mobile.

Il telaio ad una cerniera è preferito con buone condizioni del terreno, per la ragione che un collegamento con la fondazione in grado di garantire anche resistenza a flessione è in generale più semplice di uno a cerniera (contrariamente a quanto succede per l'attacco ad angolo).

Il sistema a "Lambda" (Figura 9), tipico per costruzioni prefabbricate in cemento armato prefabbricate, con pilastri a T e ad L e traverse con attacco a cerniera nei punti neutri dei momenti, viene eseguito con tetti inclinati e con traverse brevi e rigide.

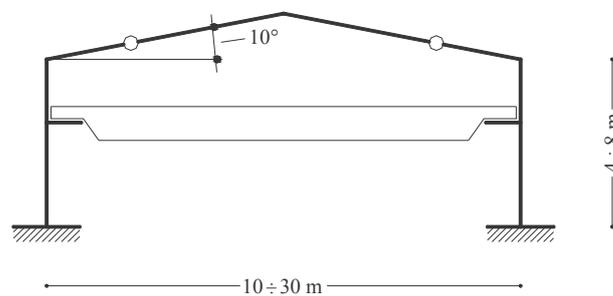


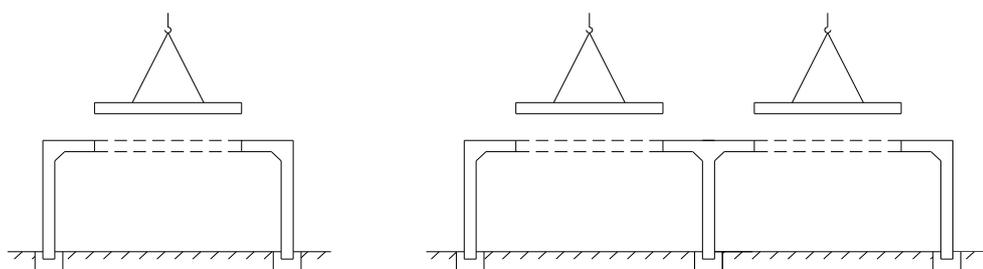
Figura 9. Schema statico sistema a "Lambda".

Questa tipologia costruttiva risulta molto economica nel consumo di materiale, possedendo una perfetta continuità; gli attacchi tra montante e traversa vengono eseguiti a cerniera, il che assicura un rapido montaggio. I limiti d'impiego si ritrovano anche in questo caso per luci di 30 m circa; con luci maggiori la traversa risulta composta di due o più parti.

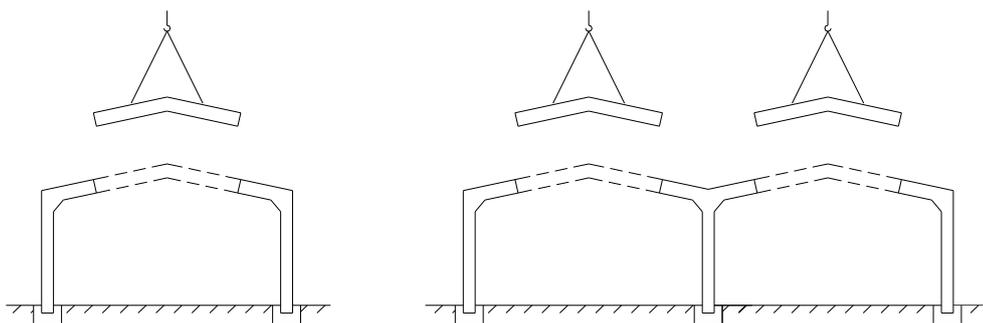
L'attacco tra le varie parti della traversa può anche non essere a cerniera ma ad incastro. Il problema della scelta delle sezioni ove operare la sconnessione e quindi il ripristino della monoliticità è posto in funzione sia della statica dell'insieme, sia dell'economia del ciclo di montaggio.

Si hanno due problematiche opposte circa la realizzazione dei collegamenti tra le varie parti della traversa, in base alla sezione in cui si intende realizzare il ripristino della continuità strutturale. In corrispondenza dei nodi è consentito

l'appoggio dei tralversu sulle colonne senza opere di presidio temporaneo, ma risulta complessa l'esecuzione di un giunto efficiente, sia per il numero sia per la sagomatura dei ferri. Nelle sezioni prossime a quelle di momento nullo, il numero ridotto delle armature e la loro disposizione rendono agevole la formazione del giunto, ma è richiesto l'impiego di sostegni provvisori. L'impiego di piedritti a T, ad Y ed a L rovescio si offre come soluzione proprio a queste problematiche, secondo gli schemi riportati in Figura 10 e 11.

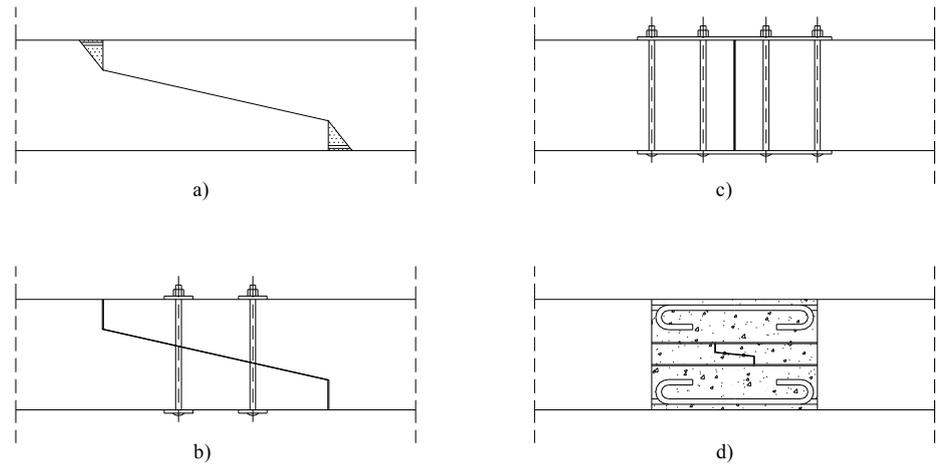


**Figura 10. Schema capannone con piedritti ad L ed a**



**Figura 11. Schema capannone con piedritti a  $\lambda$ .**

Tali tipologie di piedritti sono poi assemblate ai tralversu con uno dei giunti rappresentati in Figura 12.



**Figura 12. Tipologie dei giunti.**

Per utilizzare il giunto della Figura 12 a) occorre che le estremità degli elementi da assemblare siano preparate in modo tale da potersi adattare l'una sull'altra per un breve tratto e di consentire, nella fase di montaggio, la saldatura dei ferri e la successiva sigillatura con malta cementizia degli interstizi a cuneo. Se l'architrave è costituita da un elemento ad arco è necessario sostenerlo con la gru fino all'ultimazione della sigillatura dei giunti.

Il giunto di Figura 12 b) ricalca l'unione che in genere viene adottata per gli elementi in legno: le due superfici da assemblare sono adattate l'una sull'altra e quindi serrate con dei bulloni; i fori dei bulloni ed il gioco tra gli elementi da collegare sono poi riempiti con iniezioni di malta. Questo giunto presenta deformazioni notevoli e la resistenza a rottura per flessione di un architrave isolata, così giuntata con 2 o 3 bulloni, è rispettivamente il 35% ed il 50% di quella di un analogo elemento monolitico.

Il giunto riportato in Figura 12 c), con coprigiunto in acciaio e bulloni, molto utilizzato per le carpenterie metalliche, esige una completa immobilizzazione della gru durante l'intero periodo di montaggio. La resistenza a rottura per flessione di un architrave isolata, così giuntata con tre bulloni per parte, può raggiungere valori fino al 95% di quelli di un analogo elemento monolitico.

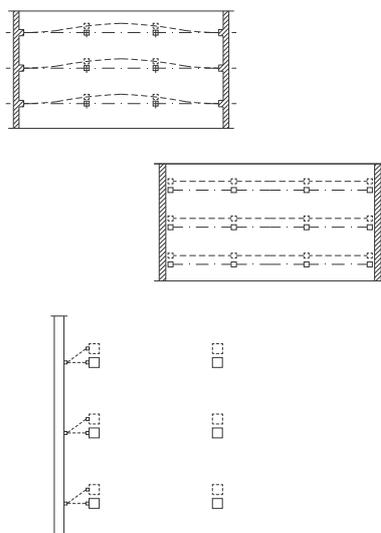
Il giunto della Figura 12 d) ripristina la continuità della struttura. La resistenza a flessione è affidata ai ferri d'armatura (sovrapposti per una lunghezza non inferiore di 40 diametri) ed al successivo getto di malta di sigillatura.

Il calcolo statico degli elementi delle Figure 10 e 11 è condotto con riferimento a due fasi distinte: quella di montaggio e quella di esercizio.

Nella fase di montaggio i vari elementi non sono solidarizzati e devono essere guardati come isostatici e soggetti al solo peso proprio. Così, ad esempio, la trave a V rovescio è considerata come semplicemente appoggiata in corrispondenza delle zone di giunzione e presenta la massima sollecitazione di momento flettente nella sezione di colmo. I pilastri ad Y o ad L sono mensole incastrate nel plinto di fondazione e sollecitate dal peso proprio e dal carico concentrato rappresentato dalla reazione d'appoggio della trave. Quando è realizzata la sigillatura dei giunti e viene raggiunta la maturazione del conglomerato di sigillatura, si ritiene ripristinata la continuità della struttura che, quindi, deve essere studiata come iperstatica e soggetta ai carichi fissi ed ai sovraccarichi.

Per strutture poste in zona sismica si adottano talvolta dei provvedimenti particolari: il trasferimento delle spinte orizzontali dalla copertura ai pilastri è garantito collegando tra loro i pannelli di copertura con una soletta in modo da realizzare una lastra monolitica, oppure si riducono le azioni sismiche agenti sulla lastra di copertura conferendo alle strutture intelaiate lo stesso periodo di vibrazione in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale).

Si dispongono inoltre dei legami elastici tra i pannelli-parete rigidi di tamponatura esterni e i pilastri a cui gli stessi sono collegati (Figura 13), legami di tipo pendolare che agiscono come appoggi fissi per carichi trasversali ai muri e consentono una vibrazione indipendente dei pilastri esterni nella direzione longitudinale.



**Figura 13. Legami elastici pendolari tra i pannelli di tamponatura e i pilastri.**

I capannoni a più navate vengono eseguiti con gli stessi sistemi portanti di quelli ad una navata.

Sui pilastri intermedi si esegue un collegamento per realizzare un parziale effetto di continuità. Per l'illuminazione diurna si possono avere lucernari (Figura 14) posti trasversalmente o longitudinalmente, o grazie ad una grande pendenza del tetto, oppure con prismi di vetro incorporati nella superficie del tetto.



**Figura 14. Esempi di lucernari (RDB 2009).**

Nei capannoni a tre navate le capriate sporgono nella navata centrale, oppure la navata stessa deve essere posta ad altezza maggiore. Un ulteriore tipo esecutivo è la conformazione della capriata a trave Gerber, che consente un miglior decorso dei momenti. Se eventualmente ogni terza navata presenta una luce più piccola, le capriate possono allora sporgere nella navata senza essere tra loro collegate.

Quanto sopra descritto è riportato nella seguente Figura 15.

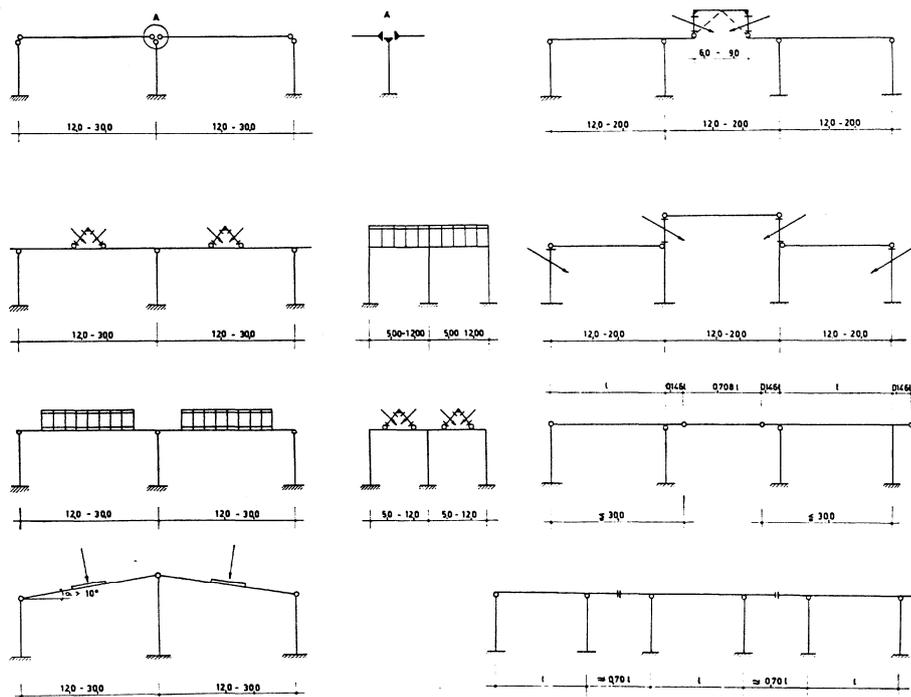


Figura 15. Schema statico di capannoni a più navate.

I telai a tre cerniere sono meno adatti nei capannoni a più navate, poiché gli sbalzi dei pilastri intermedi diventano troppo lunghi e si perde, quindi, il vantaggio di poter montare un semitelaio. Una tipologia strutturale con pilastri diritti e traverse sporgenti dai due lati collegate tra loro a cerniera e col montante resistente a flessione (precompressione), può, invece, risultare razionale con luci intermedie.

Il capannone a più navate diviene vantaggioso con il sistema "Lambda", dove i pilastri a T hanno uno sbraaccio relativamente piccolo (Figura 15).

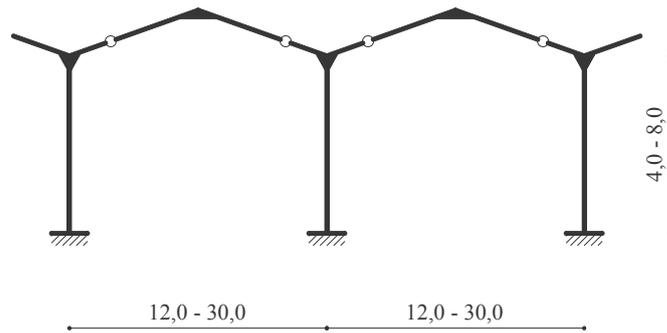


Figura 16. Schema statico capannone a più navate con sistema lambda.

### 1.3.3 Telai rigidi gettati in un'unica soluzione

Essi vengono impiegati come telai incernierati o incastrati alla base per piccole luci, pressappoco fino a 12 m, spesso come telai sovrapposti per lucernari, impianti di trasporto ecc.; i collegamenti vengono dunque eseguiti solo ai piedi dei montanti tra pilastri e fondazioni. Le tipologie esecutive si distinguono a seconda se i telai siano gettati su impalcatura, in parallelo, in posizione verticale, oppure in posizione orizzontale sovrapposti l'uno sull'altro, o anche singolarmente in posizione orizzontale.

All'interno di queste categorie di schemi strutturali è poi possibile ottenere una vasta gamma di soluzioni dalle numerose combinazioni che si possono ottenere dai vari elementi e dalle varie membrature. Nascono così delle realizzazioni in alcuni casi notevoli dal punto di vista strutturale ed architettonico.

### 1.4 L'esecuzione costruttiva

La caratteristica peculiare delle sezioni in cemento armato è quella di essere ad anima piena. Durante gli anni dello sviluppo edilizio non solo si sono sviluppati i diversi sistemi statici, ma anche le forme della sezione trasversale sono state ulteriormente perfezionate, e dalla sezione rettangolare si è passati a quella ad I, a Y, ad  $\Omega$  o a T al fine di alleggerire la struttura portante ed eliminare quindi, per quanto possibile, uno svantaggio del cemento armato rispetto all'acciaio principale concorrente e antagonista. Le sezioni sottili ed cave richiedono però una costosa cassetta ed il betonaggio in cantiere risulta più difficoltoso. Questa circostanza ha costituito un'ulteriore spinta verso l'impiego della prefabbricazione e in

particolare della precompressione che rende gli elementi strutturali notevolmente più snelli e leggeri. La conformazione della sezione trasversale delle travi a parete piena risulta influenzata dalla luce da coprire, dalla scelta del sistema portante, dal tipo di armatura (dolce o armonica) e dalla costruzione portante della copertura.

Per piccole luci fino ad un massimo di 10 m si hanno sezioni trasversali piene, poiché il risparmio in peso ottenuto nella capriata dalla limitata altezza costruttiva non può uguagliare i costi relativi alla cassetatura. La sezione rettangolare si impiega con qualsiasi sistema portante e metodo esecutivo. Per luci superiori ai 10 m, in cui il peso ha un'importanza notevole, si rendono necessarie delle capriate più leggere, per risparmiare sui materiali (acciaio e calcestruzzo), per poter impiegare attrezzi di sollevamento non troppo grandi e per ridurre il regime delle sollecitazioni. E' possibile però mantenere la forma esterna della sezione rettangolare e ridurre il peso con scanalature interne. Le scanalature circolari vengono ricavate, generalmente, con tubi di plastica, che rimangono nel calcestruzzo; per le sezioni maggiori, esse sono realizzate di forma rettangolare od ovale attraverso un cassero di legno o acciaio da recuperare dopo il getto.

Si forma in tal modo la sezione a cassone di profilo rettangolare, in cui possono essere collocate anche le eventuali tubazioni dell'impianto di condizionamento. Le sezioni rettangolari possono essere ottenute anche accostando due profili.

Un semplice sistema per diminuire il peso, applicabile al caso di luci più modeste, consiste nel conformare la sezione trasversale da rettangolare a trapezoidale. Per luci maggiori, invece, si passa dalla sezione trapezoidale a quella cava a forma di V, che è impiegata anche per la costruzione di portali. Nella cavità della sezione così ottenuta si collocano normalmente le tubazioni degli impianti (Figura 17).

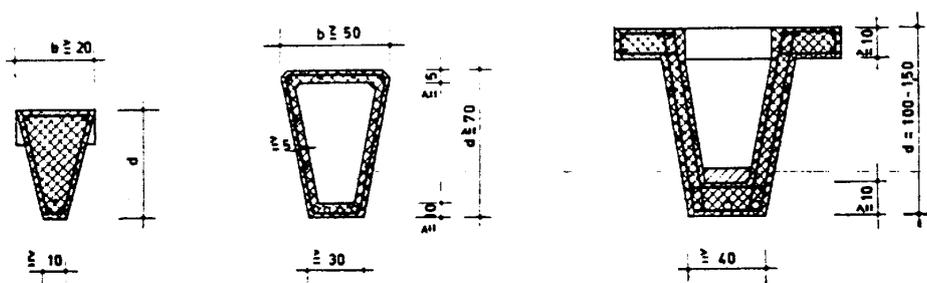


Figura 17. Sezione trapezoidale, a cassone e a V.

Le sezioni trasversali possono dunque avere forme differenti. Se la luce è maggiore di 10 m, oppure se per ragioni speciali (per esempio per la portata limitata degli apparecchi di sollevamento) si richiedono dei correnti leggeri, le sezioni trasversali presentano i lati incavati e si elimina il calcestruzzo in quei punti in cui non viene sollecitato o lo è solo in misura limitata.

Nasce in tal modo la sezione trasversale a T, in cui il corrente superiore assorbe gli sforzi di compressione e l'anima assorbe fundamentalmente le tensioni principali di trazione obliqua. La sezione a T è quella più leggera per il c.a., ma presenta degli svantaggi; nell'anima sottile, infatti, si possono collocare uno accanto all'altro solo pochi cavi di acciaio, per cui l'altezza utile della capriata risulta ridotta.

La sezione a T è la forma tipica della capriata semplicemente appoggiata ed è vantaggiosa anche per il c.a.p. Se le capriate sono precomprese con cavi di tensione e la precompressione viene applicata in diversi stadi, e quindi il peso proprio del tetto (o una parte di esso) agisce subito, le tensioni di compressione nell'anima a causa della precompressione non sono rilevanti.

La sezione a T è maggiormente adatta alla precompressione con cavi di post-tensione, poiché questi possono essere piegati verso l'alto nell'anima stessa; non solo questa circostanza, ma anche l'avvolgimento dei cavi di tensione con calcestruzzo e gli elevati sforzi di compressione dovuti alla precompressione esigono che la sezione a T precompressa con tali cavi abbia un'anima non troppo sottile. La conformazione si avvicina piuttosto a quella della sezione rettangolare, in cui il corrente compresso è rinforzato. Per l'assorbimento delle forze di compressione originate dalla pre-sollecitazione bisogna eventualmente prevedere una flangia inferiore ottenendo in tal modo una sezione trasversale ad I.

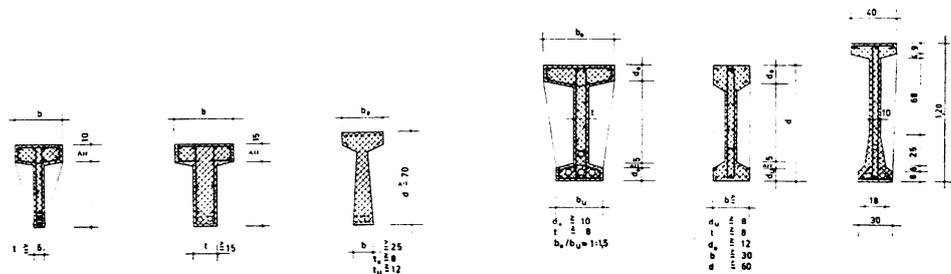


Figura 18. Sezioni a T e a I.

La sezione a I è ideale per la prefabbricazione a fili aderenti (pretensione), poiché il corrente inferiore assorbe le tensioni di compressione che si formano durante la messa in tensione. Come è noto le tensioni principali di trazione risultano diminuite dalle tensioni di compressione generate dalla forza di precompressione. Con una traiettoria parabolica dei cavi di tensione questa riduzione è maggiore a causa delle forze deviate generate. Tuttavia, la zona limitrofa, in cui è introdotta la forza di precompressione, deve essere fortemente armata con staffe contro le forze originate in direzione trasversale. Le forze deviate dovute ai cavi di tensione diminuiscono solo con le forze di taglio. Le forze prodotte dalla pre-sollecitazione stanno tra loro in equilibrio e nella trave, staticamente determinata, non influenzano le forze sull'appoggio dovute al peso proprio ed al carico utile. La componente della forza di precompressione, diretta verticalmente verso il basso, deve scaricarsi possibilmente sull'appoggio.

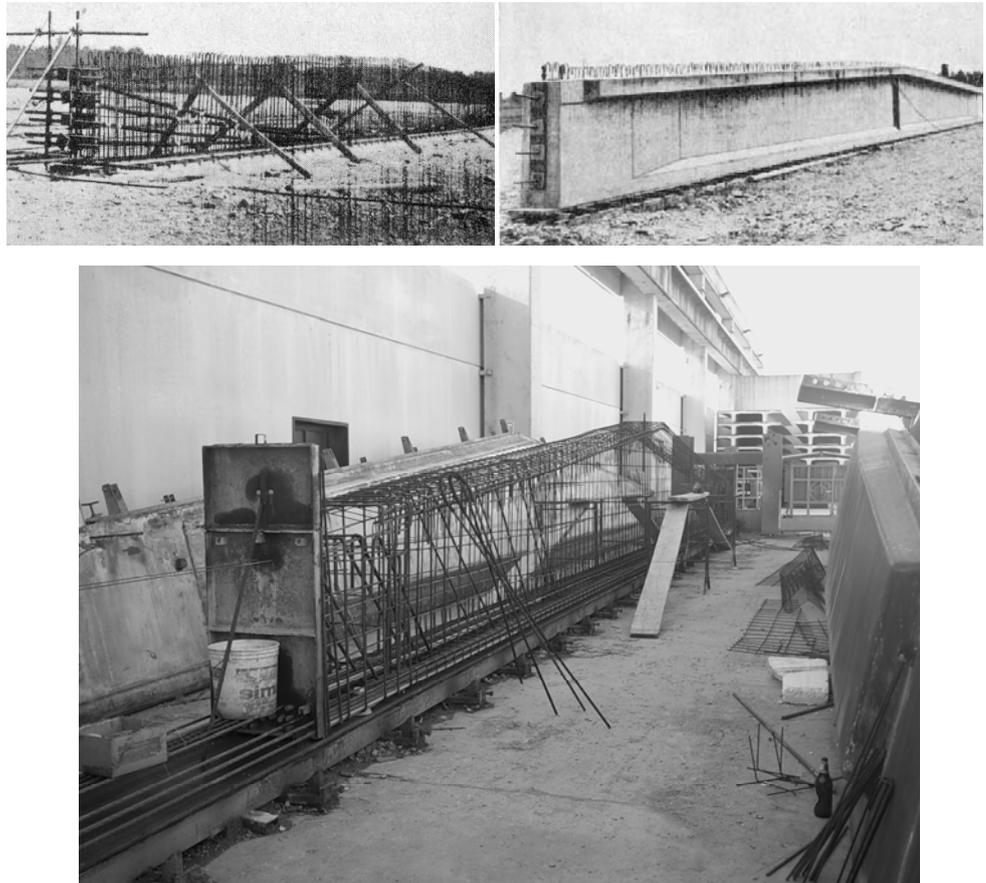
Con cavi di post-tensione rettilinei (oppure con la precompressione a fili aderenti) si originano, all'appoggio, nel corrente superiore delle tensioni di trazione provocate dalla precompressione. Per questa ragione anche nel corrente superiore bisogna prevedere un'opportuna armatura al fine dell'assorbimento delle tensioni di trazione. L'estremità della trave deve essere provvista di una ricca staffatura.

La conformazione delle capriate, con le sezioni sopra descritte, dipende ora notevolmente dalla pendenza della copertura e dal tipo di costruzione. La forma della capriata ad appoggio semplice segue la pendenza del tetto, poiché in tal modo la copertura risulta più semplice. Con un capannone ad una navata con tetto a due falde si ha quindi una forma trapezoidale oppure si prevedono capriate con corrente superiore a due falde. La capriata a I a doppia falda è vantaggiosa per la precompressione dato che diventa possibile anche un percorso rettilineo dei cavi e le perdite per attrito dalla precompressione possono essere ridotte; inoltre in corrispondenza dell'appoggio la sezione ad I diventa rettangolare, in modo che le tensioni principali di trazione obliqua trovino una sezione maggiore. Al colmo si producono poi delle forze di deviazione che devono essere contenute con un'adeguata staffatura. Per queste travi a sezione variabile, come è noto, la sezione trasversale critica non è in mezzaria, dato che il momento esterno in genere diminuisce meno rapidamente del momento resistente della sezione trasversale.

Questo tipo di capriata notoriamente definita "a sezione variabile" si presta molto bene, dunque, ad una prefabbricazione in officina e ad una precompressione a fili aderenti (Figura 19). Per la sezione a T semplice, invece, non è possibile la pretensione dato che l'anima sottile sarebbe soggetta a delle tensioni di compressione elevatissime, dovute alla precompressione applicata

immediatamente, che si concentrerebbero nel corrente inferiore. Si rende quindi necessario un allargamento del corrente con un bulbo inferiore oppure è possibile realizzare una sezione a T che si allarga verso il basso (sezione “a fungo”).

Anche per la prefabbricazione con cavi di tensione sono preferite le travi con corrente superiore inclinato, con sezioni sempre a T o a I. La sezione ad I presenta in particolare il vantaggio di potere essere più leggera, poiché l'anima può essere mantenuta molto sottile a causa delle tensioni principali sopresse, ed il suo spessore risulta limitato solo da problemi di natura tecnologica legati al betonaggio (Figura 19). La flangia inferiore generalmente è più piccola della superiore, dato che essa assorbe unicamente le tensioni di compressione diminuite del peso proprio già agente.



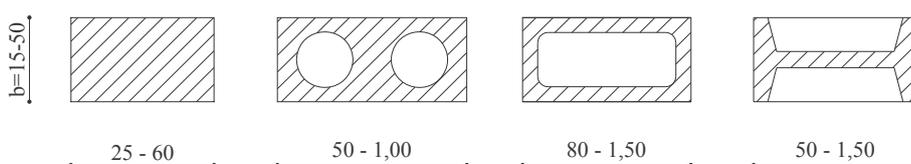
**Figura 19. Travi con corrente superiore inclinato post-tese (superiormente) e pre-tese (inferiormente) (PRE.MER 2009).**

La capriata in c.a. a parete piena è economica fino ad una luce di 15 m, dato che non è strettamente necessaria (a meno di casi eccezionali) la precompressione.

I telai con cerniere intermedie hanno in genere sezioni rettangolari o ad I, poiché a causa della variazione del momento flettente è necessaria una flangia da entrambi i lembi e si può adattare l'altezza costruttiva all'andamento dei momenti senza dover rinunciare ad esigenze estetiche. Per grandi luci (oltre i 15 m) si sceglie quindi una sezione ad I con correnti superiore ed inferiore uguali, dati i vantaggi statici e la riduzione di peso così ottenuti.

Nel caso di telai rigidi si può avere anche una sezione a T: la riduzione di peso in questo caso è molto importante dovendosi impiegare apparecchi di sollevamento speciali, la cui capacità è limitata.

I pilastri vengono realizzati quasi sempre con sezione rettangolare o ad I, dovendo assorbire sforzo normale e flessione; anche per i pilastri è possibile alleggerire la sezione mediante dei tubi collocati all'interno della sezione stessa (Figura 20), e, se la flessione ha un'incidenza maggiore dello sforzo normale, si può prevedere anche la precompressione. In alcuni casi si realizza proprio all'interno del pilastro il tubo per lo smaltimento delle acque piovane.



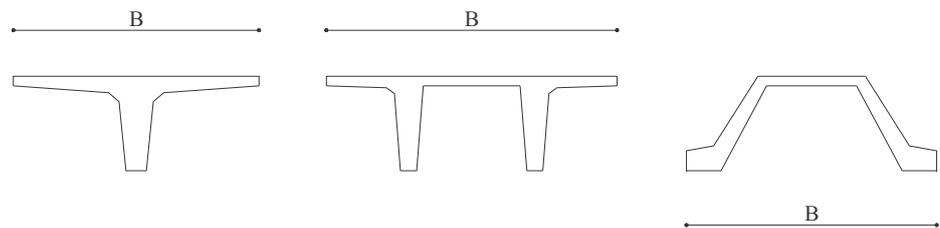
**Figura 20. Pilastri prefabbricati con struttura alleggerita.**

In Figura 21 si riporta il caso di un pilastro interno con forcella in sommità e con il tubo per la pluviale disposto nella zona centrale della sezione stessa.



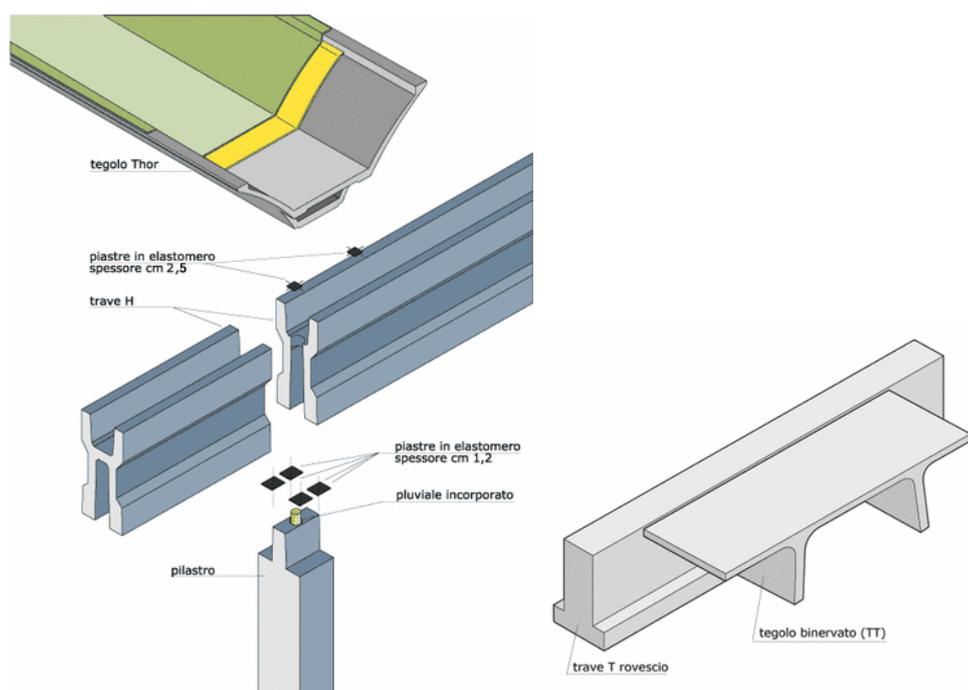
**Figura 21. Pilastro dotato di forcella in sommità e pluviale interna.**

Un'interessante tipologia strutturale, valida anche dal punto di vista architettonico, è stata ottenuta progettando tutti gli elementi con un unico tipo di geometria, ossia formando tutti gli elementi con pannelli aventi sezione ad  $\Omega$  (dritto e rovescio) oppure a semplice T o a TT (Figura 22) o derivandoli da essi.



**Figura 22. Elementi prefabbricati con sezione a T, TT ed omega.**

Tuttavia questa soluzione non garantisce la copertura di luci particolarmente impegnative, e quindi non è molto diffusa; è preferita la combinazione di elementi con sezioni diverse. Gli elementi a T e TT vengono sfruttati come elementi di copertura secondari (Figura 23) e nel passato anche come elementi di tamponamento; la sezione a TT, in particolare, soddisfa diverse esigenze di natura statica.



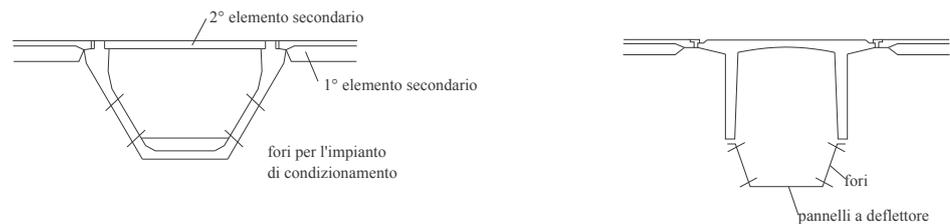
**Figura 23. Elementi prefabbricati con sezione a TT ed omega modificata (RDB 2009).**

Al fine di formare la massima superficie di copertura e di tamponamento con il minor numero di elementi e ridurre così tempi e costi di montaggio, la dimensione trasversale B (Figura 22) deve essere la massima possibile. E' anche possibile, in virtù del limite di 2.50 m della sezione trasversale per trasporto su suolo pubblico, distanziare gli elementi di copertura facendo loro portare il carico di altri elementi di completamento. L'elemento di copertura a T semplice risulta in grado di soddisfare la suddetta esigenza molto meno bene degli elementi a TT o ad  $\Omega$ , sia perché per sorreggere il carico degli elementi di completamento applicati all'estremo delle sue ali queste dovrebbero avere uno spessore eccessivo, persino non conveniente nei riguardi dell'ottimizzazione statica della sezione, sia perché la sezione a T non ha alcuna rigidità bi-flessionale e quindi non è molto adatta a sorreggere la torsione prodotta da carichi dissimmetrici, come accade ad esempio quando si hanno gli elementi di completamento da un solo lato. In secondo luogo uno sbalzo di 1.15-1.20 m dell'ala superiore con gli spessori usualmente impiegati, non può essere considerato interamente collaborante.

La messa in opera degli elementi a T semplice è, inoltre, più delicata di quella degli elementi a TT o a  $\Omega$ , e non è conveniente variare la sezione del

profilo all'appoggio o usare sezioni a T con bulbo inferiore, dato il rapporto tra i carichi di servizio ed il peso proprio.

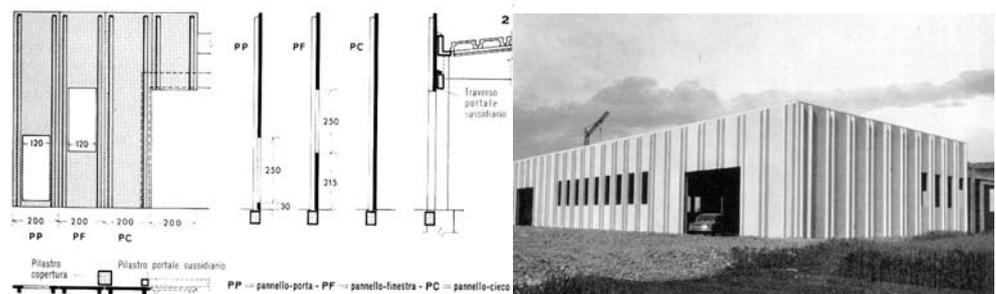
Con l'elemento ad  $\Omega$  non si ottiene una copertura avente l'estradosso piano (che garantisce la realizzazione di una finitura della copertura semplice ed economica), a meno di impiegare per l' $\Omega$  altri elementi secondari, ma ciò fa aumentare il numero di elementi da fabbricare e da montare ed il numero delle unioni (Figura 24). Nei riguardi invece della possibilità di sfruttare il profilo come sede di certi impianti tecnici di servizio, non vi è molta differenza tra le sezioni a TT ed a  $\Omega$ .



**Figura 24. Accorgimenti per la realizzazione della copertura piana.**

La sezione a TT è tuttavia preferita per realizzare tutta la struttura con una sola tipologia di elemento poiché generalmente la sua altezza non è necessaria nei sostegni o nei tamponamenti e può essere facilmente ridotta mediante degli inserti nelle forme. Ciò non può farsi per la sezione ad  $\Omega$ , con la quale lo spessore delle pareti risulterebbe rilevante. La sezione a TT, inoltre, consente una più facile esecuzione della coibentazione per la soletta

Per quanto riguarda le tamponature le soluzioni più diffuse sono i pannelli orizzontali o verticali, lisci o nervati (Figura 25).



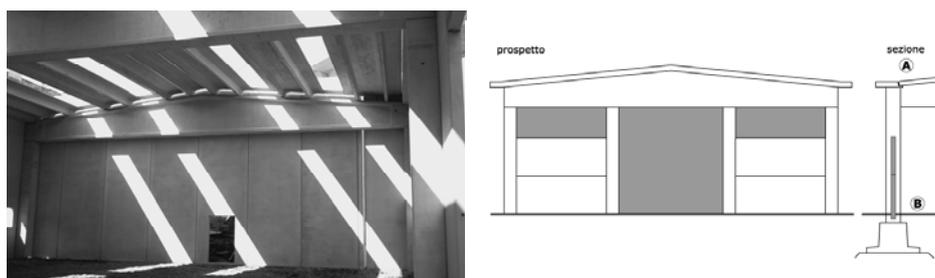


Figura 25. Tamponatura con pannelli lisci e nervati (RDB 2009, PRE.MER 2009).

Il pannello liscio presenta una struttura mista in calcestruzzo con blocchi di laterizio forato nello strato centrale, o una lastra di polistirolo per motivi di coibentazione. L'armatura è ordinaria o pretesa e il limite d'impiego è di altezza pari ad 8.5 m.

Il pannello nervato si adotta per altezze fino a 10 m circa. Generalmente i pannelli a tutta altezza sono impostati alla base su un cordolo di fondazione e poggiano all'estremità superiore contro gli elementi orizzontali di perimetro dell'ossatura (travi principali e travi di gronda a seconda dei lati) cui sono assicurati con ancoraggi metallici in grado di consentire libertà d'inflessione alle strutture orizzontali di appoggio. I pannelli sono verificati per sopportare le azioni orizzontali prodotte dal vento, che si scaricano come forze concentrate sulla testa dei pilastri, in caso di pannelli verticali, o come carichi distribuiti lungo l'altezza dei pilastri, in caso di pannelli orizzontali.

## 1.5 Travature reticolari

Le travature reticolari, come è stato già detto in precedenza, sono impiegate per luci dai 15 ai 40 m e più, e nel caso in cui si disponga di una sufficiente altezza di copertura: l'altezza in mezzera è infatti pari a  $1/7 \div 1/8$  della luce. Tale tipologia di strutture sono state molto in voga fino agli anni '70 sostituite col passare del tempo da strutture metalliche in acciaio e alluminio. Ai giorni d'oggi questo tipo di strutture sono praticamente in disuso.

La progettazione di una travatura reticolare deve rispondere ad esigenze funzionali ed estetiche e la scelta tipologica è influenzata da problemi di impermeabilizzazione, coibentazione, illuminazione, aerazione e soffittatura.

L'impermeabilizzazione, cui sono strettamente legati anche i problemi di coibentazione, è risolta generalmente con:

- *manti in fibro-cemento* disposti con pendenze non minori del 10%. Il campo d'impiego é perciò limitato al caso di falde piane, superfici cilindriche, conoidi;
- *manti bituminosi*, realizzabili su qualsiasi tipo di superficie;
- *fogli di alluminio o rame* ricavati in lastre rettangolari o quadrate, il che ne limita il campo di utilizzazione.

Per quanto concerne l'illuminazione, le soluzioni sono: strutture a shed, cupolette e aperture a strisce ricavate parallelamente o perpendicolarmente all'asse longitudinale.

I problemi di aerazione sono sostanzialmente connessi a quelli di illuminazione nel senso che è sufficiente rendere apribili i lucernari laterali e di colmo.

Dal punto di vista dello schema statico la casistica è molto vasta; si hanno:

- *travature a correnti paralleli* (Figura 26);
- *travature con correnti superiori configurati ad arco o poligonali* (Figura 27) e con *elementi terminali triangolati o meno*;
- *travature triangolari* (Figura 28);
- *travate Vierendeel*;
- *telai reticolari* (Figura 29).

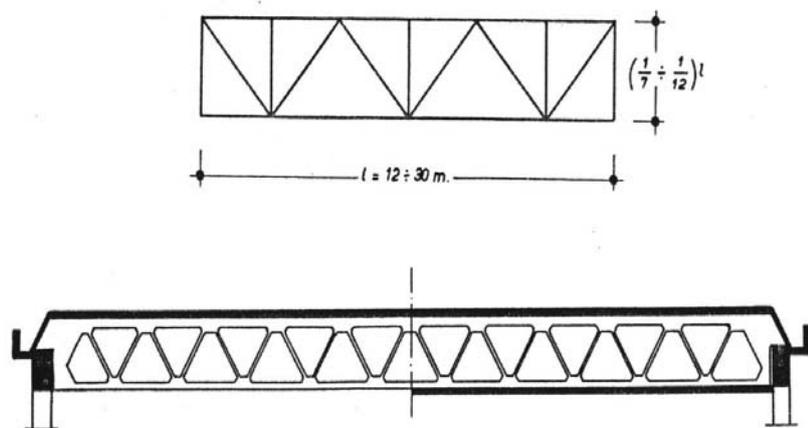


Figura 26. Travature a correnti paralleli.

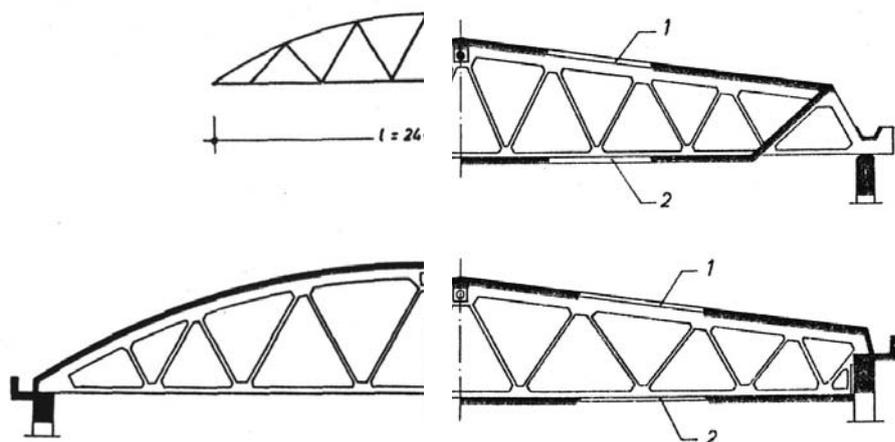


Figura 27. Travature con correnti superiori configurati ad arco (sinistra) o poligonali (destra).

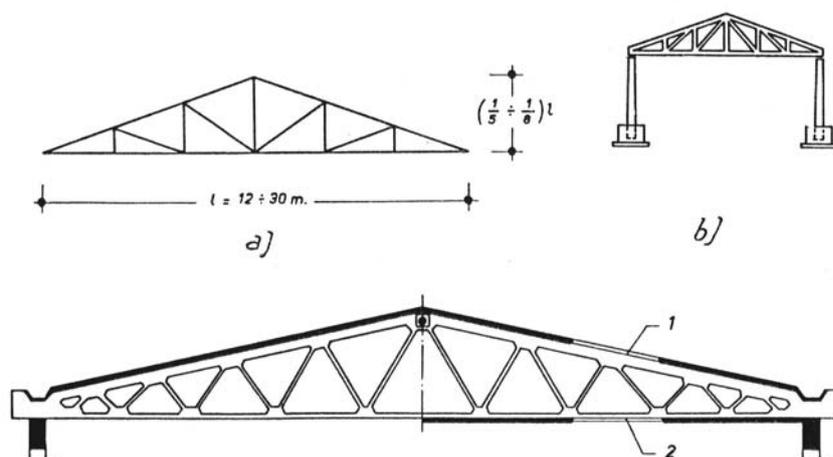


Figura 28. Travature triangolari.

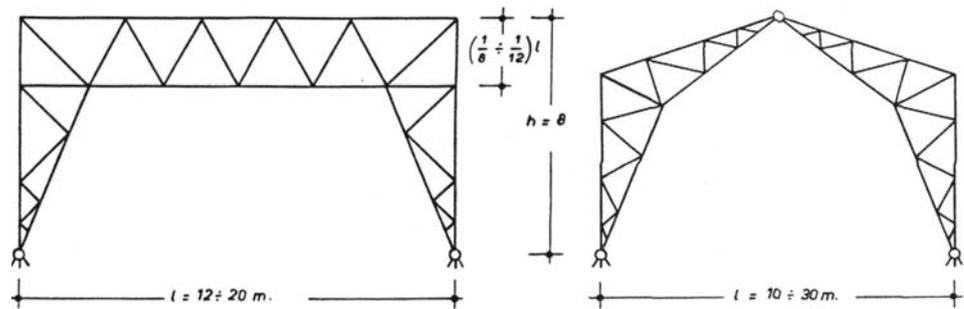


Figura 29. Telai reticolari.

Il regime principale degli sforzi, per tutte le tipologie, è determinato mediante poligoni d'equilibrio, nell'ipotesi che le aste siano soggette solo a sforzo assiale e che quindi i nodi siano delle cerniere. In realtà le aste in calcestruzzo (ordinario o precompresso) sono monoliticamente incastrate, quindi nascono inevitabilmente all'atto della solidarizzazione dei nodi, azioni taglianti, flettenti e sforzi normali aggiuntivi, ma essendo gli sforzi normali aggiuntivi trascurabili rispetto a quelli principali, sono significativi essenzialmente i tagli e i momenti flettenti.

Gli aspetti più importanti che regolano la progettazione e la verifica di una travatura reticolare sono: giunzione ed ancoraggio delle armature delle aste tese, fessurazione delle aste tese, instabilità delle aste compresse (o di un insieme di aste), armatura nei nodi. La Figura 30 riporta alcune classiche tipologie di giunzioni (per saldatura e per sovrapposizione). Nel caso di ancoraggio delle armature tese nei nodi interni ed in particolare nei nodi di estremità del corrente inferiore, tali armature devono avvolgere un nucleo di calcestruzzo nel nodo in cui si ancorano, oppure si devono fissare a piastre d'acciaio nel caso in cui il nodo non offra sufficiente spazio di ancoraggio o quando ci siano sforzi di entità particolarmente elevata (Figura 31).

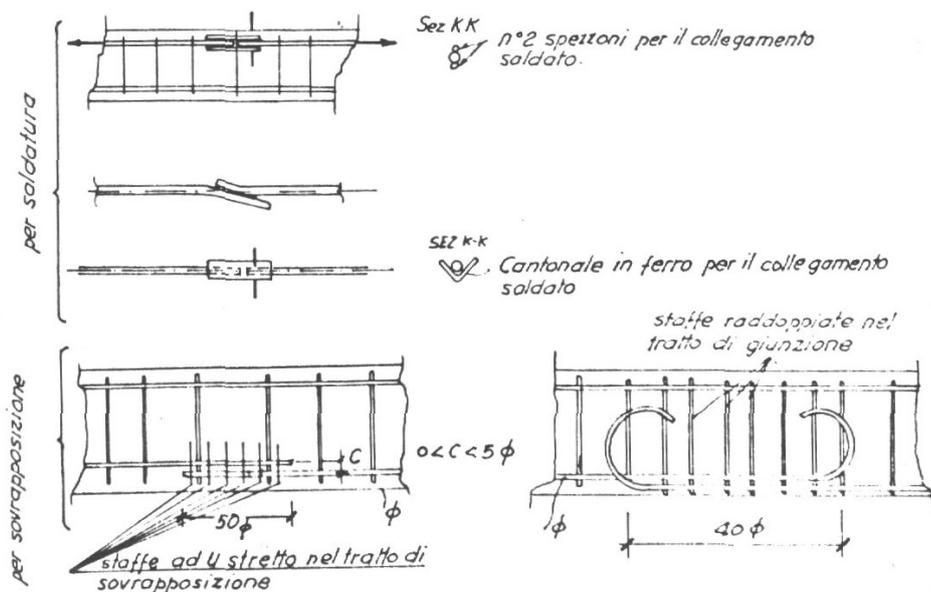


Figura 30. Esempio di giunzione delle armature nel corrente teso.

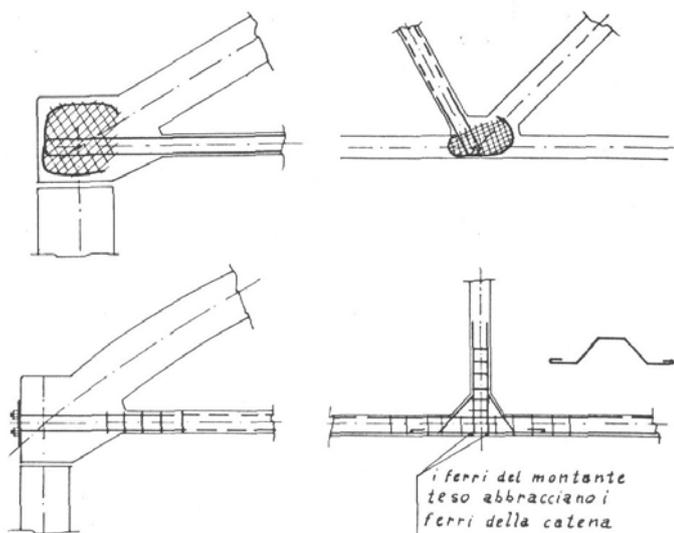


Figura 31. Esempio di ancoraggio delle armature nei nodi interni e di estremità del corrente teso.

La staffatura nelle aste tese è realizzata con ferri di piccolo diametro a passo più piccolo ed con barre ad aderenza migliorata per le armature longitudinali, per ridurre l'ampiezza delle fessure (a parità di tutti gli altri parametri). La staffatura prosegue nel corpo dei nodi con almeno una o due staffe.

Proprio alla luce dei problemi connessi alla fessurazione si realizza la precompressione della travatura reticolare, così da eliminare del tutto o quasi la trazione nella fase di esercizio.

Si riporta in Figura 32 una sezione tipo di tale tipologia di strutture tratta dal catalogo delle tipologie di strutture prefabbricate esistenti nell'ambito della linea 2 del progetto triennale 2005/08 – DPC/ReLUIS (ReLUIS 2008).

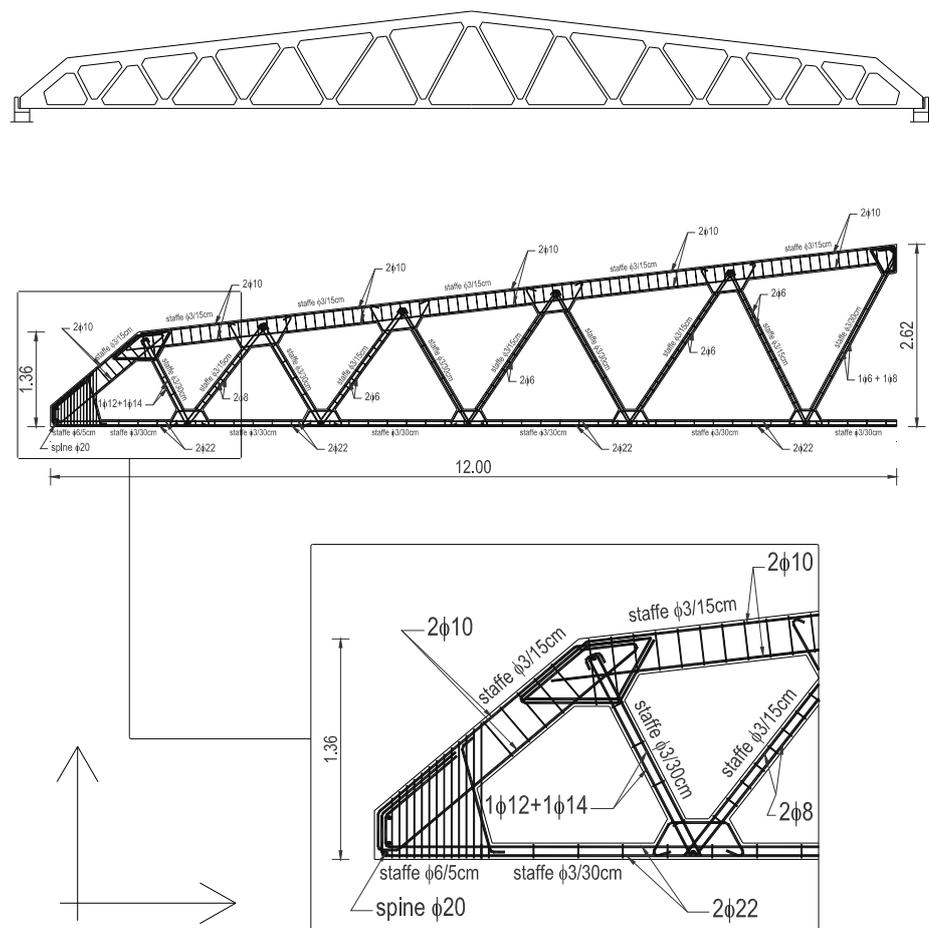
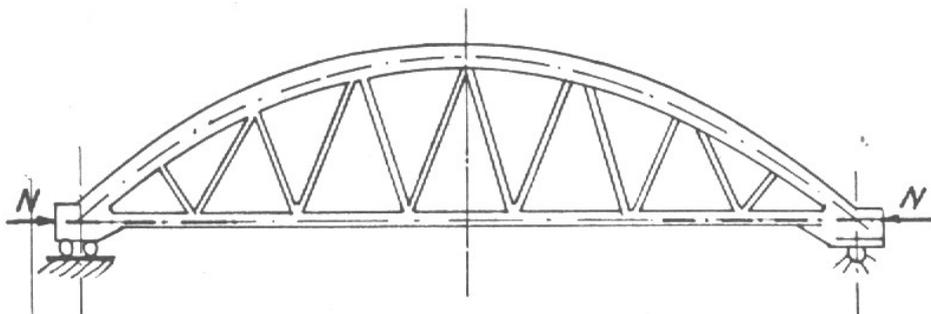


Figura 32. Traliccio prefabbricato in c.a. (ReLUIS 2008).

Per la risoluzione della struttura va rilevato che in genere la precompressione della catena è ottenuta mediante un tracciato assiale rettilineo con cavi scorrevoli. Per determinare gli sforzi nelle aste, lo schema statico equivalente è quello di Figura 33.



**Figura 33. Schema statico di calcolo della travatura reticolare con catena precompressa.**

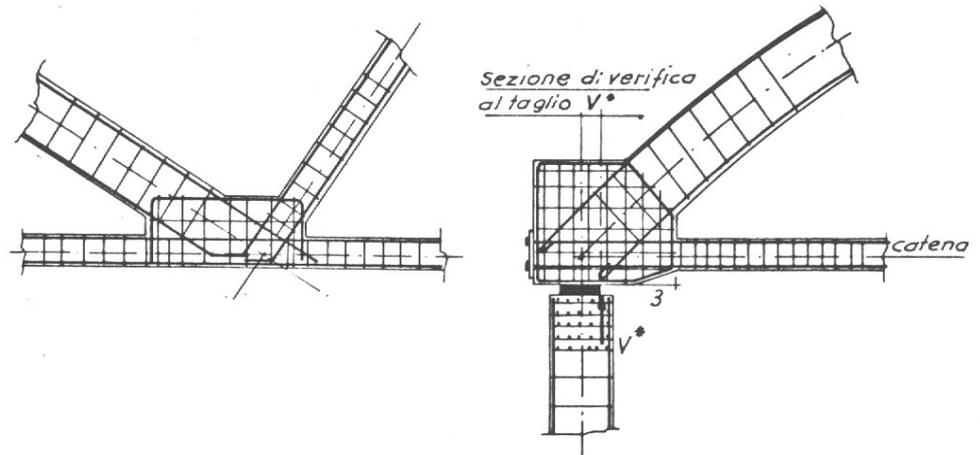
Il regime principale di sforzi è costituito dalla compressione di valore  $N$  nella sola catena ed il regime secondario è dovuto alla variazione di lunghezza delle aste della catena prodotta da  $N$  ed ai conseguenti spostamenti dei nodi.

Si può anche pensare che la precompressione della catena abbia lo scopo di produrre deformazioni di segno contrario a quelle prodotte dai carichi (in modo che gli estremi della travatura siano fissi o quasi), anziché di ridurre lo stato di trazione esistente. In tale ipotesi, dunque, la funzione della precompressione è quello di ridurre le deformazioni globali della struttura.

La verifica delle aste compresse deve essere condotta anche in termini di carico critico (e non solo di tensioni) generalmente solo nel piano della travatura stessa. Per aumentare la stabilità fuori dal piano della travatura, infatti, sono adottati semplici accorgimenti progettuali: ad esempio i puntoni (almeno nel tratto centrale) possono essere muniti di un'ala trasversale allo scopo di aumentare l'inerzia per inflessioni fuori dal piano, dove la luce libera d'inflessione è in generale maggiore di quella che si ha nel piano della travatura; un'altra soluzione consiste nel munire la struttura di ritegni puntuali posti in corrispondenza dei nodi.

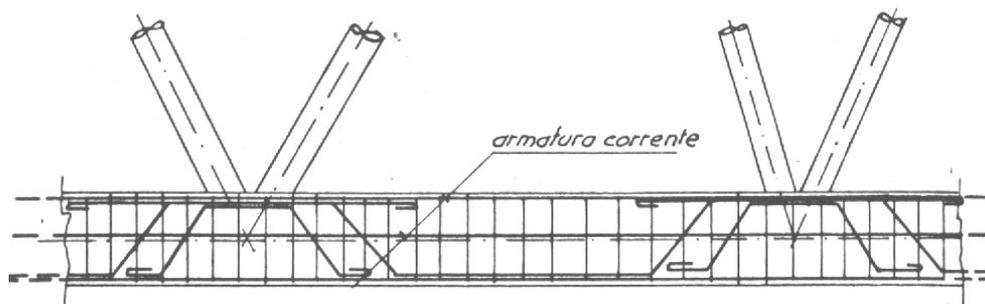
Per quanto riguarda gli sforzi secondari si ricorda che essi sono prodotti non solo a causa degli spostamenti dei nodi dovuti alla variazione di lunghezza delle aste, ma anche per eccentricità iniziali, carichi diretti applicati alle aste, ecc.. Se si conduce il calcolo con il metodo di Cross, i momenti flettenti iniziali nei nodi sono

da ripartirsi tra le aste in proporzione alle loro rigidità; Alle aste più esili, che sono quelle tese, toccherà così una piccola quota di momento flettente, mentre ai puntoni andrà la quota maggiore: i puntoni, quindi, sono sempre soggetti a pressoflessione. Per reggere le flessioni, i nodi devono essere armati in modo opportuno, al fine anche di produrre quegli equilibri di forze che corrispondono ai poligoni d'equilibrio mediante i quali sono determinati gli sforzi principali delle aste. Nel ristretto spazio dei nodi si hanno così stati di sollecitazione abbastanza rilevanti, che sono assorbiti da robuste staffature e, in qualche caso, da un "frettaggio" (Figura 34).



**Figura 34. Armature nei nodi della travatura.**

Lungo le aste, essendo in genere il taglio modesto, la comune staffatura disposta per le forze assiali è sufficiente a reggere gli scorrimenti, anche se talvolta possono aversi armature piegate (Figura 35).



**Figura 35. Disposizione dei ferri piegati nelle aste.**

Dove invece occorre controllare in ogni caso la tensione tangenziale è all'appoggio della travatura, sul filo netto interno delle strutture di sostegno o dell'elemento interposto nell'appoggio.

Spesso per soddisfare questa verifica si rende necessario un aumento della sezione resistente (Figura 34), e questo giustifica l'aumento dello spessore della travatura nel nodo di appoggio o la presenza di una mensola verticale a partire dall'intradosso della catena (di inclinazione pari a circa 1:3) accompagnata da un estradossamento in piano del puntone superiore.

E' evidente dunque che i punti più "delicati" delle travature reticolari sono costituiti dai nodi, in cui convergono diverse aste, ed in particolare dai nodi di estremità; in questi ultimi, infatti, si verifica la presenza simultanea di sollecitazioni taglianti ed assiali molto elevate ed inoltre il notevole quantitativo di armatura che si concentra al loro interno (dovuto al fatto che tali zone sono sfruttate anche per l'ancoraggio delle barre d'armatura provenienti dalle aste che concorrono in esse) comporta il problema di avere sezioni fortemente armate e dunque potenziali zone di rottura fragile.

Per quanto concerne gli appoggi, si può dire che il dispositivo con cui sono realizzati, nei due schemi di cerniera e di carrello, deve essere tanto più perfetto quanto maggiore è l'entità dei carichi. Alcuni esempi sono riportati in Figura 36 .

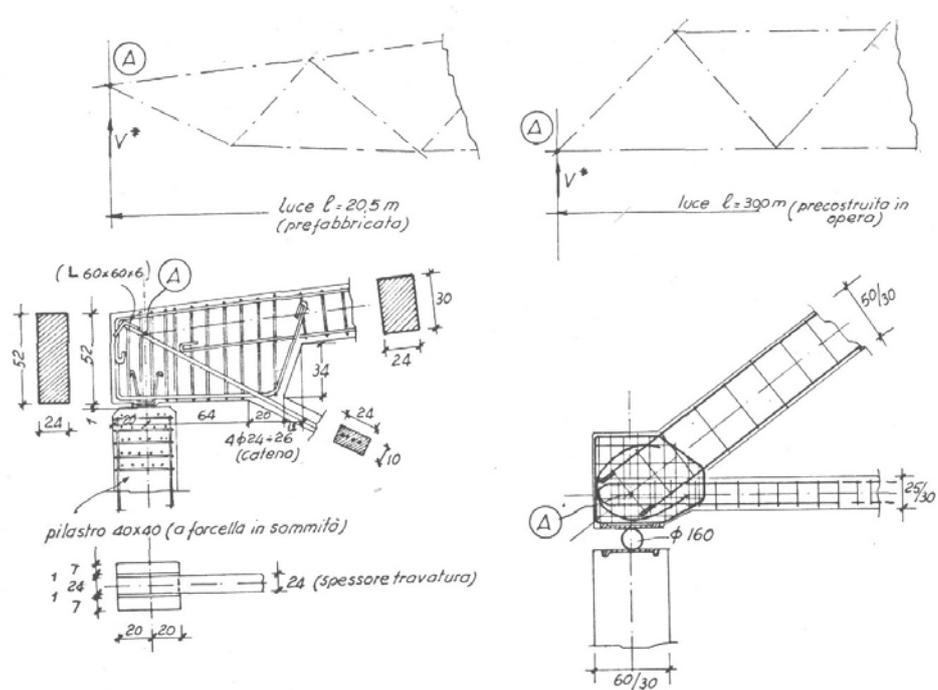
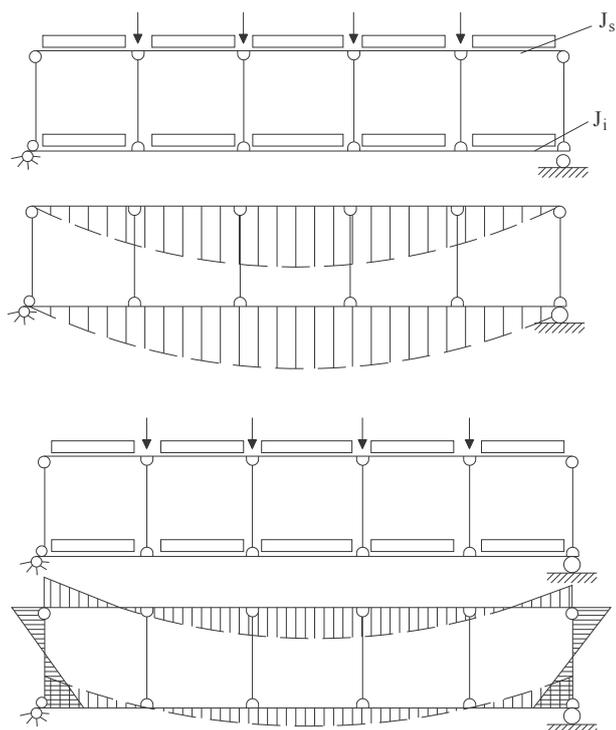


Figura 36. Esempi di dispositivi di appoggio delle travature.

### 1.5.1 Travi Vierendeel

Nella travata Vierendeel, come noto, la maglia quadrangolare fa sì che la statica della struttura sia assicurata solo a prezzo di flessioni e tagli nei montanti. Il calcolo di una Vierendeel viene condotto attraverso il metodo di Grinter, assumendo come incognite gli spostamenti verticali dei montanti e quello orizzontale del corrente superiore. Nei casi più comuni in tale soluzione si possono trascurare le deformazioni assiali delle aste, essendo l'influenza di queste limitata sempre a qualche unità percentuale. Spesso la Vierendeel è simmetrica e simmetricamente caricata: risultano in tal caso uguali gli spostamenti verticali dei nodi simmetrici rispetto all'asse verticale di mezzzeria e nullo lo spostamento orizzontale del corrente superiore. Per affrontare il calcolo, come appena visto, è conveniente passare attraverso lo studio successivo degli schemi di Figura 37.



**Figura 37. Schemi di calcolo da considerare nel calcolo di travi Vierendeel simmetriche e simmetricamente caricate.**

Di essi il primo serve a determinare la ripartizione dei carichi tra le due travi di inerzia  $J_s$  e  $J_i$  costituite dai due correnti ed il secondo permette di tener conto (anche se solo in forma approssimata) dell'incastro dei correnti nei montanti di estremità (che sono in genere i più rigidi).

In Figura 38, è indicata la disposizione delle armature in una Vierendeel a tre campi. Si può rilevare l'armatura dei nodi e la disposizione delle barre piegate nei correnti, ma soprattutto nei montanti soggetti a sollecitazioni taglianti molto elevate.

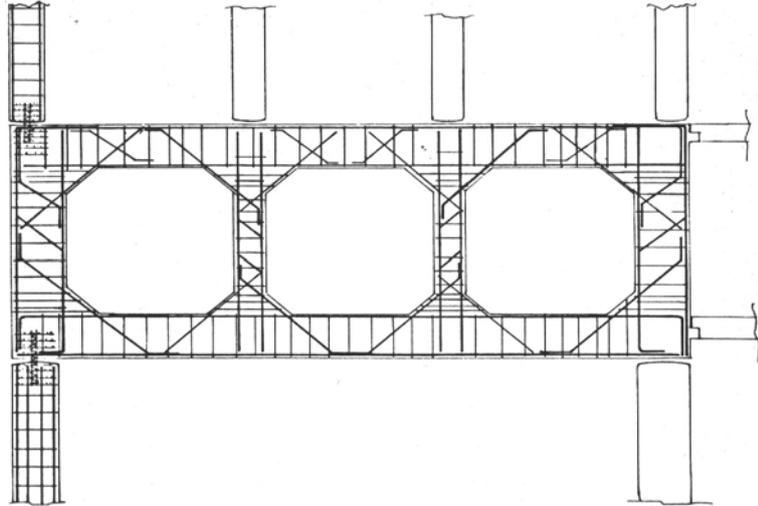


Figura 38. Disposizione armatura in un Vierendeel a tre campi.

Allo scopo di non indurre flessione nei pilastri, inferiori e superiori, rispettando fra l'altro esattamente lo schema statico assunto, si realizza una cerniera all'attacco dei pilastri nella travata, dove sono disposte le usuali armature di "frettaggio" a maglie fitte di piccolo diametro.

Negli edifici industriali, la travata Vierendeel è gradevolmente accettata nei capannoni a shed, gettando ad esempio sulle travate una normale soletta inclinata che va dal corrente superiore di una Vierendeel al corrente inferiore di quella adiacente (Figura 39).

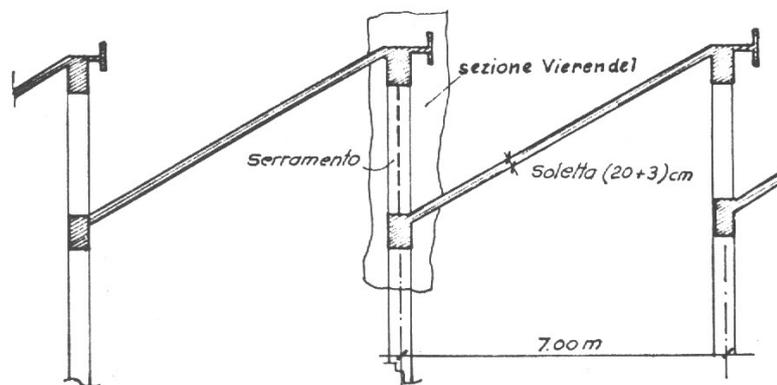
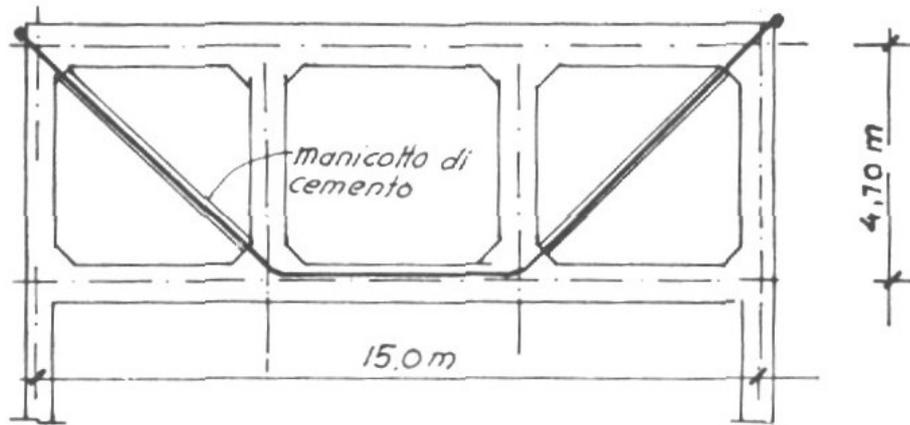


Figura 39. Disposizione degli shed nei capannoni con travate Vierendeel.

Uno schema molto interessante è rappresentato nella Figura 40: la Vierendeel contiene un tracciato di precompressione spezzato (a cavi scorrevoli), molto utile nei riguardi del regime statico e che riduce la deformabilità della trave.



**Figura 40. Tracciato di precompressione spezzato nella Vierendeel.**

Si può anche avere la precompressione con tracciati contenuti nelle aste della Vierendeel (correnti e montanti), tracciati che per essere concordanti sono fatti comodamente rettilinei, in quanto sotto carichi applicati nei nodi, i momenti flettenti hanno un andamento rettilineo.

Il vantaggio che si ottiene con la precompressione delle aste, come si è già detto, è quello di impedire la fessurazione e di ridurre nel complesso la deformabilità della struttura.

La trave Vierendeel conserva i due correnti (teso e compresso) tipici degli elementi inflessi, ma riduce l'anima ad una serie di montanti destinati ad assorbire il taglio. La rigidità dei nodi serve poi a sopperire all'assenza delle aste di parete. Si deve sottolineare che, siccome i montanti, prevalentemente sollecitati a taglio, non sono orientati secondo la direzione più idonea per fronteggiare tale caratteristica di sollecitazione interna, i materiali (calcestruzzo e acciaio) non sono utilizzati nel modo più razionale.

Inoltre, l'alto grado di iperstaticità rende le travi Vierendeel molto sensibili alle distorsioni termiche. Tuttavia la semplicità di realizzazione rappresenta un notevole vantaggio dal punto di vista economico ed anche per la riduzione dei tempi di produzione.

Una travatura reticolare può essere composta da due o tre conci per il rispetto delle sagome limite di trasporto imposte per legge. In genere, per campate dai 18 ai 24 m, si hanno capriate in un unico pezzo, mentre per luci maggiori (25÷30 m) si preferiscono due pezzi giuntati in mezzeria (Figura 41).

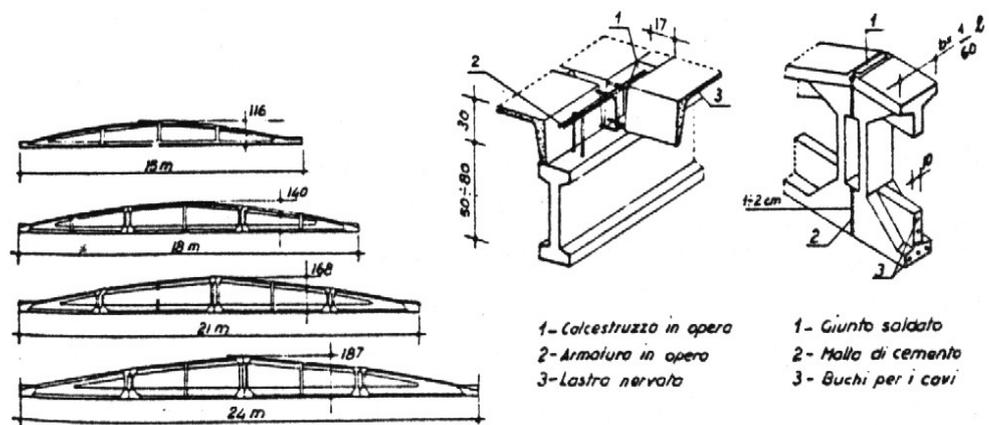


Figura 41. Strutture reticolari giuntate.

In effetti la casseratura viene preparata per l'intera capriata e la separazione in conci è effettuata prima del getto inserendo nelle sezioni desiderate un lamierino metallico di spessore sufficiente ad impedire che le sue deformazioni possano creare irregolarità nelle superfici tagliate.

L'assemblaggio in opera è effettuato rispettando l'ordine di produzione per avere un perfetto combaciamento delle facce separate e questo, all'atto della loro ricostruzione, evita la presenza di irregolarità e quindi di punti in cui ci sia una concentrazione di sforzi con temibili plasticizzazioni locali.

Gli assemblaggi si effettuano raramente con giunti umidi, perché questi immobilizzano le opere di presidio provvisorio fino a quando non si è certi della raggiunta efficienza dell'unione. Si impiega, invece, la saldatura in opera delle barre di attesa fuoriuscenti dai singoli conci.

Esiste anche la possibilità di decomporre la struttura reticolare in pochi elementi tra loro intercambiabili e dal cui assemblaggio, generalmente ottenuto con cavi post-tesi, è possibile risalire allo schema di progetto.

La divisione in conci di una struttura prefabbricata comporta dei vantaggi importanti. In fase di preparazione e getto si possono confezionare gabbie metalliche più piccole e quindi più maneggevoli e facilmente sistemabili nelle

casseforme; inoltre si limitano i danni prodotti dalla vibrazione del getto che si trasmettono lungo i ferri sui calcestruzzi già vibrati ed in fase di maturazione; in fase di disarmo è possibile adoperare attrezzature più leggere e si gode di una più agevole manovrabilità all'interno dello stabilimento; in fase di trasporto è possibile impiegare mezzi usuali; in fase di montaggio i tempi sono ridotti e risulta possibile l'impiego di mezzi semoventi di minor mole e più veloci.

E' importante sottolineare che per questo tipo di soluzione strutturale è particolarmente sentito il problema della fessurazione per la presenza di un numero elevato di elementi tesi che, in ambienti aggressivi, diventano le parti più vulnerabili della struttura.

## 1.6 Strutture ad arco

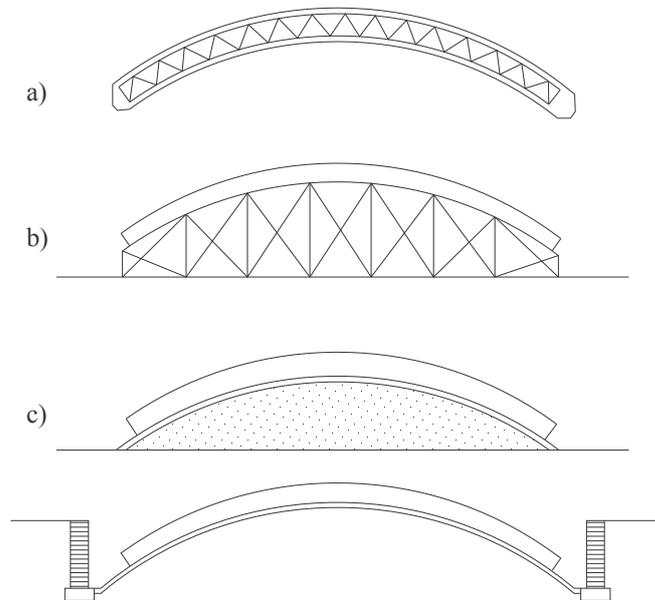
Gli archi prefabbricati sono impiegati per luci di 60 m ed oltre. Come la tipologia precedente essi sono oramai in disuso a meno di poche realizzazioni fuori dal contesto edilizio italiano. Essi si realizzano generalmente a direttrice circolare o parabolica. Il primo tipo consente di disporre di maggiore flessibilità nell'accoppiamento della casseratura quando si passa dalla costruzione di archi di piccola luce alla costruzione di archi di grande luce. Infatti, fissato un valore del rapporto freccia-luce dell'arco, il raggio resta costante al variare della luce e quindi, per adattare le casseforme a dimensioni diverse, è sufficiente spostarle ortogonalmente all'asse dell'arco. Il profilo longitudinale degli archi è piano o reticolare e di altezza costante per non perdere i vantaggi dovuti alla semplicità della casseratura. Gli schemi statici con cui si possono realizzare tali strutture sono:

- *Arco a tre cerniere, su imposte fisse*
- *Arco a due cerniere ( $l/f \leq 10$ )*
- *Arco ad una cerniera*
- *Arco incastrato ( $l/f \leq 6$ )*

Gli schemi di arco incastrato e quello di arco a una o due cerniere si ottengono a partire da un arco a tre cerniere (una in chiave e due all'imposta) per successiva sigillatura con calcestruzzo gettato in opera rispettivamente di tutte, di due o di una cerniera. Il funzionamento effettivo delle cerniere deve essere valutato attentamente dato che, specialmente se realizzate in cemento armato, possono incontrare sensibili resistenze di natura attritiva.

L'arco incastrato a sezione cava (cellulare o a cassone), costante o variabile, è impiegato per superare luci notevoli grazie all'impiego razionale del materiale.

Generalmente la prefabbricazione degli archi in officina si esegue su un terrapieno o su una superficie incassata nel terreno ed avente la stessa curvatura della struttura che si intende realizzare (Figura 42).



**Figura 42. Tecniche di realizzazione di strutture ad arco in officina.**

Il sollevamento si esegue agganciando l'arco in più punti a causa dei momenti torcenti che possono nascere. Il sollevamento, in base alla luce, è effettuato prendendo l'elemento in due o quattro punti al di sopra del suo baricentro al fine di evitare possibili fenomeni di instabilità flessione-torsionale. Durante la fase di montaggio, l'arco deve essere considerato e calcolato come trave.

Il calcolo statico di un arco prefabbricato segue da vicino tutte le fasi che l'elemento attraversa, nelle diverse condizioni di vincolo e di carico, dal sollevamento all'esercizio. Si deve inoltre verificare la stabilità dell'equilibrio elastico (oltre che nella fase di montaggio) nello stato di esercizio.

Spesso è determinante la stabilità in fase di montaggio durante la quale l'arco, gravato dal suo peso, non è ancora irrigidito dalla copertura. La curva d'asse di un arco, per ridurre la caratteristica flettente dei carichi esterni, è tracciata quale funicolare di una delle seguenti condizioni di carico: solo peso proprio, essendo questo prevalente sul sovraccarico, o peso proprio più metà del sovraccarico esteso in modo uniforme sull'intera luce.

La sezione trasversale è dunque sollecitata prevalentemente a sforzo normale, per tale motivo fino ad una luce di 30 m si adottano sezioni rettangolari. Per luci maggiori, volendo diminuire il peso proprio senza indebolire la resistenza, si ricorre alle sezioni cave o archi reticolari. Si ricorre a sezioni a T nel caso in cui si presenta la necessità di dover sopportare notevoli sollecitazioni flettenti, per esempio dovute al vento.

Negli anni '60 poi ha cominciato a diffondersi la tipologia a conci precompressi mediante cavetti fatti passare attraverso opportuni fori lasciati nel getto: questo sistema permetteva di realizzare, entro certi limiti, archi di varia lunghezza usando un numero diverso di conci uguali.

La precompressione era fatta nel cantiere di prefabbricazione formando i due semiarchi sulla luce richiesta e facendoli contrastare in chiave su una cerniera di montaggio che successivamente poteva o meno essere chiusa.

Nel caso di archi sensibilmente snelli, inoltre, è possibile incorrere in problemi di instabilità assiale nel piano (normalmente gli archi sono vincolati trasversalmente per evitare problemi di instabilità laterale flessione-torsionale). Il valore del carico critico  $q_{cr}$  crea in un arco una spinta orizzontale  $H_{cr}$  capace di far coesistere la deformata assiale con quella flessionale. Lo studio della stabilità dell'equilibrio elastico degli archi può essere condotto nelle ipotesi:

- sagomatura iniziale dell'arco fatta secondo la funicolare del suo peso  $q$  passante per le imposte e per la chiave, in modo da garantire l'assenza della caratteristica flettente;
- passaggio dalla configurazione deformata per soli accorciamenti a quella diramata senza variazioni di lunghezza. Questo comporta che lo sforzo assiale e quindi la spinta  $H$  siano costanti;
- arco non molto ribassato.

Si deve sottolineare che, finché lo sforzo assiale è piccolo in confronto al suo valore critico, si può trascurare l'influenza che esso ha sulla flessione e prescindere, quindi, dalla deformazione dell'arco nel determinare le tensioni. Nel caso, però, di archi snelli e di lunga corda lo sforzo assiale può raggiungere il

valore critico: in questo caso diventa importante la sua incidenza sulla flessione e nell'analisi delle tensioni occorre tener conto della deformazione della struttura.

Un problema particolarmente sentito per archi e volte prefabbricati a direttrice curvilinea è quello della spinta orizzontale che nasce all'imposta. Tale spinta, a volte molto elevata, non può essere fatta assorbire agli elementi verticali: la soluzione maggiormente adottata consiste, quindi, nel realizzare gli archi (e le volte) a spinta eliminata.

Generalmente si impiegano semiarchi circolari con reticoli di alleggerimento incernierati in chiave e semplicemente appoggiati al piede su travi portanti; la spinta è eliminata da una catena disposta al piede dell'arco stesso. In Figura 43 è rappresentato un arco parabolico reticolare a spinta eliminata che in genere si adotta per coperture leggere.

Le catene sono costituite da barre d'acciaio di grosso diametro collegate alla volta mediante tondi di piccolo diametro ( $\phi 10 \div 12$ ), per ridurre le flessioni da peso proprio e da eventuali carichi appesi, e munite di uno o più tenditori.

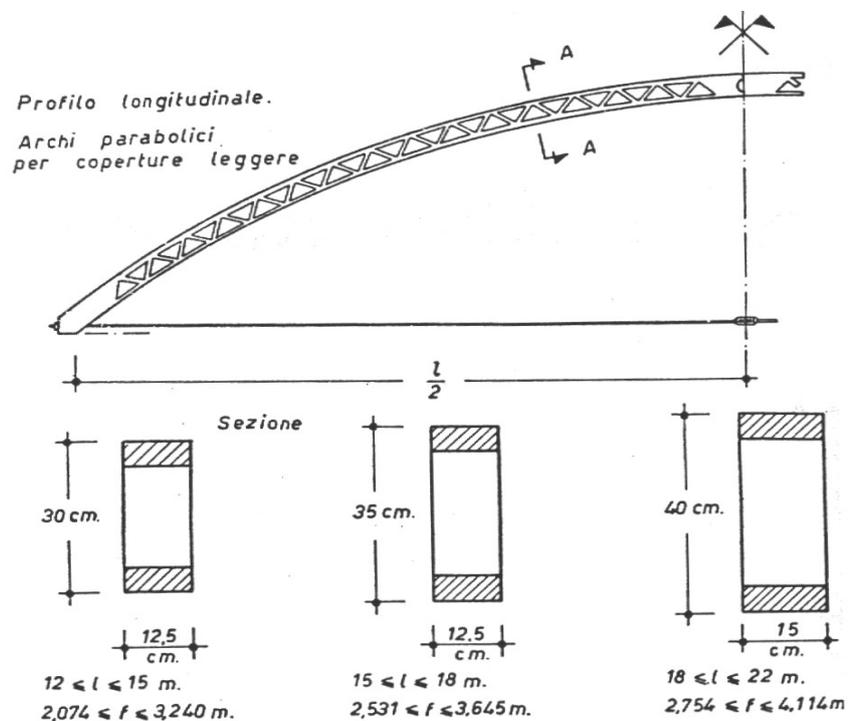


Figura 43. Arco parabolico reticolare a spinta eliminata.

I tenditori, oltre che servire a mettere in leggero tiro la catena prima del disarmo della volta, hanno la funzione di permettere la giunzione dei tratti di catena, tratti che con tondi di  $\phi 20 \div 28$  possono essere lunghi al massimo sui 10-15 m, a seconda del diametro. Le estremità delle barre sono filettate con un'adeguata rizollatura, tale che il diametro interno della filettatura non sia mai inferiore a quello del tondo impiegato.

La catena, come visto, ha un ruolo fondamentale per il funzionamento delle strutture ad arco. Essa deve essere assolutamente in grado di assorbire la spinta orizzontale prodotta all'imposta, infatti non sussiste altra possibilità di equilibrio, data l'incapacità delle strutture principali d'imposta di sostenere le elevate spinte orizzontali che nascono con questi elementi strutturali. Di conseguenza, è evidente come lo stato di conservazione della catena debba essere garantito in qualsiasi condizione ed in qualsiasi ambiente di lavoro.

Nelle volte a soletta il problema deve essere esaminato distinguendo l'ancoraggio di perimetro da quello interno.

L'ancoraggio di perimetro viene formato risvoltando la catena nella trave di perimetro attorno ad una barra trasversale, che fa da chiave e che ha una sezione circa pari a quella della catena, oppure a due barre molto vicine, di sezione unitaria almeno pari alla metà di quella della catena (Figura 44).

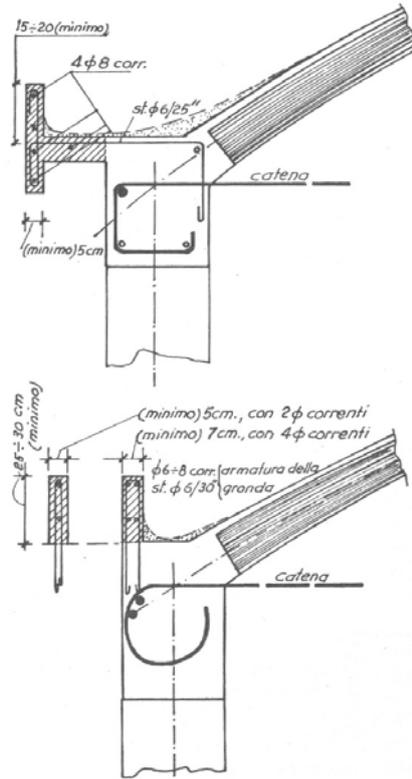


Figura 44. Ancoraggio di perimetro della catena.

Per l'ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo, sulle quali si imposta una volta da entrambi i lati, si può anche avere il caso di catena passante continua, senza alcun ancoraggio, poiché, se le volte sono di uguali dimensioni, la spinta dell'una è uguale a quella dell'altra e quindi non occorre trasmettere alcuna forza fra le catene e la struttura d'imposta: ad esempio nello schema di Figura 45 il tiro prodotto in A sulla catena da parte della volta perimetrale risulta equilibrato da quello prodotto in B dall'ultima volta.

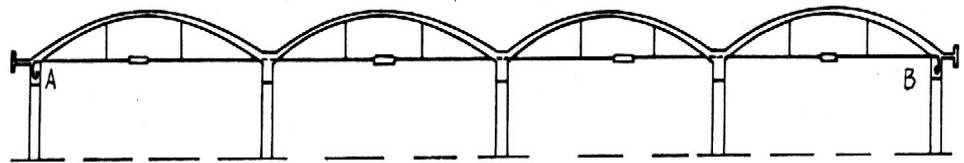


Figura 45. Ancoraggio delle catene nelle strutture di colmo.

Ovviamente questa disposizione in esercizio è corretta se le volte sono tutte ugualmente caricate. Essa non è molto adottata proprio perché tale condizione di carico in pratica non si verifica mai ed esiste sempre una differenza di carico tra le varie campate: occorrerebbe controllare, altrimenti, che l'aderenza in corrispondenza dell'appoggio sia in grado di trasmettere la spinta prodotta (pari alla differenza di spinta tra le due campate adiacenti) oppure che il compito di assorbire tale azione sia affidato ad una piastra saldata alla catena o a qualche altro dispositivo atto a trasmetterla.

## **CAPITOLO 2: I COLLEGAMENTI NELLE STRUTTURE PREFABBRICATE**

La caratteristica principale che distingue le strutture prefabbricate da quelle gettate in opera è costituita dalle unioni tra i diversi elementi strutturali. Esse vengono realizzate necessariamente in opera ed è quindi indispensabile che siano concepite ed eseguite in modo da rispecchiare fedelmente gli schemi di calcolo ipotizzati in fase progettuale. Ai fini pratici sarebbe poi opportuno, nella stessa costruzione, avere tutti gli accoppiamenti di uno stesso tipo uguali tra loro, affinché la loro esecuzione possa avvenire con gli stessi metodi e le stesse apparecchiature ausiliarie.

Per soddisfare anche le esigenze di montaggio, infine, le connessioni devono garantire semplicità e velocità esecutiva e devono consentire le tolleranze necessarie senza, ovviamente, mettere in pericolo l'integrità della costruzione.

E' possibile fare una classificazione delle unioni in base a diversi criteri: secondo l'esecuzione costruttiva, secondo i materiali, secondo l'azione statica trasmessa, secondo gli organi di collegamento, secondo gli elementi strutturali da collegare.

Proprio questo ultimo criterio di classificazione sembra il più semplice e quindi il più opportuno, anche se è necessario, per ogni tipologia individuata, sottolineare le ulteriori differenze che esistono in virtù di altre caratteristiche quali: l'efficienza statica, valutata mediante i legami esistenti fra le componenti di sforzo e di deformazione dei vincoli formati e dalla "misura" di tali legami, le modalità di esecuzione dell'unione, sia per il tipo dei materiali impiegati, sia per i tempi in cui l'unione viene eseguita, e l'azione statica che essi sono in grado di trasmettere.

Per quanto riguarda il tipo di legame sforzo-deformazione, le conoscenze a disposizione sono per lo più indicative, poiché la sua natura può essere individuata con maggior precisione solo da indagini sperimentali: si possono avere legami di tipo lineare, almeno per valori limite di sforzo o di deformazione, o addirittura legami del tutto privi di linearità; alcune volte è possibile associare al

collegamento un comportamento approssimato a quello dei corpi elasto-plastici alla Tresca-De Saint Venaint . La misura della efficienza statica di un vincolo, collocato in una sezione della struttura, è data dal rapporto  $w = (\lambda_0 - \lambda) / \lambda_0$  detto grado di vincolo;  $\lambda$  rappresenta la deformazione relativa che si ha nell'unione (nella direzione del vincolo in oggetto) e  $\lambda_0$  la corrispondente deformazione per una completa inefficienza del vincolo. Anche se  $w$  dipende dalle sollecitazioni applicate, esso risulta molto significativo, essendo il suo valore compreso tra 0, nel caso di assenza di vincolo ( $\lambda = \lambda_0$ ), e 100, nel caso di vincolo perfetto ( $\lambda = 0$ ).

Da un punto di vista applicativo è possibile definire il comportamento di un collegamento ritenendo che si abbiano giunti che ripristinano la continuità (incastri) quando sia almeno  $w = 0.9 \div 0.95$ , mentre possono essere considerati giunti inefficienti nei confronti della sollecitazione interessata (cerniera nei confronti dei momenti flettenti) quando sia per esempio  $w < 0.15$ .

E' inoltre noto che le unioni vengono definite "ad umido" quando in opera si realizza un getto, anche parziale, di malta o di conglomerato, altrimenti sono dette "a secco". Mentre le prime consentono di ottenere monoliticità maggiore rispetto alle unioni a secco, le seconde consentono un trasferimento più immediato delle sollecitazioni e soprattutto riducono le cause accidentali di sollecitazione connesse agli errori di produzione degli elementi ed agli errori di montaggio, in quanto impongono tolleranze minori. Una terza modalità di unione è quella che utilizza collanti a base di resine epossidiche. Tale tipo di unione ha alcuni dei vantaggi caratteristici delle unioni a secco, come il trasferimento immediato delle sollecitazioni e la capacità di ridurre gli errori di montaggio, anche se in misura inferiore rispetto alle unioni a secco. Tuttavia è importante ricordare che l'impiego delle resine epossidiche comporta delle problematiche specifiche, quali ad esempio un'accurata scelta del tipo di resina e di indurente in relazione alle modalità di esecuzione, ai tempi di indurimento ed alla temperatura alla quale avviene l'indurimento. Le resine epossidiche presentano una notevole caduta di resistenza se esposte ad elevate temperature, e questo aspetto può rappresentare un serio pericolo in caso di incendio.

Alla luce di quanto detto, è possibile suddividere le connessioni nelle seguenti cinque tipologie:

- Collegamento tra elementi di solaio (o copertura)
- Collegamento solaio-trave
- Collegamento trave-pilastro
- Collegamento tra pannelli e struttura

- Collegamento pilastro- fondazione

Si possono individuare altre due ulteriori tipologie che sono:

- Collegamento tra segmenti di pilastro
- Collegamento tra travi.

Si può dire che le ultime due tipologie di collegamenti sono poco usate preferendo prefabbricare elementi interi e non eseguire giunzioni in opera tra i principali elementi resistenti.

## 2.1 Collegamento tra elementi di solaio

Il primo ordine si riferisce alle unioni reciproche tra elementi di solaio (o copertura) e, nel comportamento sismico del complesso strutturale, riguarda la fondamentale azione diaframma del solaio stesso grazie alla quale le forze inerziali vengono ripartite sui diversi elementi verticali resistenti, assicurando nel contempo una risposta globale uniforme e coerente.

In questo ambito si possono avere solai e coperture con elementi affiancati, uniti con connessioni puntuali fatte di profilati metallici e saldature, con o senza getti di completamento in opera con l'eventuale presenza di lucernari, dove vari tipi di elementi sono impiegati come i classici pannelli nervati.

Esistono dunque le seguenti tipologie di impalcati:

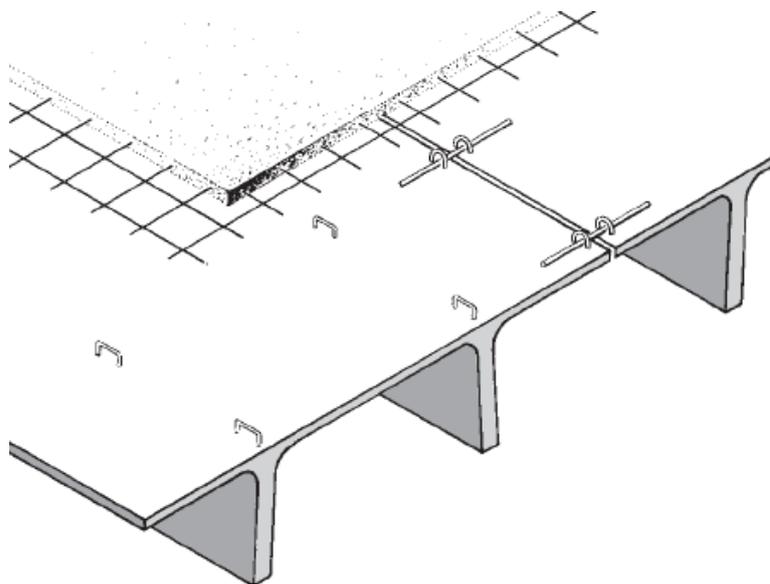
- Impalcati monolitici con diaframma rigido
- Impalcati continui con diaframma rigido
- Coperture discontinue con diaframma deformabile
- Coperture sconnesse senza diaframma

### 2.1.1 Impalcati monolitici con diaframma rigido

Nessun problema vi è nella verifica di resistenza nel caso di una soletta continua gettata in opera sopra agli elementi prefabbricati, trattandosi di un assetto molto simile a quello delle comuni strutture non prefabbricate, che viene dotato di opportuni incatenamenti e di collegamenti con i montanti del sistema strutturale.

La copertura degli edifici industriali è realizzata nella maggior parte dei casi impiegando tegoli binervati precompressi (tipo TT), al di sopra dei quali è effettuato il getto di una soletta collaborante in calcestruzzo di 5 cm, opportunamente armata con rete elettrosaldata. I pannelli vengono posti in opera

accostati tra loro in condizione vincolare di libero appoggio e rivestiti con manto impermeabile previa interposizione dello strato coibente (Figura 46).



**Figura 46. Visione prospettica di un impalcato monolitico con diaframma rigido.**

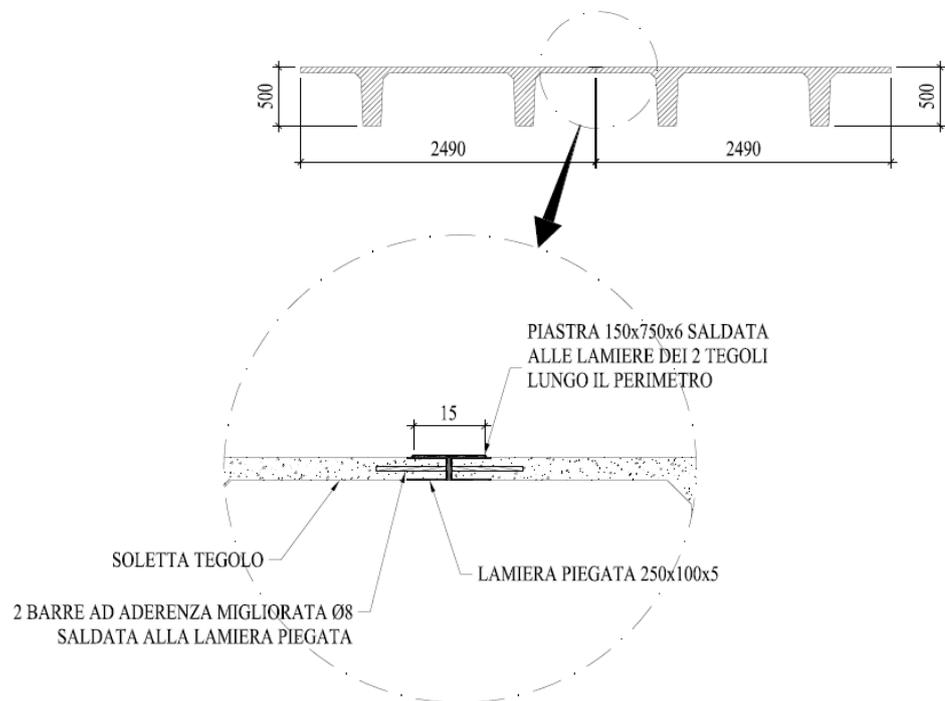
Anche nel caso di elementi prefabbricati affiancati connessi con giunti gettati in opera (senza soletta continua) la resistenza del diaframma viene assicurata attraverso le stesse armature di incatenamento e collegamento.

### **2.1.2 Impalcati continui con diaframma rigido**

Una prima soluzione di diaframma continuo senza getti di completamento in opera si riferisce a solai o coperture realizzate con pannelli nervati o altri tipi di elementi prefabbricati affiancati e collegati l'uno all'altro da connessioni saldate poste sui bordi delle ali. In questo caso la solidarietà del diaframma è realizzata in modo discreto, attraverso connessioni puntuali (Figura 47).

L'analisi degli sforzi trasmessi dalle connessioni in tale soluzione può essere fatto su modelli semplificati parziali che rappresentino l'equilibrio del singolo elemento di copertura soggetto alla competente risultante delle forze di diaframma ed alle reazioni restituite, attraverso le connessioni puntuali, dagli elementi adiacenti e dalle travi portanti. Oltre che per la verifica delle connessioni stesse, tali reazioni vanno considerate in quanto inducono negli elementi delle importanti

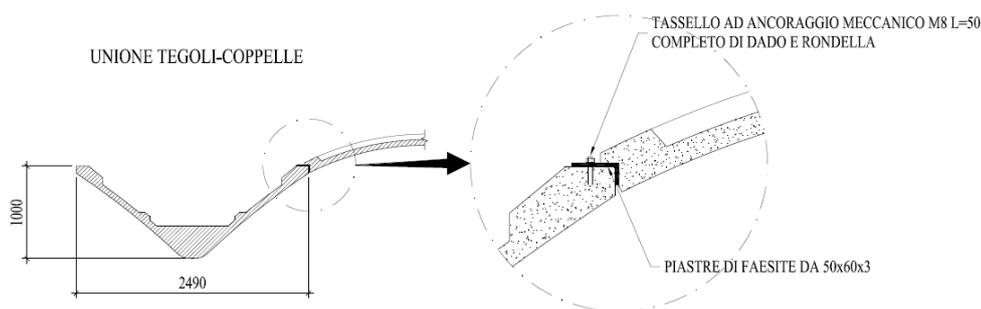
componenti di sforzo che si sommano a quelle principali dovute ai carichi gravitazionali.



**Figura 47. Connessione puntuale tra elementi di copertura (ASSOBETON 2008).**

### 2.1.3 Coperture discontinue con diaframma deformabile

Una soluzione molto diffusa per gli edifici industriali prefabbricati consiste nelle coperture con elementi distanziati per l'inserimento di lucernari continui oppure nel caso di coperture con tegoli e coppelle (Figura 48). In questo caso gli elementi non possono essere connessi l'uno all'altro. Un certo grado di funzionamento a diaframma può ancora sussistere a condizione che le connessioni con la trave realizzino un incastro nel piano orizzontale del diaframma stesso. E' il caso per esempio di elementi binervati in cui entrambe le nervature sono vincolate alla trave con connessioni fisse.



**Figura 48. Connessione puntuale tra tegoli e coppelle (ASSOBETON 2008).**

Anche per questa disposizione di vincoli il calcolo degli sforzi può essere fatto su modelli semplificati parziali che rappresentino l'equilibrio del singolo elemento di copertura con la competente azione di diaframma e le corrispondenti reazioni rese dai vincoli con la trave. Oltre alla resistenza delle connessioni stesse, andranno verificati gli effetti di queste forze sulle travi portanti e sugli elementi di copertura. La deformabilità di un tale sistema di copertura ha una forte influenza sul comportamento globale della struttura e ne consegue l'applicabilità o meno di analisi statiche semplificate o la necessità di più complesse analisi dinamiche modali.

#### **2.1.4 Coperture sconnesse senza diaframma**

Nel caso di elementi di copertura mononervati (Figura 49) con semplice connessione fissata sulla trave portante non vi può essere alcun grado di incastro reciproco e la copertura rimane articolata e sconnessa nel piano orizzontale. Gli elementi funzionano come bielle incapaci di trasmettere alcuna azione di diaframma. La copertura potrà dunque avere risposte sconnesse al sisma, con pilastrate che vibrano anche in opposizione di fase rispetto a quelle contigue.

Per un tale assetto strutturale, oltre che di resistenza, sorgono problemi di compatibilità deformativa delle connessioni, che coinvolgono anche la stabilità degli elementi di completamento.

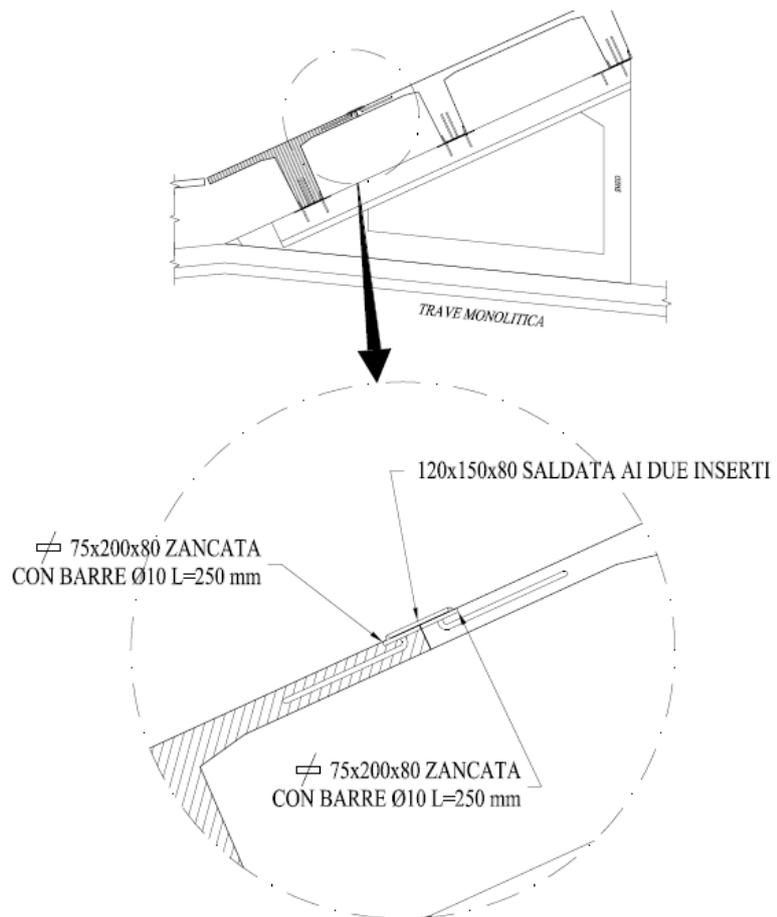


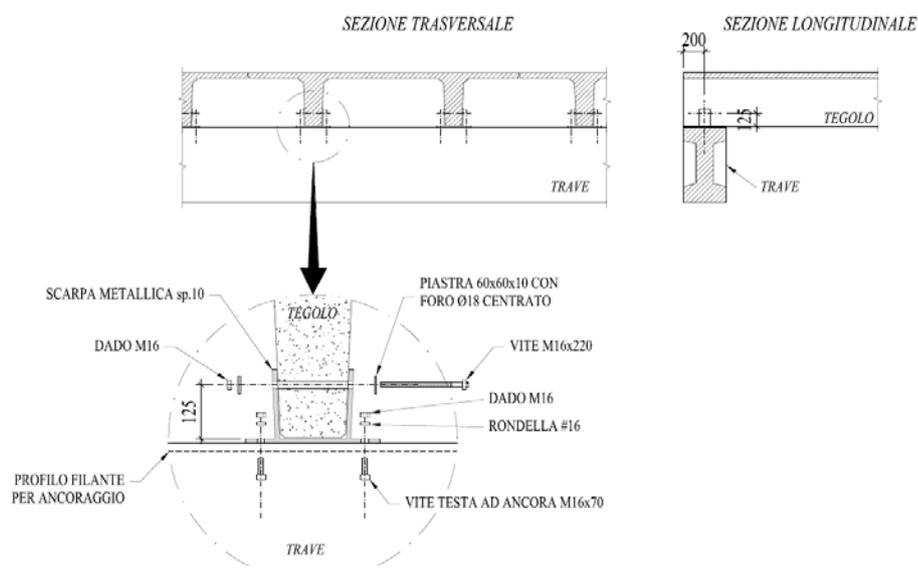
Figura 49. Copertura con elementi mononervati (ASSOBETON 2008).

## 2.2 Collegamento solaio-trave

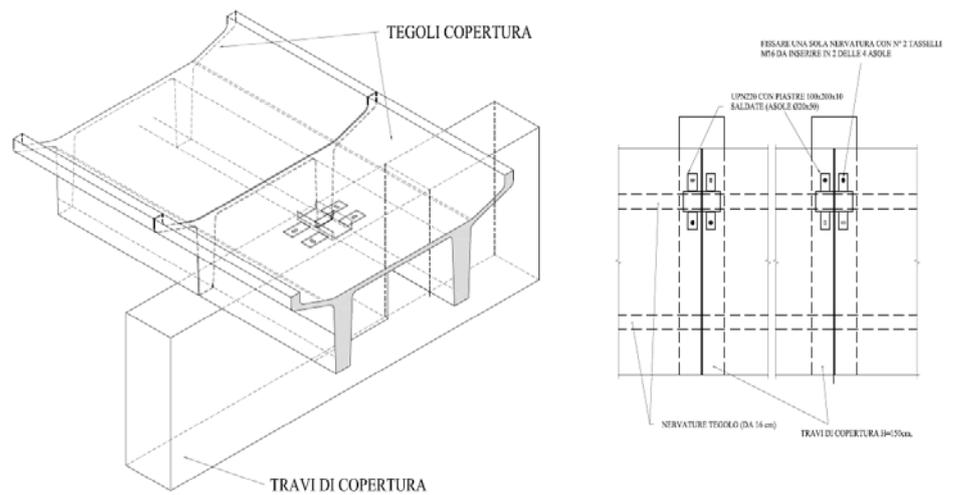
Il secondo ordine si riferisce alle unioni tra elementi di solaio e travi portanti, unioni che forniscono i vincoli perimetrali del diaframma di piano nel suo comportamento sotto azione sismica. Normalmente tale tipo di unione è realizzata con dispositivi metallici variamente ancorati nelle parti degli elementi strutturali interconnessi.

Si possono avere sia solai/coperture con elementi affiancati solidarizzati da una soletta gettata in opera o reciprocamente collegati con connessioni puntuali, sia con elementi di copertura distanziati dall'interposizione di lucernari.

Il collegamento orizzontale dei tegoli è normalmente assicurato da spinotti che bloccano i “piedi” degli elementi di copertura vincolando lo stesso all’elemento principale. Questo collegamento è realizzato per tutti i piedini e, a detta dei prefabbricatori, assicura la monoliticità orizzontale dell’impalcato. Il collegamento può essere realizzato in differenti modi asseconda anche della tipologia di trave e elemento secondario da collegare. Per tegoli dotati di nervature di appoggio (ad esempio tegoli a “pi greca”), una connessione molto usata è quella con scarpetta metallica (Figure 50 e 51). Essa consiste in un profilo in acciaio che viene fischerato in stabilimento al piede del tegolo e successivamente avvitato con due bulloni alla trave in sito.

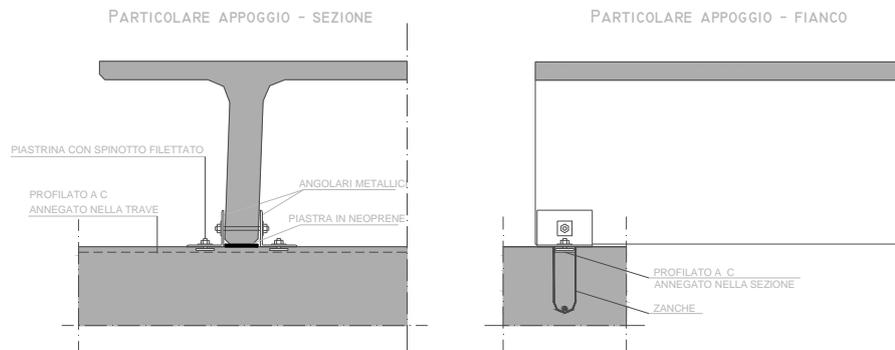


**Figura 50. Collegamento elemento principale-secondario con scarpetta metallica (ASSOBETON 2008).**



**Figura 51. Vista assonometrica del collegamento elemento principale-secondario con scarpetta metallica (ASSOBETON 2008).**

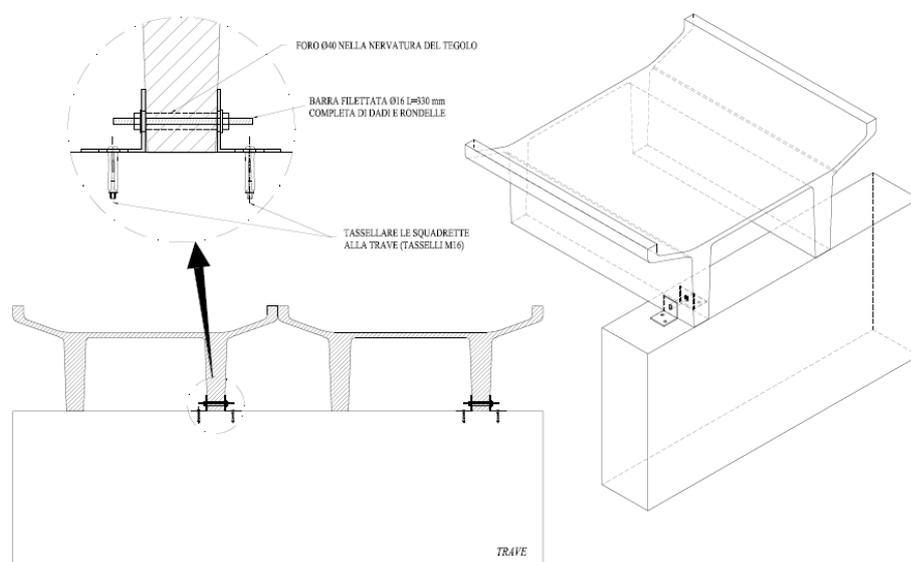
Molto simile alla precedente, ma maggiormente diffusa nel panorama italiano, anche per la maggiore economicità e versatilità di impiego, è la connessione realizzata con angolari metallici a L (Figura 52). Gli angolari sono collegati con viti al tegolo e connessi sempre meccanicamente a profili a C muniti di zanche affogati in fase di getto nella trave. I profili a C rendono possibili dilatazioni termiche impedendo la nascita di tensioni iperstatiche indesiderate. Il tegolo, inoltre, poggia su cuscinetti di neoprene che rendono possibile la rotazione dell'elemento secondario e dunque creano un vincolo di perfetta cerniera.



**Figura 52. Collegamento elemento principale-secondario con angolari metallici.**

È possibile trovare la precedente connessione nella variante con profili a L bloccati alla trave con tasselli al posto dei profili a C zancati (Figura 53).

APPOGGIO E FISSAGGIO TEGOLO A "T" A TRAVE PRINCIPALE



**Figura 53. Collegamento elemento principale-secondario con angolari metallici bloccati alla trave con tasselli (ASSOBETON 2008).**

Per elementi di forma particolare e dissimmetrici si può preferire spinottare direttamente alla trave l'elemento secondario senza l'uso di profili metallici. Questo tipo di connessione è di sicuro quella più economica ma ha lo svantaggio di non essere molto duttile in zona sismica non potendo contare sulla plasticizzazione dell'angolare metallico.

Sono possibili anche soluzioni miste che contemplano l'uso delle differenti soluzioni finora viste quando si abbia la presenza di sezioni particolarmente dissimmetriche da bloccare (Figura 54).

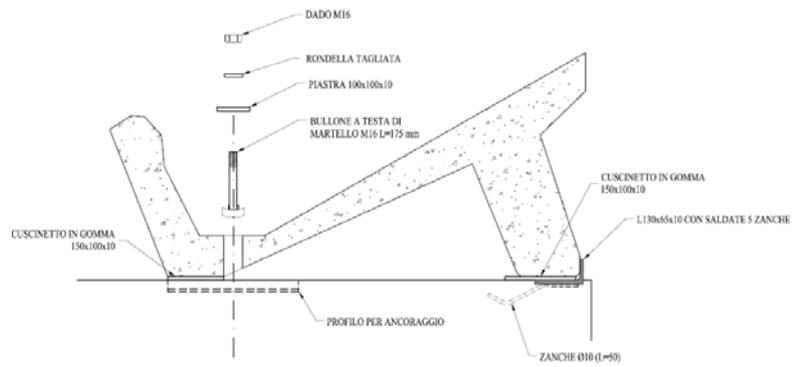


Figura 54. Collegamento elemento principale-secondario mista (ASSOBETON 2008).

L'elemento secondario può anche essere bloccato in testa piuttosto che alla base. Tale tipologia di soluzione trova grande impiego soprattutto per solai intermedi di telai pluripiano in cui di solito la trave è a L, a T rovescia o a omega (Figura 55).

APPOGGI E FISSAGGI TEGOLI A "PI GRECA"  
SU TRAVE PRINCIPALE A "Q"

SEZIONE TRASVERSALE

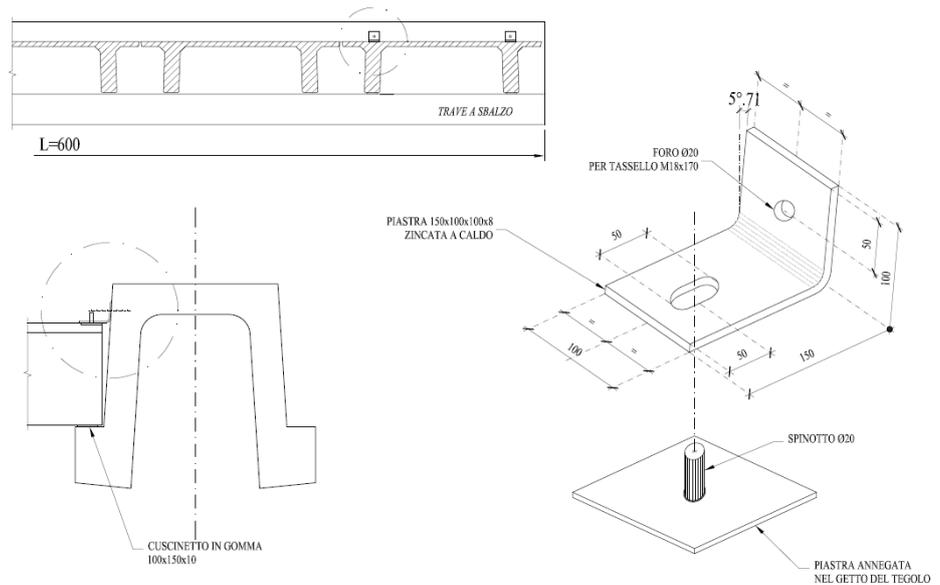
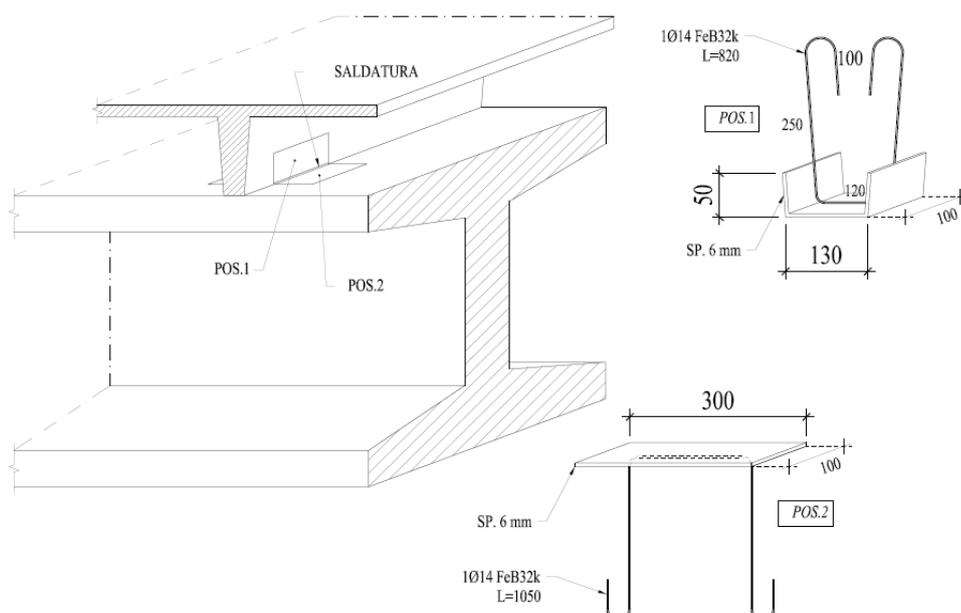


Figura 55. Collegamento elemento principale-secondario in testa (ASSOBETON 2008).

Oltre al collegamento bullonato, si può avere un collegamento saldato del tutto analogo a quanto accade nelle strutture metalliche (Figura 56). Esso consiste in profili metallici annegati nel getto dei due elementi da collegare che poi vengono saldati in opera e resi dunque solidali.

Lo svantaggio di tale tipologia di connessioni rispetto alla precedente è quello della saldatura in opera che si presenta molto più pericolosa e meno sicura della bullonatura come ben noto a tutti; la versatilità e l'adattabilità della bullonatura inoltre rende la stessa preferibile alla saldatura soprattutto in questo tipo di strutture che pur essendo prefabbricate rimangono in cemento armato e dunque con tolleranze ben maggiori rispetto a quelle delle strutture metalliche.



**Figura 56. Collegamento elemento principale-secondario saldato (ASSOBETON 2008).**

La diffusione dei collegamenti bullonati nelle strutture prefabbricate (non solo nell'ambito dell'unione trave-elemento secondario) è testimoniata anche dalla pubblicazione di un catalogo dell'ASSOBETON (ASSOBETON 2006) per la progettazione degli inserti metallici che si basa sulla normativa europea CEN del 1997 (CEN 1997).

## 2.3 Collegamento trave-pilastro

Il collegamento trave-pilastro risulta di particolare importanza, perché unisce due elementi “primari” nella resistenza all’azione sismica degli edifici.

Tale collegamento può essere realizzato come appoggio fisso o scorrevole, oppure talvolta si realizzano vincoli che possono invece schematizzarsi come incastri.

La realtà costruttiva italiana presenta oggi diverse tipologie dello stesso, comunque generalmente riconducibili ad un’unione caratterizzata da un appoggio in gomma e da uno spinotto in acciaio; questo è annegato nel pilastro e solidarizzato in opera alla trave ed ha la principale funzione di resistere alle forze orizzontali, impedendo la traslazione relativa fra gli elementi e, quindi, la perdita d’appoggio della trave.

Volendo effettuare una classificazione tipologica del collegamento è opportuno farla in base al grado di incastro che si riesce a realizzare.

### 2.3.1 Unioni articolate

La più semplice ed immediata connessione -pilastro si ha appoggiando la trave sul pilastro o su mensole sporgenti da questo. Fra gli elementi collegati si interpone un dispositivo d’appoggio che serve ad una corretta ripartizione delle pressioni e ad evitare eventuali lesioni nel calcestruzzo di ricoprimento delle armature per le elevate tensioni che nascono al contatto; questa esigenza comporta che anche tale elemento abbia un certo spessore  $f$  e che gli angoli siano accuratamente smussati. La trasmissione dell’azione sismica è, invece, demandata all’attrito che si sviluppa tra calcestruzzo e dispositivo di appoggio.

L’elemento d’appoggio può essere costituito da:

- un cuscinetto di malta adeguatamente frettata di spessore 15-20mm (Figura 57);
- un cuscinetto in gomma o in resina sintetica (Figura 58) con cui si ottiene un buon funzionamento a cerniera (entro i limiti di deformazione del cuscinetto) ed un ottimo funzionamento a carrello, essendo molto bassi i coefficienti di attrito;
- due piastre metalliche ancorate nel calcestruzzo (a contatto cilindrico), che garantiscono un meccanismo a cerniera, con il punto di applicazione della reazione ben determinato (Figura 59)
- una piastra di piombo duro compresa tra due lamierini metallici a protezione del calcestruzzo (Figura 60); il piombo, deformandosi sotto

carico, fornisce un funzionamento a cerniera e la posizione della reazione è abbastanza ben determinata.

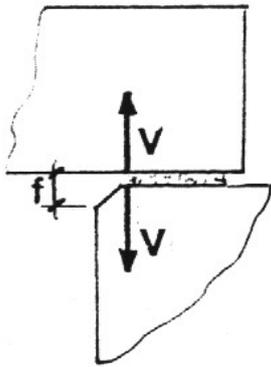


Figura 57. Malta frettata.

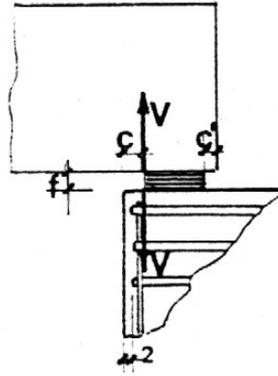


Figura 58. Cuscinetto in gomma.

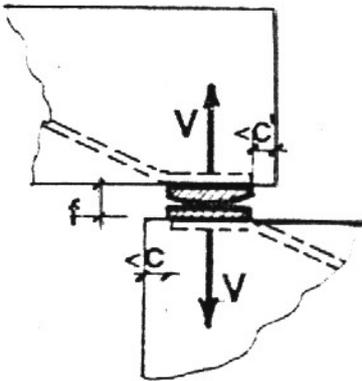


Figura 59. Piatti di acciaio.

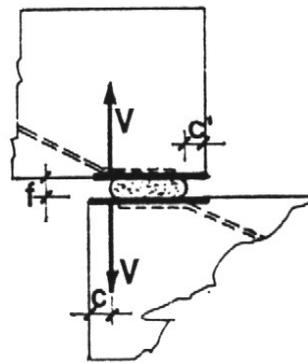
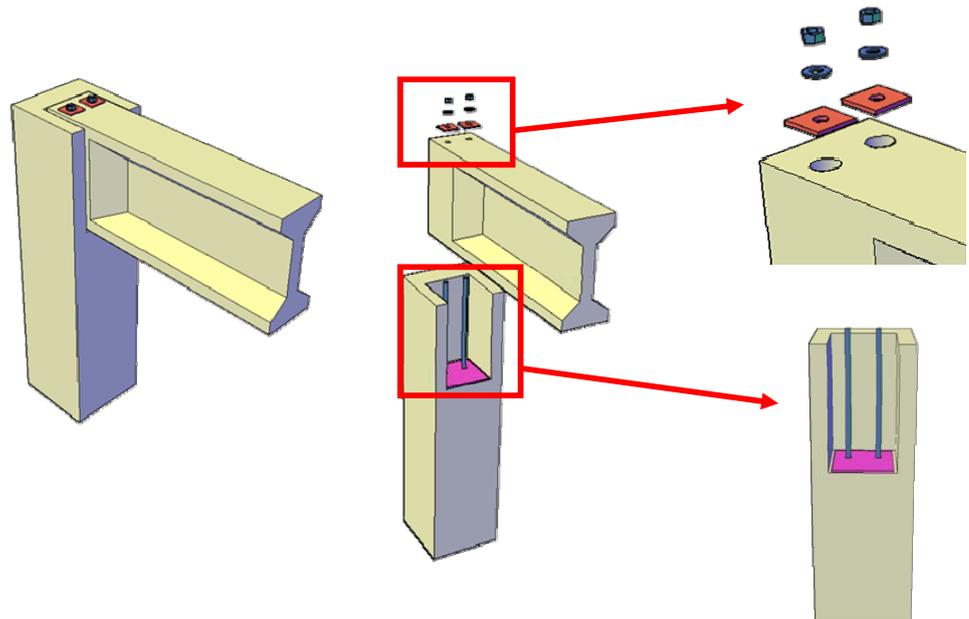


Figura 60. Piombo fuso.

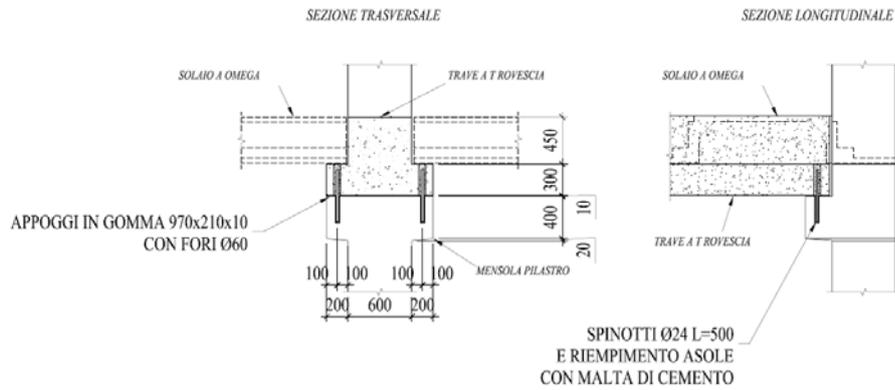
Tutte le situazioni vincolari precedentemente elencate vanno integrate in zona sismica da ritegni che consentono il trasferimento di forze orizzontali nella situazione di progetto sismico senza fare affidamento sull'attrito. Tale necessità è stata imposta dalla normativa (DM 1987) allo scopo di evitare la fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio. Il collegamento spinottato nasce dunque dalla necessità di assorbire le sollecitazioni sismiche (Figura 61).



**Figura 61. Vista esplosa della connessione spinottata.**

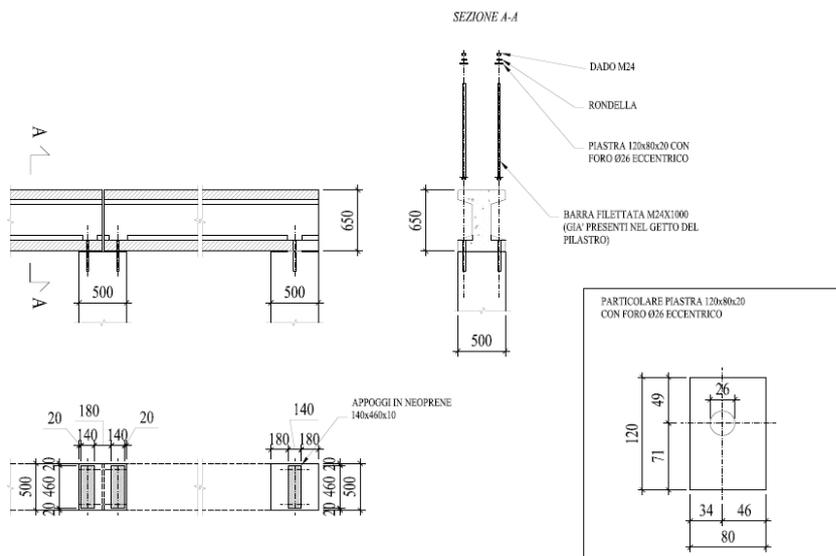
Esso è caratterizzato dalla presenza di barre preinserite nel getto del pilastro, che vengono fatte passare attraverso fori presenti nella trave e poi fissate in opera con colatura di malta a stabilità volumetrica con o senza la presenza di dadi e rondelle per il miglioramento dell'ancoraggio. Molte imprese tendono a non inserire il dado considerano sufficiente come ancoraggio l'aderenza tra le barre e la malta colata. Anche la forchetta in testa al pilastro è nelle maggior parte dei casi omessa per semplificare le casseformi.

Tale tipologia di collegamento è realizzata sia in strutture monopiano che in strutture pluripiano. In Figura 62 è rappresentato il più diffuso collegamento spinottato di un nodo intermedio usato in Italia. La trave trova alloggio su una mensola tozza e il collegamento avviene su di essa. Gli spinotti bloccano le ali della sezione a T rovescia e la solidarizzazione tra i due elementi principali avviene con getto successivo di malta a stabilità volumetrica. L'ancoraggio degli spinotti nella trave e nel pilastro è quindi affidato all'aderenza che si sviluppa tra acciaio e malta. Questa soluzione con fori anche nel pilastro trova largo impiego e diffusione grazie ai notevoli vantaggi offerti per ovviare problemi di trasporto o di cassetta nonchè ai vantaggi offerti in termini di tolleranze offerte in fase di montaggio. Lo spinotto in tal caso è una barra di acciaio ordinario da cemento armato.



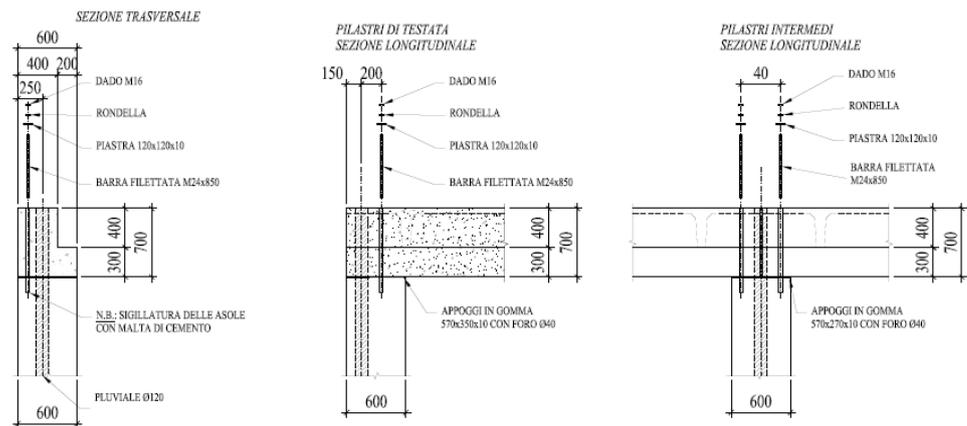
**Figura 62. Collegamento spinottato maggiormente diffuso in Italia per un nodo intermedio (ASSOBETON 2008).**

In Figura 63 è riportata la stessa tipologia precedente ma applicata al caso in cui la trave ha una sezione ad I ed il nodo è sommitale.



**Figura 63. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a I (ASSOBETON 2008).**

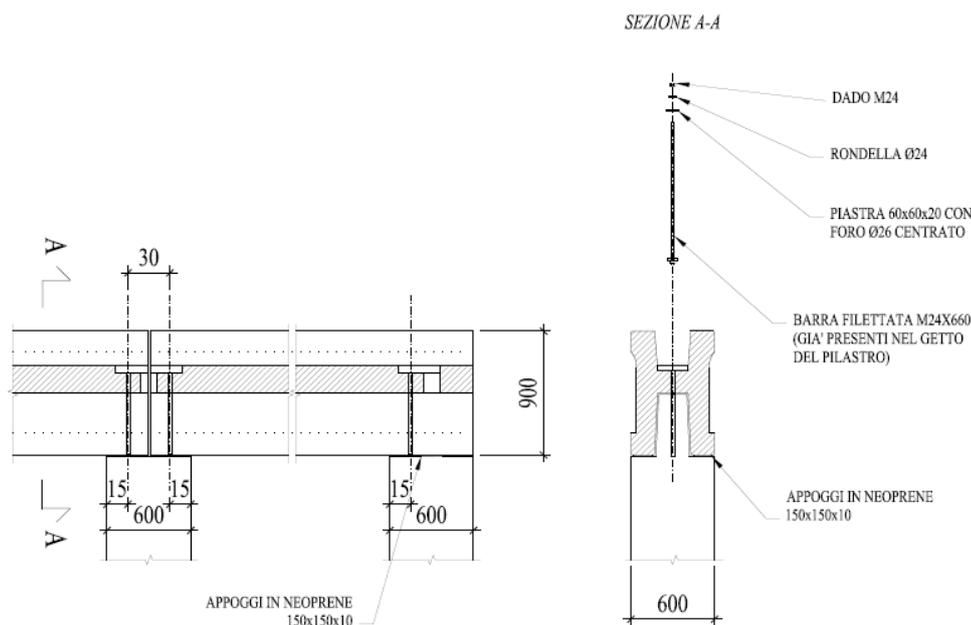
Si usano generalmente in questo caso delle barre filettate tipiche della carpenteria metallica preinserite nel getto del pilastro, che vengono poi fissate in opera con dadi e rondelle per migliorare l'ancoraggio. Nel particolare è presente il dettaglio dell'appoggio in neoprene che a volte, come accennato precedentemente, è sostituito da cuscinetti metallici o, raramente, da giunti di malta. Tale tipologia trova larghissimo impiego soprattutto per strutture monopiano industriali (Figura 64). La trave può essere semplicemente prefabbricata o anche precompressa nel caso di grandi luci da coprire. In quest'ultimo caso, la trave è generamente a sezione variabile al fine di massimizzare lo sfruttamento della sezione.



**Figura 64. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a L (ASSOBETON 2008).**

A volte, la forma della testa del pilastro può essere influenzata dalla geometria della trave.

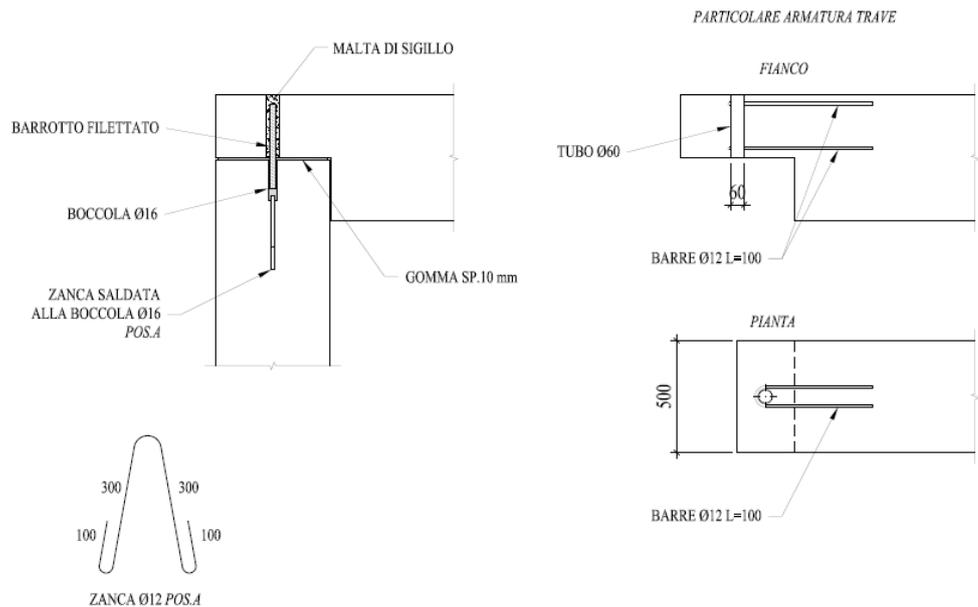
Nel caso di travi ad "H" la barra di ancoraggio passando per la trave ha una ridotta lunghezza d'ancoraggio. Risulta quindi sempre necessaria la presenza di una piastra di contrasto con rondella e dado (Figura 65).



**Figura 65. Collegamento spinottato di un nodo sommitale in presenza di trave a H (ASSOBETON 2008).**

In altri casi invece la solidarizzazione tra trave e pilastro viene effettuata mediante un barrotto filettato avvitato su una boccola, opportunamente ancorata con cavallotti o piastre metalliche (Figura 66). Questa ultima soluzione trova largo impiego soprattutto per nodi intermedi ma non è raro trovare anche casi di applicazione per nodi sommitali.

Solitamente si preferisce utilizzare cavallotti piegati che garantiscono l'ancoraggio per aderenza piuttosto che le piastre che generano tensioni di contatto non costanti sulla superficie di contatto tra la piastra stessa e il cls.



**Figura 66. Collegamento spinottato realizzato con un barrotto filettato avvitato in una boccia (ASSOBETON 2008).**

Il tubo – forma che costituisce l’invito dello spinotto all’alloggiamento nella trave, deve essere sufficientemente ancorato con il resto della trave.

Ulteriori armature intorno al tubo – forma sono costituite dalle dime di posizionamento del tubo stesso. In fase di produzione della trave, ed in particolare durante il posizionamento dell’armatura nel cassero, si dovrà posizionare, con l’aiuto di dime costituite dall’assemblaggio di ferri piegati, il tubo – forma. Le dime utilizzate rimangono nel getto, costituendo un’ulteriore armatura di confinamento (Figura 67). Per facilitare l’immissione dello spinotto all’interno della trave, durante la fase di montaggio, si adottano coni in teflon riciclabili, posizionati alla base del tubo - forma.



**Figura 67. Particolare testata della trave (PRE.MER 2009).**

Nel caso di trave a “L” è possibile trovare realizzazioni in cui l’unione trave-pilastro ingloba anche l’elemento di copertura. Tale connessione si realizza predisponendo un foro passante in cui viene inserita una barra filettata che unisce i tre elementi e che viene chiusa sulla sommità del tegolo con dado e rondella.

Ulteriore tipologia di connessione sempre riconducibile a quella spinottata è quella realizzata con unioni tipiche della carpenteria metallica. Essa è caratterizzata dalla presenza di un angolare o di una piastra in acciaio che collega la trave al pilastro.

Gli angolari di collegamento possono essere solidarizzati alla trave o mediante barre filettate (Figura 68), opportunamente ancorate con tasselli ad espansione oppure resine, o mediante saldature con piattine ancorate con tirafondi (Figura 69) o zanche (Figura 70).

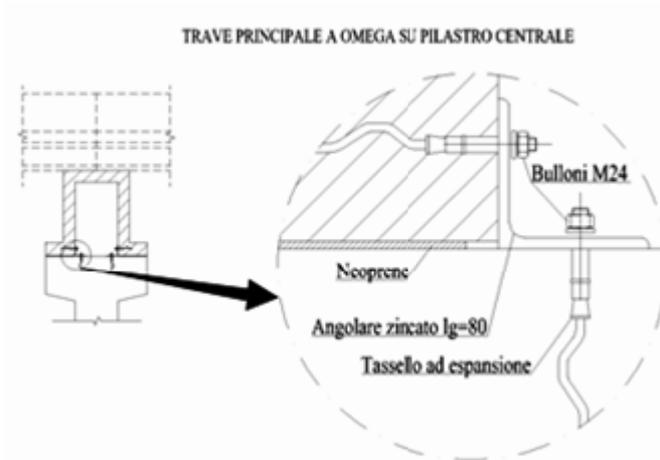


Figura 68. Collegamento con angolari metallici bloccati con tasselli ad espansione (ASSOBETON 2008).

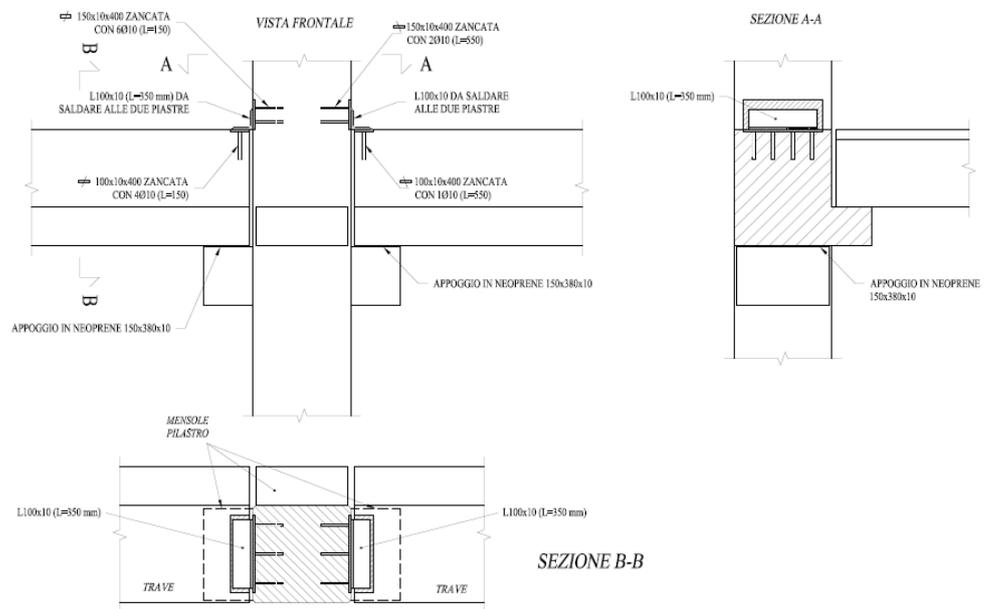
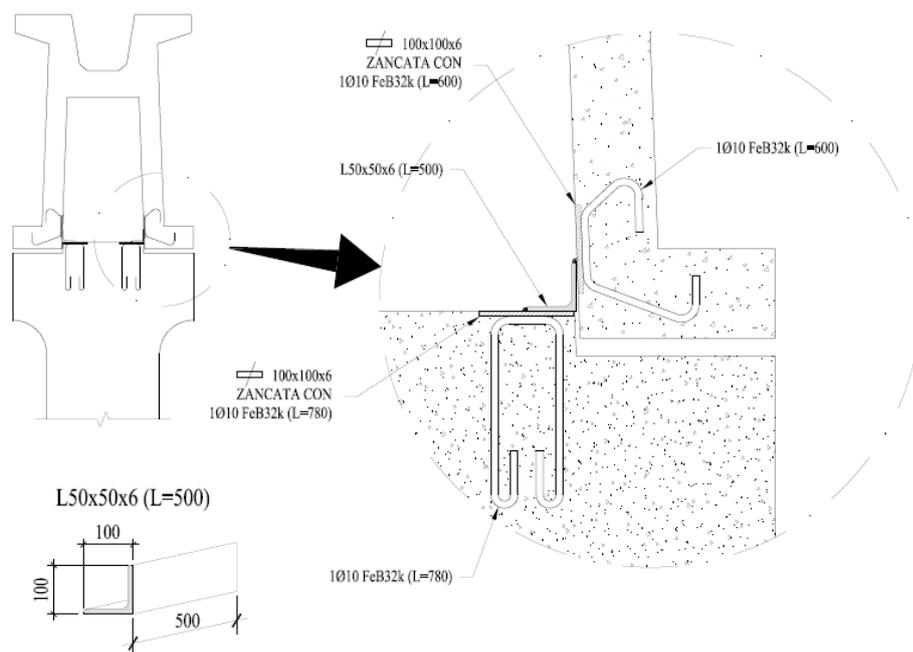


Figura 69. Collegamento con angolari metallici saldati a piastre bloccate con tirafondi (ASSOBETON 2008).



**Figura 70. Collegamento con angolari metallici saldati a piatti zancati (ASSOBETON 2008).**

Esistono infine collegamenti misti saldati - bullonati molto usati nel caso di trave “ad omega” (Figura 71). Quasi sempre, nel caso sia presente questa tipologia di trave, la testa del pilastro presenta due mensole sporgenti, che possono formare un profilo a “T” o a “C”.

Una variante al precedente sistema di connessione si ottiene preinserendo nel getto dei due elementi da collegare dei profili zancati contenenti boccole che poi vengono rese solidali con una terza piastra in acciaio per mezzo di bullonatura (Figura 72).

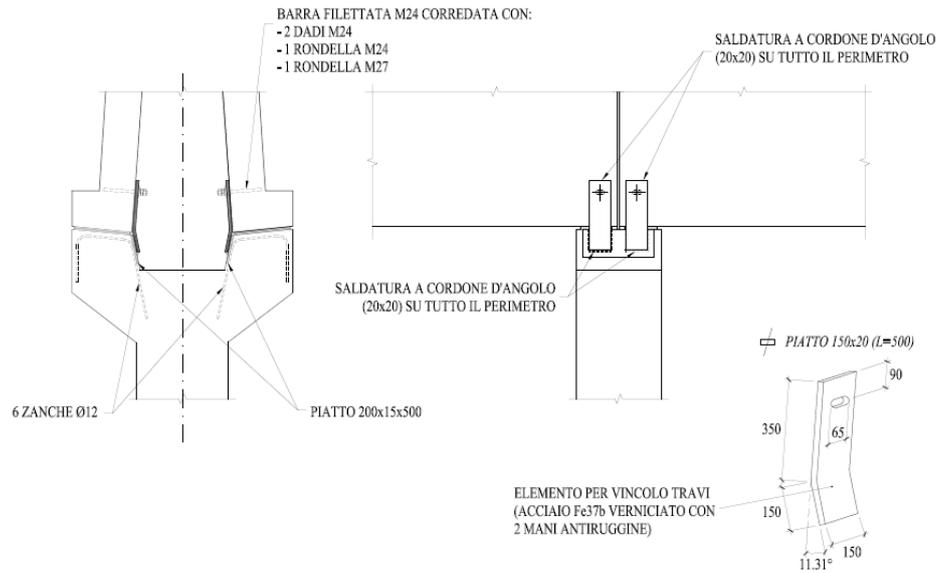


Figura 71. Collegamento misto bullonato - saldato (ASSOBETON 2008).

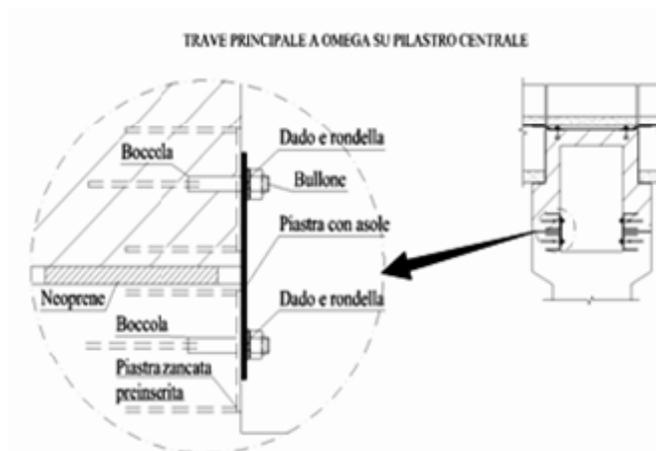
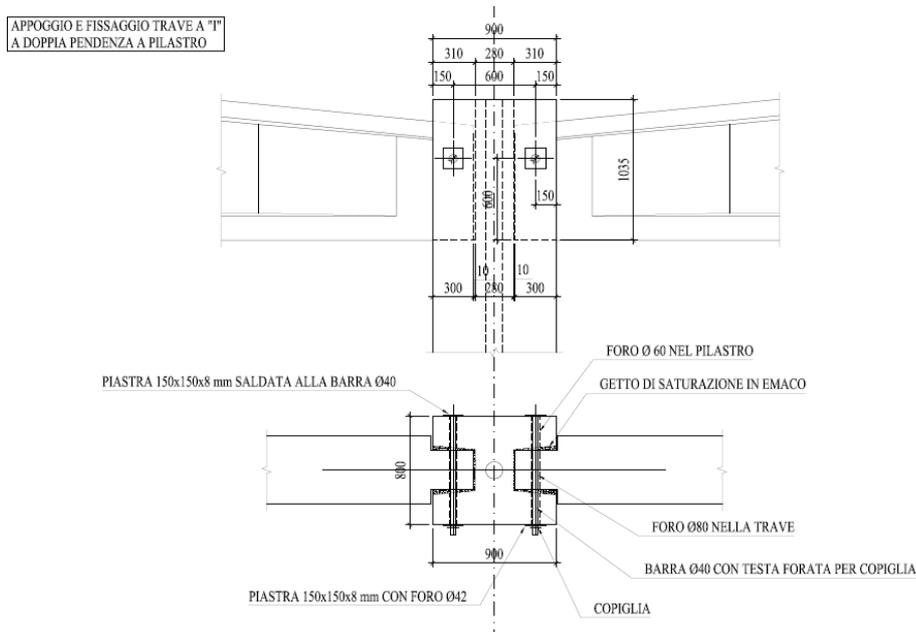


Figura 72. Collegamento con piastre metalliche contenenti boccole (ASSOBETON 2008).

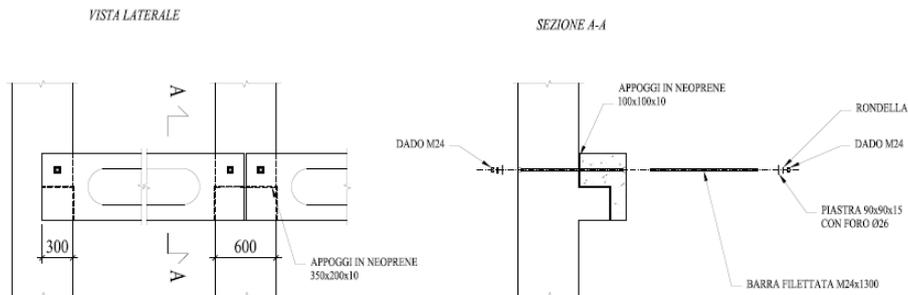
Il collegamento spinottato però può essere realizzato oltre che con spinotti verticali anche con spinotti orizzontali. Per le travi a doppia pendenza, appoggiate su pilastri dotati di forchetta, si usano spinotti orizzontali, disposti ortogonalmente all'asse della trave. Tali connettori oltre a limitare gli spostamenti della trave,

servono per garantire la collaborazione delle pareti laterali della forchetta in caso di torsione della trave (Figura 73).



**Figura 73. Collegamento con spinotti orizzontali in un nodo sommitale (ASSOBETON 2008).**

In Figura 74 è, invece, riportata una tipologia di connessione trave-pilastro con spinotto orizzontale a volte usata nel caso di edifici multipiano.



**Figura 74. Collegamento con spinotti orizzontali in un nodo intermedio (ASSOBETON 2008).**

Questa ultima tipologia di connessione a spinotti orizzontali è invece molto usata per edifici monopiano per collegare il pilastro alla trave portacarroponte. Lo spinotto serve, infatti, per assorbire gli sforzi derivanti dall'attività del carroponte (Figura 75).



**Figura 75. Collegamento trave porta carroponte-pilastro con spinotti orizzontali (PRE.MER 2009).**

Nelle Figure seguenti sono, invece, riportate altre unioni articolare oramai in disuso a causa della poca sicurezza strutturale che offrono nonché del notevole costo di realizzazione.

In Figura 76 e 77 la trave poggia su un angolare metallico che può essere agganciato al pilastro mediante bullonatura o saldatura ad una piastra metallica ancorata a barre inclinate, poste all'interno del pilastro stesso.

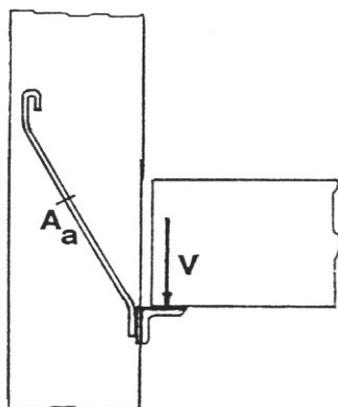


Figura 76. Angolare saldato.

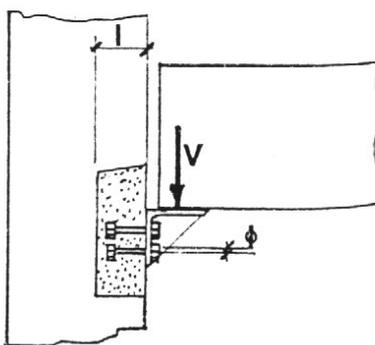


Figura 77. Angolare bullonato.

In Figura 78 è mostrato un altro esempio di unione articolata. Il suo dimensionamento si basa su un'ipotesi di equilibrio essendo preferibile evitare di fare affidamento sull'aderenza con la malta di riempimento; sostanzialmente si opera secondo il metodo struts and ties.

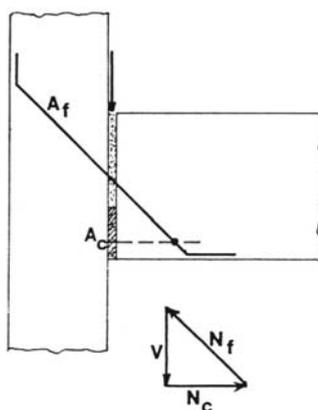
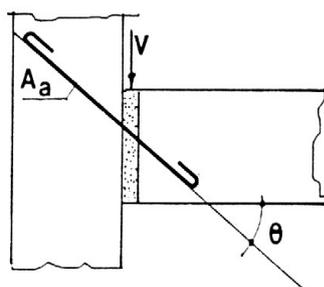


Figura 78. Unione trave-pilastro con biella inclinata.

Soluzioni analoghe, ma con biella compressa inclinata, sono riportate in Figura 79.

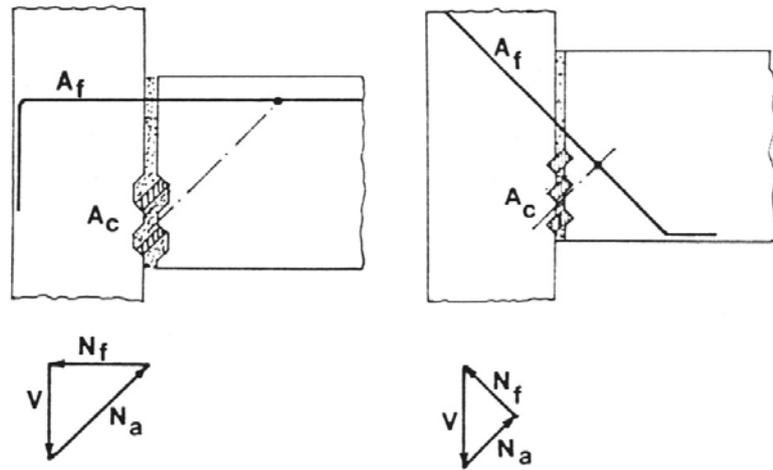


Figura 79. Unione trave-pilastro con biella compressa inclinata.

Nelle unioni di Figura 80 e 81 si riesce ad evitare ogni discontinuità nelle travi e nei pilastri. In quella di Figura 80 le travi accoppiate sono unite al pilastro mediante un tubo di acciaio passante tenuto in posizione da un tirante interno; in quella di Figura 81 è il pilastro a sdoppiarsi ed il collegamento con la trave si ha mediante una barra d'acciaio di grosso diametro.

In questo caso si ha un ottimo meccanismo a cerniera, ma l'esecuzione sensibilmente onerosa ha reso questa soluzione oramai inutilizzata.

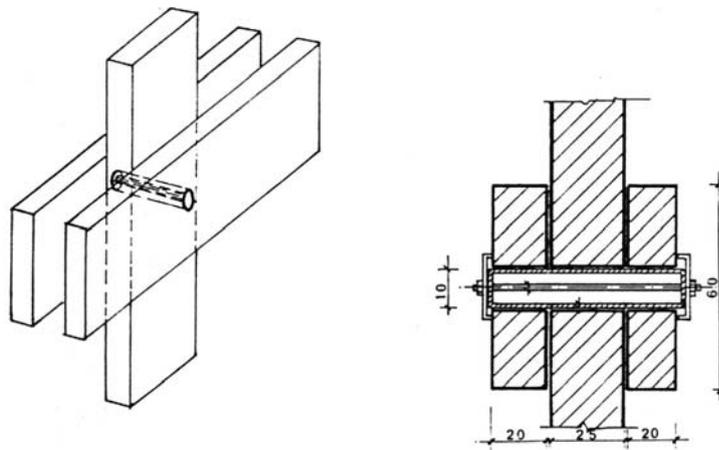


Figura 80. Unione trave-pilastro con sdoppiamento della trave.

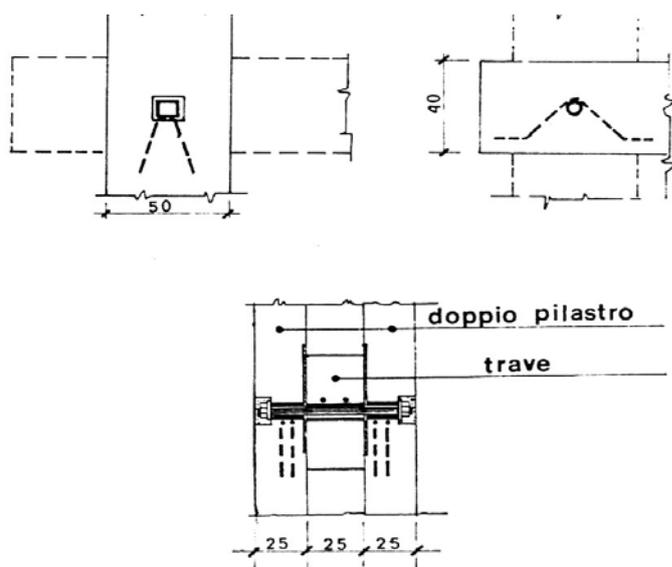


Figura 81. Unione trave-pilastro con sdoppiamento del pilastro.

### 2.3.2 Unioni semi-articolate e rigide

Quando la stabilità alle sollecitazioni orizzontali in calcestruzzo prefabbricato e precompresso viene ottenuta mediante comportamento a telaio, le connessioni che generano la risposta a telaio devono essere calcolate in funzione di un appropriato momento e taglio.

Le tensioni all'interno delle connessioni, generate dal momento resistente, possono essere assorbite da diversi tipi di inserti, come perni di testata ed uncini. Tali elementi andranno opportunamente ancorati per impedire il collasso del calcestruzzo e consentire una rottura duttile. La post tensione può essere utilizzata per generare un momento resistente in corrispondenza dei giunti tra gli elementi.

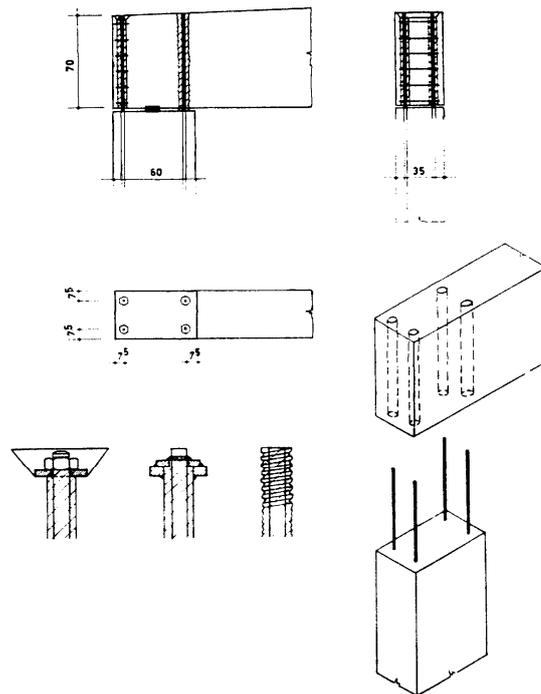
Dove occorre molto momento resistente e duttilità, si utilizzano spesso costruzioni a struttura mista per ottenere delle connessioni simili a quelle ordinarie in calcestruzzo gettato in opera.

Ottenere connessioni rigide può essere oneroso. Nella maggior parte dei casi può non essere consigliabile ottenere un elevato grado di iperstaticità, poiché limitare le variazioni di volume potrebbe far insorgere grandi sollecitazioni nelle connessioni e negli elementi. È pertanto preferibile che le connessioni vengano calcolate in modo tale che il momento resistente desiderato venga raggiunto

mediante deformazione/rotazione sulla connessione. La deformazione va, quindi, controllata per ottenere la duttilità desiderata.

Le Figure 82, 83, 84 mostrano le soluzioni più adottate per unioni resistenti a flessione in strutture monopiano.

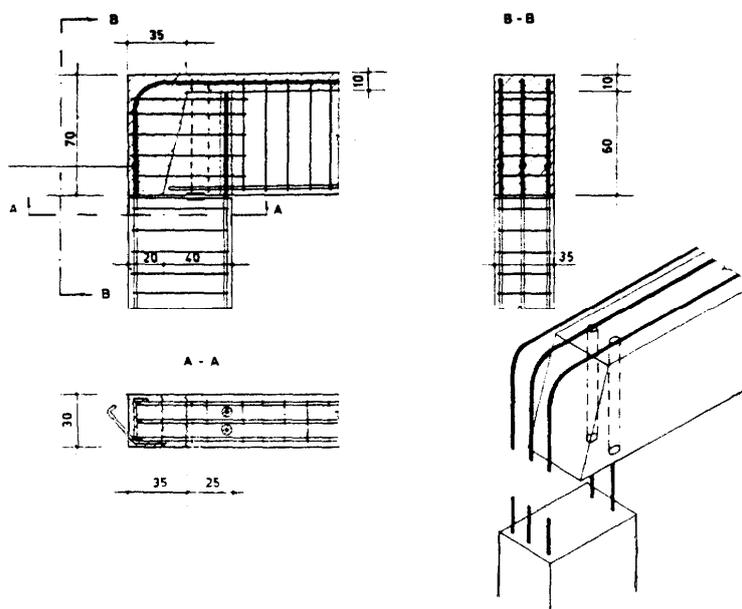
In figura 82 è illustrato un collegamento cui compete un grado di incastro non molto elevato, che può essere realizzato sia a secco, sia ad umido. Nel primo caso i fori nella trave sono ricavati mediante spezzoni di tubi metallici a cui si saldano (o si bullonano) le barre sporgenti dalla sommità del pilastro; nel secondo caso la trazione viene trasmessa sfruttando l'aderenza tra barre e malta di riempimento, che può essere anche a base di resine epossidiche e sabbia.



**Figura 82. Unione trave-pilastro con 4 spinotti passanti (PRE.MER 2009).**

Questo tipo di collegamento è realizzabile solo sui pilastri esterni essendo quelli interni caratterizzati dalla presenza di due travi.

Maggiore grado di incastro si ottiene con le soluzioni di Figura 83, quando il calcestruzzo del getto presenta buone caratteristiche e le barre sono saldate. Questo tipo di soluzione risulta però poco adottata in Italia.



**Figura 83. Unione trave-pilastro con armature saldate.**

In Figura 84 è riportato un collegamento ottenuto mediante precompressione: i cavi, con cui la capriata ed il pilastro sono messi sotto tensione, o sporgono dalla trave, per poter essere infilati nei fori del pilastro, oppure sporgono dal pilastro, per venire ancorati sul corrente superiore della capriata; la prima tipologia è vantaggiosa nel senso che il giunto non appare sulla facciata, però gli ancoraggi dei cavi devono essere ricoperti di calcestruzzo. Questa soluzione è oramai in disuso ed è stata poco usata anche in passato.

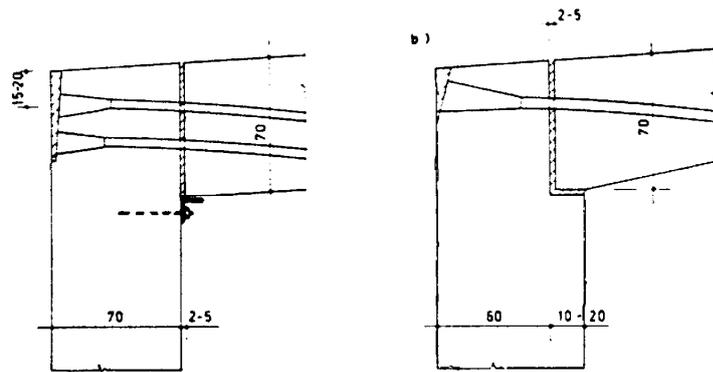


Figura 84. Collegamento trave-pilastro con cavi precompressi.

Le unioni per edifici multi-piano sono generalmente più complesse ed hanno svariate disposizioni costruttive.

Nella unione di Figura 85, le travi sono appoggiate su mensole in cemento armato, alle quali si fa sopportare interamente la forza di taglio.

Per ottenere un vincolo in grado di trasferire il momento flettente, si esegue un getto di calcestruzzo fra il pilastro e la testata della trave e si ripristina la continuità delle barre superiori della trave, saldandole a spezzoni annegati nel pilastro.

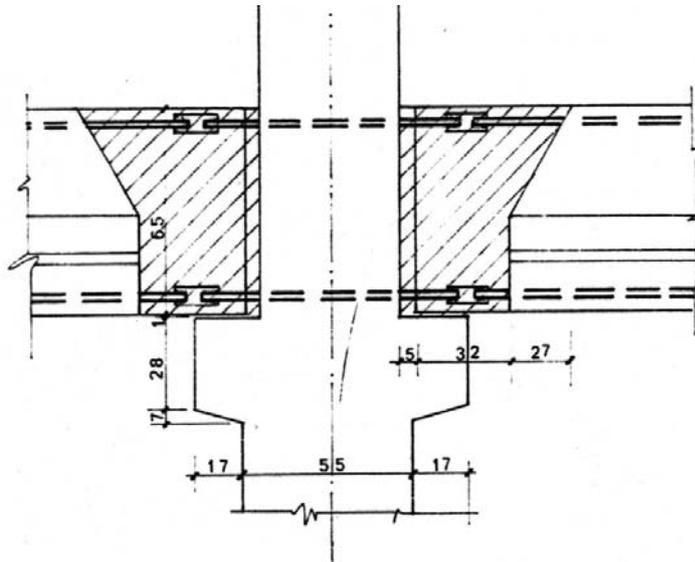


Figura 85. Collegamento con armature passanti nel pilastro e saldate nella trave.

Nell'unione in Figura 86 la mensola è formata da un profilato in acciaio; nel vincolo di flessione, per trasmettere le compressioni inferiori, i ferri inferiori della trave sono saldati ad una piastra di acciaio, larga quanto la trave, che nel montaggio viene saldata alla mensola.

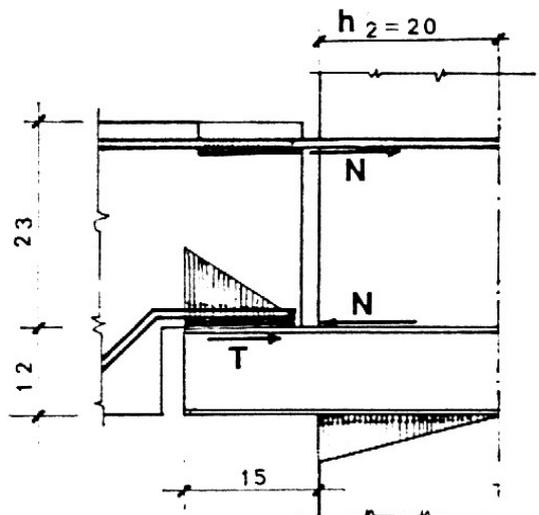
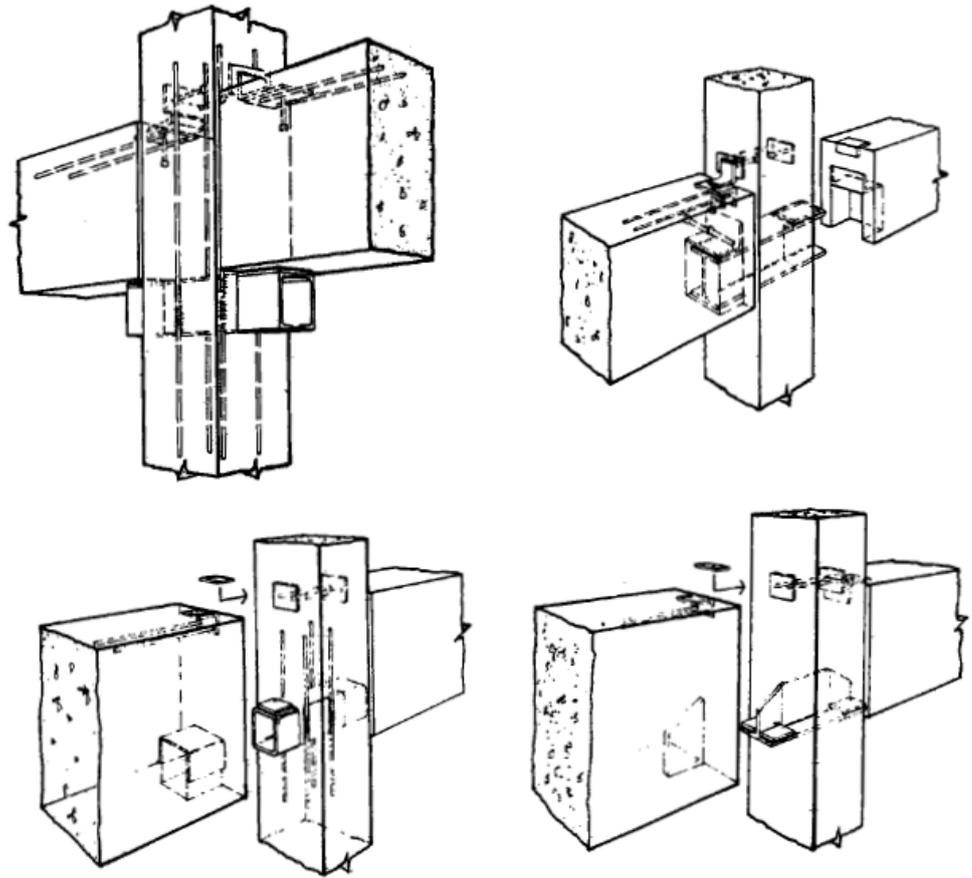


Figura 86. Collegamento con mensola di appoggio in acciaio.

Altre tipologie di connessione con mensola di appoggio in acciaio sono riportate in Figura 87. L'ACI 318-95 (ACI 1995) fornisce anche criteri progettuali per calcolare tali tipologie di connessioni.



**Figura 87. Altre tipologie di collegamento con mensola di appoggio in acciaio (ACI 1995).**

Nell'unione di Figura 88, il momento flettente è sopportato attraverso le barre superiori (trazioni), collegate mediante manicotti filettati alle barre annegate nel pilastro, ed il getto di completamento e quindi di collegamento in calcestruzzo (compressioni) e, in parte, mediante le piastre saldate ai ferri della trave e del pilastro aventi la funzione di trasferire per intero la forza di taglio; a queste piastre sono saldati chiodi per migliorare l'ancoraggio.

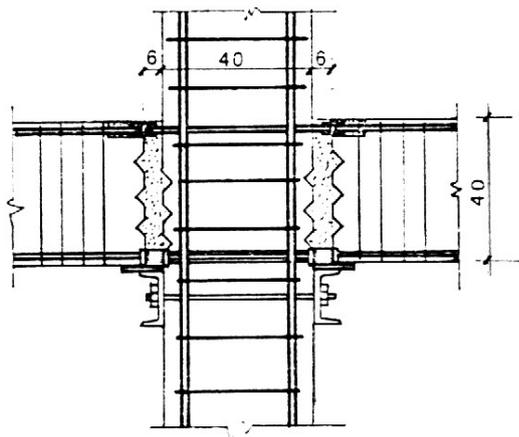


Figura 88. Tipologia con manicotti filettati e piastre saldate ai ferri della trave.

Le connessioni di Figura 89 e 90 presentano molte analogie con gli schemi a trave passante, dei quali conservano i difetti: infatti, poiché il carico assiale è trasmesso da pilastro a pilastro attraverso le travi, si verifica facilmente una distribuzione non uniforme delle pressioni e, di conseguenza, eccentricità accidentali non trascurabili.

Nell'unione di Figura 89 si realizza una modesta continuità delle travi mediante il getto di completamento in cui sono annegate le armature di ripresa uscenti dalle testate, armature sagomate a cappio collegate da moiette verticali; il collegamento con il pilastro inferiore è di tipo articolato mentre quello con il pilastro superiore è rigido.

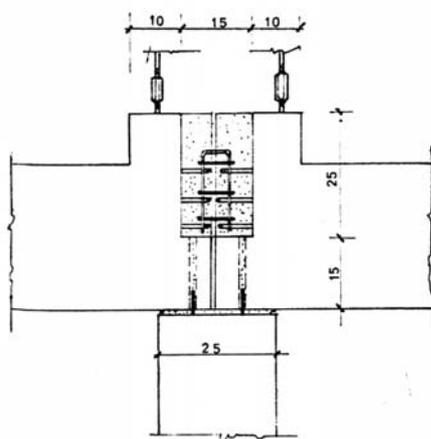
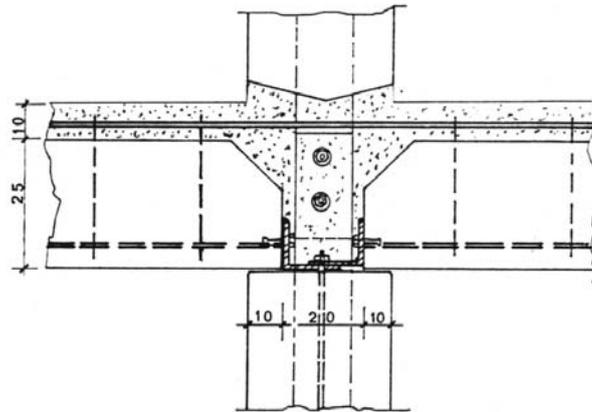


Figura 89. Tipologia con trave passante e getto di completamento.

Le unioni rappresentate nelle seguenti figure hanno un'ottima monoliticità ed un grado d'incastro prossimo ad 1, con la totale assenza di rotazioni relative nel nodo. Il buon funzionamento di queste unioni dipende essenzialmente dalla riuscita del getto di collegamento, che deve possedere buone caratteristiche meccaniche. Tale getto deve essere stato costipato con il vibratore e, per contenere gli effetti del ritiro, deve essere stato realizzato in più fasi o con manta a ritiro compensato.

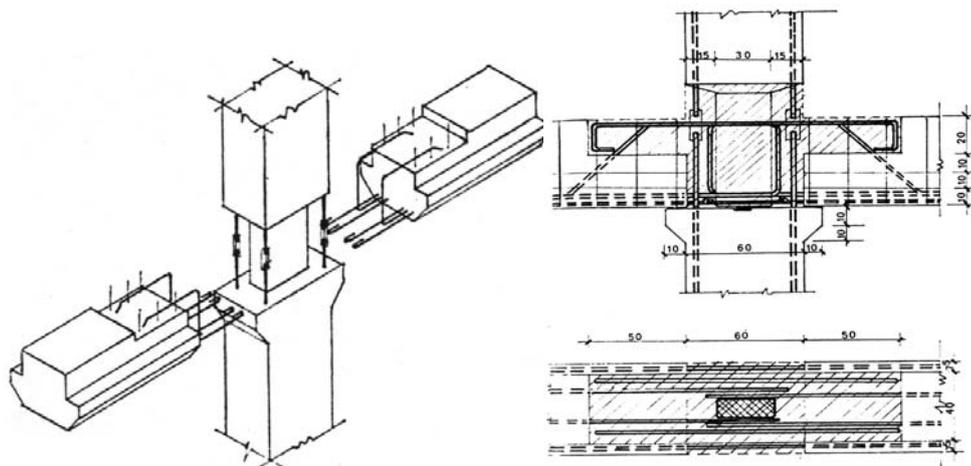
Nell'unione di Figura 90, non si ripristina interamente la sezione corrente del pilastro, ma le piastre o i profilati metallici, usati per realizzare il posizionamento e la continuità del pilastro, possono essere dimensionati in modo che la sezione del pilastro in corrispondenza dell'unione abbia un'inerzia pari a quella della sua sezione corrente.



**Figura 90. Tipologia con piastre e profilati metallici.**

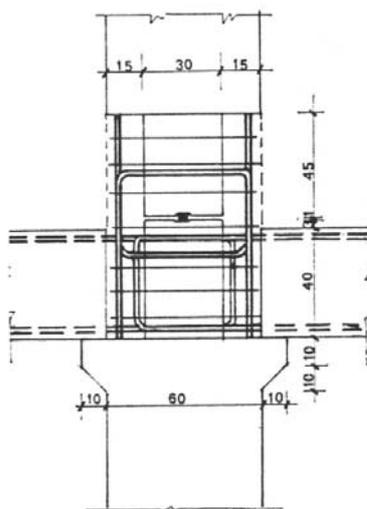
Invece, nella unione di Figura 91, non si crea alcuna discontinuità nelle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi, purché il getto di collegamento sia ben eseguito.

Le barre correnti delle travi sono collegate tra loro per saldatura oppure per sovrapposizione; in questo caso, la sagomatura a cappio delle loro estremità o a  $90^\circ$ , con piegature molto dolci garantisce maggiore aderenza fra barre e calcestruzzo, senza creare sollecitazioni concentrate o vuoti nel getto, come può accadere quando le barre terminano con piegature a uncino stretto.



**Figura 91. Collegamento con barre passanti nella trave e nel pilastro.**

A volte, per evitare una concentrazione delle barre nello spazio del getto di collegamento, si ha che il collegamento dei pilastri è realizzato leggermente al di sopra di quello delle travi (Figura 92).



**Figura 92. Connessione con collegamento del pilastro sfalsata rispetto alla trave.**

Nella Figura 93 vi sono altri esempi di connessioni resistenti a momento. Si noti che tutte le connessioni presentano un completamento in opera realizzato con getto integrativo.

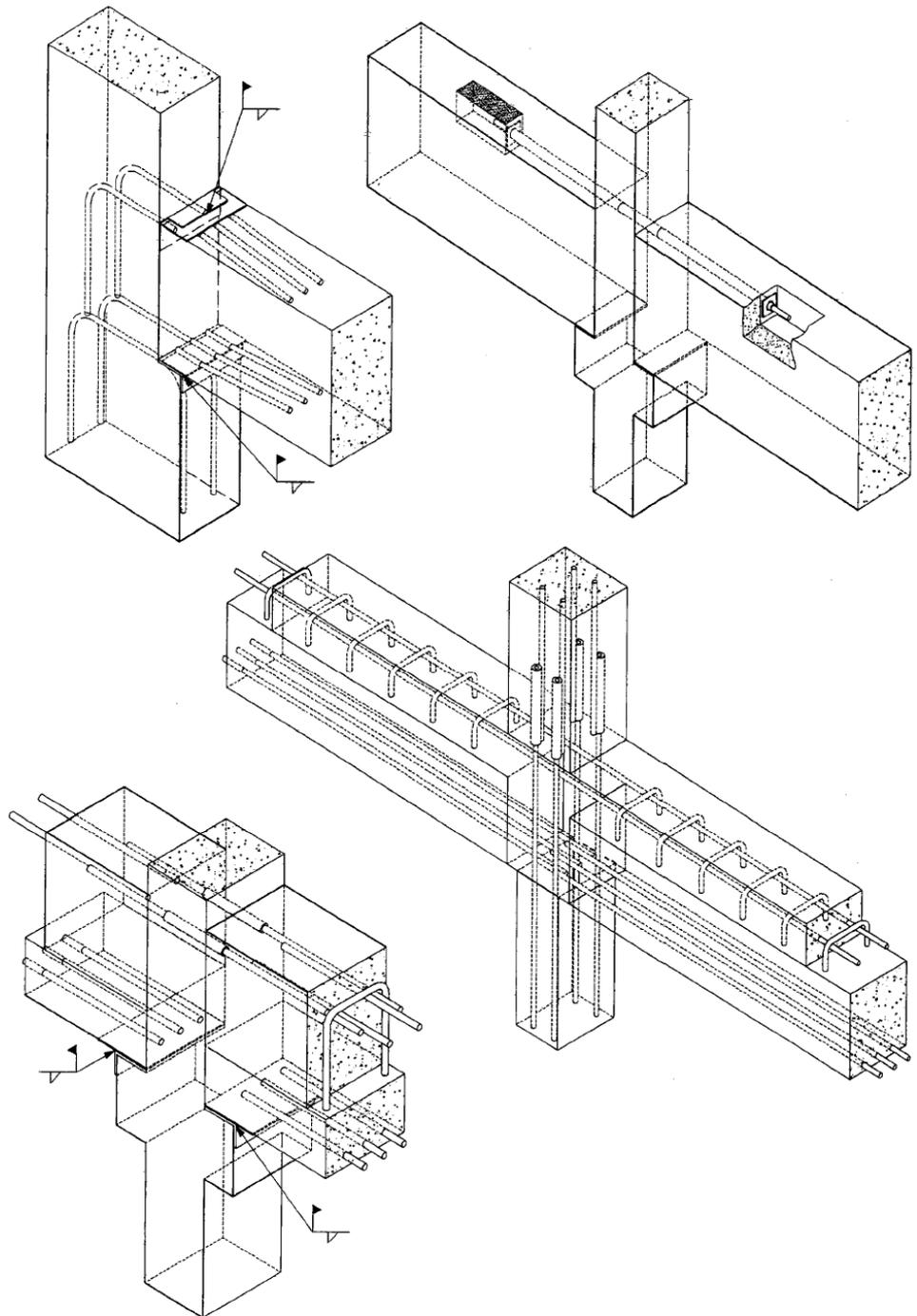


Figura 93. Ulteriori esempi di connessioni resistenti a flessione (PCI Handbook 1999).

## 2.4 Collegamento pannello-struttura

Un quarto ordine di collegamento si riferisce agli attacchi dei pannelli di tamponamento alla struttura, attacchi realizzati con dispositivi di fissaggio meccanico di tipo metallico. Tali connessioni sono soggette ad azioni che derivano principalmente da carichi che agiscono in direzione orizzontale, in particolare il vento e il sisma. Questi dettagli costruttivi devono quindi essere progettati al fine di garantire la trasmissione delle sollecitazioni, impedendo cedimenti o assestamenti non espressamente previsti in sede progettuale.

In zona sismica esse devono garantire la stabilità dei pannelli stessi, ma soprattutto consentire i grandi scorrimenti di piano attesi sotto azioni di tipo dinamico. Il limite dell' 1 % dato a detto scorrimento dalle competenti norme è subordinato infatti al coerente progetto delle connessioni in questione.

Il meccanismo di trasferimento degli sforzi dei pannelli di tamponatura al telaio è diverso nell'ipotesi di orditura orizzontale e verticale dei pannelli (Figure 94 e 95).

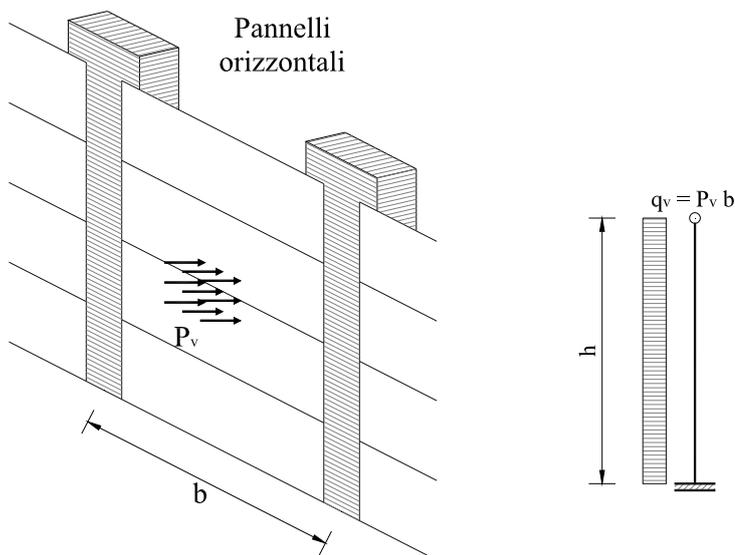
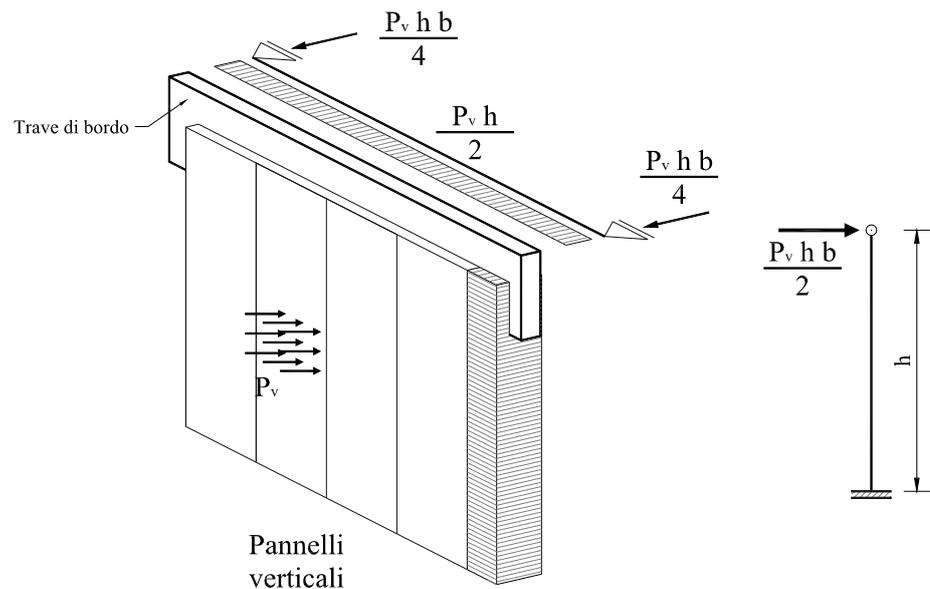


Figura 94. Meccanismo di trasmissione degli sforzi dovuti al vento su pannelli orizzontali.



**Figura 95. Meccanismo di trasmissione degli sforzi dovuti al vento su pannelli verticali.**

Nel caso di orditure orizzontali l'azione del vento viene trasmessa ai pilastri dai pannelli come un carico uniformemente distribuito. Nel caso invece di orditure verticali, i pannelli sono vincolati dalle travi di gronda che ricevono pertanto un carico uniformemente distribuito e la reazione esercitata da queste ultime viene poi trasmessa come azione concentrata in testa ai pilastri.

Nel caso di edifici monopiano, il comportamento dei pannelli di tamponamento è riconducibile comunque ad un semplice schema isostatico sia nel caso di pannelli verticali, sia nel caso di pannelli orizzontali e pertanto il loro impiego è equivalente (in termini di verifiche strutturali).

Nel caso di edifici pluripiano dal punto di vista dell'interazione tra i pannelli di tamponamento e la struttura portante in occasione di un evento sismico è preferibile l'impiego dei pannelli orizzontali poiché questi ultimi presentano maggiori possibilità di movimenti relativi orizzontali potendo in genere scorrere gli uni sugli altri e presentando un'altezza ridotta (che di solito non supera il valore dell'interpiano). Per contro i pannelli verticali nel caso in cui siano impiegati per tamponare più di un piano contemporaneamente hanno bisogno di fissaggi che prevedano giochi maggiori e possibilità di movimenti in entrambi i sensi (nel piano

e fuori piano) in modo da poter risultare non interferenti con la struttura. Inoltre i pannelli verticali, considerando i vincoli alla struttura, non presentano uno schema isostatico e questo può comportare una ulteriore verifica allo SLV atta ad impedire che gli stessi possano svincolarsi dalla struttura se i loro fissaggi venissero sollecitati oltre il limite di rottura.

Adottando la definizione riportata nella *VI parte delle istruzioni CNR 10025/1998* il sistema di fissaggio si può ritenere essenzialmente composto da 3 parti:

1. *Profilo incavo (channel bar)*: Profilo metallico a C munito di zanche per il suo ancoraggio al calcestruzzo nel quale viene conglobato.
2. *Connettore (interlock)*: Parte del sistema di fissaggio, di sagoma appropriata, che viene connessa al profilo per permettervi il trasferimento delle azioni vincolari.
3. *Infisso (fixture)*: Parte che viene fissata attraverso il connettore.

Sia il profilo incavo che l'infisso sono i realtà inserti che vanno posizionati prima del getto negli elementi prefabbricati da connettere.

Il mercato propone una vasta gamma di inserti che si differenziano tra loro per forma, dimensione, tecnologia di produzione e trattamenti superficiali; molto spesso questi sistemi sono brevettati dalle stesse ditte costruttrici. Proprio questa ampia gamma suggerisce una suddivisione in tre grandi gruppi in relazione alla funzione che l'inserto riveste:

- Connessione pannello-elementi strutturali orizzontali;
- Connessione pilastro-pannello;
- Connessione pannello-pannello.

### 2.4.1 Componenti del sistema di fissaggio

#### Profilo incavo

I profili commerciali possono essere laminati a caldo (Figura. 96(a)) oppure formati a freddo (Figura. 96(b)).

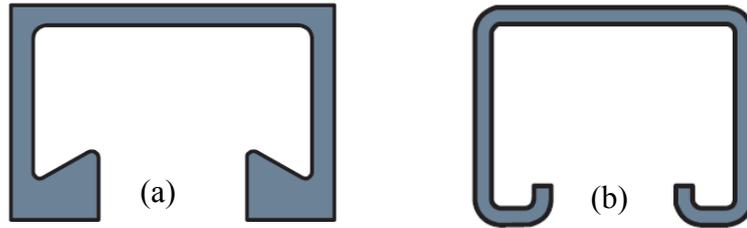


Figura 96. Tipologie di profili: (a) laminati a caldo; (b) formati a freddo.

I profili possono essere realizzati in acciaio inossidabile, nero, con e senza trattamenti di zincatura. Al profilo generalmente è associato un sistema di ancoraggio (zanche, profili ad I oppure pioli) oppure la forma stessa del profilo fornisce una resistenza sufficiente per l'applicazione specifica (cosiddetti profili auto-zancanti).



Figura 97. Profili con ancoraggio a zanche e pioli.

### Connettore

Il connettore più semplice e comunemente più usato nei sistemi di connessione è la vite a testa sagomata che collega l'infisso al profilo (Figura 98).

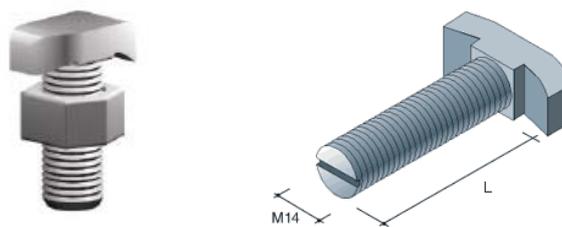


Figura 98. Connettore: vite a testa sagomata.

Sul mercato sono disponibili connettori che affiancano le viti per realizzare collegamenti adatti al montaggio dell'infisso a distanza variabile dal profilo, oppure progettati per giunti particolari. Nelle immagini mostrate in Figura 99 risultano evidenti le asolature introdotte per garantire le tolleranze di posizionamento.

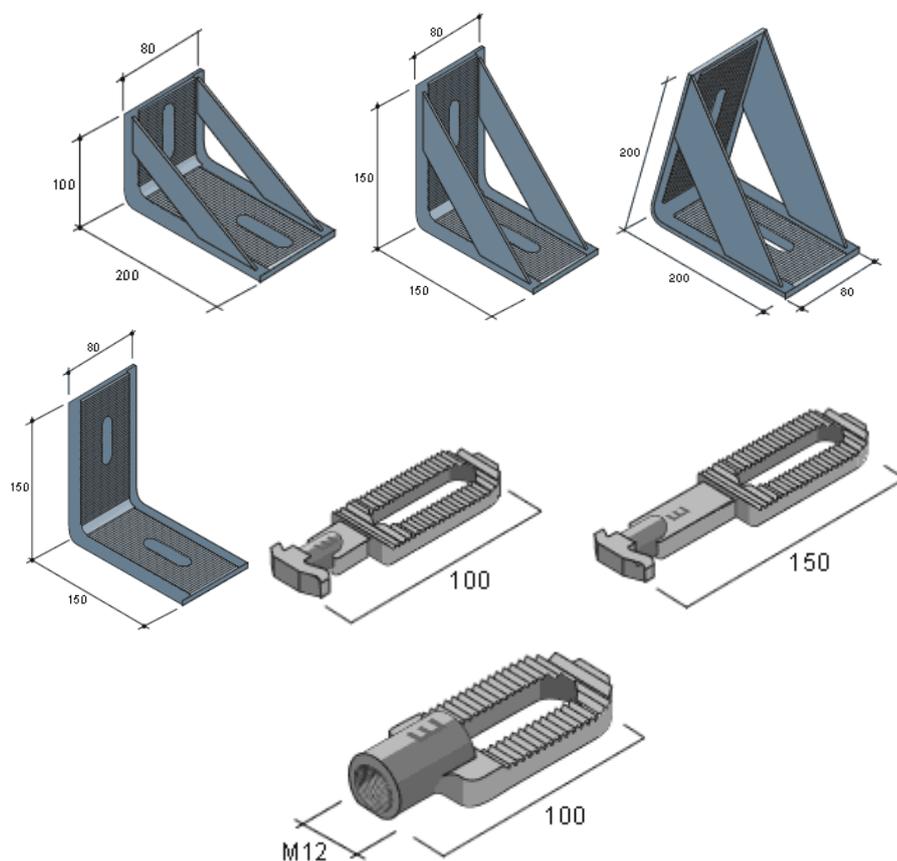


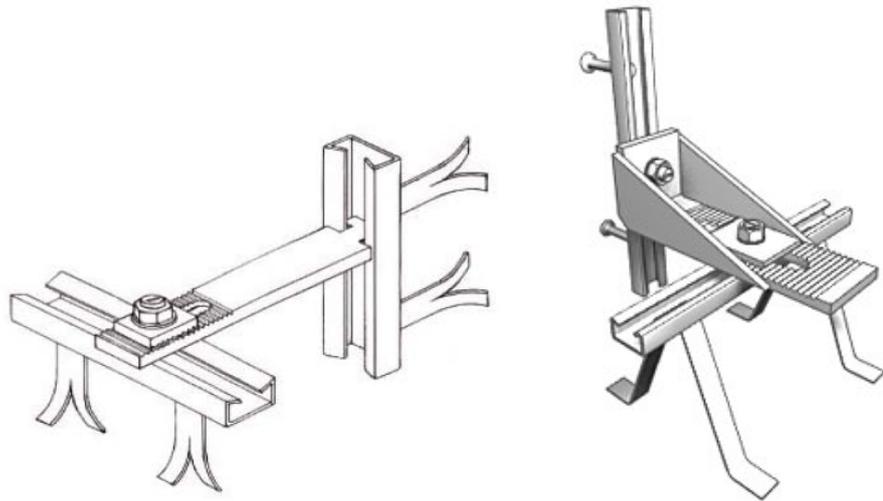
Figura 99. Elementi di connessione (piastrine e squadrette di connessione).

#### 2.4.2 Connessione pannello-elementi strutturali orizzontali

Il sistema di connessione è realizzato con due profili annegati rispettivamente nell'elemento da fissare e nell'elemento fisso; i due profili generalmente sono annegati con i propri assi disposti lungo due direzioni ortogonali in modo da dare la possibilità di regolare la posizione dell'elemento nelle due direzioni del piano. Il

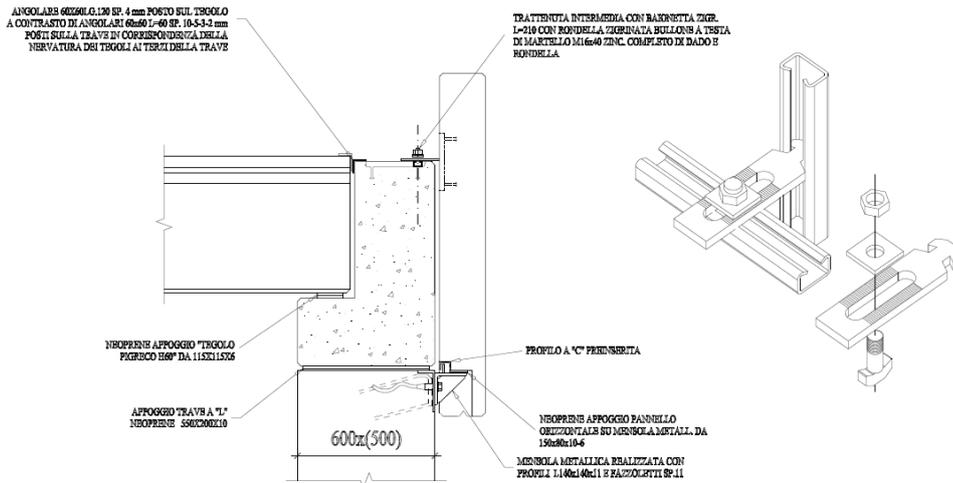
connettore è rappresentato da una piastrina, che può essere zigrinata per impedire scorrimenti, con una estremità a martello per l'inserimento nel profilo dell'elemento da collegare e fornita di asola per la regolazione in fase di montaggio (Figura 100). Ne consegue che i gradi di libertà possibili sono 3, uno assicurato dall'asola nella piastrina (in genere sono possibili spostamenti nell'ordine dei 50 mm) e gli altri due dovuti ai profili sagomati (gli spostamenti possibili dipendono dalla lunghezza dei profili stessi).

Una soluzione alternativa è mostrata in Figura 101; il connettore è ora una squadretta che unisce le viti a testa quadra di collegamento con i profili annessi negli elementi. La connessione risulta in questo modo più rigida rispetto alla soluzione che impiega la piastrina, essendo in grado di contrastare la rotazione relativa tra i due elementi e, grazie all'attrito e all'ingranamento meccanico dovuto alle zigrinature, lo spostamento verticale.



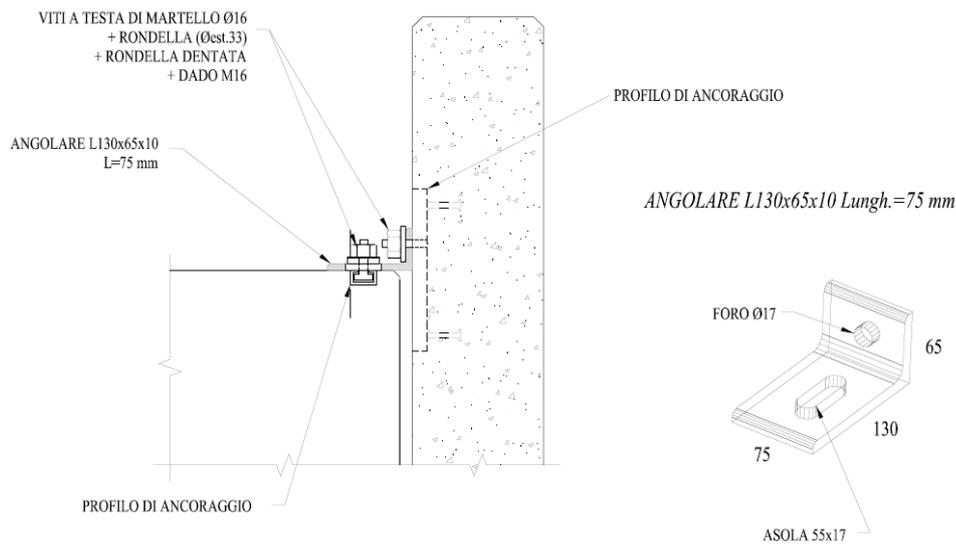
**Figura 100. Connessione con piastrina.    Figura 101. Connessione con squadretta.**

In Figura 102 è riportata un'applicazione del dispositivo appena descritto.



**Figura 102. Connessione con piastrina pannello-elemento strutturale orizzontale (ASSOBETON 2008).**

Una ulteriore possibilità di connessione è riportata in Figura 103. In questo caso, per realizzare la connessione, si utilizza un angolare metallico dotato di asola.

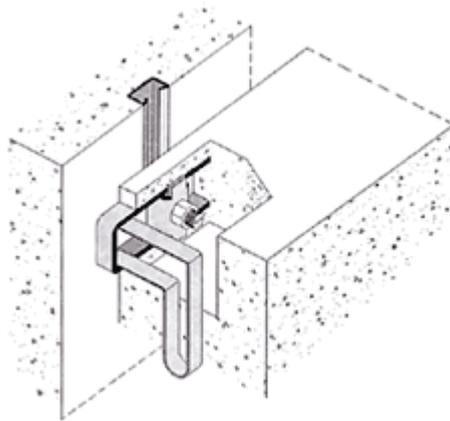


**Figura 103. Connessione con angolare metallico asolato pannello-elemento strutturale orizzontale (ASSOBETON 2008).**

### 2.4.3 Connessione pilastro-pannello

Quando è necessario connettere il pannello ad elementi strutturali verticali, tipo pilastri, il sistema di connessione può essere realizzato in diversi modi. Si può inserire nel pilastro un profilo annegato parallelamente all'asse dell'elemento mentre in sommità del pannello è inserita una scatola di sostegno ancorata tramite barre di armatura sagomate oppure tramite zanche di lamiera. L'unione è realizzata con vite a testa quadra ed il pannello può essere montato a contatto oppure a distanza tramite apposito connettore (Figura 104).

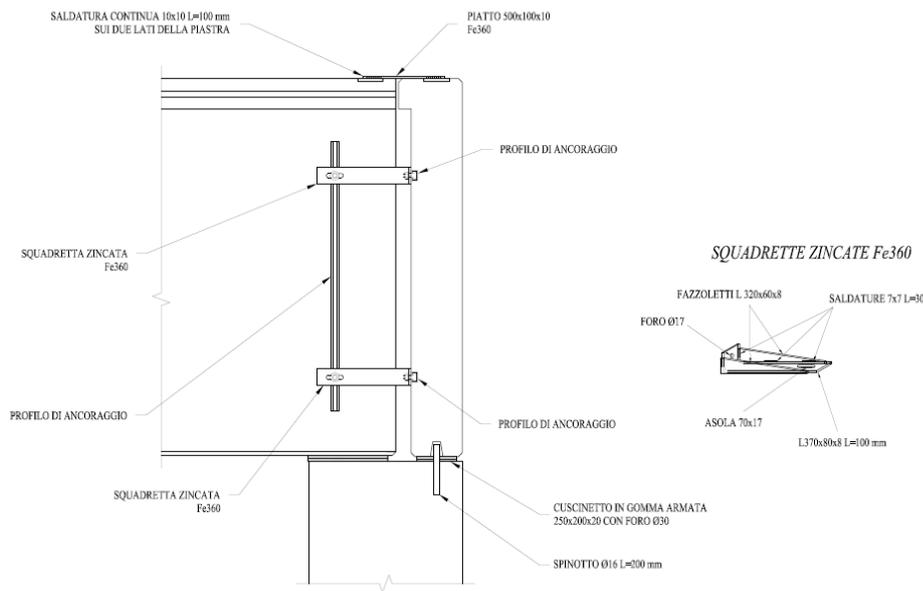
Anche in questo caso i gradi di libertà possibili sono tre: in senso verticale la regolazione è garantita dal profilo sul pilastro, in orizzontale dall'asola ricavata nella scatola, mentre la scelta della lunghezza della vite permette di regolare la distanza tra gli elementi.



**Figura 104. Connessione tramite scatola di sostegno o profilo autozancante.**

Un'alternativa è rappresentata dall'impiego delle squadrette di collegamento ove è previsto l'inserimento di un profilo anche nel pannello.

Esistono infine soluzioni miste in cui il pannello viene ancorato sia alla trave che al pilastro (Figura 105).



**Figura 105. Connessione pannello orizzontale con trave e pilastro (ASSOBETON 2008).**

#### 2.4.4 Connessione pannello-pannello

Questa tipologia di connessione può essere realizzata attraverso diversi approcci. La soluzione maggiormente utilizzata prevede l'impiego delle medesime scatole descritte per la connessione pannello-pilastro; il profilo è inserito verticalmente nel pannello e viene fissato con un connettore alla scatola alloggiata nell'altro elemento.

Anche in questo caso sono garantite le regolazioni nei tre assi, compatibilmente con la lunghezza degli elementi del sistema.

Tale soluzione trova applicazione anche per completare la chiusura in corrispondenza dei pilastri.

#### 2.4.5 Sistemi di supporto

I dispositivi di supporto interessano sostanzialmente il sostegno di elementi prefabbricati in calcestruzzo da parte di altri elementi prefabbricati e può essere

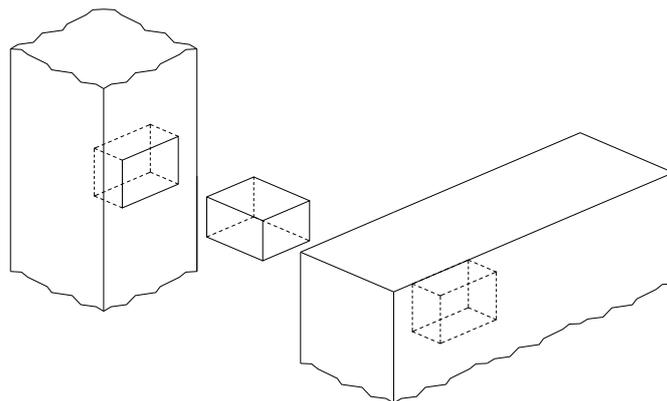
realizzato con diversi tipi di inserti che consentono di collegare in maniera rapida e sicura i due manufatti.

Un elemento di supporto è generalmente costituito da tre parti:

1. *Elemento da annegare nel manufatto portante;*
2. *Elemento da inserire nel manufatto portato che funge da alloggiamento necessario al dispositivo di supporto e da ripartitore del carico;*
3. *Elemento di collegamento o dispositivo di supporto in grado di trasferire il carico da un manufatto all'altro e che consente le regolazioni nelle tre direzioni ortogonali.*

Tale dispositivo, in aggiunta al sistema di connessione visto precedentemente, ha il compito di collegare in maniera rigida due porzioni del manufatto originariamente separate, e nello specifico di assorbire il peso proprio dell'elemento da collegare trasferendolo all'elemento fisso.

In Figura 106 è mostrato lo schema semplificato del funzionamento del dispositivo di supporto individuando la posizione dei tre elementi che caratterizzano il dispositivo stesso.



**Figura 106. Schema semplificato del dispositivo di supporto.**

Sono commercialmente disponibili inserti metallici da conglobare nei getti degli elementi prefabbricati capaci di assolvere a tale funzione. In Figura 107 si mostrano alcuni esempi di questi dispositivi.

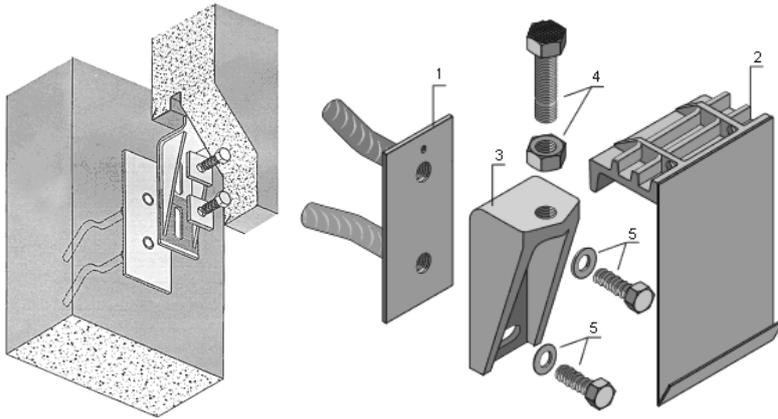


Figura 107. Dispositivi di appoggio commerciali (ASSOBETON 2006).

In questo sistema l'elemento annesso nel manufatto prefabbricato portante è costituito da una piastra di opportune dimensioni cui vengono applicate, mediante saldatura, due barre ad aderenza migliorata con filettatura e diametro variabili in funzione della portata. Tale soluzione comporta un minimo ingombro nell'elemento portante.

In Figura 108 è riportato un esecutivo di un dispositivo di appoggio saldato.

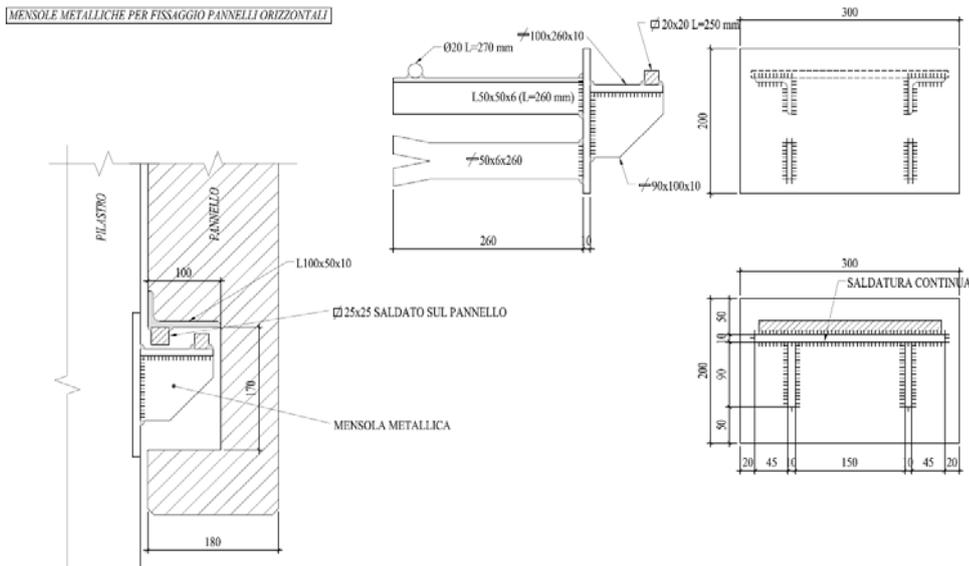
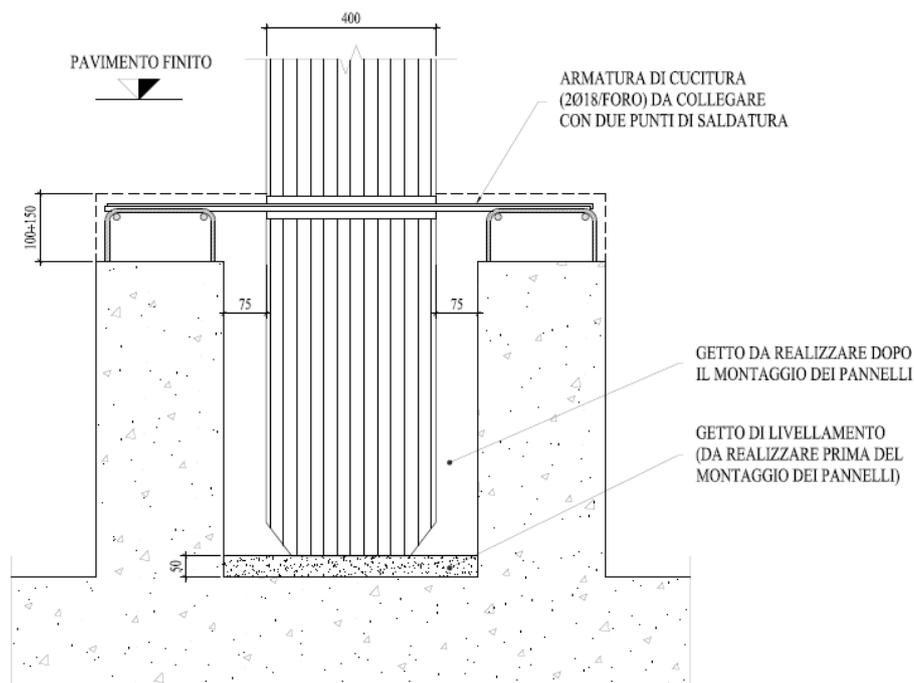


Figura 108. Mensole metalliche per fissaggio pannelli orizzontali (ASSOBETON 2008).

### 2.4.6 Collegamento pannello-fondazione

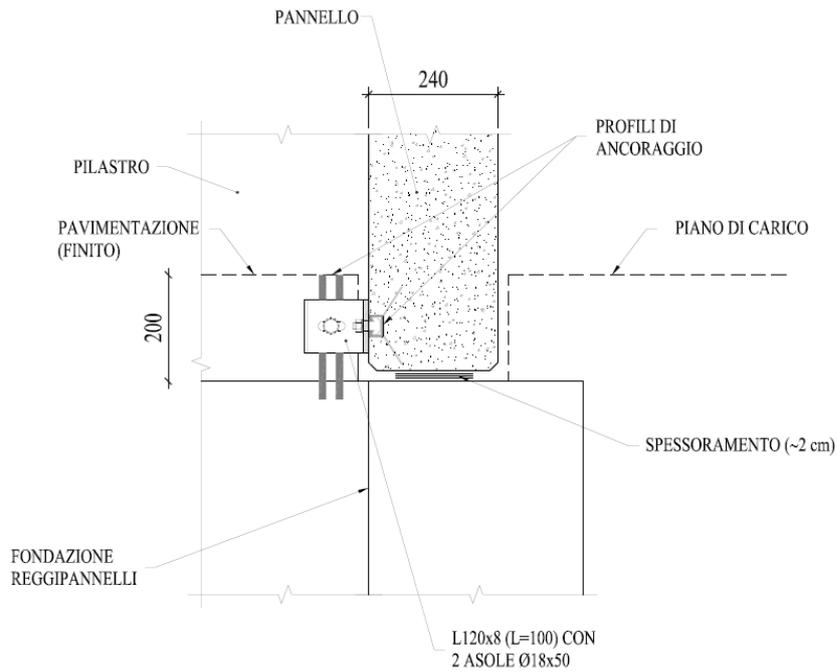
Inferiormente i pannelli possono essere bloccati in varie modi. Normalmente i pannelli poggiano sulle travi di collegamento che uniscono i plinti.

In passato tale collegamento si realizzava mediante l'uso di travi dette reggi pannello dotate di una forcilla cui era solidarizzata la base del pannello mediante getto in opera di malta a ritiro compensato (Figura 109). Tale connessione non è più in uso a causa del maggior costo di realizzazione e anche per la scarsa efficienza in zona sismica.

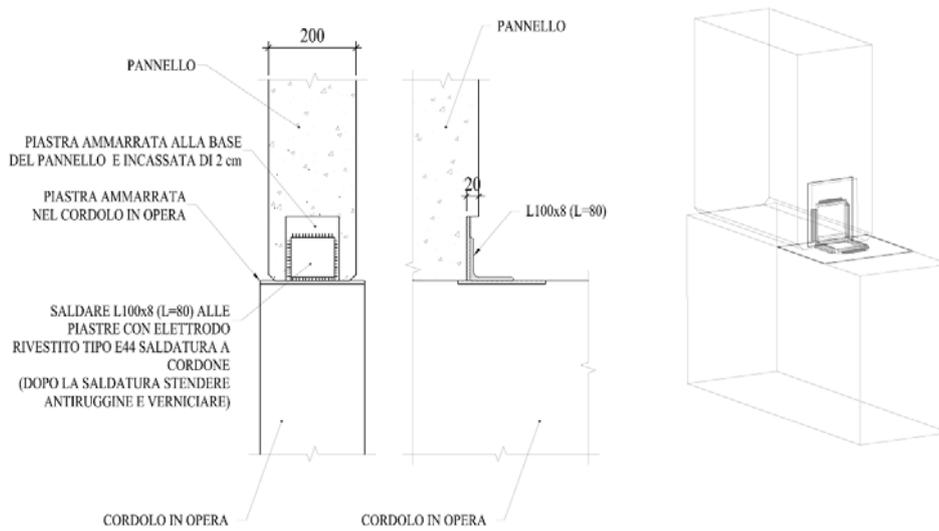


**Figura 109. Collegamento pannello-fondazione con travi reggi pannello (ASSOBETON 2008).**

Molto diffusa oggi è, invece, la soluzione con dispositivi di fissaggio metallici saldati in opera o bullonati (Figure 110 e 111).



**Figura 110. Collegamento pannello-fondazione con angolare metallico e tassello a testa quadra (ASSOBETON 2008).**



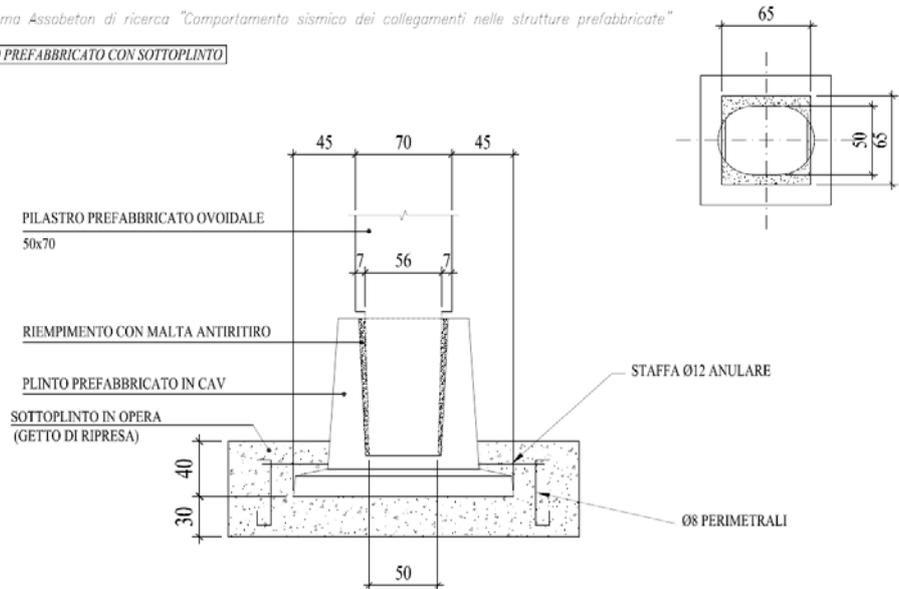
**Figura 111. Collegamento pannello-fondazione con angolare metallico saldato (ASSOBETON 2008).**

## 2.5 Collegamento pilastro-fondazione

Generalmente gli elementi di fondazione sono gettati in opera, perché, dovendosi adattare alle caratteristiche geotecniche in sito variabili di zona in zona, non si prestano bene ad una prefabbricazione, anche se una prefabbricazione parziale rende più comoda e precisa la loro esecuzione (Figura 112).

*Programma Assabeton di ricerca "Comportamento sismico dei collegamenti nelle strutture prefabbricate"*

**PLINTO PREFABBRICATO CON SOTTOPLINTO**



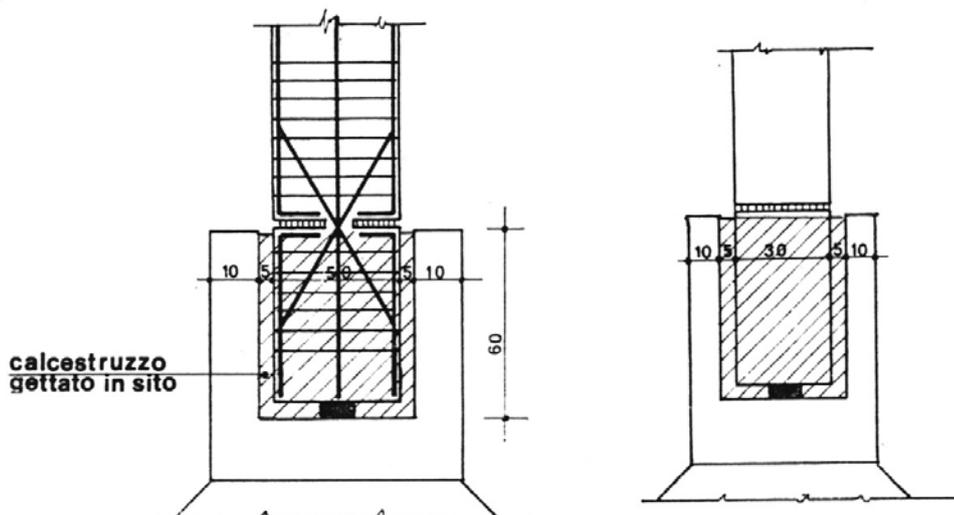
**Figura 112. Esempio di prefabbricazione parziale (ASSOBETON 2008).**

In relazione al grado d'incastro che è possibile realizzare, le unioni pilastro-fondazione possono essere suddivise in articolate, semiarticolate e rigide: a ciascuna delle tre classi è possibile assegnare un dato valore del grado di incastro, considerando articolate quelle unioni cui compete un valore di  $w$  prossimo a 0, rigide, invece, le unioni che garantiscono un  $w$  circa pari a 100 e limitando a considerare semiarticolate quelle unioni in cui il grado di incastro assume un valore intermedio, tuttavia entro un intervallo non troppo ampio.

### 2.5.1 Unioni articolate

Unioni tra pilastro e fondazione di tipo cerniera si presentano molto raramente ed in genere solo con i telai a due o tre cerniere. La Figura 113 mostra un esempio di unione ad umido in cui la cerniera è realizzata con l'incrocio delle barre di

armatura; tale soluzione consente di trasmettere azioni orizzontali anche molto elevate, ma richiede un considerevole quantitativo di armatura metallica.



**Figura 113. Unione pilastro-fondazione del tipo a cerniera ottenuta mediante incrocio delle armature.**

In Figura 114 vi sono altri due esempi di unioni ad umido, ormai in disuso, che presentano disposizioni più semplici ma che richiedono l'impiego di puntelli provvisori durante il montaggio. Nel caso in cui tali cerniere si possono considerare come cerniere ad attrito, la forza orizzontale  $H$  ammissibile è data dalla relazione  $H=c V^*/\gamma$ , dove  $V^*$  è la corrispondente azione verticale (di calcolo),  $c$  è il coefficiente di attrito e  $\gamma$  un adeguato coefficiente di sicurezza (risultante da attente valutazioni sperimentali).

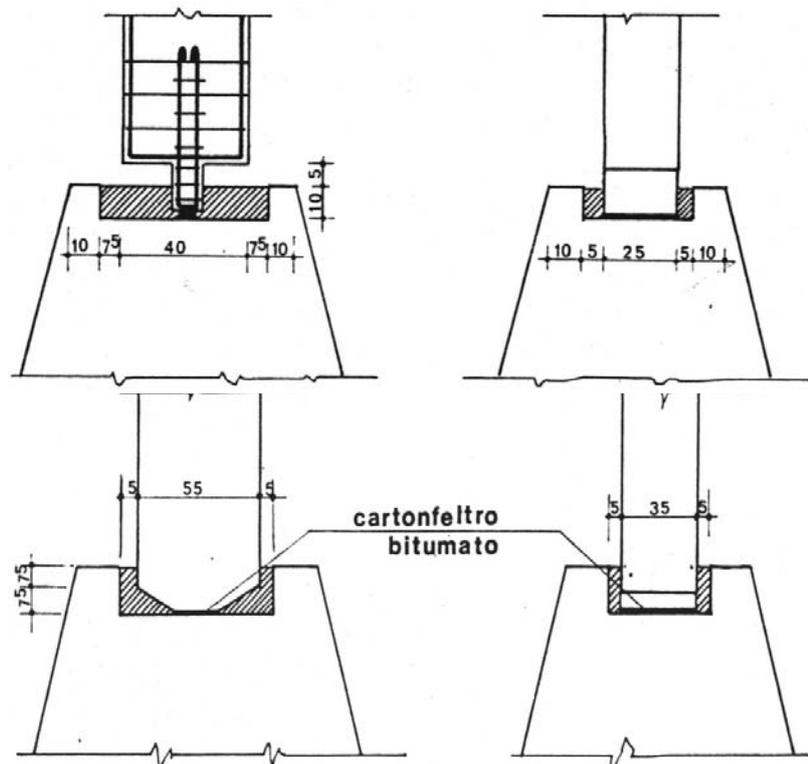


Figura 114. Unione pilastro-fondazione umida del tipo a cerniera.

Si deve anche verificare che l'appendice in cemento armato che esce dal pilastro per formare la cerniera sia capace di sopportare la risultante  $V$  delle azioni verticali scaricata al piede del pilastro.

In effetti il valore di  $H$  potrebbe assumersi anche maggiore, dato che il pilastro riceve comunque un piccolo grado di incastro nella scanalatura di fondazione, ma, per effetto del ritiro del calcestruzzo usato per il getto e per i movimenti della struttura, questo piccolo effetto-incastro si perde del tutto ed il vincolo risulta formato quasi esclusivamente dall'attrito. Infatti, il buon funzionamento della cerniera è assicurato dal distacco del getto di riempimento dalla superficie del pilastro, al punto che spesso si interpone un foglio di cartonfeltro bitumato per agevolare questo distacco.

In Figura 115 è riportato, invece, un esempio di unione a secco: il collare di ebanite interposto tra pilastro e fondazione consente di ottenere il funzionamento della cerniera, mentre il perno passante serve a trasmettere le azioni orizzontali.

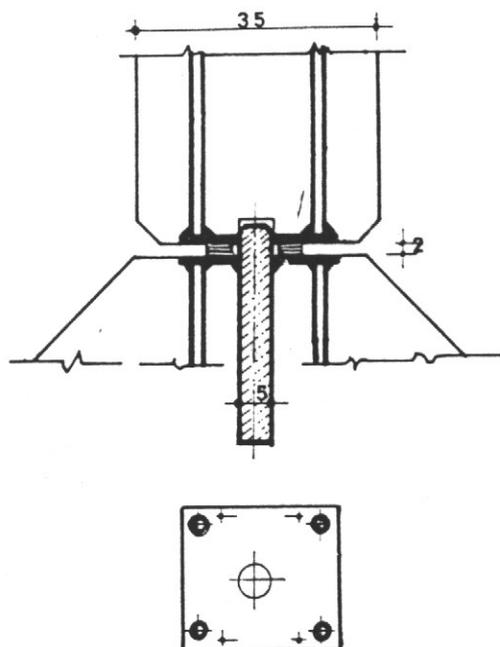


Figura 115. Unione a secco con perno a taglio e collare di ebanite interposto.

Anche in Figura 116 è rappresentata una unione a secco, ma in questo caso la cerniera è di tipo attritivo, dato che il perno serve esclusivamente per il centraggio e la messa a piombo del pilastro; le piastre metalliche saldate tra loro danno luogo ad un'unione in grado di assorbire anche modeste quote di momento flettente.

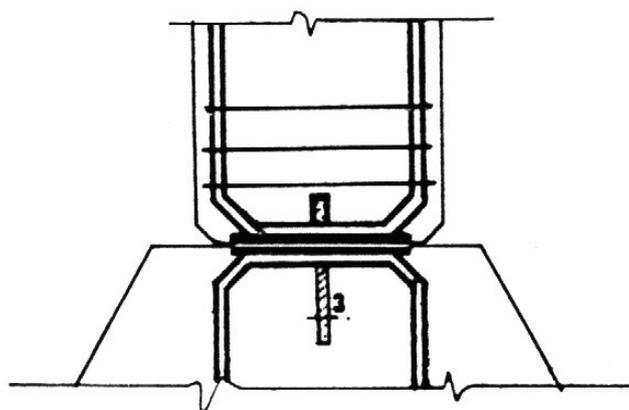
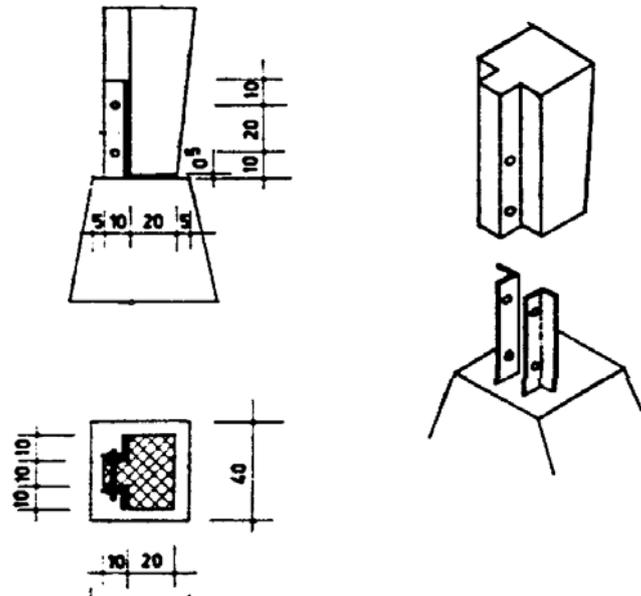


Figura 116. Unione a secco di tipo attritivo con perno di centraggio.

L'unione di Figura 117 si utilizza quando i piedritti alla base non sono particolarmente grandi; la spinta orizzontale viene assorbita dagli angolari di acciaio, direttamente bullonati al piedritto.



**Figura 117. Unione a secco con angolari di acciaio direttamente bullonati al piedritto.**

Questa unione non è però da ritenersi del tutto corretta, sia nei riguardi del funzionamento, sia per l'incertezza della posizione della reazione esplicitata dal vincolo e per tale motivo è in disuso già da molti anni.

### 2.5.2 Unioni semiarticolate

Gli esempi di questa tipologia di connessione sono riportati secondo un ordine di incastro crescente. In Figura 118 e 119 sono raffigurate due connessioni umide con cui si riesce ad ottenere una notevole semplicità di esecuzione introducendo le armature sporgenti dal pilastro nella scanalatura della fondazione e sigillandole poi con calcestruzzo. Il grado di incastro che si riesce ad ottenere è decisamente molto modesto.

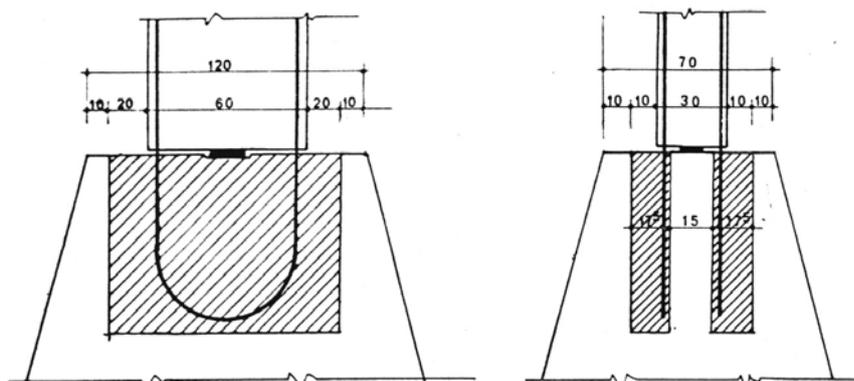


Figura 118. Connessioni ad umido con ferri curvi.

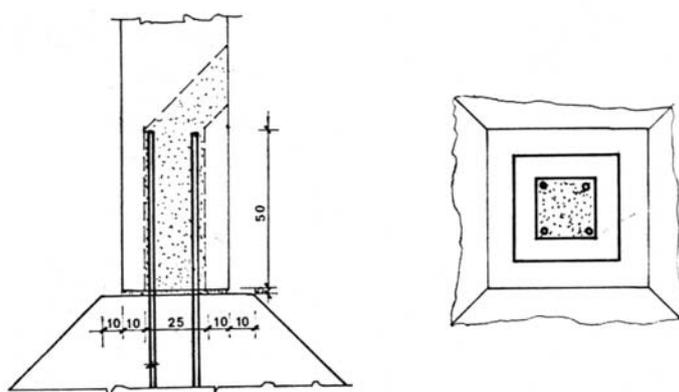


Figura 119. Connessioni ad umido con barre dritte.

In Figura 120 e 121, che rappresentano alcuni esempi di collegamenti a secco, è invece assicurato un maggiore grado di incastro.

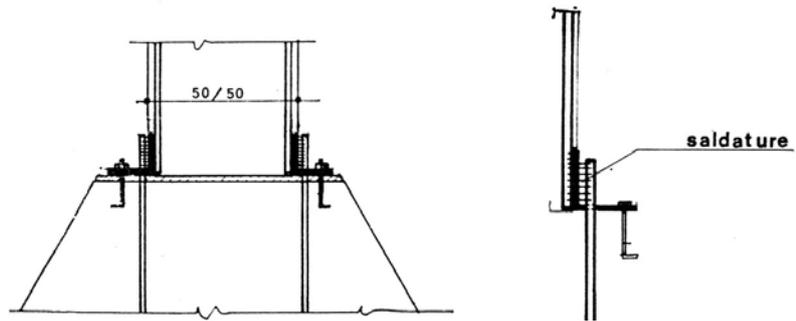


Figura 120. Collegamento a secco con angolare metallico.

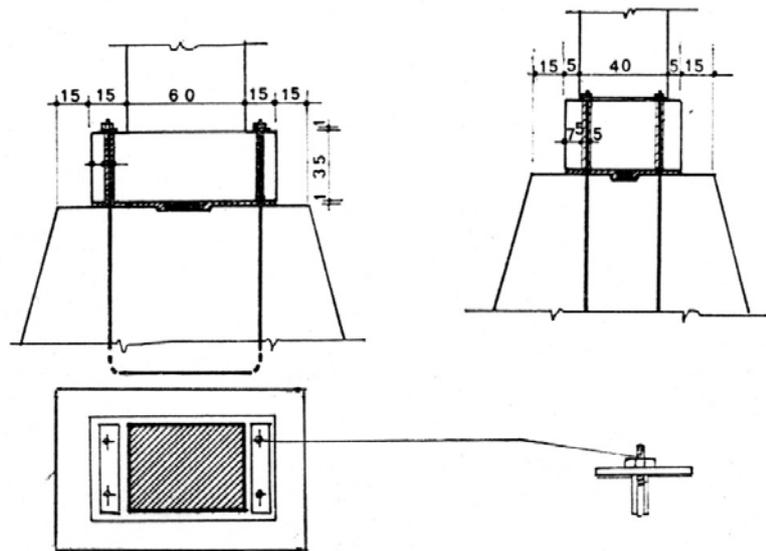


Figura 121. Collegamento a secco con colletto alla base del pilastro e piastra in acciaio.

Le disposizioni costruttive di queste ultime sono simili a quelle tipiche delle costruzioni metalliche e consentono una rapida esecuzione e una portanza immediata; la fondazione è di tipo tradizionale, senza scanalature che ne complicherebbero l'esecuzione, ma richiede il posizionamento preciso dei ferri di ripresa, cosa che si può fare, ad esempio, mediante una piastra metallica di registro.

In Figura 120 l'unione tra i ferri di ripresa del plinto e i ferri dell'armatura del pilastro viene eseguita mediante saldatura con un angolare di ferro. In Figura 121,

invece, i ferri di ripresa uscenti dalla fondazione sono saldati o bullonati sul colletto di base del pilastro attraverso una piastra d'acciaio, ma parte della trazione a cui sono soggetti è trasmessa dall'aderenza con la malta di riempimento dei fori del colletto; per questo motivo le pareti interne dei fori devono essere scabre, ad esempio, lasciando nel getto del colletto spezzoni di tubi a spirale da estrarre dopo la sformatura. L'unione diventa, allora, di tipo umido e raggiunge la portanza finale solo quando la malta di riempimento ottiene la completa maturazione.

Se al posto della malta cementizia si fa uso di malta di resina epossidica e sabbia per il riempimento dei fori, la presenza dei bulloni diventa praticamente superflua ed è possibile fare affidamento esclusivamente sull'aderenza tra ferri di ripresa e malta di resina.

Un ancoraggio simile si ottiene, come mostra la Figura 122, se il colletto di base del pilastro è sostituito da una piastra d'acciaio: l'armatura del pilastro è saldata alla piastra angolare che è a sua volta saldata o bullonata ai perni sporgenti dalla fondazione, soluzione, questa illustrata, che ricorda quelle spesso adottate per le strutture metalliche.

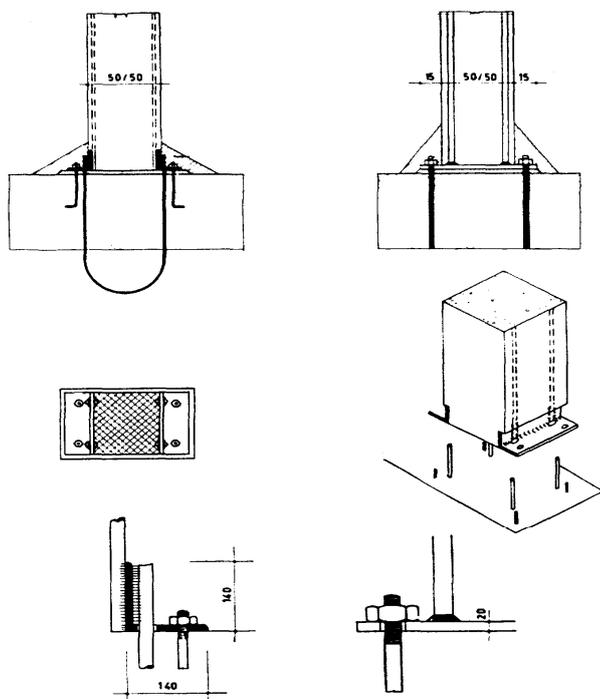


Figura 122. Unione a secco con piastra di acciaio collegata al pilastro.

### 2.5.3 Unioni rigide

Il sistema di connessione pilastro-fondazione maggiormente usato nella prefabbricazione italiana è senza dubbi il plinto a pozzetto.

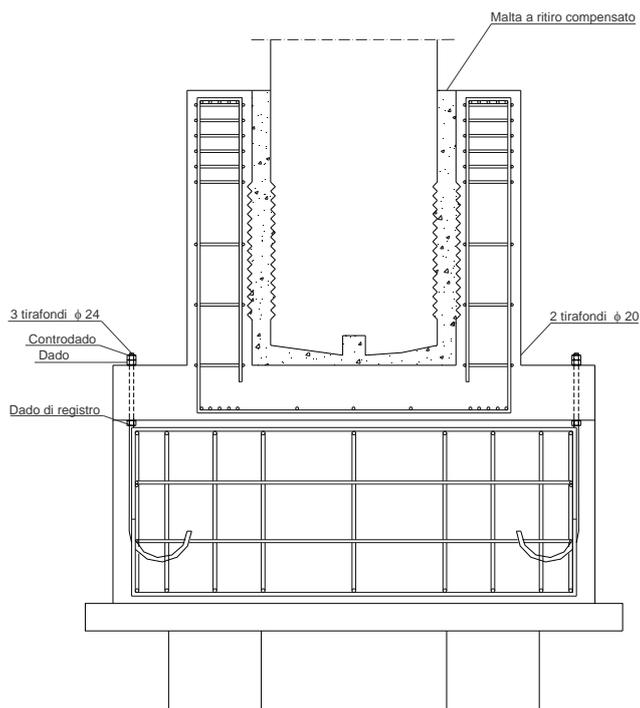
Si intende per plinto a pozzetto la struttura costituita da un “pozzetto” o “bicchiere”, in cui alloggia il pilastro, e solidale con la fondazione; quest’ultima sarà in generale costituita da una soletta, direttamente fondata sul terreno o su pali.

I plinti a pozzetto consentono di ottenere un incastro praticamente perfetto, ma perché ciò si realizzi è necessario che la profondità del pozzetto sia almeno dello stesso ordine di grandezza della dimensione maggiore della sezione trasversale del pilastro.

Tra la base del pilastro ed il fondo del pozzetto si dispone un elemento metallico per il centraggio e la messa a piombo del pilastro (dispositivo di centraggio).

Sono possibili almeno le seguenti modalità:

1. il plinto è tutto prefabbricato ed è necessariamente diretto;
2. il plinto è tutto gettato in opera ma si perdono del tutto i vantaggi della prefabbricazione;
3. il plinto ha la soletta prefabbricata, ma essa viene solidarizzata ad un plinto su pali gettato in opera (Figura 123); in tal caso è necessario predisporre dei tirafondi nel plinto su pali, e delle asole nella soletta prefabbricata;
4. è prefabbricato il solo pozzetto, con i ferri verticali privi di ripiegatura (Figura 124); in tal caso il pozzetto va posizionato prima del getto del plinto di fondazione. Si utilizzano i vantaggi della prefabbricazione nel produrre la parte più complessa in stabilimento.



**Figura 123. Plinto a pozzetto con soletta prefabbricata.**

In genere lo schema di unione è quello rappresentato in Figura 124, ma se è richiesta una portanza più rapida prima che il getto di riempimento abbia raggiunto un'adeguata maturazione e quindi la giusta resistenza, è preferita la soluzione illustrata in Figura 125.

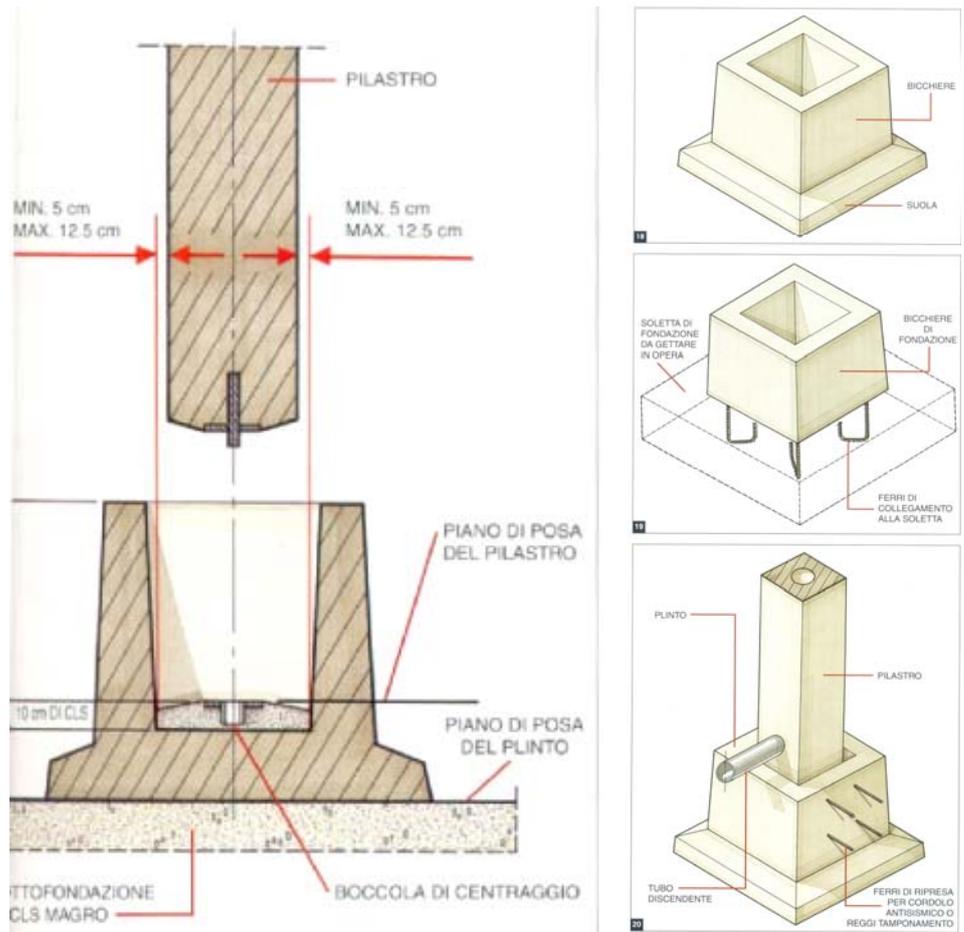


Figura 124. Collegamento con plinto a pozzetto.

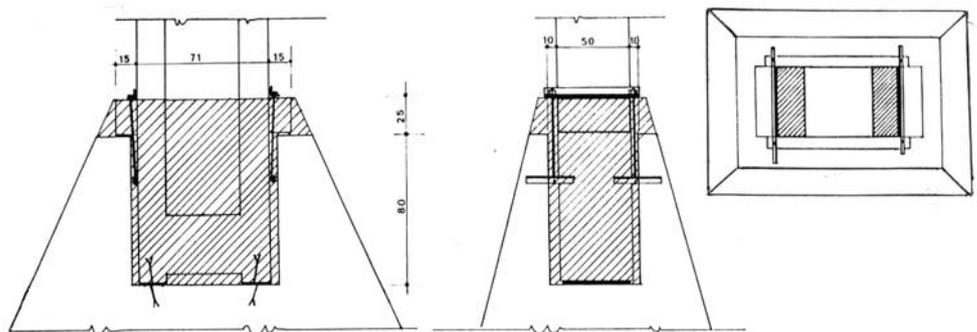


Figura 125. Collegamento con plinto a pozzetto e zanche di fissaggio.

Lo schema statico di calcolo del plinto a pozzetto è riportato in Figura 126: si ha un meccanismo a telaio nei piani orizzontali, per cui il diagramma dei momenti flettenti ha l'andamento descritto in Figura, e nel piano verticale si considera un piedritto con sezione a cassone sollecitato da forze di taglio.

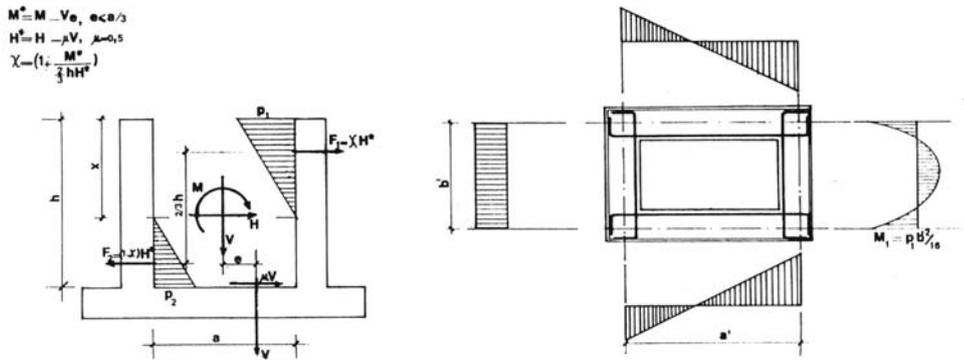


Figura 126. Schema statico di calcolo del plinto a pozzetto.

L'unione di Figura 127, formata con piastre di base in acciaio e tirafondi, ha le stesse caratteristiche dei piedi delle colonne in acciaio incastrate in blocchi di fondazione ed è caratterizzata da una notevole semplicità di montaggio. Irrigidendo con fazzoletti in acciaio le piastre di base, è possibile ottenere un incastro quasi perfetto.

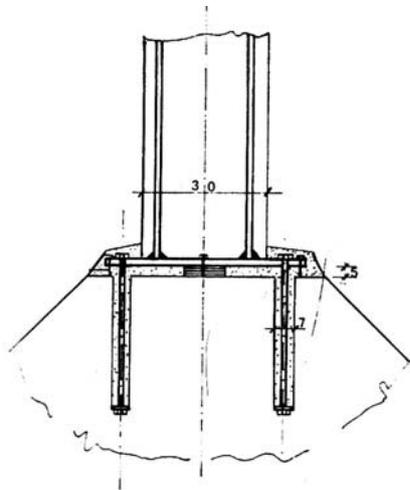


Figura 127. Collegamento con piastre di base in acciaio e tirafondi.

Altra possibile soluzione è quella di Figura 128 che, però, richiede particolare cura nell'esecuzione, ed in particolare durante la fase di saldatura perché è necessario eseguirla in modo tale da non produrre deformazioni permanenti a causa di un riscaldamento non uniforme. Questa ultima soluzione descritta, è preferita qualora, in presenza di momenti flettenti molto elevati, l'incastro nel plinto di fondazione risulti troppo lungo.

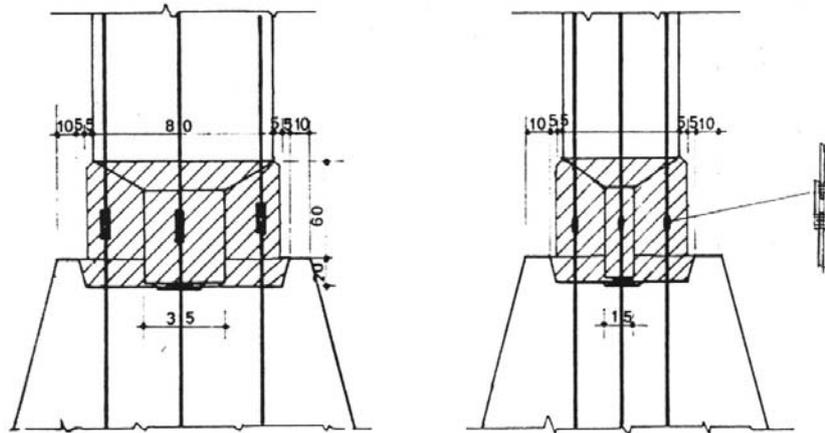


Figura 128. Unione con saldatura delle barre di acciaio.

Simile alla connessione precedente riportata in Figura 119 ma capace di creare una connessione di tipo rigido a completo ripristino flessionale è la connessione riportata in Figura 129.

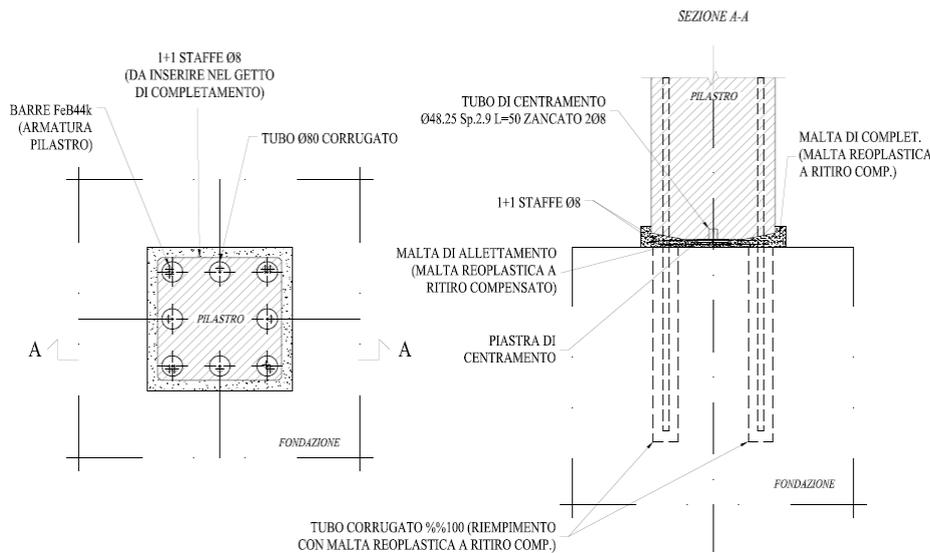


Figura 129. Unione ad umido con barre dritte di tipo rigido (ASSOBETON 2008).

Le tradizionali soluzioni di connessione alle fondazioni dei pilastri prefabbricati sono spesso dispendiose sia in fase di fabbricazione che di trasporto e movimentazione in cantiere.

A tale scopo il sistema HALFEN di collegamento pilastri (Figura 130) offre un'alternativa vantaggiosa: gli ancoraggi insieme ai tirafondi formano un semplice ed efficace sistema di connessione dei pilastri.

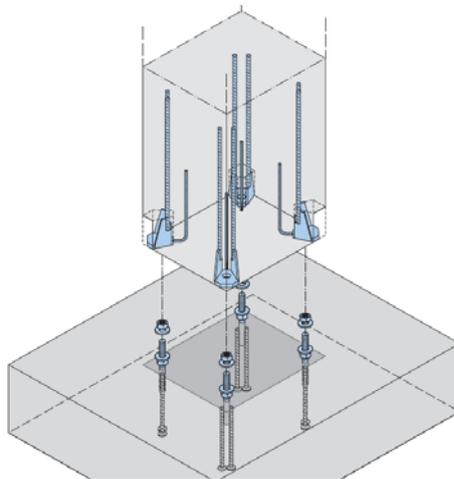


Figura 130. Sistema Halfen per il collegamento pilastro-fondazione (Halfen 2004).

In Figura 131 sono mostrate le fasi di montaggio del sistema. La fase iniziale consiste nel fissare l'ancoraggio pilastro alla testa dell'armatura e nell'inserire i tirafondi di ancoraggio nell'armatura di fondazione, usando una dima.

La seconda fase invece consiste: nel rimuovere la guaina di protezione del filetto del tirafondo e la dima; nel posizionare il pilastro infilandolo sui tirafondi ed appoggiandolo sui dadi inferiori; nell'avvitare i dadi superiori con rondelle ai tirafondi e nel regolare i pilastri mediante l'avvitamento o svitamento dei dadi.

La fase successiva invece consiste nel serrare i dadi in modo che il pilastro sia stretto con forza alla fondazione.

L'ultima fase infine consiste nel riempire per iniezione la cavità tra pilastro e fondazione con malta fluida a ritiro compensato.

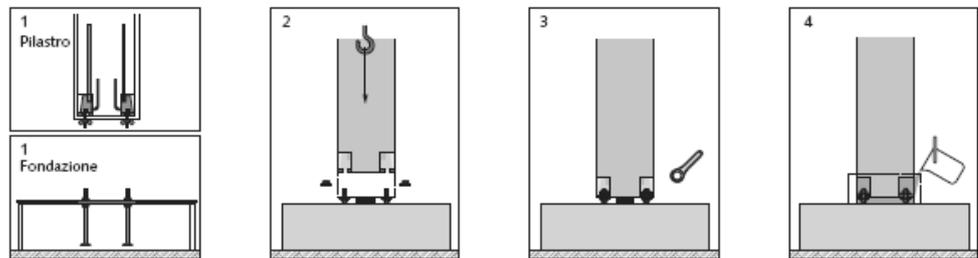


Figura 131. Fasi di montaggio del sistema Halfen (Halfen 2004).

Si deve sottolineare che, in tutti i tipi di unione esaminati, il contatto tra le superfici degli elementi prefabbricati non è mai diretto, poiché si vuole evitare una disuniforme trasmissione delle sollecitazioni di compressione e possibili lesioni superficiali del calcestruzzo. Tra le superfici degli elementi da collegare possono essere interposte una o due piastre metalliche annegate nel calcestruzzo degli elementi prefabbricati (con superfici di contatto da ritenersi perfettamente rettificata), oppure un cuscinetto realizzato con malta cementizia o con altri materiali.

## 2.6 Collegamento pilastro-pilastro

Nell'eseguire il collegamento tra due pilastri è necessario ottenere la maggiore precisione possibile, perché le eccentricità che potrebbero nascere da un errato assemblaggio ridurrebbero enormemente la capacità portante del pilastro, per tale scopo esistono appositi dispositivi per ottenere un miglior posizionamento degli elementi da collegare. Le unioni pilastro-pilastro si effettuano all'altezza del piano o dello spessore del solaio ed in questo ultimo caso si riesce a nascondere l'unione

e la sua esecuzione diventa contemporanea a quella dell'unione trave-pilastro, con risparmio di tempo e di costo.

### 2.6.1 Unioni articolate

In Figura 132 è rappresentata un'unione che ha un buon funzionamento a cerniera, ma che non è in grado di sorreggere forti azioni taglianti. L'estremità dei due pezzi sono sagomate secondo superfici cilindriche con i raggi di curvatura indicati nella stessa figura, al fine di ottenere convenienti condizioni di contatto. L'eccentricità ( $e$ ) di montaggio si assume pari a  $0.05 \div 0.08 h$ , essendo  $h$  lo spessore del pilastro, poiché le due parti tendono ad auto-centrarsi all'atto del montaggio.

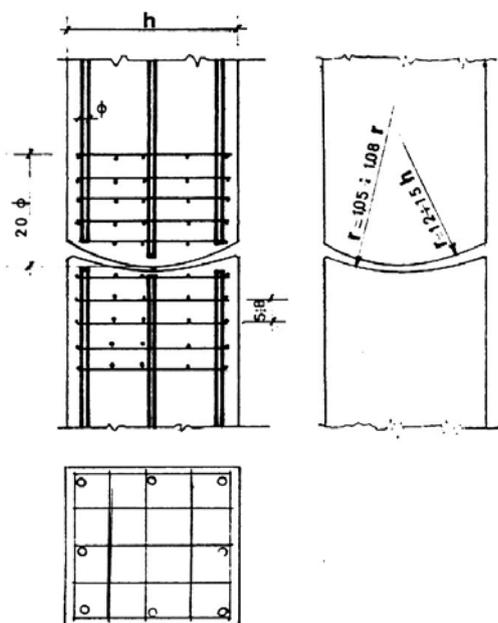


Figura 132. Unione pilastro-pilastro con estremità sagomate.

Con l'unione rappresentata dalla Figura 133 si ha un montaggio molto meno preciso; si ha un'eccentricità maggiore ed i carichi assiali devono essere contenuti entro certi limiti, a seconda delle condizioni globali da valutare caso per caso.

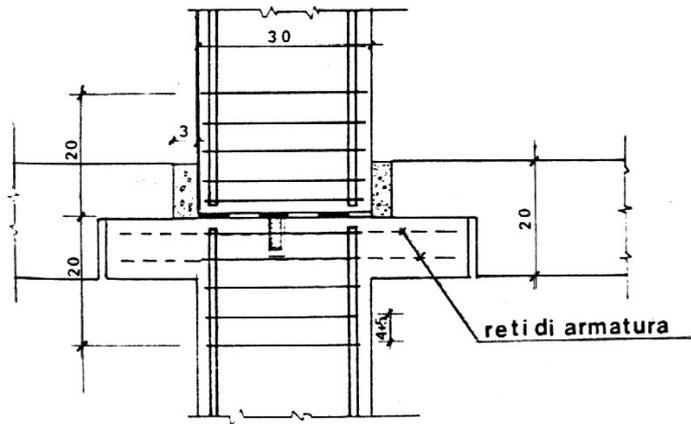


Figura 133. Unione pilastro-pilastro con pozzetto nello spessore del solaio.

Nel caso in cui il pozzetto che si forma nello spessore del solaio sia sufficientemente profondo, si possono sopportare anche discrete aliquote di momento flettente, e l'unione funziona come semiarticolata.

Un collegamento articolato capace di sopportare notevoli forze di taglio, è quello rappresentato in Figura 134, che è tuttavia di impiego limitato agli edifici di grande importanza per via degli elevati costi di esecuzione e di manutenzione.

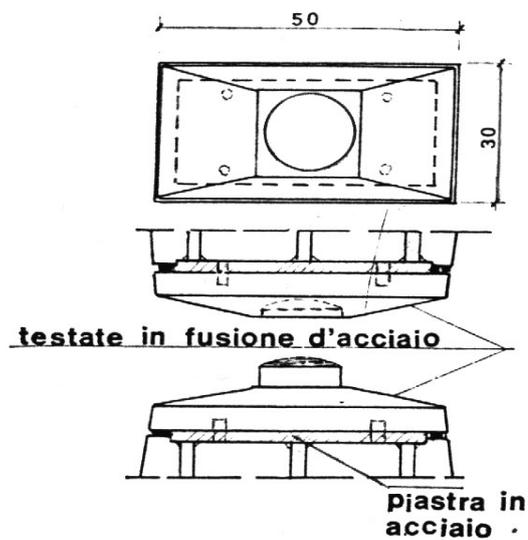


Figura 134. Unione pilastro-pilastro con elementi di acciaio fuso.

### 2.6.2 Unioni semi-articolate e rigide

Gli esempi che si riportano sono ordinati per grado di incastro crescente.

La Figura 135 riporta il caso di collegamento eseguito nello spessore del solaio con una modesta sovrapposizione dei ferri d'armatura (pari ad almeno 15 volte il diametro); essa è in grado di trasmettere carichi assiali con eccentricità fino al valore di  $0.20 h$ .

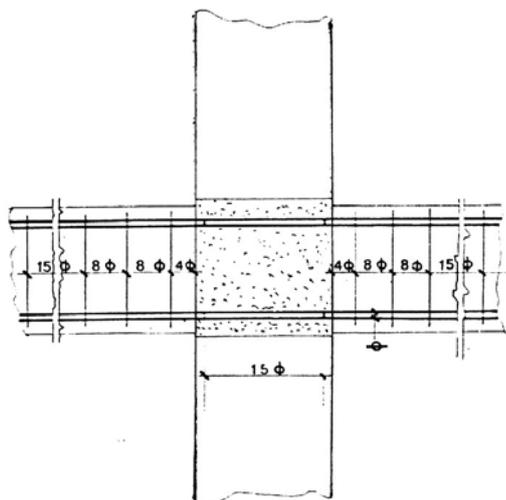
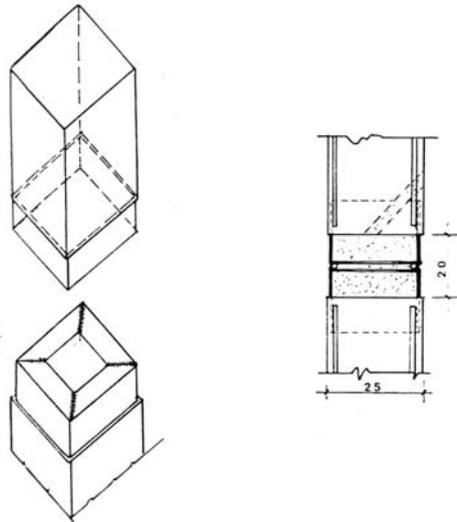


Figura 135. Unione pilastro-pilastro con ferri passanti sovrapposti.

Nella Figura 136 i pilastri terminano con una scatola metallica saldata alle armature. L'unione è ottenuta eseguendo la saldatura tra le due scatole metalliche lungo i bordi, usando le barre d'acciaio come supporto per le saldature; successivamente si riempiono le scatole d'acciaio e lo spazio di distanziamento tra di esse con calcestruzzo iniettato attraverso un foro praticato nel pilastro superiore ed attraverso le piccole aperture nelle scatole. La massima eccentricità di montaggio per tale tipo di collegamento è assunta pari a  $0.30h$ .



**Figura 136. Unione pilastro-pilastro con scatole metalliche saldate alle armature.**

Nell'unione di Figura 137 il carico assiale viene trasmesso attraverso la piastra centrale. Queste unioni sono del tipo a secco, poiché lo strato di malta di cemento che riveste le parti metalliche ha solo funzione protettiva. Le estremità dei pilastri sono "frettate" in modo molto fitto con reti di barre di piccolo diametro, allo scopo di sopportare le trazioni prodotte nel conglomerato dalla diffusione del carico. Le saldature sono ancora ottenute mediante barre di supporto. Eccessivi riscaldamenti, causano la deformazione delle parti metalliche e possibili "cotture" del conglomerato. Questa connessione, come le precedenti, è oggi poco utilizzata e dunque praticamente ormai in disuso.

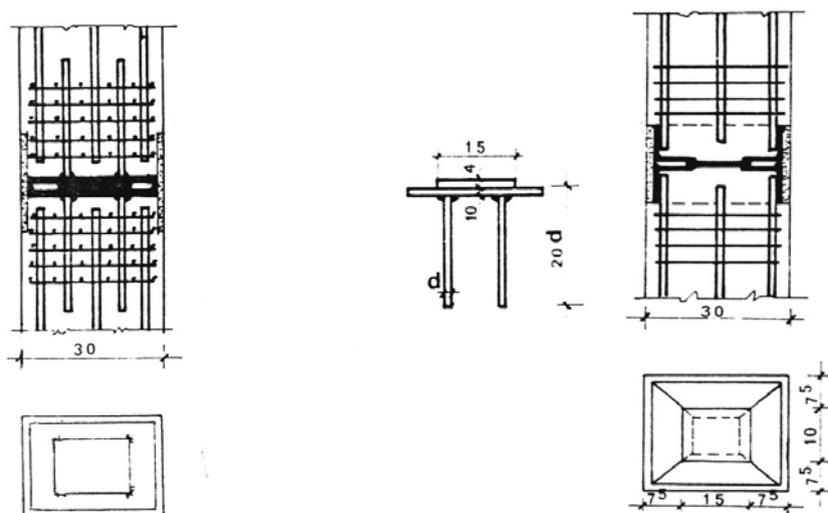


Figura 137. Unione pilastro-pilastro con piastra di acciaio centrale.

Si ottiene un grado d'incastro maggiore semplicemente se è ripristinata la continuità della sezione corrente del pilastro (vedi Figure 138, 139(a), 139(b) e 140).

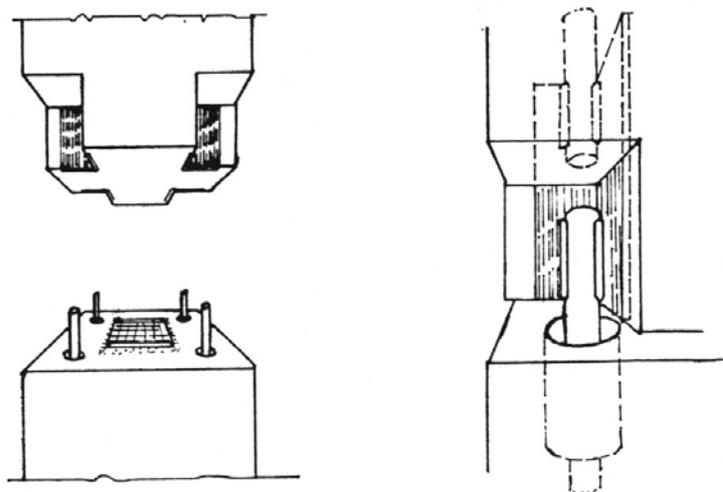
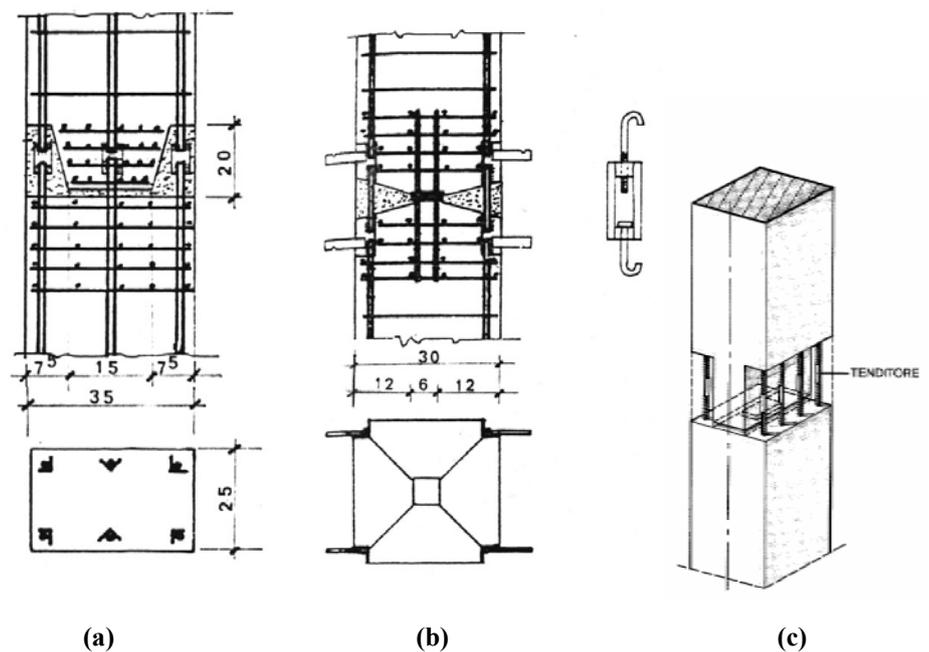


Figura 138. Unione pilastro-pilastro con ripristino della sezione corrente.

Le unioni riportate si differenziano per la diversa modalità di giunzione delle armature metalliche, destinate a trasmettere la risultante delle trazioni, e per la diversa costituzione della sezione destinata a trasmettere la risultante delle compressioni.

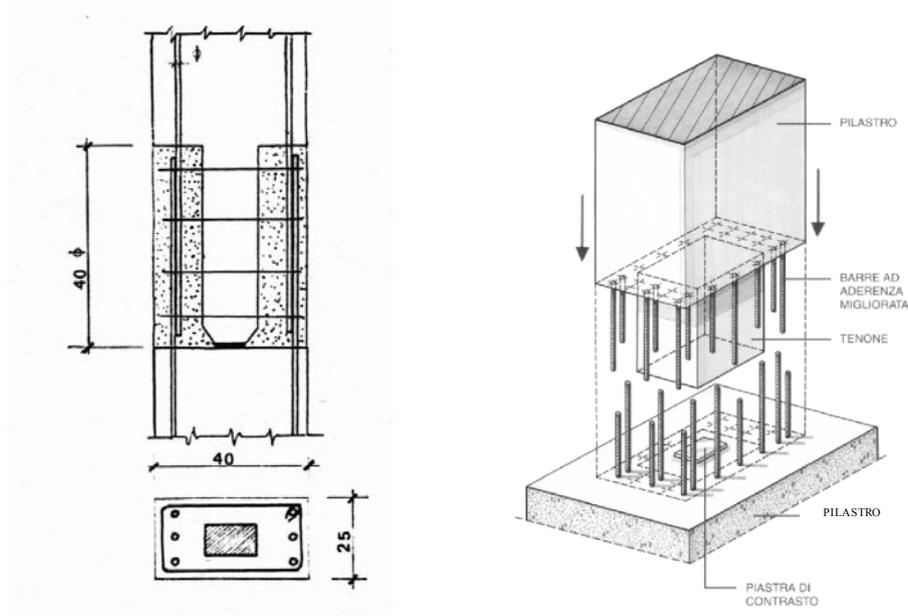
Così, ad esempio, nell'unione di Figura 138 la giunzione delle armature metalliche è fatta per saldatura attraverso spezzoni di profilati metallici, mentre nell'unione di Figura 139(a) e 139(b) le armature dei due pilastri sono saldate separatamente su profilati metallici e la giunzione in opera è ottenuta saldando su questi le barre occorrenti; in tutti e tre i tipi, la sezione compressa è costituita da un nucleo centrale di conglomerato adeguatamente "frettato", il quale può terminare con una piastra metallica, utile per migliorare il contatto e facilitare il montaggio.



**Figura 139. Unione pilastro-pilastro (a) con barre saldate a spezzoni di profilato; (b) su profili metallici; (c) con tenditori.**

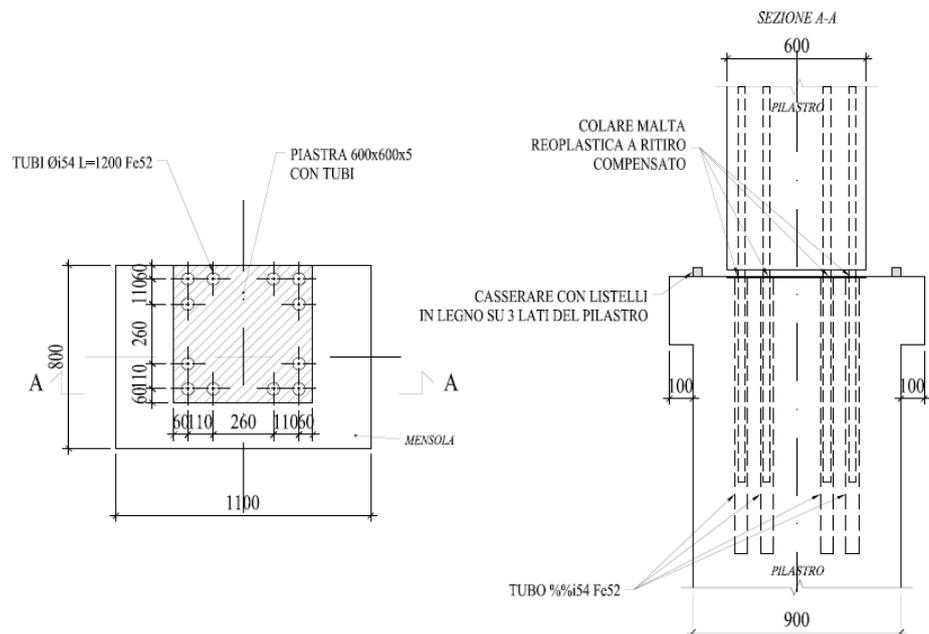
Queste ultime tre connessioni sono poco utilizzate nella pratica tecnica preferendo alle saldature in opera, che sono poco pratiche e sicure, tenditori come si può osservare dalla Figura 139(c). Anche in questo caso la sezione compressa è costituita da un nucleo centrale di calcestruzzo.

Nell'unione di Figura 140, la giunzione delle armature metalliche è, invece, ottenuta per sovrapposizione e la sezione destinata a trasmettere le compressioni è costituita essenzialmente dal getto di conglomerato eseguito in opera; pertanto, per ottenere un sufficiente tratto di sovrapposizione, le estremità dei pilastri prefabbricati sono distanziate di almeno  $40 \div 50$  diametri, mentre per quanto riguarda il getto in opera, al fine di ridurre i ritiri, è confezionato quasi sempre con additivi espansivi o lo si arresta a 2 cm dalla sommità per completarlo poi con malta di cemento asciutta e ben costipata.



**Figura 140. Unione pilastro-pilastro con sovrapposizione delle armature metalliche.**

Altro tipo di unione pilastro-pilastro e del tutto identica a quella pilastro-fondazione (Figura 129) è riportata in Figura 141.

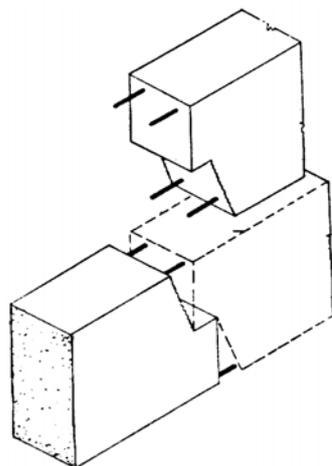


**Figura 141. Unione pilastro-pilastro umida di tipo rigido a completo ripristino di resistenza (ASSOBETON 2008).**

## 2.7 Collegamento trave-trave

Le unioni trave-trave, normalmente trovano impiego nella pratica professionale per la realizzazione di telai a tre cerniere o per la connessione della capriata sul pilastro nel caso di capannoni plurinavata. I punti di giunzione si preferisce chiaramente realizzarli in corrispondenza dei punti di nullo del momento flettente.

La realizzazione di tale connessione spesso si esegue mediante un getto di calcestruzzo in sito. La sezione scanalata o profilata della capriata diventa rettangolare in corrispondenza dell'unione e le armature sono saldate tra loro superiormente ed inferiormente con sigillatura dello spazio tra le due parti con cls (Figura 142).

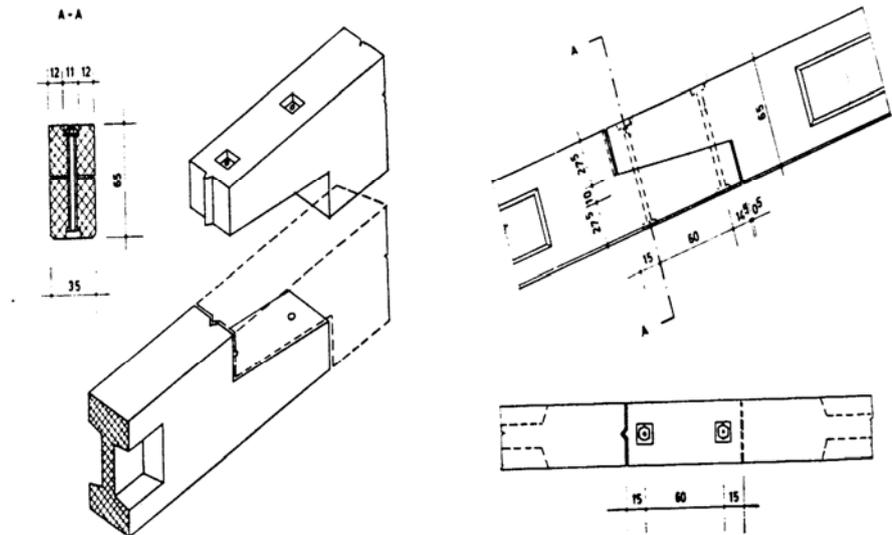


**Figura 142. Unione trave-trave con armature saldate.**

Per assorbire elevati sforzi di taglio è possibile avere incorporati nella trave dei profilati d'acciaio. Se le varie parti della travata sono collegate come travi Gerber, il collegamento è uguale a quanto descritto sopra a meno della saldatura fra le armature. E' possibile anche unire le parti di capriata mediante la precompressione, introducendo cavi di tensione nella sezione. Le superfici di attacco sono rivestite in malta oppure rettificate in piano.

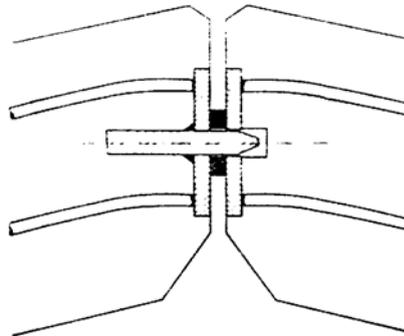
Nel sistema a  $\Gamma$  le parti si congiungono con superfici di contatto inclinate fissate mediante dei bulloni a testa svasata realizzando anche un certo grado di incastro se tra la superficie di contatto e i bulloni si forma una coppia di forze.

Il montaggio risulta relativamente semplice e molto rapido (Figura 143), perciò una soluzione simile è abbastanza diffusa.



**Figura 143. Unione trave-trave con bulloni a testa svasata.**

Un altro sistema (spesso usato anche nelle strutture in acciaio) vede l'ancoraggio di piastre in acciaio alle due estremità della trave da unire in cui è collocato un perno, sempre in acciaio, di diametro abbastanza grande come riportato in Figura 144.



**Figura 144. Unione trave-trave con piastre annegate e perno in acciaio.**

In corrispondenza degli appoggi, per l'effetto della continuità del nodo, si hanno collegamenti simili a quelli tra trave e pilastro delle strutture in c.a. ordinario.

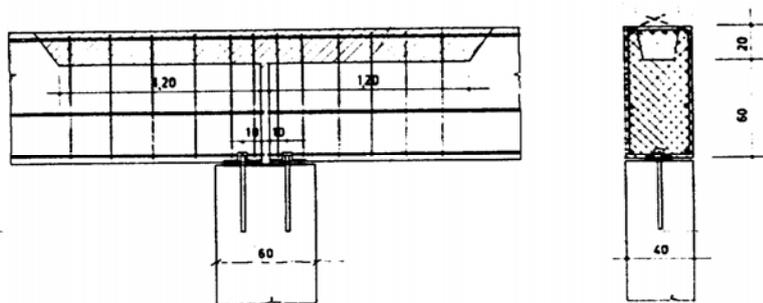


Figura 145. Collegamento trave-trave in appoggio.

Con ottimo successo i giunti delle capriate sono eseguiti con la precompressione. Un tipo esecutivo molto noto, soprattutto nel passato e oramai in disuso, è il cosiddetto “câbles chapeaux”, spesso impiegato dal gruppo Freyssinet (Figura 146). Per avere anche un effetto a telaio, si incastra il pilastro tra le travi, poggiando le capriate sulle sue mensole. Se le capriate poggiano semplicemente sul pilastro, la struttura presenta un comportamento pendolare e non un comportamento a telaio.

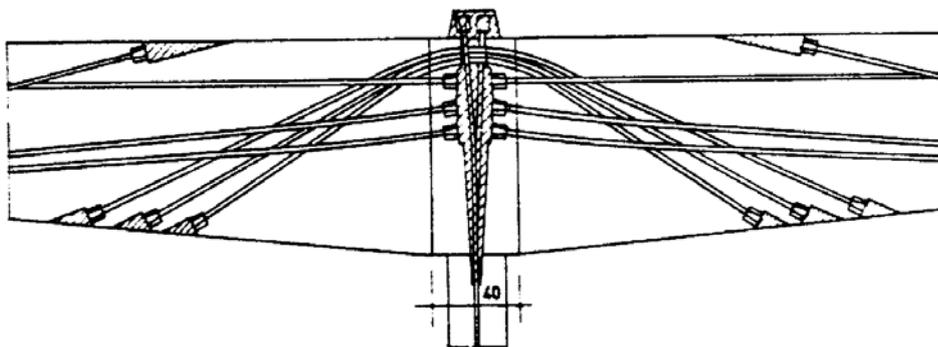


Figura 146. Collegamento cables chapeaux.

Per i vantaggi connessi ad un montaggio rapido si può avere il caso di pilastri con una forcella in sommità che ha la funzione di trattenere le travi. In passato, tale collegamento, poiché non vietato dalla normativa sismica vigente, veniva realizzato con malta cementizia e non presentava spinotti sismici (Figura 147).

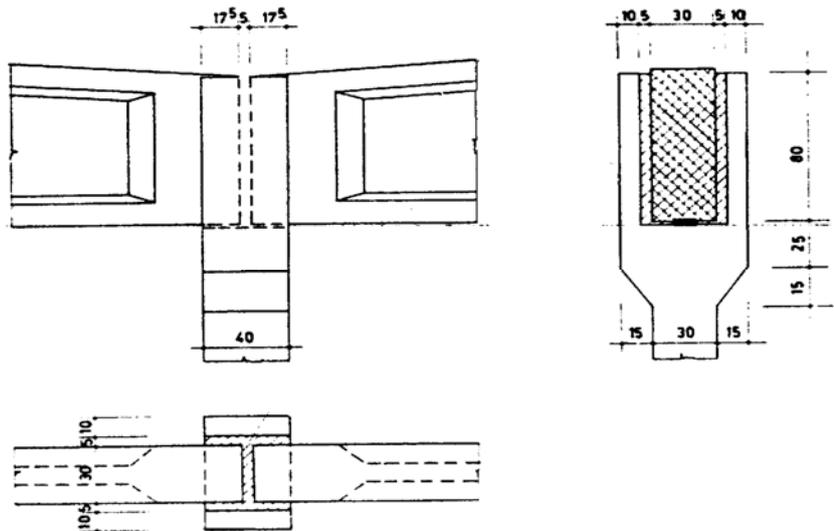


Figura 147. Collegamento trave-trave con pilastro a forcella.

Una variante del precedente, sempre usato nel passato, prevedeva anche la presenza di spezzoni di tubo incorporati nelle parti di capriate necessari al fissaggio delle stesse mediante bulloni introdotti in tali tubi con funzione di spinotto per la trasmissione delle forze orizzontali come mostra la Figura 148.

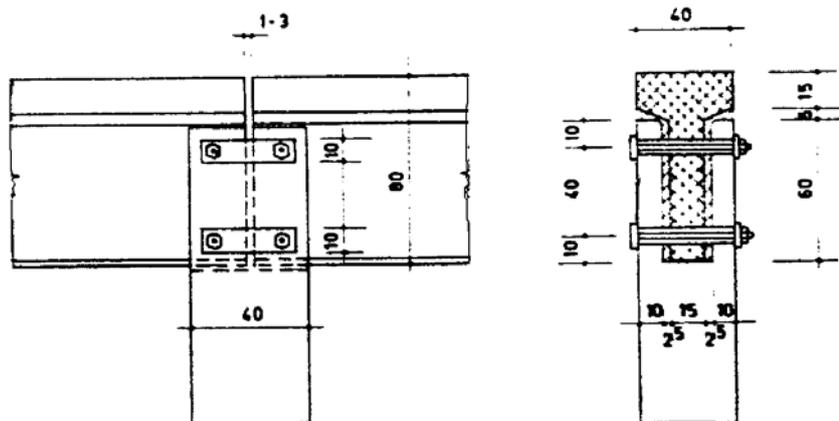


Figura 148. Collegamento con capriate fissate mediante bulloni.

Le unioni trave-trave sono utilizzate soprattutto nel campo dei ponti con la soluzione a travi Gerber.

Per le strutture commerciali e industriali si preferisce la soluzione pendolare o a telaio con luce delle travi limitata a causa soprattutto delle verifiche a deformabilità che risultando molto gravose impongono un maggior numero di elementi resistenti verticali.

## CAPITOLO 3: I COLLEGAMENTI E LA NORMATIVA

In questo capitolo si pone l'attenzione sul quadro normativo e su come le connessioni vengono trattate e affrontate dalla norma italiana e più in generale dalla norma europea. È condotta un'attenta disamina dello sviluppo storico della considerazione che i collegamenti hanno avuto e tuttora hanno soprattutto nell'ambito della normativa tecnica nazionale. Si riportano inoltre le linee guida per il calcolo delle connessioni in accordo al decreto ministeriale del 2008 alla luce del capacity design e dei criteri di duttilità.

### **3.1 Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 3 Dicembre 1987**

La prima legge che disciplina la realizzazione di strutture prefabbricate è il D.M.LL.PP. del 3/12/1987 “*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate*” (DM 1987), emanata in relazione a quanto previsto nella L.S. n. 64 del 02/02/1974 (prima di allora si erano avute solo delle circolari ministeriali alla fine degli anni sessanta e relative alle strutture prefabbricate a pannelli portanti).

Tale legge indica come struttura prefabbricata, una “struttura realizzata mediante l'associazione e/o il completamento in opera di più elementi costruiti in stabilimento o a piè d'opera”.

In particolare, al Punto 2.1, la norma citata individua i principi di sicurezza alla base del calcolo strutturale precisando che “*Le verifiche si applicano sia alla struttura presa nel suo insieme che a ciascuno dei suoi elementi costitutivi; esse debbono essere soddisfatte sia durante l' esercizio sia nelle diverse fasi di produzione, stoccaggio, trasporto, montaggio e assemblaggio [ ...] l'analisi strutturale deve tener conto del comportamento, nelle sue fasi, del complesso strutturale, tenendo conto dell'effettivo funzionamento delle unioni e dei giunti*”.

È evidente quindi come la norma già ponga particolare attenzione alle problematiche relative alle unioni che risultano l'elemento fondamentale di questa

tipologia strutturale. Pur individuando nell'unione l'elemento debole della struttura, le indicazioni per il suo progetto risultano ancora molto limitate; in particolare si interessa di queste al Punto 2.4 "Unioni e Giunti". Per unioni si intendono "collegamenti tra parti strutturali atte alla trasmissione di sollecitazioni [...] devono essere progettate in maniera tale da garantire la trasmissione degli sforzi previsti [...] senza che avvengano assestamenti preventivi non espressamente previsti in progetto [...]. Il progettista deve opportunamente tenere conto delle azioni locali che possono verificarsi nella realizzazione fisica dei giunti, ivi comprese quelle derivanti da stati di coazione."

In particolare, poi, la norma si sofferma sull'analisi degli appoggi, riportando opportune prescrizioni.

*"Gli appoggi vanno calcolati tenendo conto delle condizioni peggiori, determinate dalla combinazione delle tolleranze di produzione e di montaggio. Gli appoggi devono essere tali da soddisfare le condizioni di resistenza dell' elemento appoggiato, dell' eventuale apparecchio di appoggio e del sostegno, tenendo conto delle variazioni termiche, della deformabilità delle strutture e dei fenomeni lenti. [...]."*

*In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata al solo attrito. Appoggi di questo tipo sono consentiti ove non venga messa in conto la capacità di trasmettere azioni orizzontali; l' appoggio deve consentire spostamenti relativi secondo quanto previsto dalle norme sismiche."*

### **3.2 Decreti Ministeriali dei Lavori Pubblici del 16 Gennaio 1996**

Nei decreti ministeriali successivi, ovvero D.M.LL.PP. 16/01/1996 "**Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche**" e D.M.LL.PP. 16/01/1996 "**Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica**", manca una specifica sezione relativa al calcolo degli elementi prefabbricati i quali vengono inglobati nel più generale contesto degli edifici in c.a. e c.a.p., senza alcuna ulteriore indicazione sui collegamenti.

### **3.3 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 2003 e successive modifiche**

Con l'emanazione della O.P.C.M. 3274 del 23/03/2003 e successive modifiche fino alla O.P.C.M. 3431 del 05/05/2005, "**Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative**

*tecniche per le costruzioni in zona sismica*” si ritrovano nuovamente, al Punto 5.7, precise prescrizioni per gli edifici prefabbricati.

In tale norma innanzitutto si pone il problema del collegamento tra le strutture prefabbricate inserite all'interno di strutture realizzate in opera in quanto questa precisa che *“la prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute nei Punti 5.1-5.7 (Edifici con struttura in cemento armato) non richiede altre prescrizioni aggiuntive se non la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità”*.

Si evince subito quindi come la filosofia di tale norma sia in linea con quanto già previsto in passato ed in particolare molto più sensibile per quanto riguarda il problema dei collegamenti.

Al Punto 5.7.3 *“Collegamenti”* la norma scende nel dettaglio dei collegamenti strutturali per le strutture prefabbricate premettendo innanzitutto che *“il collegamento tra gli elementi prefabbricati influenza in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche”*

È evidente quindi come risulta fondamentale una accurata analisi di tale elemento in quanto è il principale responsabile di un determinato comportamento piuttosto che un altro. Nello specifico dei collegamenti di continuità, ovvero quelli che ripristinano la continuità meccanica tra gli elementi strutturali portanti essendo in grado di trasmettere sollecitazioni, la norma distingue 3 tipologie di collegamenti ai quali sono associati 3 differenti comportamenti statici dell'organismo strutturale:

1. *collegamenti situati al di fuori di zone di possibile comportamento inelastico* che quindi non modificano le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
2. *collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri*, ma sovradimensionati in maniera tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
3. *collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri*, e dotati delle necessarie caratteristiche di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

In relazione a quanto detto si distinguono due schemi di calcolo opposti:

1. Strutture intelaiate;

## 2. Strutture a pilastri isostatici.

### Strutture intelaiate

Nel caso di collegamenti situati al di fuori di zone di possibile comportamento inelastico, questi devono essere posizionati ad una distanza dall'estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento aumentata di una volta l'altezza utile della sezione, ed inoltre la resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo incrementata del 15% sia in classe di duttilità "A" che in classe di duttilità "B".

Nel caso di collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, per ritenere questi sovradimensionati e quindi in grado di spostare la plasticizzazione in zone attigue interne all'elemento, devono essere progettati per supportare una sollecitazione pari a quella che la sezione monolitica dovrebbe essere in grado di supportare in assenza del collegamento, incrementata del 50% sia in classe di duttilità "A" che in classe di duttilità "B". Conseguentemente le zone adiacenti dovranno prevedere una armatura trasversale di contenimento così come previsto per le zone in cui è possibile la plasticizzazione nelle ordinarie strutture in c.a..

In caso contrario, l'unione sarà classificata così come previsto al punto 3 delle tipologie di collegamento. La norma specifica che fanno parte di questa tipologia le sole unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e il successivo getto di completamento in opera effettuato dopo il posizionamento effettivo degli elementi prefabbricati. A seguito della dimostrazione analitica che tale tipologia di collegamento si comporta in maniera analoga a quanto farebbe un collegamento interamente realizzato in opera, nel modello di calcolo si può ritenere il nodo monolitico.

È ancora possibile realizzare questa tipologia di giunzioni con elementi metallici e l'idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio deve essere comprovato da prove sperimentali in vera scala su sottoinsiemi strutturali significativi, al fine di dimostrare il conseguimento della duttilità globale e locale ciclica richiesta a tali strutture in classe di duttilità "A" o "B".

### Strutture a pilastri isostatici

In questo caso il collegamento tra i due elementi strutturali prefabbricati può essere di tipo fisso (elastico e inelastico) o scorrevole.

I collegamenti di tipo fisso devono prevedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- a. La forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo incrementato del 35% in classe di duttilità "A" e del 20% in classe di duttilità "B";
- b. La forza di taglio derivante dall'analisi sismica non ridotta del fattore di struttura ( $q=1$ ).

Nel caso di collegamenti di tipo scorrevole, essi devono essere in grado di consentire uno spostamento definito dalla relazione seguente:

$$\Delta = \sqrt{(d_e^2 + d_r^2)} \quad (1)$$

dove:

$d_e$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate per effetto dell'azione sismica ipotizzando che le parti collegate oscillino in opposizione di fase;

$d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate e calcolabile con la seguente relazione:

$$d_r = \frac{X \cdot v_g}{c_a} \leq \sqrt{2} d_g \quad (2)$$

nella quale:

$X$  è la distanza tra le fondazioni delle due parti;

$v_g$  è la velocità massima del terreno [ $v_g = 0.16 \cdot S \cdot T_c \cdot a_g$ ];

$c_a$  è la velocità di propagazione apparente delle onde sismiche nel terreno

$$\left[ 3000 \frac{m}{s} \text{ terr. A} - 2000 \frac{m}{s} \text{ terr. B e C} - 1500 \frac{m}{s} \text{ terr. D e E} \right];$$

$d_g$  è lo spostamento massimo del terreno [ $0.025 \cdot S \cdot T_c \cdot T_d \cdot a_g$ ].

### 3.4 Eurocodice 8 parte 1 del Dicembre 2003

Nell'ambito della normativa europea, le strutture prefabbricate (precast concrete structure) sono regolamentate dall'**Eurocode 8 part. 1** al Paragrafo 5.11. L'importanza dei collegamenti è qui messa in luce in maniera ancora più evidente rispetto alle normative italiane infatti tra i ruoli che il singolo elemento può

rivestire all'interno del modello strutturale, è previsto in maniera esplicita quello di adeguato collegamento tra gli elementi strutturali.

In maniera perfettamente analoga a quanto previsto nella O.P.C.M. 3431, che sostanzialmente ha recepito quanto previsto nella normativa europea, si individuano, ancora una volta, 3 possibili tipologie di collegamento in relazione alla capacità di dissipare energia della struttura:

1. *collegamenti posizionati all'esterno delle zone critiche* che non partecipano in alcun modo alla dissipazione di energia;
2. *elementi posizionati nelle zone critiche ma adeguatamente sovradimensionati rispetto al resto della struttura* in maniera tale che in caso di evento sismico restino in campo elastico spostando la formazione della cerniera plastica nell'elemento in zone prossime al collegamento;
3. *elementi posizionati nelle zone critiche e dotati di adeguata duttilità*, ovvero progettati per dissipare energia.

In relazione alla resistenza locale degli elementi, le deformazioni cicliche in campo post-elastico possono portare ad un degrado della resistenza del collegamento stesso, degrado che deve essere opportunamente preso in considerazione riducendo la resistenza del collegamento valutata in condizione di carico monotono. In generale tale degrado è ampiamente compensato dai coefficienti di sicurezza parziali adottati sui materiali.

Oltre alle rotazioni plastiche possibili negli elementi, le strutture prefabbricate sono in grado di dissipare energia anche attraverso meccanismi più complessi nei giunti che la norma definisce "*plastic shear mechanisms*", a patto però che siano verificate le due condizioni seguenti:

- a. *le forze dissipanti non devono degradarsi molto durante l'evento sismico;*
- b. *devono essere accuratamente eliminati i possibili fenomeni di instabilità.*

Per quanto riguarda le tre tipologie di collegamento esposte in precedenza, si può ritenere che il collegamento sia fuori dalla zona critica a patto che questo si trovi ad una distanza dalla fine della stessa almeno pari alla massima dimensione in pianta della sezione trasversale. Esso, inoltre, deve essere progettato per assorbire una sollecitazione tagliante pari a quella ottenuta dal progetto con gerarchia delle resistenze incrementata del 10% in classe di duttilità media e del 20% in classe di duttilità alta per tener conto dell'incrudimento dell'acciaio, e per una sollecitazione flettente pari al momento ottenuto dall'analisi incrementata come per il taglio.

Se il collegamento si trova nella regione critica, questo si può ritenere sovradimensionato se progettato per assorbire una sollecitazione flettente pari al momento resistente della sezione corrente incrementato del 20% in classe di duttilità media e del 35% in classe di duttilità alta e se rispetta la gerarchia delle resistenze per quanto riguarda la sollecitazione tagliante.

Se il collegamento deve rappresentare l'elemento dissipativo, questo deve soddisfare i criteri di duttilità previsti nella norma stessa e tale prova si ottiene a mezzo di test ciclici in campo plastico; il collegamento deve avere le stesse caratteristiche di duttilità di un collegamento monolitico posto in essere nella stessa sezione.

### 3.5 Norme tecniche per le costruzioni del 14 Settembre 2005

Nelle *“Norme tecniche per le costruzioni”* del 14/09/2005, nate con la esigenza di un riordino organico e sistematico delle normative tecniche presenti in Italia, si ritrovano nuovamente prescrizioni per le strutture prefabbricate.

In particolare al Punto 5.1.10.6.2 delle stesse, dopo una chiara classificazione delle strutture prefabbricate, si pone attenzione al problema delle unioni precisando, tra le altre cose, che *“per le costruzioni in zona sismica le unioni tra elementi devono essere in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazioni, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali”*.

È subito messa in luce, quindi, la necessità di una attenta analisi delle unioni che influenzano in maniera fondamentale il comportamento dell'intero organismo strutturale. Questo concetto è ribadito al Punto 5.7.9 dove si precisa che *“la prefabbricazione di una struttura [...] richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità. I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche”*.

Tuttavia la norma, pur concentrando l'attenzione sul problema dei collegamenti, non detta prescrizioni specifiche per il loro dimensionamento e la successiva verifica degli stessi in linea con il concetto di norma prestazionale piuttosto che prescrittiva e di semplificazione legislativa al quale si ispira.

In accordo con quanto previsto nella ordinanza 3431 e nell'EC8 nella citata norma si precisa che *“i collegamenti tra elementi monodimensionali devono essere sicuramente rigidi in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da*

*dispositivi meccanici. Al vincolo rigido può accoppiarsi all'altro estremo della trave un vincolo scorrevole".*

Nel caso invece in cui i collegamenti non siano di natura monolitica, sono possibili le tre situazioni già viste in precedenza alle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

1. Collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
2. collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
3. collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di qualità di energia dissipabile.

### **3.6 Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008 e Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008**

Nelle nuove "*Norme tecniche per le costruzioni*" del 14/01/2008, che entrate definitivamente in vigore dal primo Luglio 2009 sono le uniche norme utilizzabili nel Paese, e che, abrogano le precedenti in materia di Ingegneria sismica, si pone finalmente l'attenzione dovuta sulle strutture prefabbricate.

In particolare, per la prima volta al Punto 7.4.5.1 vengono definite nella norma tipologie strutturali specifiche per le strutture prefabbricate che si affiancano a quelle ordinarie del cemento armato già presenti nelle normative del passato; sono definiti, anche per esse, i fattori di struttura per l'alta e la bassa duttilità. La norma sottolinea, inoltre, che per questo tipo di strutture la dissipazione energetica è associata prevalentemente alle rotazioni plastiche delle zone critiche anche se è possibile avere anche una dissipazione attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni a meno che le forze di richiamo non diminuiscano con i cicli dell'azione sismica e che si evitino fenomeni di instabilità. La norma considera addirittura una decurtazione del 50% del fattore di struttura nel caso in cui non siano rispettate le indicazioni relative ai collegamenti presenti al

Paragrafo 7.4.5.1; esso, inoltre, non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni sugli elementi strutturali.

Il DM 2008 dedica il paragrafo 7.4.5.2 interamente ai collegamenti e alle indicazioni di carattere progettuale per essi in riferimento a strutture di tipo intelaiato e a pilastri isostatici riprendendo ed estendendo, in maniera sostanziale, le prescrizioni già presenti nell'EC8 e nel DM 2005.

### 3.6.1 Schemi strutturali

Le tipologie di strutture prefabbricate previste dal D.M. 14.01.08 sono costituite essenzialmente da sistemi a telaio; di seguito si indica per ciascuno di essi la modalità di collasso che ha la migliore prestazione in rapporto alla duttilità sezionale degli elementi.

Tra le tipologie di telaio si possono distinguere:

- a) Telai con unioni di continuità: sono sistemi raramente usati nella prefabbricazione italiana e prevedono connessioni emulative delle strutture in opera. Si tratta di schemi che prevedono la formazione delle cerniere plastiche nelle travi di tutti gli impalcati e nella sezione al piede dei pilastri (Figura 149). Per evitare meccanismi fragili (es. taglio) e il collasso di un solo piano (piano debole) si applicano (agli elementi/nodi) le prescrizioni tipiche per le strutture a telaio in cemento armato ordinario.

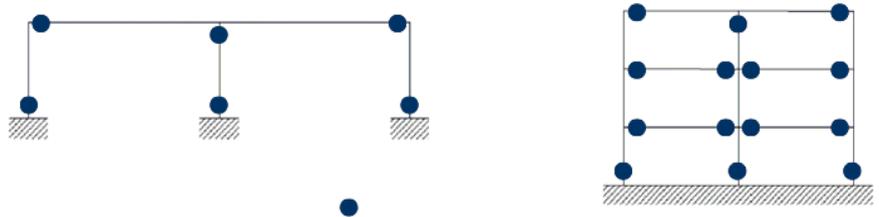
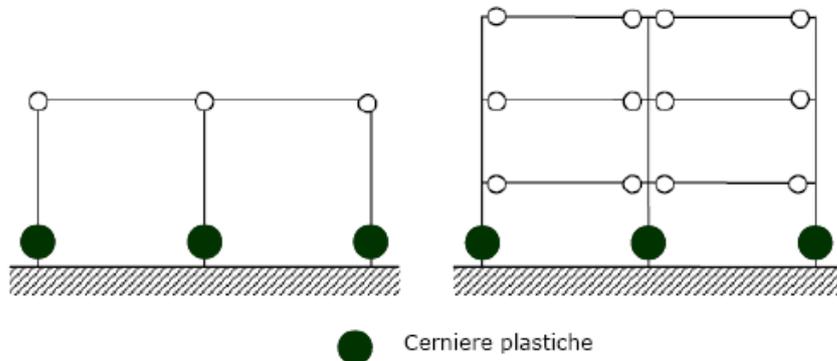


Figura 149. Telai con unioni di continuità (ASSOBETON 2010).

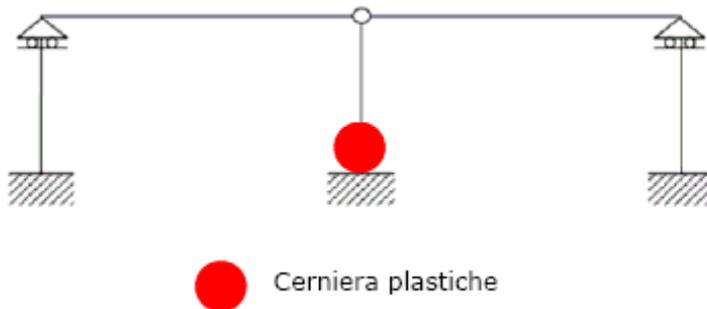
- b) Telai incernierati: sono i sistemi più diffusi, con connessioni tipicamente a secco. Tale tipologia di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti a cerniera tra travi e pilastri che danno continuità di forze. Essi prevedono la formazione delle cerniere plastiche solo al piede

dei pilastri. I collegamenti devono rispettare quanto previsto al Punto 3.6.2.



**Figura 150. Strutture a telaio con collegamenti a cerniera (ASSOBETON 2010).**

- c) *Telai isostatici*: sistemi poco usati con appoggi scorrevoli e pilastri isostatici. La dissipazione avviene solo al piede dei pilastri senza vincoli scorrevoli.



**Figura 151. Telai isostatici (ASSOBETON 2010).**

Si può realizzare un appoggio scorrevole con teflon o con tondi di acciaio; l'appoggio può essere reso fisso mediante opportune scanalature.

Nel caso di appoggio realizzato con neoprene (Figura 152) il vincolo orizzontale va schematizzato come fisso se sono predisposti opportuni spinotti verticali, oppure come scorrevole elasticamente contrastato in assenza di spinotti.

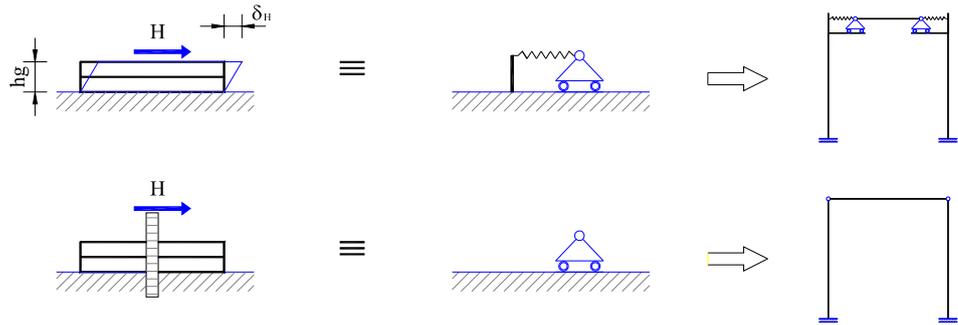


Figura 152. Schematizzazione del vincolo.

A tal proposito, come vedremo di seguito, secondo le istruzioni CNR 10018 (Punto 5.3.1 – Relazioni tra carichi, tensioni e deformazioni) che ne regolano il calcolo, lo spostamento orizzontale  $\delta_H$  si valuta con la seguente formula:

$$\delta_H = \frac{(H_p + 0.5H_q)h_g}{Gab} \tag{3}$$

dove si indicano con  $a$  e  $b$  le dimensioni in pianta, con  $h_g$  lo spessore del neoprene, con  $G$  il modulo di elasticità trasversale del materiale (in genere  $0.9-1.1 \text{ N/mm}^2$ ) e con  $H_p$  e  $H_q$  i carichi rispettivamente permanenti e variabili. Conseguentemente si hanno diverse deformabilità traslanti dovute all'appoggio  $d_{ap}$  e  $d_{aq}$  a seconda se si considerano carichi permanenti o variabili:

$$d_{ap} = \frac{h_g}{Gab} \quad ; \quad d_{aq} = \frac{0.5h_g}{Gab} \tag{4}$$

La maggiore deformabilità nel caso di carichi permanenti è evidentemente collegata a fenomeni viscosi nel neoprene.

### 3.6.2 Il capacity design per i telai prefabbricati con collegamenti a cerniera

La filosofia della “gerarchia delle resistenze” prevede l’individuazione di un meccanismo di collasso che consenta la massima duttilità della struttura (intesa nel suo complesso) in termini di spostamenti con la minima richiesta di duttilità locale nelle singole sezioni.

Devono essere previste zone dissipative che portino all’attivazione del meccanismo di collasso voluto, evitando la formazione di fenomeni di rottura fragile.

L'obiettivo del "capacity design" è, quindi, quello di produrre una gerarchia nelle modalità di collasso in cui i modi duttili precedono quelli fragili; ciò si ottiene progettando le zone dissipative con una resistenza di progetto prossima ai valori di sollecitazione di progetto ( $R'_d > E_d$ ), e le zone potenzialmente fragili con una resistenza superiore (tenendo conto anche di eventuali sovrarresistenze) alla resistenza massima sviluppata dalle cerniere plastiche ( $R_d > \gamma_{Rd} R'_d$ ).

Nell'ottica quindi del capacity design, dunque, "i collegamenti tra gli elementi prefabbricati che condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche" devono essere adeguatamente posizionati e progettati al fine di non costituire il "punto debole della struttura" e permettere alla struttura di attingere meccanismi di collasso di tipo duttile e non fragile. Lo schema a telaio rappresenta nella prefabbricazione italiana, come già detto, la più diffusa tipologia strutturale e viene utilizzato sia per edifici monopiano, sia per quelli pluripiano nei quali si prevedono pilastri a tutta altezza e travi incernierate ai diversi piani. Si individuano nelle zone al piede dei pilastri le uniche regioni dissipative e il meccanismo di collasso porta alla formazione di tante cerniere plastiche quanti sono i pilastri.

La normativa prevede tre possibili tipologie di collegamenti di natura non monolitica come l'EC8 e l'OPCM:

a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche che non intervengono nei meccanismi dissipativi della struttura. Si tratta delle connessioni tegolo-trave, trave-pilastro e, laddove previsto, pilastro-pilastro.

Tali collegamenti devono essere posizionati ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona critica, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

*"La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi e il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ ".* Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze. Si usa il fattore di sovrarresistenza pari a  $\gamma_{Rd}=1.10$  per strutture in CD"B" o pari a  $\gamma_{Rd}=1.20$  per strutture in CD"A".

b) collegamenti situati nelle zone critiche degli elementi prefabbricati ma sovradimensionati in modo da spostare la plasticizzazione negli elementi prefabbricati adiacenti. Il vincolo di base dei pilastri (plinto a pozzetto) deve essere

progettato in modo tale da spostare la zona dissipativa al di sopra del colletto del plinto stesso.

Per tale tipologia di connessioni, occorre far in modo che le parti adiacenti alle connessioni siano dimensionate con gli stessi procedimenti previsti per le strutture monolitiche in funzione della classe di duttilità adottata. Si usa il fattore di sovrarresistenza pari a  $\gamma_{Rd}=1.20$  per strutture in CD”B” o  $\gamma_{Rd}=1.35$  per strutture in CD”A”.

Per norma, *“le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni”*.

Per strutture in CD”A” non è ammessa, inoltre, la giunzione dei pilastri all’interno dei nodi e delle zone critiche.

c) collegamenti situate nelle zone critiche degli elementi prefabbricati ma dotati di sufficiente duttilità e quantità di energia dissipabile.

Questa terza categoria di connessioni si riferisce a strutture con collegamenti monolitici che prevedono l’inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera o giunzioni realizzate da appositi inserti metallici con idonee e comprovate capacità dissipative che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera.

Se si dimostra che il comportamento dei collegamenti è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera si può assimilare la struttura ad una di tipo monolitico.

Per norma, inoltre, *“l’idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD “A” e “B” può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura  $q$ , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi”*.

Tutti i collegamenti devono essere in ogni caso capaci di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze derivanti dalle analisi con adeguato margine di sicurezza.

Il paragrafo 7.4.5.2.2 fornisce invece indicazioni circa la valutazione della resistenza delle connessioni. Quest’ultima deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche.

Sempre allo stesso punto, si legge che nel valutare la resistenza allo scorrimento deve essere sempre trascurato l'attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione. Inoltre, "gli elementi di acciaio connessi agli elementi di calcestruzzo possono essere considerati nel contributo alla resistenza sismica se capaci di resistere a deformazioni cicliche per il livello atteso di duttilità".

### 3.6.1.1 Il caso del telaio monopiano

Si prende in considerazione lo schema tipico delle strutture monopiano riportato nella Figura 153. La gerarchia delle resistenze si applica ai seguenti collegamenti:

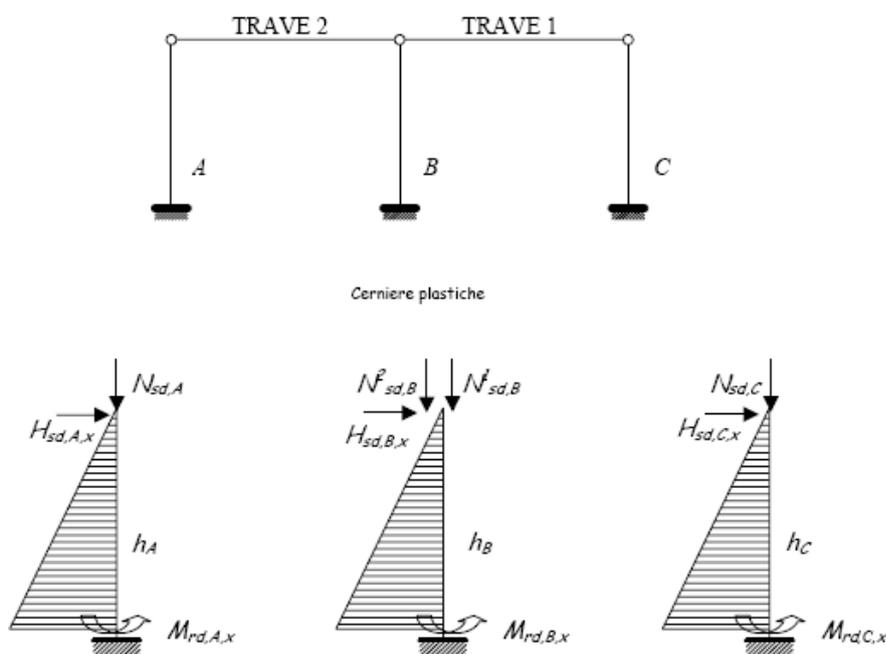


Figura 153. Schema di una struttura monopiano (ASSOBETON 2010).

#### 1) *Bicchiere*

Noti i momenti resistenti dei pilastri, la verifica del pozzetto va condotta con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,A,x} \quad (5)$$

$$M_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,B,x} \quad (6)$$

$$M_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,C,x} \quad (7)$$

con  $\gamma_{Rd}$  dei collegamenti tipo b) e  $M_{Rd,i,x}$  momento resistente dell'i-esimo pilastro calcolato come previsto nel Capitolo 4 delle NTC.

2) Collegamento trave-pilastro

Esso deve essere in grado di sviluppare la cerniera plastica alla base dei pilastri e quindi deve poter trasmettere una sollecitazione orizzontale pari a:

$$H_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,A,x}}{h_A} \quad (8)$$

$$H_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \quad (9)$$

$$H_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,C,x}}{h_C} \quad (10)$$

dove i momenti resistenti sono quelli al piede degli elementi verticali.

Nel caso del pilastro centrale B, va precisato che la sollecitazione così determinata è la somma di quelle relative alle connessioni con la trave di destra e con quella di sinistra:

$$H^1_{Ed,B,x} + H^2_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \quad (11)$$

Per le situazioni più comuni appare abbastanza corretto proporzionare le due forze in funzione del carico verticale che scarica ciascun elemento orizzontale nella condizione sismica. Pertanto:

$$H^1_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \cdot \frac{N^1_{Ed,B}}{N^{tot}_{Ed,B}} \quad (12)$$

$$H^2_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \cdot \frac{N^2_{Ed,B}}{N^{tot}_{Ed,B}} \quad (13)$$

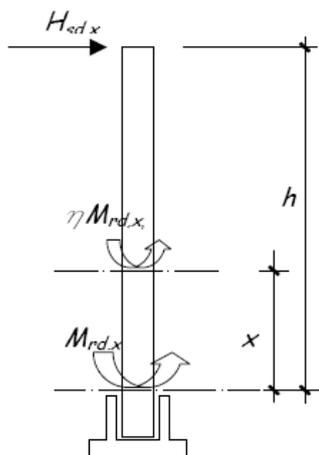


Figura 154. Schema strutturale di calcolo di un telaio monopiano (ASSOBETON 2010).

Le sollecitazioni così determinate devono essere utilizzate nel dimensionamento dell'unione con il  $\gamma_{Rd}$  dei collegamenti di tipo a.

**3.6.1.2 Il caso del telaio pluripiano**

Anche in questo caso, vista la presenza delle cerniere fra travi e pilastri le uniche zone dissipative sono quelle alla base dei pilastri. Va tuttavia evitata la formazione di cerniere plastiche ai piani superiori.

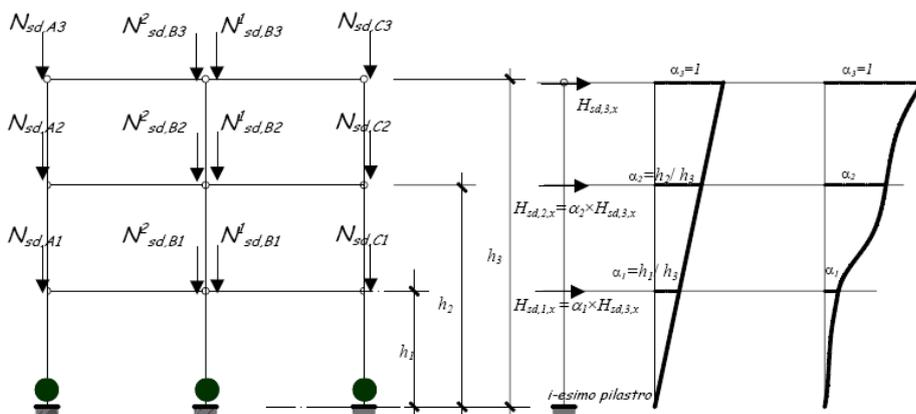


Figura 155. Schema di un telaio pluripiano (ASSOBETON 2010).

La gerarchia delle resistenze si applica ai seguenti collegamenti:

1) Bicchiere

Si procede alla stregua del caso monopiano.

2) Collegamento travi-pilaastro

Si applica lo stesso procedimento del telaio monopiano, estendendo però l'equilibrio a tutti i piani. Si ha per ciascuna pilastrata i:

$$H_{Ed,i1,x} \cdot h_1 + H_{Ed,i2,x} \cdot h_2 + H_{Ed,i3,x} \cdot h_3 = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (14)$$

Resta da determinare il rapporto fra le forze orizzontali di piano con le quali devono essere dimensionate le connessioni. Si può pensare che queste crescano proporzionalmente alle sollecitazioni derivanti dall'analisi modale.

Per edifici regolari si può fare riferimento ad una distribuzione lineare delle forze crescente con l'altezza (1° modo di vibrare linearizzato come nell'analisi statica equivalente). In questo caso si ha:

$$H_{Ed,i1,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \frac{h_1}{h_3} \quad (15)$$

$$H_{Ed,i2,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \frac{h_2}{h_3} \quad (16)$$

e sostituendo nell'espressione precedente si possono esplicitare le singole forze:

$$H_{Ed,i1,x} = \frac{h_1}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (17)$$

$$H_{Ed,i2,x} = \frac{h_2}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (18)$$

$$H_{Ed,i3,x} = \frac{h_3}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (19)$$

Le sollecitazioni così determinate devono essere utilizzate nel dimensionamento dell'unione con  $\gamma_{Rd}$  dei collegamenti tipo a).

Questa ipotesi può essere ritenuta valida per edifici con piccole variazioni di rigidità e di massa fra i vari piani. In caso contrario si può fare utile riferimento al modo di vibrare più significativo e utilizzare le componenti di quest'ultimo (autovettore) come coefficienti di distribuzione delle forze orizzontali. Con riferimento al modo di vibrare indicato in Figura 155 si può scrivere:

$H_{Ed,i1,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \alpha_1$  e  $H_{Ed,i2,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \alpha_2$  (con  $[\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad 1]^T$  autovettore del modo di vibrare utilizzato) sostituendo nell'espressione precedente si possono esplicitare le singole forze:

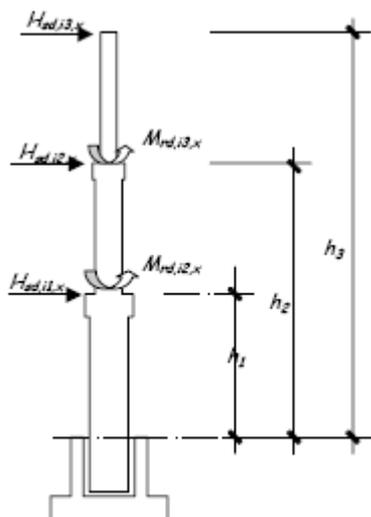
$$H_{Ed,i1,x} = \frac{1}{\alpha_1 \cdot h_1 + \alpha_2 \cdot h_2 + \alpha_3 \cdot h_3} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (20)$$

$$H_{Ed,i2,x} = \frac{\alpha_2}{\alpha_1 \cdot h_1 + \alpha_2 \cdot h_2 + \alpha_3 \cdot h_3} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (21)$$

$$H_{Ed,i3,x} = \frac{\alpha_1}{\alpha_1 \cdot h_1 + \alpha_2 \cdot h_2 + \alpha_3 \cdot h_3} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \quad (22)$$

Note le forze H si può procedere al dimensionamento dei collegamenti.

Nel caso di pilastri centrali, alle forze così determinate, va applicata la ripartizione fra connessione destra e sinistra in funzione dei carichi verticali come già visto per le strutture monopiano.



**Figura 156. Schema strutturale di calcolo di un telaio pluripiano (ASSOBETON 2010).**

Per evitare la formazione di cerniere plastiche nei tratti intermedi dei pilastri si dovrà verificare che i momenti generati dalle  $H_{Ed,j,x}$  non siano maggiori dei momenti resistenti dei pilastri ai piani intermedi (in particolare questo potrebbe verificarsi in presenza di rastremazioni).

$$H_{Ed,i3,x} \cdot (h_3 - h_2) \leq M_{Rd,i3,x} \quad (23)$$

$$H_{Ed,i3,x} \cdot (h_3 - h_1) + H_{Ed,i2,x} \cdot (h_2 - h_1) \leq M_{Rd,i2,x} \quad (24)$$

### 3) Collegamento pilastro-pilastro

In presenza di pilastri giuntati nei tratti intermedi è necessario progettare questi collegamenti con il criterio di gerarchia delle resistenze (tipo a). In particolare l'azione assiale sarà quella della combinazione sismica di progetto, mentre per il taglio e il momento si dovranno assumere le seguenti azioni:

$$H_{Ed,x} = \max \left[ M_{Ed,x}; \sum_{j=1}^n H_{Ed,j,x} \cdot (h_j - h_i) \right] \quad (25)$$

$$V_{Ed,x} = \max \left[ V_{Ed,x}; \sum_{j=1}^n H_{Ed,j,x} \right] \quad (26)$$

#### 3.6.1.3 Progetto dei collegamenti e dei dettagli costruttivi

Il dimensionamento dei collegamenti di un edificio prefabbricato in zona sismica è governato dal rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze: essi devono possedere una resistenza superiore rispetto a quella delle parti della struttura deputate a dissipare energia (zone critiche), in maniera tale che in queste ultime possano avere luogo ampie deformazioni in campo anelastico.

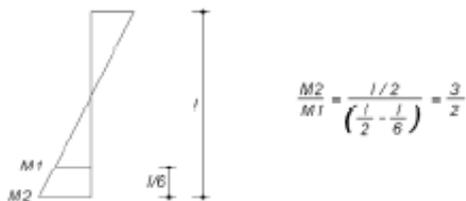
#### Collegamento alla base del pilastro

In un telaio costituito da pilastri incastrati alla base e travi incernierate ai pilastri, le zone critiche devono essere individuate alla base dei pilastri.

La capacità di un pilastro di sopportare spostamenti in campo anelastico è legata alla lunghezza della zona critica, ovvero all'ampiezza del tratto in cui si ha un comportamento non lineare, a partire dalla sezione nella quale si raggiunge il momento ultimo. Nel cemento armato lo spostamento allo snervamento è generalmente associato al raggiungimento dello snervamento nelle armature. Il rapporto tra il momento ultimo e il momento di snervamento  $M_u/M_y$  è fortemente legato al rapporto tra la tensione di rottura e la tensione di snervamento dell'acciaio  $f_t/f_y$ : elevati valori di incrudimento portano ad un aumento della lunghezza critica.

Al punto 7.4.6.1.2 delle Nuove Norme Tecniche si definisce la lunghezza della zona critica pari a 1/6 dell'altezza libera del pilastro (quando maggiore dell'altezza della sezione e di 45 cm).

Ciò significa stabilire, come illustrato nella Figura 157, che in una colonna doppiamente incastrata il rapporto tra il momento alla base e il momento oltre il quale inizia la fase anelastica è pari a 3/2.



**Figura 157. Rapporto momento alla base/momento di prima plasticizzazione (ASSOBETON 2010).**

In un pilastro incastrato al piede e incernierato in sommità la lunghezza della zona critica va opportunamente incrementata.

In questa zona, misurata per un pilastro prefabbricato a partire dall'estradosso del bicchiere del plinto, dovranno essere rispettate le prescrizioni elencate al punto 7.4.6.2.2 della Norma, volte a garantire una adeguata duttilità delle sezioni coinvolte. Le prescrizioni sono più o meno severe in funzione della duttilità che si voglia conseguire, alta (CD "A") o bassa (CD "B"), alla quale corrisponde una diversa capacità di dissipare energia. In particolare:

per le barre di armatura

1. barre agli angoli contenute da staffe;
2. una barra ogni due per lato legata o staffata;
3. barre non fissate a meno di cm 15 ( CD "A") o cm 20 (CD "B") da una barra fissata;
4. interasse tra le barre non superiore a 25 cm (da rispettare anche al di fuori della zona critica).

Per le staffe in classe di duttilità alta

- 1a. diametro minimo  $\phi 6$ ;
- 2a. passo  $\leq 1/3$  del lato minore della sezione,  $\leq 125$  mm,  $\leq 6 \phi$  della barra staffata;
- 3a. rapporto tra area complessiva di staffe e passo  $A_{st}/s \geq 0.12 (f_{cd} \times b_{st})/f_{yd}$  ( $\geq 0.08$  fuori dalla zona critica).

Per le staffe in classe di duttilità bassa

- 1b. diametro minimo  $\phi 6$ ;
- 2b. passo  $\leq 1/2$  del lato minore della sezione,  $\leq 175$  mm,  $\leq 8 \phi$  della barra staffata;
- 3b. rapporto tra area complessiva di staffe e passo  $A_{st}/s \geq 0.08 (f_{cd} \times b_{st})/f_{yd}$ .

Per quanto riguarda il vincolo di incastro al piede del pilastro (plinto a pozzetto o altri sistemi di continuità strutturale), questo va considerato un collegamento di

tipo b come definito nelle NTC par 7.4.5.2 : “collegamento situato nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionato in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all’interno degli elementi”.

Il vincolo di incastro al piede del pilastro va calcolato, con i criteri della gerarchia delle resistenze, per un momento resistente amplificato pari a  $\gamma_{Rd} M_{Rd}$  e per il taglio associato ( $\gamma_{Rd} = 1,2$  in CD”B” e  $\gamma_{Rd} = 1,35$  in CD”A”).

In ogni caso le sollecitazioni di calcolo non devono risultare maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura con un fattore di struttura  $q = 1$ .

Per edifici in zona 4, la verifica dei collegamenti (incastro al piede del pilastro) va fatta con le sollecitazioni derivanti dall’analisi, senza alcuna applicazione delle regole della gerarchia delle resistenze.

#### Collegamento trave-pilastro

In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri (Figura 150), il nodo trave pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione: si tratta quindi di un collegamento di tipo “a” (NTC punto 7.4.5.2). Il collegamento dovrà essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. Nella configurazione di Figura 158, nella quale è rappresentato il vincolo tra una trave di copertura e un pilastro di un edificio prefabbricato monopiano, si dovranno dimensionare le connessioni, realizzate, ad esempio, con elementi metallici quali spinotti o barre, in funzione del momento resistente alla base del pilastro; considerando il nodo come appartenente a una struttura a telaio si utilizzerà un fattore di sovreresistenza  $\gamma_{Rd} = 1.10$  in bassa duttilità e  $\gamma_{Rd} = 1.20$  in alta duttilità. La connessione dovrà inoltre resistere alle sollecitazioni locali di calcolo.

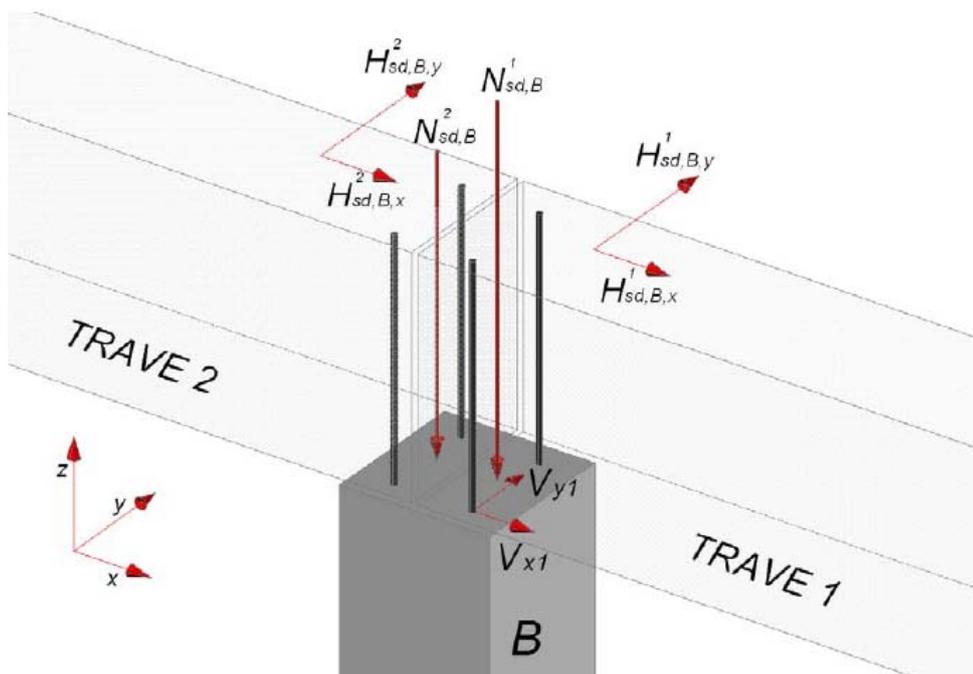


Figura 158. Collegamento trave – pilastro con spinotti metallici.

Possiamo pensare che la forza di taglio si distribuisca tra le due connessioni in maniera proporzionale alle sollecitazioni agenti derivate dal calcolo  $H^1_{Ed,B,x}$ ,  $H^2_{Ed,B,x}$  in direzione  $x$  e  $H^1_{Ed,B,y}$ ,  $H^2_{Ed,B,y}$  in direzione  $y$  sulle due travi o, più semplicemente, in proporzione alle reazioni vincolari  $N^1_{Ed,B}$ ,  $N^2_{Ed,B}$  in direzione  $z$ : le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Ciascuno dei due spinotti della trave 1 sarà allora soggetto alle forze taglianti:

$$V_{x1} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,x,B} / h_B) \cdot (N^1_{Ed,B} / (N^1_{Ed,B} + N^2_{Ed,B})) / 2 \quad (27)$$

$$V_{y1} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,y,B} / h_B) \cdot (N^1_{Ed,B} / (N^1_{Ed,B} + N^2_{Ed,B})) / 2 \quad (28)$$

dove  $h_B$  è l'altezza del pilastro,  $M_{Rd,x,B}$  e  $M_{Rd,y,B}$  sono i momenti resistenti nella sezione di base del pilastro rispettivamente in direzione  $x$  e  $y$ ; il taglio da adottare per la verifica sarà il maggiore dei due precedenti:

$$V_{Ed} = \max(V_{x1}, V_{y1}) \quad (29)$$

Nel caso in cui la sezione del pilastro non sia rettangolare ma di forma generica, il taglio da adottare per la verifica sarà diretto secondo la direzione ortogonale all'asse che massimizza il momento resistente associato.

Il taglio resistente dello spinotto potrà essere ricavato dalle specifiche tecniche del produttore oppure utilizzando una delle relazioni disponibili in normativa o in letteratura come si approfondirà nel Capitolo 5 della presente tesi. In alternativa ci si può riferire alle indicazioni ETAG (linee guida europee emanate da Eota, reperibili all'indirizzo <http://www.eota.be/html/endorsed.htm>).

In direzione longitudinale lungo l'asse delle travi, il momento dovuto all'eccentricità esistente tra l'estradosso della trave dove è applicato il carico e la sezione di verifica degli spinotti alla sommità del pilastro può normalmente essere trascurato: l'altezza della trave è infatti generalmente piccola rispetto alla distanza tra gli spinotti posti alle due estremità della trave e quindi è trascurabile lo sforzo di trazione indotto sugli spinotti. In direzione trasversale rispetto all'asse delle travi, il momento dovuto alle forze applicate all'estradosso della trave induce uno sforzo di trazione sugli spinotti  $N_{Ed}$ , che può essere valutato semplicemente considerando la sezione di appoggio della trave come una sezione pressoinflessa in cui l'armatura è costituita dagli spinotti stessi.

Per tenere conto della presenza combinata di trazione e taglio (ASSOBETON 2006), dette  $N_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  le resistenze a trazione e a taglio dell'unione, si potrà adottare nella verifica lato acciaio un dominio circolare:

$$\left(N_{Ed}/N_{Rd}\right)^2 + \left(V_{Ed}/V_{Rd}\right)^2 \leq 1 \quad (30)$$

e nella verifica lato calcestruzzo un dominio intersezione definito dalle due relazioni seguenti:

$$\left(N_{Ed}/N_{Rd}\right)^{1.5} + \left(V_{Ed}/V_{Rd}\right)^{1.5} \leq 1 \quad (31)$$

$$\left(N_{Ed}/N_{Rd}\right) + \left(V_{Ed}/V_{Rd}\right) \leq 1.2 \quad (32)$$

Le sollecitazioni indotte localmente dal vincolo sugli elementi strutturali andranno coperte con una armatura in grado di assorbire gli sforzi di trazione; si potranno adottare, ad esempio, una serie di forchette che avvolgono il foro della trave deputato a ricevere lo spinotto.

Nel caso di un edificio prefabbricato multipiano, che sia schematizzabile come un telaio con le travi incernierate ai pilastri, non è immediato determinare i tagli nelle due direzioni ai vari piani equilibrati con il momento resistente  $M_{Rd}$  alla base del pilastro. Una proposta è quella di considerare il sistema di forze associate al modo di vibrare predominante della struttura ed esprimere le forze orizzontali ai vari piani (di altezza  $h_1 \dots h_n$ ) in funzione della forza di uno dei piani assunto come

riferimento ( $H_{Ed,n} = \alpha_n H_{Ed,1}$ ); in tal modo ci si può ricondurre ad un sistema ad una sola incognita e alla medesima situazione già analizzata

$$H_{Ed,n}^{1,n} = \gamma_{Rd} \cdot \left( M_{Rd} / (\alpha_1 \cdot h_1 + \alpha_2 \cdot h_2 + \dots + h_n) \right) \cdot \left( N_{Ed}^{1,n} / (N_{Ed}^{1,n} + N_{Ed}^{2,n}) \right) / 2 \quad (33)$$

$H_{Ed,n}^{1,n}$  rappresenta la forza tagliante al piano n, dal lato della trave 1, agente su uno dei due spinotti di collegamento.

Ciò equivale a moltiplicare i tagli ottenuti dal calcolo per il rapporto  $\gamma_{Rd}$  ( $M_{Rd} / M_{Ed}$ ) dove  $M_{Ed}$  è il momento sollecitante alla base del pilastro.

Se non esiste un modo di vibrare nettamente predominante, si possono ancora esprimere le forze orizzontali ai vari piani in funzione delle forze di un piano assunto come riferimento, ipotizzando di mantenere tra esse gli stessi rapporti che si leggono tra le forze di piano ricavate dall'analisi dinamica, dopo aver combinato i singoli modi con una combinazione quadratica completa.

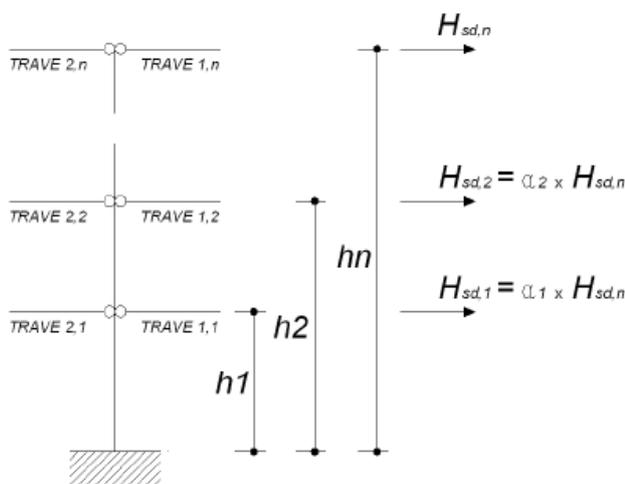


Figura 159. Schema di calcolo per edificio multipiano (ASSOBETON 2010).

### Collegamento tegolo-trave

La norma fornisce prescrizioni per i collegamenti del diaframma di piano al punto 7.4.5.3. Si legge testualmente che “il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un’appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi”.

Nel dimensionamento delle connessioni dovrà essere ancora rispettato il criterio di gerarchia delle resistenze. Considerando a titolo esemplificativo la

situazione rappresentata in Figura 160, con i tegoli connessi da una cappa in cemento armato, i risultati dall'analisi dinamica forniscono la forza complessiva di piano  $H_i$  considerato come un diaframma rigido; detto "j" il numero di vincoli esistenti tra i tegoli e le travi, la forza orizzontale che compete alla singola connessione sarà pari a  $V_{ED,n} = H_i / j$ . Tale forza dovrà essere amplificata di un fattore maggiorativo pari a 1.30 (Punto 7.4.5.3) ed utilizzata per effettuare le necessarie verifiche relative allo spinotto, all'accessorio metallico e alle armature di confinamento della nervatura del tegolo. La norma infatti prescrive che *"le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1.30."*

Per quanto riguarda invece *"le forze di trazione, esse devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma (cappa) e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati"*.

Per quanto riguarda gli elementi di sostegno, sia al di sopra che al di sotto del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; anche in questo caso non bisogna considerare le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

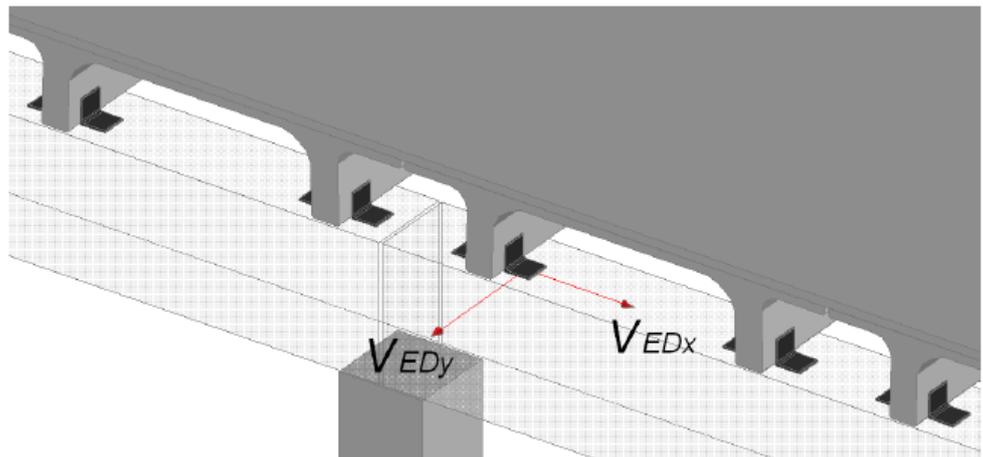


Figura 160. Collegamento tipo tegolo-trave.

I tegoli dovranno comunque essere vincolati in modo tale da consentire il raggiungimento del momento resistente alla base del pilastro mantenendo l'integrità dell'unione: in questa verifica i collegamenti sono da considerarsi di tipo "a" e ad essi va applicato il fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd} = 1.10$  in bassa duttilità e  $\gamma_{Rd} = 1.20$  in alta duttilità. Si può prendere in considerazione il pilastro in

prossimità dei tegoli e ricavare la forza orizzontale che compete alla singola connessione con la relazione  $V_{ED,i} = \gamma_{Rd} ( M_{Rd} / h_i ) / m$ , dove  $h_i$  è la quota dei vincoli rispetto alla sezione di incastro del pilastro e  $m$  il numero dei vincoli, mettendo in conto un numero di tegoli tale per cui sia valida l'ipotesi di comportamento a telaio.

Nel caso in cui l'impalcato sia costituito da travi a T o ad L, con una cappa collaborante gettata in opera, i collegamenti tra i tegoli di impalcato e le travi possono essere realizzati con armature in uscita dagli elementi prefabbricati, annegate nello spessore della cappa.

#### Collegamento pannello-struttura

Le verifiche dei vincoli possono essere condotte applicando al pannello una forza orizzontale  $F_a$  valutata con la relazione riportata al Paragrafo 7.2.3 delle NTC:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (34)$$

assumendo per il fattore di struttura dell'elemento  $q_a$  il valore 2 e valutando l'accelerazione massima con l'espressione 7.2.2.

Le formule 7.2.1 e 7.2.2 (Paragrafo 7.2.3) relative all'accelerazione cui sono soggette membrature non strutturali (quali le pareti) porta nei casi pratici a valori molto alti (nel caso di pannelli di tamponamento i valori delle forze d'inerzia sono spesso superiori a quelli dovuti all'azione del vento).

La forza sismica orizzontale va posizionata nel centro di massa del pannello considerato; le azioni sulle connessioni si ricavano tenendo conto dell'effettiva posizione dei vincoli sulla superficie del pannello. I vincoli dovranno essere in grado di seguire le deformazioni della struttura, mantenendo la loro capacità portante.

### **3.6.3 Strutture a pilastri isostatici**

I collegamenti trave-pilastro schematizzabili come cerniere devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali ed orizzontali ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A tale vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, come visto, un vincolo scorrevole (Figura 151) ottenendo una struttura a pilastri isostatici. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica (valutato considerando i due edifici in opposizione di fase e tale da evitare fenomeni di martellamento): durante l'evento sismico non si devono verificare né perdite d'appoggio né battimenti.

La norma al punto 7.4.5.2 prescrive che il collegamento trave-pilastro sia di tipo fisso (rigido o elastico). Essa inoltre afferma che le travi semplicemente appoggiate devono essere connesse ai pilastri o alle pareti assicurando la trasmissione delle forze orizzontali di natura sismica senza far affidamento sull'attrito. Tale prescrizione è valida anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi principali.

Per strutture a pilastri isostatici i collegamenti, inoltre, devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle seguenti 2 quantità in perfetto accordo con quanto prescritto dal DM 2005:

- a. la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD''A'', e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD''B'';
- b. la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica valutata con  $q = 1$ .

Come già prescritto dal DM 2005, i collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = \sqrt{(d_e^2 + d_r^2)} \quad (35)$$

dove

$d_e$  è lo spostamento relativo dovuto all'azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

$d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate.

Nel caso in cui le fondazioni siano collegate tra di loro da un reticolo di travi o da una piastra in grado di assorbire le forze assiali che si generano (rif. par. 7.2.5.1 NTC), si assume  $d_r=0$ .

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate in fondazione con vincolo d'incastro al fine di creare una struttura non labile.

### 3.6.4 Ulteriori disposizioni normative sui collegamenti

Il paragrafo 7.4.5.3 è invece dedicato agli elementi strutturali. Qui si legge in riferimento ai collegamenti, che sono permesse connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone critiche solo per strutture in CD''B''.

Per strutture a pareti, invece, deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Questo requisito si intende soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio. Per quanto riguarda invece le connessioni orizzontali, *“la forza di trazione deve essere portata da un’armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli sopra- e sottostanti”*. Per le connessioni che sono solo parzialmente tese, invece, sotto le azioni sismiche, la verifica a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

### 3.7 CNR 10018/99

Molto utili sono le indicazioni presenti nelle istruzioni C.N.R. 10018 e C.N.R. 10025 (affrontate nel paragrafo seguente) rispettivamente del 1999 e del 1984, nelle quali c’è una grande attenzione sui collegamenti e sul loro dimensionamento seppur non alla luce del capacity design; si riconosce in esse l’importanza che i collegamenti ricoprono nel comportamento complessivo della struttura. Pur essendo normative che cercano di fornire indicazioni sul proporzionamento delle connessioni non sono cogenti e quindi non obbligatorie per il progettista.

Le prime, **“Apparecchi di appoggio per le costruzioni”** emanate in aggiornamento delle C.N.R. 10018 del 1987, riassumono *“classificazioni, procedimenti esecutivi, metodi di calcolo e metodi di prova per la corretta redazione dei progetti degli apparecchi di appoggio, per la loro buona esecuzione, messa in opera e manutenzione”*.

#### 3.7.1. Generalità

Gli appoggi sono essenziali nelle costruzioni prefabbricate. Essi hanno due funzioni primarie entrambe mirate a minimizzare indesiderabili tensioni sul calcestruzzo adiacente:

- 1) ottenere una distribuzione uniforme dei carichi concentrati;
- 2) seguire movimenti e minimizzare gli effetti dei carichi dovuti alle variazioni di volume per ritiro e viscosità e della temperatura.

Normalmente sono usati nelle strutture prefabbricate appoggi di natura elastomerica. La norma individua le seguenti tipologie di basette di appoggio di tipo elastomerico:

- 1) Appoggi elastomerici semplici;
- 2) Appoggi elastomerici armati;
- 3) Appoggi a disco elastomerico confinato;
- 4) Appoggi con superfici di scorrimento in PTFE.

Gli appoggi elastomerici semplici sono costituiti da un solo strato di gomma. Essi possono essere ottenuti individualmente da uno stampo di dimensioni adeguate oppure essere ricavati per taglio da una lastra di gomma di dimensioni maggiori. In tale caso, il taglio deve essere effettuato in modo da evitare eccessivo riscaldamento della gomma; la superficie tagliata deve risultare liscia (Figura 160 (a)).

Gli appoggi elastomerici armati sono costituiti da strati di acciaio e gomma. Gli strati di acciaio devono essere solidarizzati alla gomma mediante il processo di vulcanizzazione a caldo.

Gli strati di acciaio interni devono essere totalmente avviluppati dalla gomma per prevenire fenomeni di corrosione. Gli appoggi elastomerici armati devono essere realizzati individualmente in stampi di dimensioni adeguate; non possono essere ricavati per taglio da elementi di dimensioni superiori.

Gli appoggi elastomerici armati considerati dalle presenti istruzioni possono avere forma rettangolare o circolare (Figura 161 (b)).

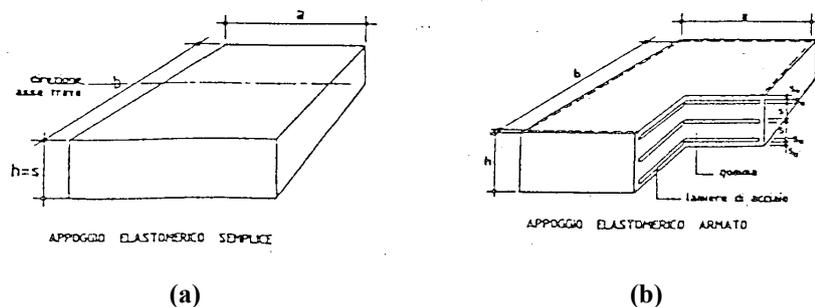


Figura 161. (a) Appoggio elastomerico semplice; (b) appoggio elastomerico armato.

Gli appoggi a disco elastomerico confinato sono costituiti essenzialmente da un disco di gomma non armata confinato entro un cilindro ed un coperchio metallici. Consentono rotazioni relative fra il cilindro ed il coperchio grazie alla deformabilità del disco in gomma (Figura 162).

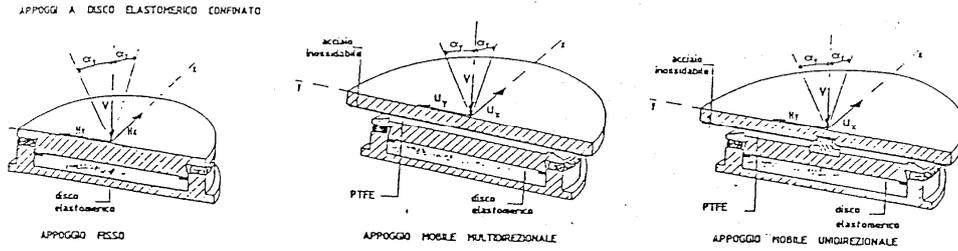


Figura 162. Appoggio a disco elastomerico confinato.

Infine abbiamo appoggi con superfici di scorrimento in PTFE. Possono essere elastomerici, a disco elastomerico o metallici.

Utilizzano superfici di scorrimento costituite da uno strato di PTFE scorrevole su di una superficie di materiale idoneo, generalmente acciaio inossidabile o lega di alluminio.

Le superfici di scorrimento possono essere sia curve per consentire rotazioni che piane per consentire traslazioni relative (Figura 163).

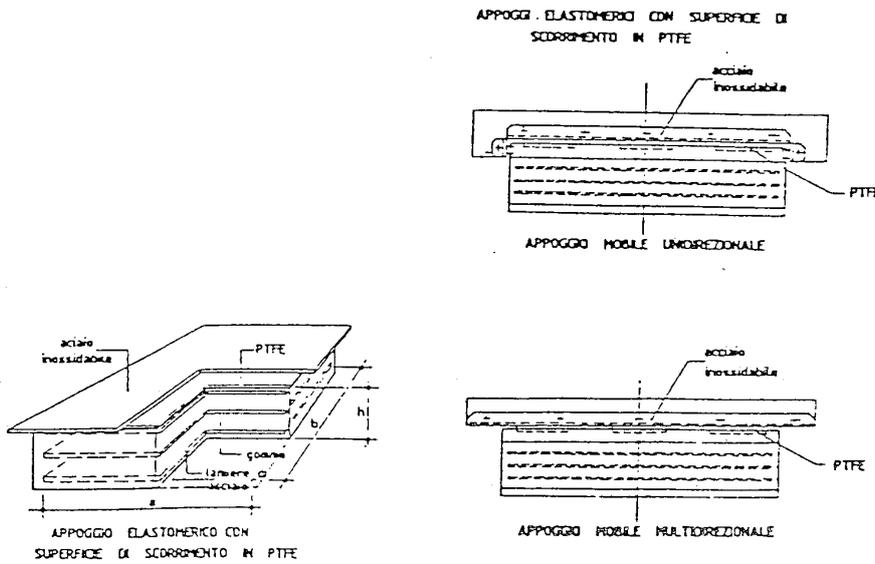


Figura 163. Appoggio elastomerico con superficie di scorrimento in PTFE.

La gomma considerata dalla norma può essere a base o di elastomeri naturali o artificiali e stabilisce le caratteristiche che tale materiale deve possedere.

In particolare, la gomma è caratterizzata, dal punto di vista meccanico, dal modulo di elasticità tangenziale  $G$ , che può essere misurato attraverso prove sperimentali descritte dalla norma, oppure in assenza di queste, essa, ci fornisce il valore del modulo  $G$  in funzione della *durezza Shore A*.

Le modalità di progetto e di verifica della CNR 10018 si basano sulle seguenti ipotesi:

- la deformazione della gomma avviene senza apprezzabili variazioni di volume;
- il modulo di elasticità tangenziale della gomma è indipendente dalla deformazione;
- le lamiere di acciaio degli appoggi armati sono inestensibili;
- i segmenti di retta normali al piano medio degli strati di gomma diventano, con la deformazione, archi di parabola;
- le caratteristiche di portanza e di deformabilità del singolo strato di gomma dipendono dalla sua forma attraverso il coefficiente di forma  $S$ , rapporto tra superficie in pianta e la superficie laterale dello strato stesso.

### 3.7.2. Criteri per il progetto degli appoggi elastomerici semplici

Nelle strutture prefabbricate gli appoggi maggiormente usati sono quelli elastomerici semplici. Essi sono oggi molto usati in accoppiamento con spinotti o dispositivi metallici per la realizzazione di vincoli a cerniera fissa per le varie tipologie di connessione. Nel passato essi sono stati molto usati, come vedremo nel Capitolo 4, per la realizzazione di connessioni trave-pilastro con resistenza alle azioni sismiche affidata interamente all'attrito tra calcestruzzo e neoprene. Al fine di comprendere meglio, quindi, il funzionamento di tale connessione si riportano le verifiche necessarie al proporzionamento degli appoggi elastomerici semplici.

Nota la geometria e le azioni agenti sul pacchetto è possibile effettuare le verifiche una volta stabilita, mediante la prova di durezza, la caratteristica classificante il materiale, ovvero la durezza.

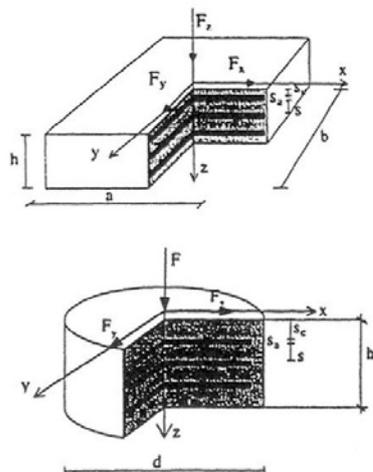


Figura 164. Appoggio elastomerico.

La norma definisce coefficiente di forma  $S$  il seguente rapporto funzione della geometria dell'appoggio. Per appoggi rettangolari,  $S$  vale:

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot s(a + b)} \quad (36)$$

mentre per appoggi circolari risulta:

$$S = \frac{d}{4 \cdot s} \quad (37)$$

Le relazioni fornite dalla CNR al Punto 5.3- *Apparecchi di appoggio puramente elastomerici* permettono di valutare le tensioni e le deformazioni presenti sul pacchetto. In particolare per le tensioni indotte dal carico normale  $F_z$  si ha:

$$\sigma_v = \frac{F_z}{A_r} \quad (38)$$

dove:

$$A_r = a \cdot b \cdot \left( 1 - \frac{|u_x|}{a} - \frac{|u_y|}{b} \right) \text{ per appoggi rettangolari;}$$

$$A_r = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{u_{xy}}{d} \right) \text{ per appoggi circolari}$$

dove  $u_{xy}$  è l'intensità del componente orizzontale della traslazione.

In presenza di forza orizzontale insorge nel pacchetto una tensione tangenziale media pari a:

$$\tau_H = \frac{F_{xy}^{(p)} + 0.5F_{xy}^{(q)}}{A_c} \quad (39)$$

dove  $F_{xy}^{(p)}$  ed  $F_{xy}^{(q)}$  sono il modulo delle azioni orizzontali (la somma vettoriale di  $F_x$  ed  $F_y$ ) differenziate in permanenti ed accidentali mentre  $A_c$  è la superficie compressa.

Le tensioni precedentemente valutate danno luogo a deformazioni che possono valutarsi convenzionalmente nel seguente modo:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_v}{20G \cdot S + 3\sigma_v} \quad (40)$$

$$tg\gamma = \frac{\tau_H}{G} \quad (41)$$

dove  $\Delta h$  è l'accorciamento elastico dovuto a  $F_z$ ,  $G$  è il modulo di elasticità trasversale e  $tg\gamma$  è lo scorrimento elastico dovuto a  $F_{xy}$ .

Calcolate le tensioni, le verifiche da effettuare sono riportate di seguito.

Verifiche di resistenza - Punto 5.3.2.2

Sotto i carichi accidentali di progetto dovrà essere soddisfatta la più restrittiva delle limitazioni appresso riportate:

$$\sigma_v \leq 1.2 \cdot S \cdot G \quad (42)$$

$$\sigma_v \leq 5N/mm^2 \quad (43)$$

nonché la seguente altra limitazione:

$$\tau_h \leq 0.5G \quad (44)$$

Per i soli carichi permanenti dovrà invece risultare:

$$\sigma_v \leq 5N/mm^2 \quad (45)$$

Parzializzazione dell'apparecchio di appoggio - Punto 5.3.2.3

E' sconsigliato che a seguito della rotazione della struttura l'apparecchio di appoggio si parzializzi. Per un apparecchio di appoggio rettangolare tale condizione non si verifica finché è soddisfatta la seguente relazione:

$$\Delta h \geq \frac{a}{2}tg|\varphi_y| + \frac{b}{2}tg|\varphi_x| \quad (46)$$

dove i termini assunti in valore assoluto rappresentano le rotazioni che si hanno in corrispondenza dell' appoggio. Il termine  $\varphi_y$ , considerando uno schema semplificato di trave appoggiata – appoggiata con forza in mezzera risulta pari a:

$$\varphi_y = \frac{F \cdot l^2}{16EI} \quad (47)$$

Gli apparecchi di appoggio puramente elastomerici non sono idonei al trasferimento di azioni orizzontali di carattere dinamico.

#### Verifiche allo slittamento – Punto 5.3.2.4

$$\sigma_{v,\min} \geq 1.5 \quad N/mm^2 \quad (48)$$

$$\left( \frac{F_{xy}}{F_z} \right)_{\max} \leq \mu \quad (49)$$

In assenza di specifiche determinazioni nel caso di contatto gomma-calcestruzzo, il coefficiente di attrito può essere assunto pari a  $\mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v}$  dove la  $\sigma_v$  è valutata in  $N/mm^2$ .

#### Verifiche di stabilità – punto 5.3.2.5

Deve risultare:

$$h \leq \frac{a}{5} \quad (50)$$

### 3.8 CNR 10025/84

Le “Istruzioni per il progetto, l’esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati” forniscono una sintesi dello stato dell’arte in campo tecnico ed applicativo indicando “tipologie, procedimenti esecutivi, metodi di analisi, di verifica e di prova per la corretta redazione dei progetti degli elementi e delle strutture e per la loro buona esecuzione e conservazione nel tempo”.

Si riportano di seguito le indicazioni specifiche fornite dalla norma per il calcolo delle connessioni spinottate trave-pilastro. Queste connessioni saranno affrontate nel dettaglio nel Capitolo 5.

### 3.8.1. Problemi di tensioni di contatto

In molti problemi strutturali si presenta la necessità di effettuare la verifica in presenza di azioni concentrate di elevata intensità; è questo il caso di un appoggio soggetto ad azioni verticali (Figura 165), ma qualitativamente è lo stesso problema che si presenta in corrispondenza del blocco di ancoraggio dei cavi di precompressione.

La verifica delle tensioni ammissibili renderebbe in tal caso inutilizzabile qualsiasi tipo di struttura; in realtà il calcestruzzo compresso direttamente dall'azione concentrata è fortemente aiutato dall'altro calcestruzzo e dalle staffe presenti nella zona circostante, e sono quindi sopportabili sforzi di notevole intensità. Va però fatto riferimento a un modello di comportamento a rottura.

La presenza del materiale circostante porta un notevole miglioramento delle condizioni ultime, in quanto sfruttando la duttilità del calcestruzzo che è notevolmente incrementata dalla pressione radiale e dall'eventuale confinamento offerto dalle staffe, al collasso è mobilitata una notevole massa di calcestruzzo e quindi il carico verticale ultimo è notevolmente più alto di quello che una verifica alle tensioni ammissibili farebbe prevedere.

In particolare la CNR al Punto 3.2.1.1 (nonché l'EC2 al Punto 6.7 – Pressioni localizzate) consente di valutare la resistenza di progetto  $F_{Rdu}$  come somma di due contributi  $F_{Rcd}$  e  $F_{Rsd}$ , dove il primo è l'aliquota dovuta al calcestruzzo e il secondo dovuta alla presenza di staffe di confinamento. In particolare  $F_{Rcd}$  (forza di compressione ultima) è il più piccolo dei due seguenti valori:

$$F_{Rcd} = f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c0} \cdot A_{c1}} \leq \sqrt{10} \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (51)$$

essendo  $A_{c0}$  l'area direttamente caricata e  $A_{c1}$  la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo, la quale ha una forma ometetica a quella di  $A_{c0}$  (l'area ometetica ad  $A_{c0}$  che incontra il perimetro del corpo caricato (cfr. Figura 165)).

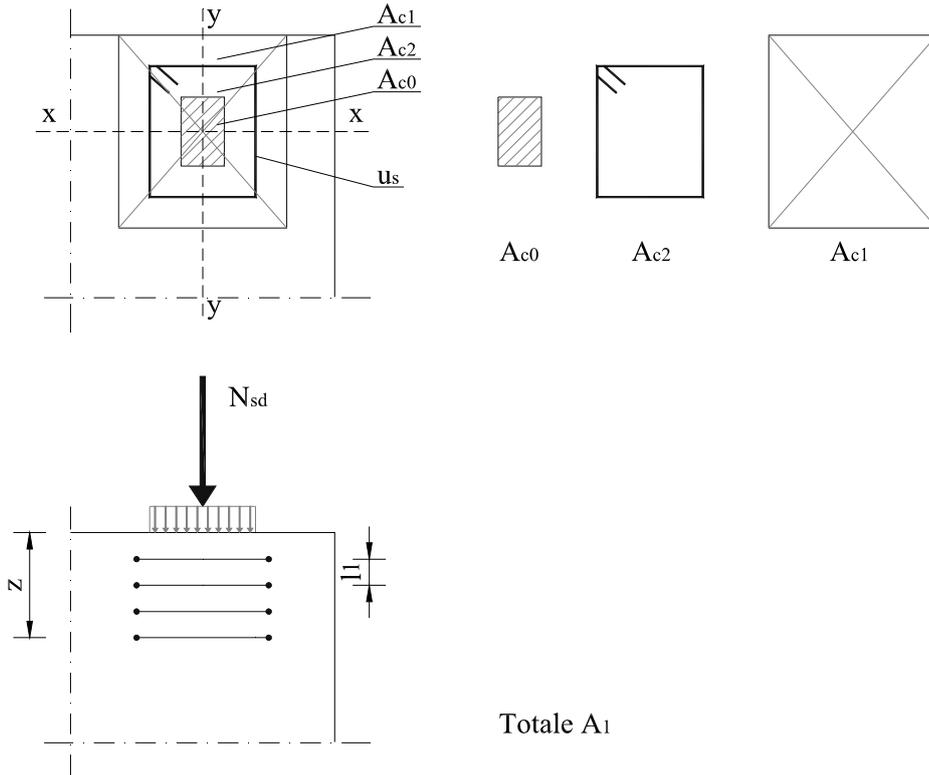


Figura 165. Problemi di tensioni di contatto.

Il contributo delle staffe di confinamento è il seguente (CNR 10025/84 – Punto 3.2.1 – Appoggi semplici):

$$F_{Rsd} = 1,3 f_{yd} A_s \frac{u_s}{e_s} - f_{cd} (A_{c1} - A_{c2}) \quad (52)$$

essendo  $u_s$  il perimetro della singola staffa,  $e_s$  il passo delle staffe e  $A_s$  l'area trasversale complessiva delle staffe;  $A_{c2}$  è infine l'area in pianta compresa all'interno di una staffa. Il tratto  $z$  in cui disporre l'armatura deve essere inferiore alla minima dimensione in pianta del rettangolo di area  $A_{c1}$ .

Il primo termine della (52) evidentemente fornisce il contributo benefico dell'acciaio che cresce al diminuire del passo; il secondo termine è sottrattivo e rappresenta l'aliquota di confinamento che viene a mancare in quanto la differenza fra  $A_{c1}$  e  $A_{c2}$  rappresenta l'area di calcestruzzo non confinato dalle staffe.

La resistenza complessiva in definitiva è:

$$F_{Rdu} = F_{Rcd} + F_{Rsd} \quad (53)$$

che in genere è molto maggiore del termine  $A_{co} f_{cd}$  che si considererebbe alle tensioni ammissibili.

La (53) può mettersi in una forma diversa, forse maggiormente espressiva, introducendo:

volume delle staffe e il volume “medio” del calcestruzzo fra due staffe:

$$V_s = A_s u_s \quad ; \quad V_c^{(1)} = e_s \sqrt{A_{co} A_{cl}}$$

percentuale meccanica volumetrica di armatura  $\rho$ :

$$\rho = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \frac{V_s}{V_c^{(1)}}$$

percentuale geometrica “media” di calcestruzzo non confinato  $a$ :

$$a = \frac{(A_{cl} - A_{c2})}{\sqrt{A_{co} A_{cl}}}$$

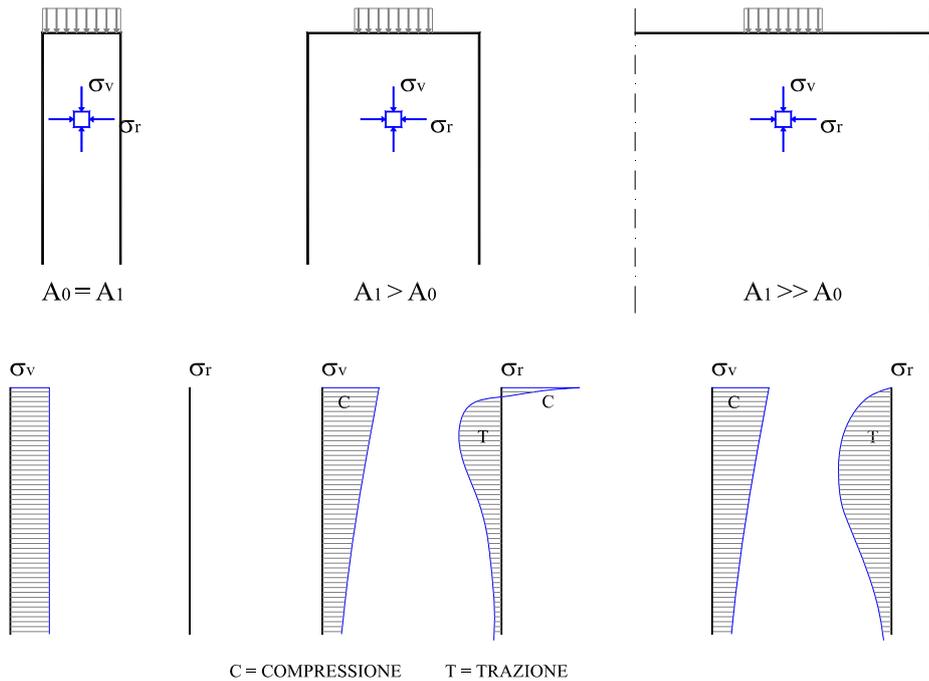
Con tali posizioni la (53) può mettersi, con la limitazione  $F_{Rdu} < \sqrt{10} \cdot f_{cd} \cdot A_{co}$ , nella seguente forma:

$$F_{Rdu} = f_{cd} \cdot \sqrt{A_{co} \cdot A_{cl}} \cdot (1 + 1,3\rho - a) \quad (54)$$

Si osservi che il contributo del termine sottrattivo può essere più grande, in valore assoluto, del termine  $1,3\rho$ ; in tal caso si deve evidentemente aumentare  $A_{c2}$ , il che fa sia aumentare  $\rho$  che diminuire  $a$ .

Tornando alle formule di verifica, va osservato che le staffe possono avere un effetto benefico nei riguardi dell’azione verticale, ma vanno in ogni caso predisposte per un problema di tensioni radiali.

Per comprendere meglio il problema si faccia riferimento alla Figura 166, che descrive l’andamento delle tensioni verticali e radiali nel problema del continuo elastico caricato con simmetria polare. Nel caso limite di elemento di dimensioni coincidenti con quelle caricate vi è presenza di sola componente verticale, mentre nell’altro caso limite di estensione infinita vi è la componente verticale della tensione che è di compressione che diminuisce gradualmente, mentre quella radiale è sempre di trazione con un andamento che prima aumenta e poi decresce; nel caso intermedio in cui il corpo è limitato allora la tensione radiale è prima di compressione e poi di trazione.



**Figura 166. Diffusione delle tensioni.**

La tensione radiale di trazione massima può essere un'aliquota significativa di quella verticale di compressione, fino al 30%; per cui la crisi strutturale può ottenersi anche per fessurazione parallela alla forza, come talvolta avviene nel precompresso. E' dunque necessario predisporre staffe che assorbano una forza orizzontale rispettivamente nelle due direzioni  $x$  e  $y$  date dalle seguenti formule:

$$H_{Sd,x} = 0,3N_{Sd} \left( 1 - \frac{a_{0x}}{a_{1x}} \right) \quad ; \quad H_{Sd,y} = 0,3N_{Sd} \left( 1 - \frac{a_{0y}}{a_{1y}} \right) \quad (55)$$

$$H_{Rx} = f_{yd} A_{sx} \quad ; \quad H_{Ry} = f_{yd} A_{sy} \quad (56)$$

dove  $a_{0x}$ ,  $a_{0y}$ ,  $a_{1x}$  e  $a_{1y}$  sono le dimensioni in pianta nelle due direzioni dei rettangoli di area  $A_{c0}$  e  $A_{c1}$ , e  $A_{sx}$  e  $A_{sy}$  l'area delle staffe nelle due direzioni (Figura 167). Si osservi che le staffe che possono considerarsi attive nell'utilizzo delle (56), ma anche della (52), secondo le Istruzioni CNR 10025/84 – Punto 3.2.1.2 – Stato limite di trazione trasversale (N), sono solo quelle situate in una zona di profondità inferiore al più piccolo fra i due valori  $a_{1x}$  e  $a_{1y}$ .

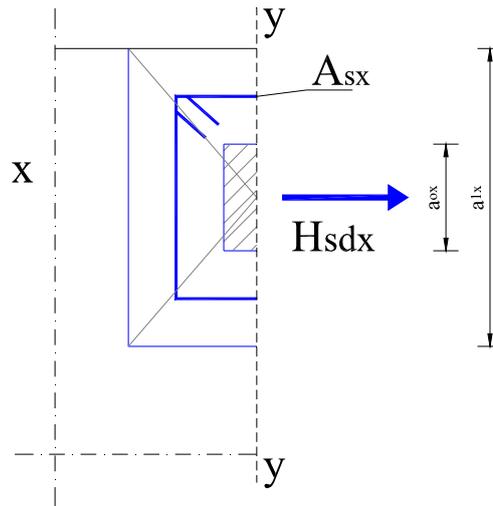


Figura 167. Geometria dell'appoggio.

Si osservi che se  $a_l = a_o$ , caso del pilastro caricato uniformemente, non vi è alcuno sforzo di trazione; ovviamente in questo caso non si ha neanche l'effetto benefico del confinamento. La massima azione trasversale si ha nel caso in cui  $a_o \ll a_l$ , in cui  $H$  è pari al 30% dell'azione verticale, che è anche il caso in cui si ha il massimo vantaggio per confinamento.

### 3.8.2. Resistenza delle connessioni spinottate

In zona sismica, è necessario che siano trasmesse localmente anche azioni orizzontali; è ad esempio il caso dell'appoggio fisso. In tal caso l'intera forza orizzontale è affidata, come più volte ricordato, a uno spinotto in acciaio, che va opportunamente dimensionato.

In zona sismica la resistenza da assegnare alle connessioni va valutata, come visto, in accordo alle prescrizioni generali dettate dal D.M. al Punto 7.4.5.2 – Collegamenti.

Con riferimento alla Figura 168(a) che rappresenta il caso specifico di collegamento con spinotto, la CNR 10025/84 (Punto 3.2.4.1 – Stato limite di taglio ( $V$ )) suggerisce di calcolare la forza resistente orizzontale di progetto  $V_{Rd}$  mediante la seguente espressione:

$$V_{Rd} = c \cdot \Phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}} \quad (57)$$

dove la costante  $c$  vale 1,2 in assenza di confinamento e 1,6 in presenza di confinamento e  $\Phi$  è il diametro dello spinotto. La formula, secondo le Istruzioni CNR, vale solo per eccentricità modesta:  $e \leq 0,5\Phi$ ; in pratica essa si estende fino a  $e \leq \Phi$ , mentre per eccentricità maggiori è necessario procedere con sperimentazione diretta o, come si vedrà in seguito, con altre formule presenti in letteratura. Il confinamento può ottenersi mediante l'inserimento di una piastra metallica rigida, resa aderente alla superficie di appoggio mediante l'utilizzo di calcestruzzi a ritiro controllato. Al movimento della piastra (Figura 168(b)) corrisponde un benefico effetto di confinamento al calcestruzzo sottostante che fa aumentare significativamente la resistenza.

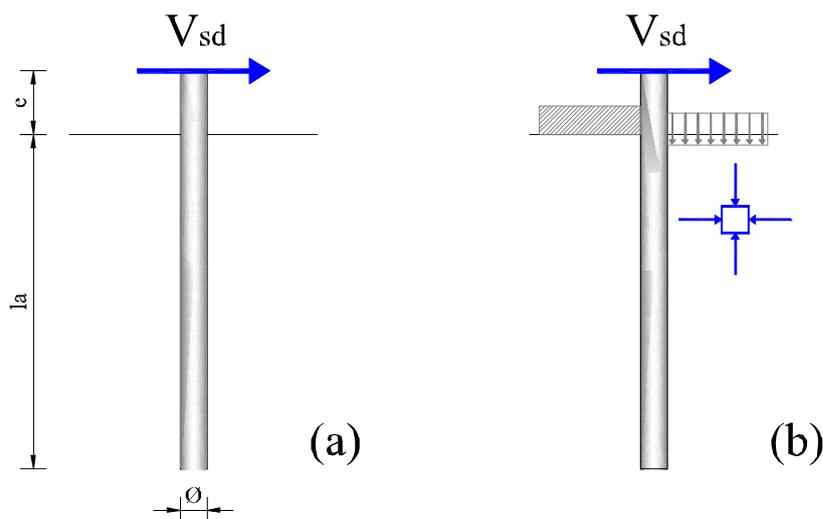
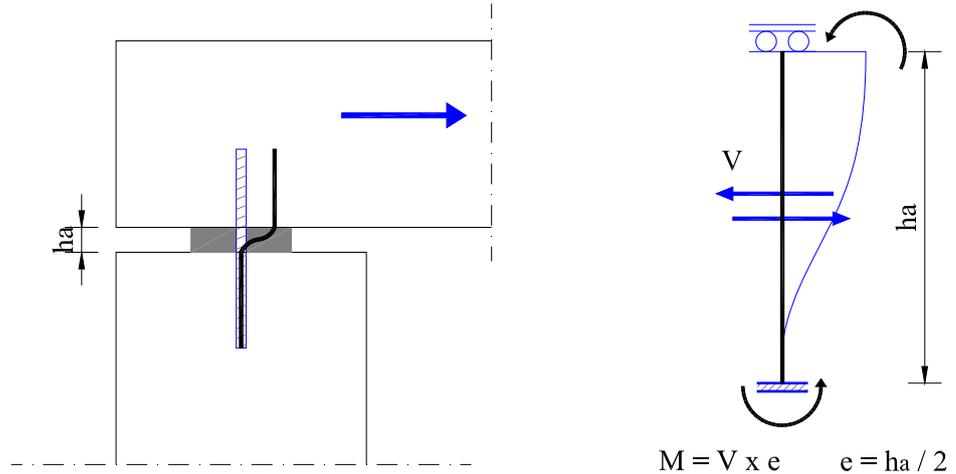


Figura 168. (a) Connessione spinottata senza confinamento; (b) con confinamento.

Si osservi che (Figura 169) se lo spinotto collega due blocchi rigidi, come avviene nel caso del collegamento trave-pilastro, la condizione vincolare e quindi la deformata dello spinotto sono del tipo incastrato-incastrato; si ha pertanto una eccentricità  $e$  pari a metà dell'altezza del pacchetto di neoprene  $h_a$ .



**Figura 169. Connessione trave-pilastro spinottata.**

Se l'eccentricità supera il limite normativo, ma rimane comunque paragonabile al diametro dello spinotto, si può intervenire considerando che, in termini semplificati, la resistenza flessionale dello spinotto in assenza di forze orizzontali è (si suppone tensione di snervamento costante, ovvero perfetta plasticizzazione del piolo):

$$M_{Rd} = f_{sd} W \quad \text{con} \quad W \cong \frac{\Phi^3}{6} \quad (58)$$

e utilizzando, sempre in via semplificata, un dominio  $V$ - $M$  lineare (il più piccolo dominio convesso possibile), si ha che la resistenza orizzontale in presenza di momento  $M_d = V_d e$  e risulta:

$$V_{Rd} = c \cdot \Phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}} \cdot \left( 1 - \frac{M_{sd}}{f_{sd} \cdot W} \right) \quad (59)$$

La (59) è ovviamente puramente indicativa.

Per quanto riguarda la lunghezza di ancoraggio dello spinotto  $l_a$ , viene suggerito un valore variabile fra 6 e 9  $\Phi$ , con i valori maggiori corrispondenti alle eccentricità più elevate.



## **CAPITOLO 4: CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO AD ATTRITO**

In Italia esistono molti edifici industriali prefabbricati realizzati tra gli anni Cinquanta e Settanta, i cui collegamenti trave-pilastro sono basati sulla resistenza ad attrito. Indagini numeriche eseguite da Magliulo et al. 2008a confermano che, al fine di determinare la vulnerabilità sismica di tali strutture, è necessario conoscere esattamente il valore del coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo, che caratterizza la resistenza del collegamento trave-pilastro.

La letteratura tecnica fornisce un grande numero di valori di tale coefficiente, anche molto diversi fra loro; conseguentemente, al fine di determinare un valore affidabile, è condotta una specifica campagna sperimentale. I campioni sono testati nella configurazione che tipicamente presentano in situ; inoltre sono presi in considerazione materiali reali. Sono eseguite 3 tipologie di esperimenti: test di durezza sul neoprene, prove su piano inclinato (tilting test) e prove in presenza di sforzo normale (pulling test).

In questo Capitolo sono descritti in dettaglio il set-up, la metodologia ed i risultati delle prove. Le prove su piano inclinato restituiscono un valore del coefficiente di attrito medio pari a circa 0.5. Le prove in presenza di sforzo normale evidenziano una dipendenza della resistenza allo scorrimento dallo sforzo normale ed, in particolare, una diminuzione del coefficiente d'attrito al crescere dello stesso: è proposta una relazione tensione di compressione-coefficiente di attrito calcestruzzo-neoprene.

### **4.1 Collegamento trave-pilastro**

I risultati presentati nel seguito si inseriscono in un più ampio progetto di ricerca riguardante la vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati industriali costruiti in Italia tra gli anni Cinquanta e Settanta (Fabbrocino et al. 2004, Magliulo et al. 2008a, b, c, d, Redaelli et al. 2007).

La ricerca finora condotta può essere suddivisa in due fasi. Una prima in cui sono individuate le tipologie e le caratteristiche strutturali relative agli edifici esaminati, con particolare riferimento alle connessioni (ampia ricerca bibliografica, interviste agli operatori del settore del periodo di riferimento e studio di alcuni progetti di opere effettivamente realizzate); in questo modo sono individuati alcuni edifici di riferimento, rappresentativi delle tipologie utilizzate nel periodo in esame (ReLUI 2008). La seconda fase, invece, è caratterizzata da analisi numeriche, sia elastiche modali sia non lineari, statiche ed al passo. Queste hanno permesso di dimostrare che, sotto azioni sismiche anche di media intensità, gli edifici prefabbricati esistenti, sovente realizzati con collegamenti trave-pilastro basati unicamente sull'attrito neoprene-calcestruzzo, possono collassare per perdita di appoggio, prima ancora di raggiungere la crisi per attingimento della rotazione ultima alla base dei pilastri.

Conseguentemente, per determinare la vulnerabilità sismica di tali strutture, è necessario conoscere il valore del coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo. Gli appoggi più diffusi in Italia, come già accennato nel Capitolo 3, sono quelli in Neoprene. Gli appoggi elastomerici armati e quelli con fibre orientate casualmente ROF (acronimo di Random Oriented Fiber in termini anglosassoni) sono, invece, molto poco usati nell'ambito italiano.

In bibliografia sono presenti pochissimi riferimenti relativi alla determinazione di tale coefficiente ed i valori indicati, molto variabili tra di essi, sono per lo più riferiti ad applicazioni diverse da quelle strutturali (Di Pasquale et al. 1991, Esposito & Mauro 2003, Raymond 1996, Southern Illinois University 2004). Interessanti indicazioni, nell'ambito strutturale, possono essere ritrovate nella CNR 10018 (CNR 10018 1999), in Schrage (Schrage 1991), nel PCI Design Handbook (PCI 1985) e nelle UNI-EN 1337:3 (UNI 2005).

La CNR 10018 fornisce una formulazione che lega il coefficiente d'attrito gomma-calcestruzzo  $\mu$  alla tensione di compressione  $\sigma_v$ :

$$\mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v} \quad (60)$$

dove

$\sigma_v$  è la tensione di compressione in  $\text{N/mm}^2$ .

L'equazione (60) è valida per tensioni di compressione non inferiori a  $\sigma_{v, \min} = 1.5 \text{ N/mm}^2$ .

Questa equazione è tratta dai test di attrito eseguiti nel 1964 dall'Università Tecnica di Monaco sotto la guida dell'Associazione Internazionale delle Ferrovie (UIC 1964). I test sono stati effettuati su appoggi elastomerici semplici e armati di varie nazioni Europee. I risultati mettono in evidenza che il coefficiente d'attrito

della gomma dipende dalla tensione media di compressione agente. Il report NCHRP (Stanton & Roeder 1982) discute questi studi del 1964: i set up, i materiali, le dimensioni delle basette testate e la velocità di carico di taglio usati nei test non sono purtroppo disponibili nel documento.

Un articolo significativo su tale argomento è stato scritto all'inizio degli anni Ottanta dal ricercatore tedesco Schrage dell'Università di Aachen ed è stato pubblicato sull'ACI (Schrage 1981). Schrage presenta, in questo articolo, 27 prove su appoggi elastomerici semplici piani sottoposti a tensione di taglio/compressione su superfici di acciaio e calcestruzzo. Sono stati effettuati test con tensioni di compressione pari a 0.5, 5 e 20N/mm<sup>2</sup> con incremento di spostamento di 50mm/sec, 0.5 mm/sec e 0.01 mm/sec fino a uno spostamento massimo di 0.7, 1.4 e 2.1 volte lo spessore della basetta di appoggio. Il fattore di forma S, usato nelle prove, è stato assunto pari a 5.5. Schrage esegue anche test dinamici sotto una tensione normale sinusoidale di 1Hz tra 1.5 e 5 N/mm<sup>2</sup> fino allo stesso massimo spostamento visto in precedenza. Con la forza dinamica verticale, egli nota un indebolimento del picco della curva di attrito all'inizio dello scivolamento macroscopico, che non causa nessun ulteriore cambiamento rispetto al caso statico. Set up e materiali usati sono riportati in Schrage 1979 e Muller-Rechholz & Fiebrich 1981 in tedesco.

Nella parte finale del articolo (Schrage 1981), Schrage suggerisce una equazione per relazionare la dipendenza dall'attrito dalla tensione di compressione:

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_v} \quad (61)$$

dove

$\sigma_v$  è la tensione di compressione in N/mm<sup>2</sup>.

L'autore sottolinea che l'attrito dipende dalla velocità di incremento della tensione tangenziale ma non dipende dall'area nominale della basetta di gomma, dal precarico e dalla forma della basetta; in particolare, incrementando la velocità si ha un incremento dell'attrito.

Le prove attrittive sulla gomma effettuate a Aachen non studiano gli effetti che la temperatura e i carichi assiali notevoli (>20N/mm<sup>2</sup>) hanno sull'attrito. In accordo con le prime ricerche, a elevate temperature corrispondono minori coefficienti d'attrito. L'equazione 61, per l'autore, non può essere estesa ad appoggi soggetti a condizioni continuative di creep o di temperatura lontane da 20°C senza test preliminari. La 61 è ottenuta, infatti, per v (velocità di incremento dello spostamento) pari a 0.5 mm/sec e T=20°C.

In seguito, negli USA tra il 1983 e il 1984 sono stati compiuti test di resistenza a taglio/compressione soprattutto su appoggi ROF dal WJE (Wiss,

janney, Elstner Associates, Inc.) (Iverson & Pfeifer 1985) e dall'industria manifatturiera produttrice di appoggi JVI (JVI 1984) al fine di meglio comprendere il comportamento degli appoggi e di sviluppare appropriati criteri di progetto per essi da includere nel PCI Design Handbook (PCI 1985) (Figura 170). Sono stati, per tale fine, eseguiti 22 test ciclici di cui solo 4 su appoggi elastomerici semplici (3 effettuati dal JVI su calcestruzzo e 1 dal WJE su acciaio)

Questi 22 test a taglio/compressione confermarono i risultati Europei mostrando che i coefficienti di attrito calcestruzzo-neoprene sono ben al di sotto del coefficiente statico pari a 0.7 comunemente usato nelle vecchie normative americane per carichi assiali ordinari. I risultati dei 27 test europei (prove di Schrage) e le 22 prove effettuate negli USA su basette piane sono stampate in (Iverson & Pfeifer 1985). L'unione dei risultati delle prove effettuate in Europa e in America ha portato alla formulazione della seguente legge attritiva presente nel PCI Design Handbook (PCI 1985):

$$\mu = 0.04 + \frac{0.26}{\sigma_v} \quad (62)$$

dove  $\sigma_v$  è, ancora una volta, la tensione di compressione in  $N/mm^2$ .

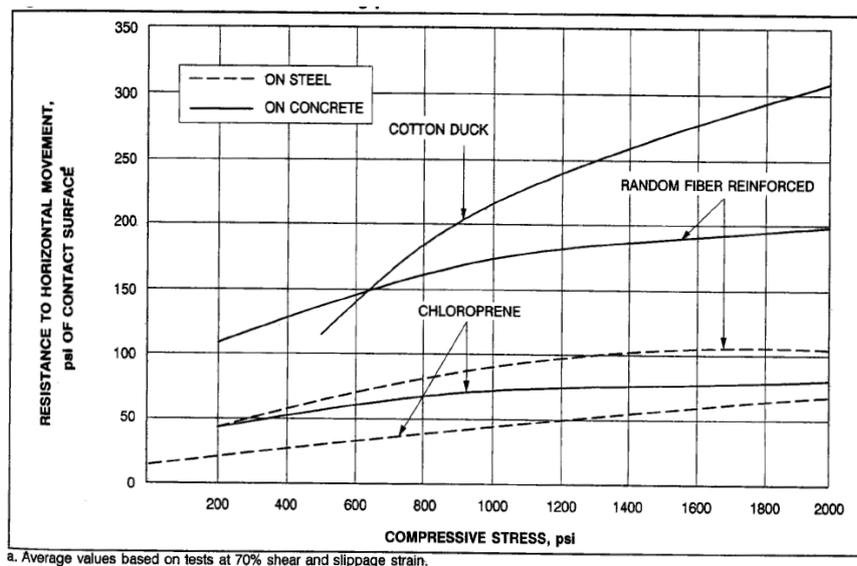


Figura 170. Variazione della forza di attrito al variare dello sforzo normale (PCI 1999).

La metodologia per l'esecuzione delle prove a taglio diretto, usate per la determinazione del coefficiente d'attrito calcestruzzo-neoprene, è la stessa per il JVI e per il WJE. Gli spostamenti ciclici dovuti al taglio pari al 70% dello spessore dell'appoggio sono stati applicati con una velocità massima di circa 1000 cicli per ora. Questi test sono stati eseguiti su superfici di calcestruzzo con grado di finitura di un fondo cassero utilizzando una tensione di compressione nominale di  $5.9 \text{ N/mm}^2$ . Il coefficiente di forma S delle basette testate si trova nell'intervallo 2.49-3.3. Non si è tenuto conto in questi studi degli effetti della viscosità e di simili azioni a lungo termine. I test sono stati eseguiti in un range di variazione della temperatura tra i 18 e i 24°C. Lo studio, inoltre, sottolinea che l'attrito non è sensibile al coefficiente di forma ma dipende dalla rugosità superficiale delle superfici a contatto e dalla velocità di esecuzione della prova.

Nelle UNI-EN 1337:3 (UNI 2005) è riportata una formula del tutto simile nella forma alle precedenti e valida per appoggi elastomerici e non ancorati:

$$\mu = 0.1 + \frac{1.5 \cdot K_f}{\sigma_v} \quad (63)$$

dove:

$\sigma_v$  è lo sforzo normale medio verticale di compressione espresso in  $\text{N/mm}^2$ ;

$\sigma_v, \text{min} \geq 3 \text{ N/mm}^2$ ;

$K_f = 0.6$  per calcestruzzo e  $K_f = 0.2$  per le altre superfici.

Ponendo  $K_f = 0.6$  l'equazione (63) diviene:

$$\mu = 0.1 + \frac{0.9}{\sigma_v} \quad (64)$$

che è differente dalle precedenti equazioni. Anche in questo caso non sono note la metodologia di prova usata nonché i materiali utilizzati.

Osservando le equazioni, si può osservare che, nel campo delle elevate tensioni di compressione, il coefficiente di attrito diminuisce drammaticamente. Questi bassi valori, anche nel caso di forze sismiche di media intensità, confermano la possibilità di collasso strutturale degli edifici industriali prefabbricati le cui travi siano semplicemente connesse alle colonne e, di conseguenza, la cui resistenza orizzontale dipende dalla resistenza ad attrito (Magliulo et al. 2008); tale valori mostrano anche la grande variabilità del coefficiente d'attrito al variare della tensione assiale.

Di seguito è riportata una relazione analitica che lega la tensione di compressione al coefficiente d'attrito calcestruzzo-neoprene in termini di curva sperimentale e formulazione empirica basata sulle prove sperimentali condotte presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II; si descrivono nel dettaglio i materiali, il set up, le procedure e i risultati ottenuti dalle prove. I provini sono forniti da una industria Italiana di prefabbricazione; questo è importante considerando che la ricerca è effettuata al fine di stimare la vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati esistenti.

## 4.2 Studio sperimentale

### 4.2.1 Prova di durezza

La gomma è caratterizzata mediante la sua durezza nominale, che è un parametro di riferimento anche per la CNR 10018 1999. La prova per determinare tale parametro è effettuata presso il Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e della Produzione dell'Università degli Studi di Napoli Federico II ed è condotta in accordo alla ISO 48 (ISO 1999), che fornisce il setup da rispettare affinché la prova sia riconosciuta valida a livello internazionale. In particolare, la norma stabilisce il "metodo di prova" cioè specifica lo spessore massimo del provino, la dimensione del punzone e il carico da applicare.

La durezza della gomma viene valutata attraverso uno strumento, detto durometro (Figura 171(a)), che conta di una punta metallica (punzone) di dimensioni ben definite (Figura 171(b)), che viene fatta penetrare all'interno della gomma. La durezza è funzione, pertanto, della forza che è necessario esercitare per far penetrare il punzone di una determinata quantità all'interno del provino.

Il metodo utilizzato è il metodo N. Esso stabilisce che la dimensione del punzone deve essere di 2.50 mm. Sul provino si applica un precarico di 8.30 N e di poi viene fatto penetrare il punzone con un carico massimo di 5.70 N. Tale fase è a sua volta suddivisa in una fase di precarico del punzone con una forza di 0.30 N e in una fase di carico vera e propria in cui si raggiunge il carico di 5.70 N.

Due diverse tipologie di gomma sono testate mediante la ISO 48, denominate l'una genericamente gomma e l'altra neoprene. I provini usati hanno dimensione 100x50x10 mm per la gomma e 100x50x20 mm per il neoprene.

La Figura 172 riporta i diagrammi risultanti delle prove rispettivamente per un provino di neoprene ed uno di gomma.

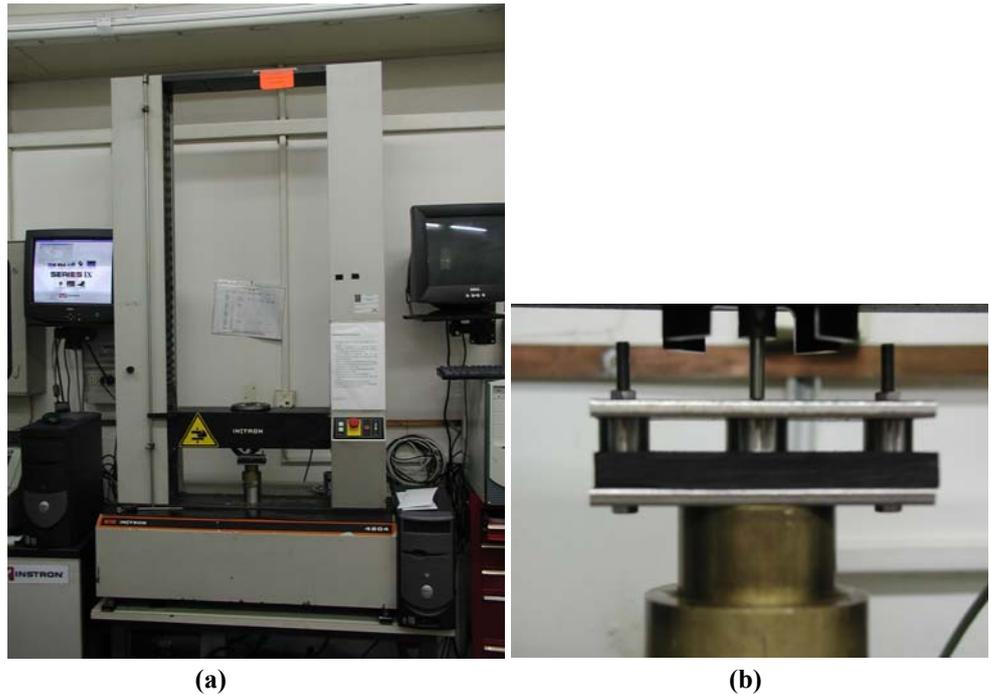


Figura 171. Prova di durezza: (a) durometro; (b) punzone.

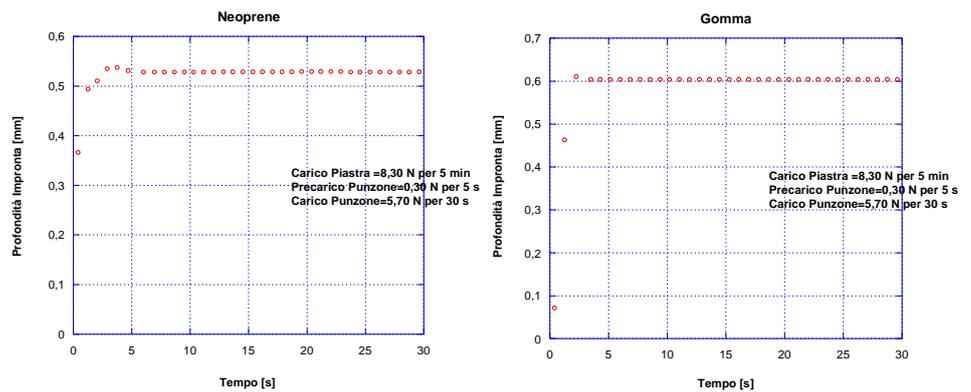


Figura 172. Risultato della prova di durezza per il neoprene e la gomma.

Il carico sui provini viene fornito attraverso il durometro INSTRON modello 4204 e misurato da una cella di carico di 10 N. Il prearico di 0.30 N viene trasmesso per mezzo di piastre ed ha la funzione di assestare il provino. Il prearico viene fornito al punzone con la stessa macchina e il provino resta sotto tale carico per 5

secondi. La fase successiva è quella di applicare il carico di 5.70 N che agisce per 30 sec e misurare l'affondamento del punzone.

Le prove hanno fornito la profondità di impronta del punzone e, dunque, la durezza IRHD, che, secondo la ISO 7619, coincide approssimativamente con la durezza Shore A (Tabella1); da essa si ottiene il modulo elastico a taglio.

**Tabella 1: Durezza e modulo di elasticità tangenziale dei provini testati.**

Materiale	Provini	Impronta mm	IRHD – Shore A	G N/mm <sup>2</sup>
Gomma	1	0.65	63	10.0
	2	0.61	65	10.0
Neoprene	1	0.58	67	11.5
	2	0.53	69	11.5

Le prove descritte nel seguito sono tutte condotte su appoggi in neoprene.

#### 4.2.2 Prova su piano inclinato

Il coefficiente di attrito (statico)  $\mu_s$  è determinato secondo definizione, vale a dire come tangente dell'angolo di attrito  $\theta_a$ , che è quell'angolo tale che la forza di attrito ( $T_{friction}$ ) raggiunge il suo valore massimo e superato il quale, quindi, il provino inizia a scorrere sul piano inclinato:

$$\mu_s = \operatorname{tg} \theta_a = F_{attrito} / N \quad (65)$$

dove N è la componente del carico ortogonale alla superficie inclinata.

Il set up di prova (Figura 173) è costituito da un telaio rotante cui è vincolata una piastra di calcestruzzo, con stagionatura maggiore di 7 giorni e con superficie liscia, vale a dire con grado di finitura caratteristico di un fondo cassero; su questa piastra è poggiato il pacchetto di neoprene, che è incollato ad un blocchetto di calcestruzzo in modo che sia caricato da una forza peso sufficiente ad eseguire la prova; tale peso garantisce anche un contatto uniforme fra le due superfici lungo le quali si sviluppa l'attrito.

Le prove sono eseguite su due provini di dimensioni diverse: il primo pacchetto di dimensioni 20cm x 9cm x 1cm (S=3.10), il secondo di dimensioni 25cm x 20cm x 1cm (S=5.56). I provini sono caricati con uno sforzo normale indotto dal blocchetto di calcestruzzo cui corrisponde una tensione verticale pari a circa  $\sigma = 0.0020$  N/mm<sup>2</sup>; si può ritenere, quindi, che la prova sia eseguita in assenza di sforzo normale.

Per misurare gli spostamenti sono utilizzati 4 trasduttori LVDT di tipo induttivo (Figura 173). Due di essi sono posizionati sulla piastra di calcestruzzo a contatto con il pacchetto (A e B), allo scopo di rilevare gli spostamenti del neoprene lungo il piano inclinato; gli altri due, posti in direzione verticale (F e E), sono montati sulla parte inferiore del telaio per mezzo di basette di supporto, con il fine di rilevare la rotazione della superficie.

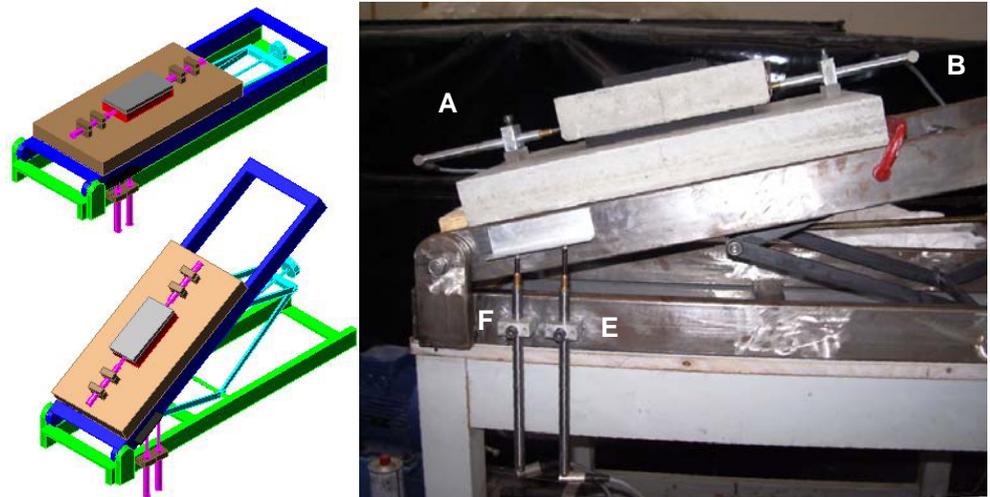


Figura 173. Set up della prova su piano inclinato.

La prova consiste nel far ruotare lentamente il piano inclinato intorno ad un asse per mezzo di un sistema manuale (vite senza fine). Il pacchetto di neoprene rimane fermo finché l'angolo di inclinazione del piano risulta inferiore a quello di attrito ( $\theta < \theta_a$ ); allorquando i due trasduttori giacenti sul piano inclinato rilevano uno scivolamento del pacchetto, vuol dire che è stata appena vinta la forza di attrito statico. In tale istante viene interrotta la rotazione del piano e misurato il suo angolo di inclinazione cui corrisponde l'angolo di attrito.

Le letture dei trasduttori sono effettuate attraverso un sistema di centraline di acquisizione dati di tipo Spide 8 ed elaborati con il software Catman Versione 3.0.

In Tabella 2 sono riportati i risultati relativi alle 21 prove eseguite sui due provini descritti. In particolare sono elencati: i 21 coefficienti di attrito ( $\mu$ ), la media di tali coefficienti ottenuti per ciascuno dei due provini e la media totale ( $\mu_{\text{medio}}$ ) e lo scarto quadratico medio (s.q.m. $_{\mu}$ ) sia relativo a ciascuno dei due provini che a tutti i risultati. Il coefficiente di attrito medio totale  $\mu_{\text{medio}}$  risulta da tali test pari a  $\mu_{\text{medio}}=0.492$ , mentre la deviazione standard s.q.m. $_{\mu}$  è pari a 0.060; la C.O.V è pari a 0.122. Ciò dimostra che i test sperimentali sono eseguiti con buona

accuratezza e quindi il valor medio ottenuto è statisticamente attendibile. Di conseguenza, il coefficiente d'attrito calcestruzzo-neoprene, dedotto dai test senza carico ortogonale alla superficie di contatto, è  $\mu_s = 0.492 \pm 0.060$ .

Si può sottolineare che l'attrito è sensibile al coefficiente di forma per tensioni di compressione basse; in particolare, il coefficiente d'attrito aumenta all'aumentare del fattore S.

**Tabella2: risultati delle prove su piano inclinato**

Base neoprene	Test n.	$\mu$	$\mu_{\text{medio}}$	s.q.m. $\mu$
20 x 9 cm	1	0.528	0.526	0.053
	2	0.437		
	3	0.493		
	4	0.516		
	5	0.629		
	6	0.566		
	7	0.541		
	8	0.471		
	9	0.584		
	10	0.501		
	11	0.520		
	12	0.444		
	13	0.433		
	14	0.513		
25 x 20 cm	15	0.496	0.454	0.043
	16	0.459		
	17	0.393		
	18	0.409		
	19	0.482		
	20	0.410		
	21	0.504		
		0.492	0.048	

### 4.2.3 Test di attrito con superfici caricate anche normalmente: set up di prova iniziale

Al fine di ricavare il coefficiente di attrito nel caso in cui sulle superfici a contatto agisca una tensione normale dello stesso ordine di grandezza di quella presente nei collegamenti trave-pilastro di edifici industriali prefabbricati esistenti, è progettata la prova sperimentale riportata in Figura 174.

Il sistema di prova (Figura 174) si compone di due blocchi di calcestruzzo laterali di dimensioni 60x60x25 cm e di una piastra di acciaio centrale di dimensioni inferiori cui sono solidarizzate 2 basette di neoprene di dimensioni 30x15x1 cm ( $S=5$ ). Le superfici di neoprene e calcestruzzo a contatto sono soggette ad uno stato tensionale normale fornito mediante l'utilizzo di un martinetto idraulico orizzontale, alloggiato in una "culla" e contrastato da una piastra metallica, fissata mediante bulloni a tre barrotti di acciaio. Anche all'altro estremo il martinetto agisce su una piastra metallica, che ripartisce il carico esercitato dallo stesso su uno dei due blocchi di calcestruzzo, che lo trasmette al neoprene interposto. Il neoprene, a sua volta, è a contatto con il secondo blocco, il cui spostamento orizzontale è impedito da un'altra piastra di acciaio fissata mediante bulloni ai tre barrotti; questi, ovviamente, sono passanti le tre piastre ed i due blocchi.

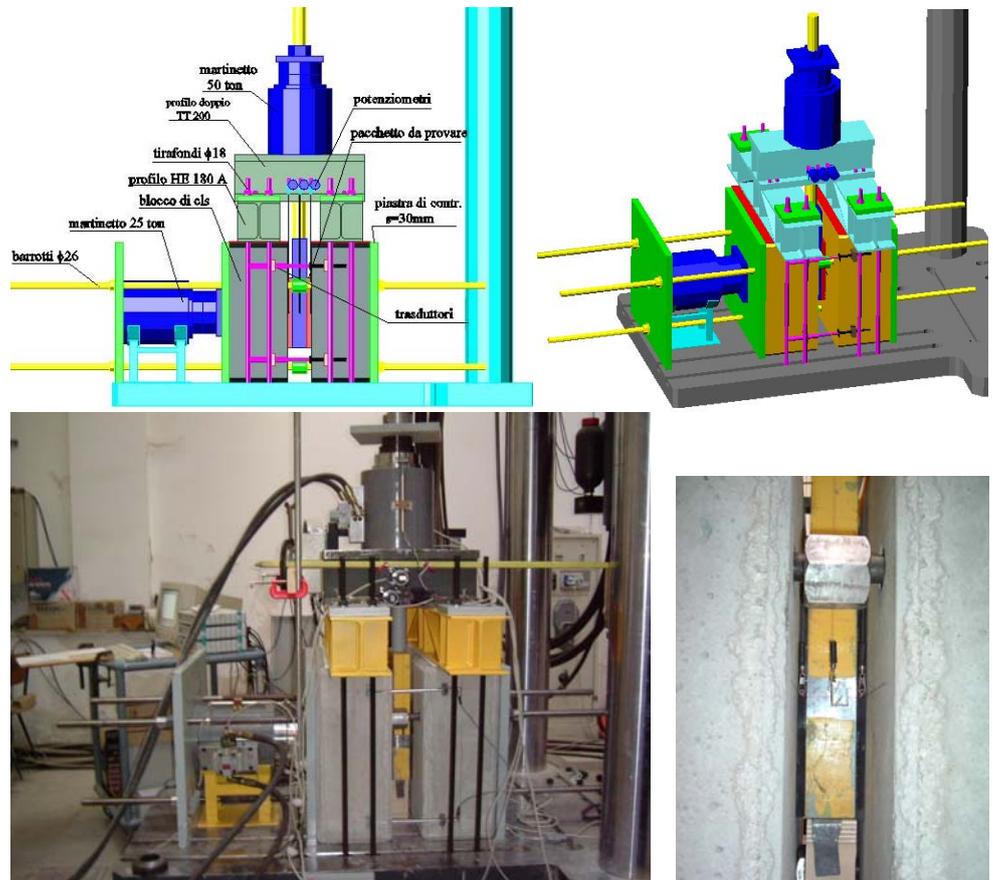


Figura 174. Set up di prova iniziale con sforzo normale.

I due pacchetti di neoprene sono incollati a mezzo di un adesivo universale vulcanizzante a freddo (REMA TIP TOP SC-2000) alla piastra in acciaio, che, mediante una barra, è collegata ad un martinetto verticale. Questo esercita una forza parallela alle superfici a contatto, facendo contrasto su una putrella a doppio T, a sua volta collegata a due profili HE180A rinforzati, che corrono sulla superficie superiore di ciascun blocco; tra tali superfici è disposto del teflon, in modo da evitare l'influenza di attriti indesiderati. L'azione verticale fa nascere sui due blocchi di calcestruzzo delle forze che tendono a ribaltare i blocchi stessi. Lo sforzo di preserraggio dei barrotti verticali, che sono collegati ai due profili HE180A, fronteggia tale momento ribaltante generando un carico uniformemente distribuito sui blocchi.

Gli spostamenti sono rilevati mediante trasduttori induttivi e potenziometri.

In particolare, per rilevare gli spostamenti del neoprene, sono utilizzati sei potenziometri, di cui quattro connessi attraverso una vite ad ogni basetta di neoprene, (uno per ogni lato e per ogni basetta) e due sulla piastra d'acciaio (uno per lato) cui sono solidarizzate le basette; di conseguenza, possono essere registrate le deformazioni del neoprene e lo spostamento assoluto della piastra d'acciaio quando si vince l'attrito. I potenziometri sono fissati mediante un supporto esterno che non è influenzato dalle deformazioni del sistema di prova.

I trasduttori, LVDT di tipo induttivo, sono solidarizzati ai due blocchi di calcestruzzo in modo da avere il controllo degli spostamenti relativi tra di essi, e, quindi, della deformazione assiale del pacchetto. In particolare sono utilizzati 4 trasduttori, di cui due per ciascun lato dei blocchi; di questi uno è posizionato nella parte inferiore ed uno nella parte superiore del blocco, in modo da poter valutare anche eventuali rotazioni.

Le letture degli strumenti sono rilevate sempre attraverso il suddetto sistema di centraline di acquisizione dati di tipo Spide 8 ed elaborati con il software Catman Versione 3.0.

#### **4.2.4 Test di attrito con superfici caricate anche normalmente: set up di prova finale**

Con il set up descritto al paragrafo precedente sono state eseguite due prove pilota, impostando il carico assiale rispettivamente a 80 kN ed a 120 kN. Dalla lettura dei potenziometri e da un'analisi visiva in corso di prova, si è riscontrato il distaccamento della basetta di neoprene dalla lastra di supporto in acciaio (Figura 175). La colla bicomponente utilizzata ha mostrato il suo limite di resistenza al raggiungimento dei 20 kN per entrambi gli sforzi normali, quindi per una tensione

tangenziale pari a  $0.44 \text{ N/mm}^2$ . Accertata la necessità di dover raggiungere carichi ben superiori, si è deciso di modificare il set up iniziale.



**Figura 175. Spostamento relativo tra le basette di neoprene e la piastra di spinta centrale.**

La lastra in acciaio è stata sostituita, quindi, da un blocco di calcestruzzo. La solidarizzazione di tale blocco sul perno di spinta verticale è realizzata mediante una boccola filettata tipo 30 MA con portata pari a 40 kN. E' noto che il coefficiente di sicurezza di tali elementi è pari a 5, per cui si è considerato potere far lavorare la boccola fino a circa 200 kN. La boccola filettata è ancorata attraverso barre passanti e quattro cavallotti  $\Phi 10$  (Figura 176).



**Figura 176. Boccola filettata e armatura del blocco centrale di calcestruzzo.**

Il blocco di calcestruzzo è realizzato in modo che le superfici a contatto con il neoprene abbiano un grado di finitura paragonabile a quello della testa di pilastro. Considerando che le superfici dei blocchi di calcestruzzo laterali hanno un grado di finitura tipico delle basi delle travi prefabbricate (fondo cassero liscio), si sono, quindi, realizzate delle condizioni di perfetta simulazione delle condizioni reali in situ.

Le due piastre di neoprene, a differenza delle prove pilota effettuate, non sono incollate al blocco centrale ma sono semplicemente alloggiare tra i blocchi mediante un filo di lenza (naturalmente facendo in modo che le 2 superfici siano parallele tra loro e baricentriche rispetto allo sforzo normale fornito dal sistema) (Figura 177).

Questo set up è risultato migliore rispetto al precedente per due motivi:

- 1) l'appoggio trave - pilastro ad attrito è riprodotto più fedelmente non essendo il neoprene nella realtà incollato né alla trave né al pilastro;
- 2) le condizioni del neoprene sono più facilmente monitorabili e lo stesso è più facilmente sostituibile in caso di danneggiamento.

Gli elementi che trasmettono la forza di taglio dal martinetto alle basette di neoprene, vale a dire il blocco di calcestruzzo centrale e la barra verticale, hanno un peso complessivo pari a 1 kN; di conseguenza, tale peso è sottratto alla forza di taglio applicata.

Il monitoraggio degli spostamenti avviene ora mediante l'uso di due LVDT, che misurano lo scorrimento del blocco centrale rispetto ai due laterali e di conseguenza, gli spostamenti del neoprene rispetto a questi ultimi; infatti, i provini non scivolano rispetto al blocco centrale a causa della sua maggiore rugosità superficiale rispetto ai blocchi laterali.



**Figura 177. Set up di prova finale con sforzo normale.**

#### 4.2.4.1 Progetto della prova

Il progetto degli elementi in calcestruzzo è condotto in accordo al DM 1996 (DM 1996) mentre gli elementi in acciaio secondo la CNR 10011 (CNR 10011 1988).

Gli elementi costituenti lo schema descritto sono dimensionati in base, al solito, a limitazioni geometriche, di resistenza e di deformabilità; sono anche utilizzati degli elementi già presenti in laboratorio.

Le limitazioni geometriche sono dipese soprattutto dalle dimensioni del basamento sul quale è effettuata la prova. Relativamente al dimensionamento per resistenza, sicuramente un elemento condizionante è la massima forza applicabile, pari a 500 kN, da parte dei martinetti presenti in laboratorio; i materiali utilizzati sono: acciaio Fe 360, acciaio Fe 510 e calcestruzzo con  $R_{ck}$  pari a 45 N/mm<sup>2</sup>.

Lo spessore dei blocchi di calcestruzzo è progettato al fine di evitare la rottura a punzonamento dovuto al massimo carico normale previsto pari a 250 kN, applicato su un campione di neoprene di superficie 30x15 cm<sup>2</sup>; usando un calcestruzzo caratterizzato da  $R_{ck} = 45$  N/mm<sup>2</sup> si è ottenuto uno spessore minimo di 25 cm. Il massimo carico normale è fissato considerando che, anche agendo lo stesso, si deve poter avere lo scorrimento relativo tra neoprene e calcestruzzo lungo le due superfici a contatto; per tal fine si è ipotizzato un maggiorante dei coefficienti di attrito pari a  $\mu_s=1$ . Si ricorda, come già più volte menzionato, che la massima forza applicabile da parte del martinetto verticale è di 500 kN.

Anche le tre barre orizzontali passanti sono progettate assumendo un carico massimo orizzontale pari a 250 kN e utilizzando un acciaio Fe 510: sebbene sia sufficiente un diametro  $\phi 22$  sono state usate barre  $\phi 26$  disponibili in laboratorio. Lo spessore delle piastre di contrasto del martinetto e del blocco di calcestruzzo è calcolato sulla base del momento flettente dovuto alla reazione delle barre ed è pari a 3 cm.

Le azioni tra i profili HE ed il blocco di calcestruzzo sono dovute alla forza di attrito tra la superficie del neoprene ed il calcestruzzo, al carico di contrasto dovuto al martinetto ed alla forza di serraggio delle barre verticali. Tali azioni determinano sui blocchi di calcestruzzo uno sforzo normale ed un momento flettente dai quali risulta una tensione normale inferiore a quella di calcolo. Anche i profili HE sono verificati per le sollecitazioni dovute alle stesse azioni: il momento flettente sollecitante è risultato inferiore rispetto a quello ammissibile e la conseguente freccia in mezzeria trascurabile; anche la verifica a taglio è risultata soddisfatta. Lo sforzo di preserraggio dei tirafondi verticali viene scaricato su una piastra posta al di sopra del profilo HE, di lunghezza pari ad 1.5 volte la distanza dei due irrigidimenti verticali della sezione dell'HE, che lavorano come appoggi per la

piastra; tali irrigidimenti hanno uno spessore pari a 2.5 cm. Ai profili HE sono anche saldati degli irrigidimenti diagonali al fine di aumentarne la rigidità allo sbandamento laterale e di diffondere il carico proveniente dal martinetto attraverso la trave a doppio T.

Sono anche condotte tutte le verifiche del neoprene secondo la CNR 10018 (CNR 10018 1999) relativamente alle sollecitazioni di sforzo normale e taglio ed alla deformazione e alla stabilità; per queste è stato considerato un pacchetto di dimensioni pari a 30x15x1 cm soggetto a sforzo normale e taglio pari a 240 kN. Sotto tali condizioni la tensione a taglio ammissibile viene superata.

### 4.3 Risultati sperimentali e discussione

#### 4.3.1 Risultati dei test di attrito con superfici caricate anche normalmente

Sono realizzate 20 prove, 4 per ogni livello di sforzo normale. Tali livelli sono: 80 kN, 120 kN, 160 kN, 200 kN e 240 kN (Tabella 3). La scelta di effettuare l'ultima prova a 240 kN è dettata dalla limitazione della verifica a schiacciamento, secondo la CNR 10018, che impone il non superamento di una tensione normale pari a 5 N/mm<sup>2</sup>.

Per ogni livello di sforzo normale l'azione parallela alle superfici di neoprene e di calcestruzzo a contatto è monotonamente incrementata con una velocità pari a 0.02 mm/sec, essendo i test eseguiti a controllo di spostamento. Si è scelta questa velocità di carico al fine di avere un valore medio del coefficiente d'attrito alla luce dei risultati ottenuti da Schrage.

Osservando i test, in accordo con quanto riscontrato anche da Schrage, si nota che la gomma normalmente scivola sul calcestruzzo finché la forza tangenziale raggiunge un massimo dopo il quale o decresce con valori dello scivolamento macroscopici oppure la curva altera la sua pendenza fino a circa zero quando c'è l'inizio dello scivolamento macroscopico. Quest'ultimo caso si ha per bassi valori del carico assiale e in alcuni casi, con carichi verticali dinamici come confermato dai test di Schrage.

Il meccanismo di movimento delle basette corrisponde ad un graduale passaggio da uno scivolamento parziale vale a dire di rotolamento a uno stato di scivolamento sull'intera superficie. Il risultato è una curva di resistenza molto inclinata (curva di attrito), che spinge a non applicare una compensazione lineare.

La prova è interrotta allorché il neoprene inizia a scorrere sul calcestruzzo, vale a dire quando si hanno incrementi di spostamento a forza costante; l'intera

superficie si suppone essere in uno stato di scivolamento, nel caso non c'è nessun incremento rimarchevole della forza orizzontale sull'appoggio.

La metà della forza di trazione T, cui è stato sottratto il peso del blocco centrale pari a 1 kN, diviso lo sforzo normale agente sul provino, rappresenta il coefficiente di attrito.

I provini testati hanno le dimensioni: 15 cm x 30 cm x 1 cm (S=5).

In Tabella 3 sono riportati i risultati delle 20 prove eseguite ed in particolare: il nome delle venti prove (Nome della prova), il livello di forza assiale agente (N), il doppio della forza di taglio sulla superficie neoprene-calcestruzzo registrata (T), i corrispondenti coefficienti di attrito  $\mu_i$ , la media di tali coefficienti per ogni step di carico assiale  $\mu_{medio}$ , lo scarto quadratico medio (s.q.m. $_{\mu}$ ) nonché lo sforzo assiale  $\sigma$  e quello tangenziale  $\tau$ .

**Tabella3: Risultati delle prove ad attrito con sforzo normale.**

Nome prova	N	T (x2)	$\mu_i$	$\mu_{medio}$	s.q.m. $_{\mu}$	$\sigma$	$\tau$
	kN	kN				N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
80-2	80	21.4	0.134			1.78	0.238
80-3	80	19.0	0.119	0.131	0.009	1.78	0.211
80-4	80	21.1	0.132			1.78	0.235
80-5	80	22.4	0.140			1.78	0.249
120-2	120	29.8	0.124			2.67	0.331
120-3	120	27.1	0.113	0.120	0.006	2.67	0.301
120-4	120	30.5	0.127			2.67	0.339
120-5	120	28.1	0.117			2.67	0.312
160-1	160	38.5	0.120			3.56	0.428
160-2	160	35.6	0.111	0.115	0.004	3.56	0.396
160-3	160	37.3	0.117			3.56	0.414
160-5	160	35.8	0.112			3.56	0.398
200-1	200	45.3	0.113			4.44	0.503
200-2	200	48.0	0.120	0.114	0.005	4.44	0.533
200-3	200	45.8	0.115			4.44	0.509
200-4	200	43.6	0.109			4.44	0.484
240-1	240	43.7	0.091			5.33	0.486
240-2	240	46.3	0.097	0.095	0.005	5.33	0.514
240-3	240	44.5	0.093			5.33	0.494
240-4	240	48.8	0.102			5.33	0.542

I valori del carico T e degli spostamenti sono rilevati ancora una volta mediante il programma Catman ver. 3.0. Il programma è impostato per diagrammare

l'incremento di carico T in relazione agli spostamenti misurati con i due trasduttori LVDT.

#### 4.3.2 Confronto tra i risultati ottenuti e i dati estratti dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3

Nelle Figure 178 e 179 è riportato il confronto fra i risultati ottenuti dalle prove e i valori del coefficiente d'attrito forniti dalla CNR 10018 attraverso l'equazione (60), da Schrage con l'equazione (61), dal PCI Handbook attraverso la (62) e dalla UNI-EN 1337:3-2005 attraverso la (63).

In Figura 178 sull'asse orizzontale è riportata la tensione di compressione ( $\sigma$ ) del neoprene, sull'asse verticale quella tangenziale ( $\tau$ ); in Figura 179 su tale asse è riportato il coefficiente di attrito. È evidente che le curve di PCI Handbook, CNR 10018 e Schrage approssimano bene i dati sperimentali, mentre ciò non accade nel caso di UNI-EN 1337:3. In ogni caso CNR 10018 e Schrage forniscono una resistenza di attrito un po' maggiore rispetto ai risultati sperimentali, mentre PCI Handbook fornisce una resistenza ad attrito maggiore solo per tensione di compressione inferiore a  $3.5 \text{ N/mm}^2$ .

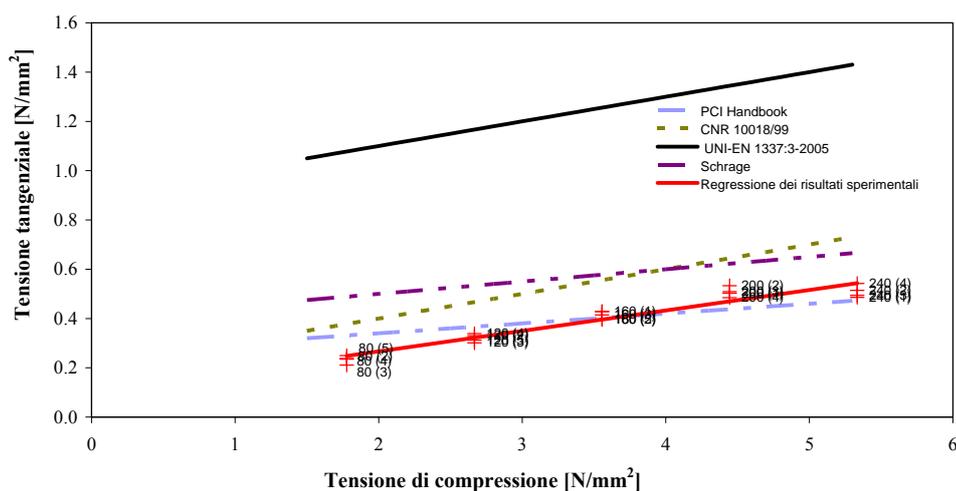
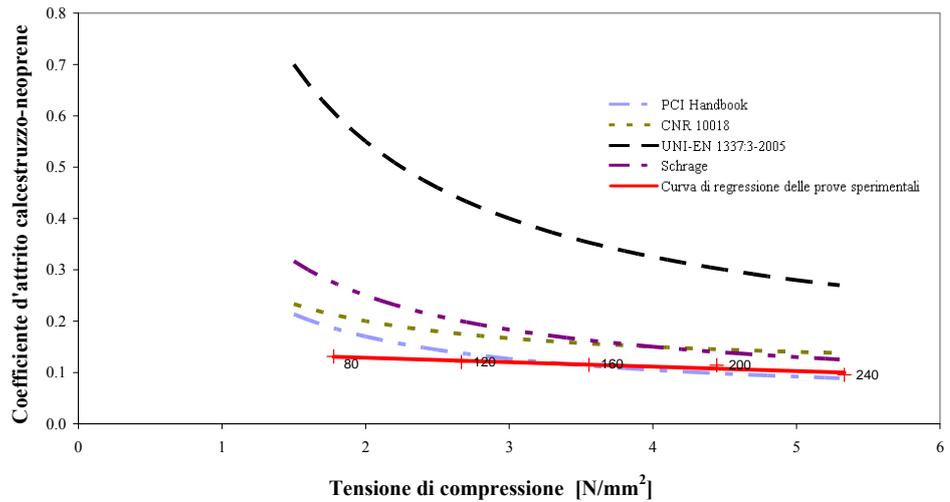


Figura 178. Confronto tra la curva di regressione e quelle estratte dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3.



**Figura 179. Confronto tra la curva di regressione e quelle estratte dalla CNR 10018, Schrage, PCI Design Handbook e UNI-EN 1337:3.**

La CNR 10018, la UNI-EN 1337:3 e la curva di regressione delle prove sperimentali presentano la stessa pendenza con differente intercetta con l'asse verticale dovuta alla differente velocità di incremento del carico. Le curve del PCI e di Schrage presentano circa la stessa pendenza.

I risultati dei test confermano il lieve incremento della resistenza di attrito, che corrisponde ad un leggero decremento del coefficiente di attrito, allorché la tensione di compressione aumenta.

Alla luce dei risultati ottenuti, si propone la seguente formulazione, simile a quelle della CNR e della UNI-EN 1337:3-2005, per valutare il coefficiente di attrito calcestruzzo – neoprene:

$$\mu = 0.49 \quad \text{per } \sigma_v \leq 0.14 N/mm^2 \quad (66)$$

$$\mu = 0.1 + \frac{\beta}{\sigma_v} \quad \text{per } 0.14 \leq \sigma_v \leq 5 N/mm^2 \quad (67)$$

dove

$\sigma_v$  è lo sforzo normale di compressione espresso in  $N/mm^2$ ;

$\beta = 0.055$ ;

$\sigma_v = 5 N/mm^2$  è la massima resistenza a compressione per schiacciamento in accordo con la CNR 10018.

In Figura 10, invece, è tracciata la curva derivante dalla formulazione analitica proposta per il coefficiente di attrito. Come si può notare, c'è una perfetta sovrapposizione tra la retta di regressione dei risultati medi ottenuti dalle prove e la formulazione analitica proposta. Le rette verticali delimitano l'intervallo di utilizzo della formulazione nelle applicazioni dell'ingegneria strutturale.

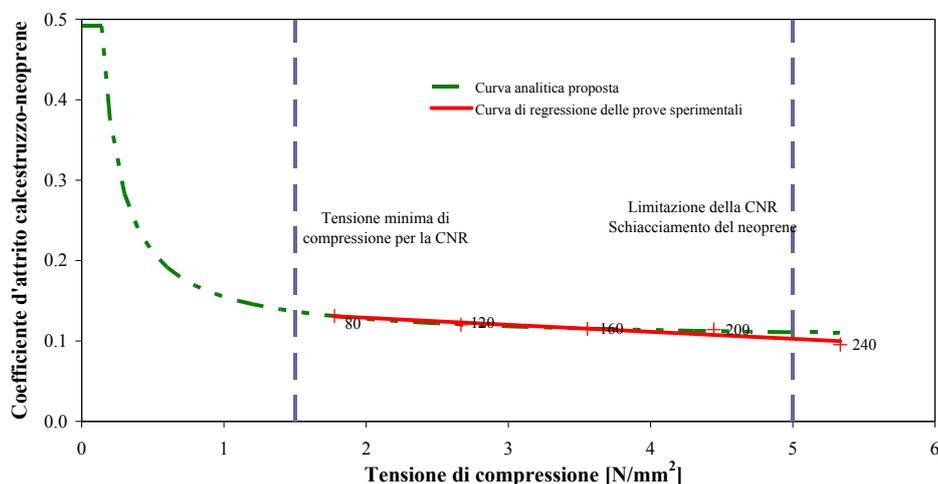


Figura 180. Diagramma proposto del coefficiente d'attrito.

#### 4.4 Conclusioni

Un'ampia ricerca bibliografica è stata condotta al fine di conoscere il valore del coefficiente di attrito statico tra neoprene e calcestruzzo, che condiziona in maniera determinante la vulnerabilità sismica delle strutture prefabbricate esistenti realizzate in Italia prima del 1970 e caratterizzate da connessioni trave-pilastro basate sul solo attrito. Non è stata rilevata omogeneità fra i valori ritrovati in letteratura e sono disponibili pochissime informazioni riguardo alle procedure di determinazione del coefficiente d'attrito.

Di conseguenza è stata programmata una chiara e completa campagna sperimentale per determinare in modo univoco il coefficiente d'attrito calcestruzzo-neoprene. Queste prove sono state effettuate su appoggi "nuovi" delle dimensioni comunemente utilizzate dai prefabbricatori in Italia e non su appoggi "invecchiati" degli anni '50-'70. Prove su neoprene "invecchiato" tuttora in uso sulle strutture, sono difficilmente pensabili e realizzabili. In questo capitolo sono stati presentati una dettagliata descrizione delle procedure per l'esecuzione dei test,

i set up sperimentali, la storia di carico e i parametri misurati rendendo le prove riproducibili e controllabili.

Il valore del coefficiente di attrito è determinato mediante prove su piano inclinato, caratterizzate, quindi, da un valore non significativo della tensione normale al provino e prove appositamente studiate in modo da avere diversi livelli di tale tensione normale. Per catalogare in maniera rigorosa il neoprene usato in Italia come appoggio nelle connessioni trave-pilastro sono state eseguite prove di durezza.

Le prove su piano inclinato restituiscono un valore medio del coefficiente di attrito pari a circa 0.5, con un coefficiente di variazione sufficientemente basso, vale a dire non superiore al 10%. Si nota che l'attrito è sensibile al coefficiente di forma per tensioni di compressione assiale trascurabili; in particolare il coefficiente d'attrito aumenta all'aumentare del fattore S.

Il coefficiente d'attrito determinato mediante prove sperimentali con sforzo normale variabile tra 1.7 e 5.3 N/mm<sup>2</sup> risulta pari a 0.10 – 0.13. Esso, quindi, si presenta pressochè costante, con un lieve decremento all'aumentare dello sforzo normale imposto, confermando i dati della bibliografia. Si è proposta una relazione sperimentale che lega la tensione di compressione al coefficiente d'attrito, che ben interpola i risultati sperimentali. Le prove confermano la forma originale dell'equazione proposta nel 1964 dall'Università tecnica di Monaco (67) e assorbita dalla CNR 10018 e dalla UNI-EN 1337:3 pur essendo state eseguite in completa autonomia e indipendenza dalle precedenti di cui non era nota la procedura di esecuzione. Il differente  $\beta$  che si ha tra le varie formulazioni è funzione probabilmente della differente velocità di incremento del carico usata nelle prove.

I bassi valori del coefficiente di attrito restituiti dalle prove ed i risultati delle analisi numeriche riportati in altri lavori mettono in evidenza la bassa resistenza alle azioni sismiche da parte degli edifici prefabbricati industriali realizzati in Italia prima del 1970; essi, infatti, anche per terremoti di media intensità, possono collassare per perdita di appoggio.

Un'importante applicazione dei risultati delle prove descritte consiste nell'utilizzo della formulazione analitica proposta relativa alla superficie di contatto calcestruzzo – neoprene come strumento per la stima della vulnerabilità sismica di strutture prefabbricate esistenti che adoperano collegamenti trave-pilastro ad attrito.



## **CAPITOLO 5: COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO SPINOTTATO**

Lo scopo principale dello studio presentato in questo Capitolo è quello di quantificare i parametri caratteristici di comportamento sismico (in termini di duttilità, resistenza e rigidità) delle connessioni trave – pilastro correntemente impiegate nelle strutture prefabbricate. Queste connessioni sono tipicamente costituite da due barre di acciaio annegate nel pilastro e nella trave o passanti la stessa o da altri dispositivi atti a garantire un comportamento pressoché a cerniera nel piano verticale contenente l'asse della trave e un comportamento fisso nel piano verticale ortogonale alla trave. Nel Capitolo è presente un'analisi parametrica relativa alle formulazioni attualmente presenti in letteratura per la valutazione della resistenza di tali connessioni. Tali formulazioni vanno verificate mediante un'accurata campagna sperimentale, che è in via di esecuzione e che è qui descritta. Sono presentati i set up delle prove su collegamenti trave-pilastro caratterizzati dai tipici spinotti annegati nel pilastro sia in assenza che in presenza di soletta collaborante. Sono previsti test a taglio ed a flessione nella direzione longitudinale della trave. La storia di carico è sia monotona che ciclica; la prima è condotta fino allo spostamento ultimo, in modo da determinare in maniera dettagliata la curva scheletro ed i livelli di spostamento in corrispondenza dei quali condurre la prova ciclica.

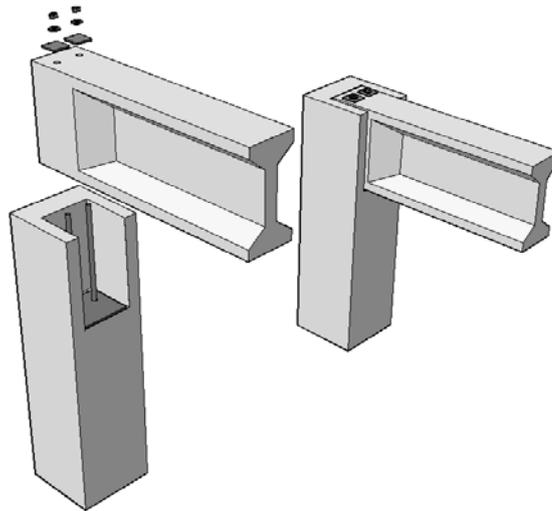
### **5.1 Introduzione**

Il principio della gerarchia delle resistenze è uno dei concetti innovativi delle nuove norme sismiche ed è stato pienamente assunto anche dalle recenti normative italiane (OPCM 3431 2005, Norme Tecniche per le Costruzioni 2008). Esso è finalizzato a garantire l'innescò dei meccanismi duttili responsabili della dissipazione energetica e la protezione di quei meccanismi fragili che possono compromettere l'integrità strutturale durante l'azione sismica.

La natura intrinseca delle strutture intelaiate in calcestruzzo gettato in opera ha portato nel tempo allo sviluppo di regole progettuali piuttosto consolidate, che sono rispondenti alle esigenze sopra enunciate. Differente è il caso delle strutture prefabbricate in cemento armato, che, per la loro specifica natura, si avvicinano maggiormente alle strutture metalliche, realizzate anch'esse attraverso l'assemblaggio di componenti distinti. In effetti, in aggiunta alle indicazioni generali riguardanti elementi ed impalcato, con i nuovi codici di progettazione (Norma Tecniche per le Costruzioni 2008, CEN 2003a) è aumentata l'esigenza di conoscere le caratteristiche meccaniche delle unioni; esse giocano, infatti, un ruolo fondamentale nel progetto sismico. Sono previste tre tipologie di connessione: collegamenti posti lontano dalle zone dove si attende la richiesta plastica oppure collegamenti posti in corrispondenza di tali zone. In questo ultimo caso, o al collegamento è assegnata una determinata sovrarresistenza rispetto agli elementi adiacenti oppure una grande duttilità.

Poiché la risposta sismica di una struttura prefabbricata dipende fortemente dal comportamento dei collegamenti, è chiaro che l'applicazione della gerarchia delle resistenze a tale tipologia strutturale non può prescindere dalla conoscenza delle caratteristiche meccaniche degli stessi, sia monotone che cicliche. Gli studi su tali caratteristiche, riferite alle connessioni maggiormente diffuse in Italia, sono pochi (Capozzi et al. 2008a, b, c, d, Capozzi et al. 2009a, b, Fabozzi 2008, Mignogna 2007, Petrone 2008).

In questo ambito, lo studio del collegamento trave-pilastro risulta di particolare importanza, perché unisce due elementi "primari" nella resistenza all'azione sismica degli edifici. La realtà costruttiva italiana presenta diverse tipologie dello stesso, comunque generalmente riconducibili ad un'unione caratterizzata da un appoggio in gomma e da uno spinotto in acciaio (Figura 181); questo è annegato sia nella trave che nel pilastro ed ha la principale funzione di resistere alle forze orizzontali, impedendo la traslazione relativa fra gli elementi e, quindi, la perdita d'appoggio della trave. Attualmente la resistenza di tale collegamento è calcolata con formule semplificate (CNR 10025 1984), che non tengono conto di alcuni importanti parametri, quali, per esempio, il copriferro, la direzione dell'azione, l'interferro. Inoltre, quasi nessun rilievo è dato alla duttilità del collegamento ed alla sua rigidità.



**Figura 181. Schema di connessione spinottata.**

D'altra parte, è importante sottolineare che, sebbene negli ultimi anni a livello internazionale si stanno conducendo alcuni studi sul comportamento meccanico dei collegamenti trave-pilastro, pochi di questi sono rivolti alla sopra citata tipologia, di più comune impiego in Italia (Vintzeleou & Tassios 1987, Soroushian et al 1987a, b, c, Tsoukantas & Tassios 1989, Dei Poli et al. 1992, Dei Poli et al. 1993, El Debs et al. 2006, Dotreppe et al. 2006, Fan & Lu 2008); infatti, la bibliografia fornisce soprattutto articoli per la migliore comprensione della risposta sismica della connessione prefabbricata trave - pilastro di nodi monolitici (Ersoy & Tankut 1993, Restrepo et al. 1995, Alcocer et al. 2002, Khaloo & Parastesh 2003, Tuleasca & Cuciureanu 2006, Psycharis et al. 2006) o di connessioni innovative poco utilizzate in Italia (Pampanin 2001, Pampanin 2005, Ma et al, 2006).

Quindi, in definitiva, non esistono ad oggi studi specifici che consentano di definire metodologie di calcolo di connessioni trave - pilastro spinottate adottate in edifici prefabbricati ad un piano o a più piani e dettagli costruttivi che assicurino i requisiti prestazionali richiesti.

Le conoscenze acquisite mediante le progettate prove sperimentali e le analisi numeriche relative verranno elaborate in modo da sviluppare procedure di calcolo di organismi strutturali complessi e rendere disponibili linee guida per la progettazione ottimale dei collegamenti nel rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze.

L'ASSOBETON (Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi) collabora alla fase sperimentale, in termini di fornitura di componenti.

## 5.2 Analisi parametrica della resistenza di progetto delle connessioni spinottate

Se si analizza la resistenza della connessione spinottata occorre considerare due condizioni: 1) azione spinotto dovuta alla barra agente contro il nucleo di calcestruzzo; 2) azione spinotto dovuta alla barra agente contro il copriferro di calcestruzzo. Nel primo caso il meccanismo è duttile, dato che si ha la crisi per contemporaneo snervamento dello spinotto e schiacciamento del calcestruzzo, mentre nel secondo caso è fragile, dovuto allo spacco (splitting) del calcestruzzo.

Le formule per il calcolo della resistenza della connessione spinottata sono fornite dalla CNR 10025 1984, da Vintzeleou & Tassios 1987 e da Soroushian et al 1987a, b.

La formulazione della CNR, proposta da Rasmussen nel 1963, è la seguente:

$$V_{Rd} = c \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \quad (68)$$

dove

$c$  è pari a 1.2;

$d_b$  è il diametro della barra;

$f_{cd}$  è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio.

Questa formula è valida solo per eccentricità della forza di taglio minori di  $0.5 d_b$ .

La teoria di Tassios e Vintzeleou fornisce due espressioni della resistenza dipendenti dal segno della forza.

Quando la barra agisce contro il nucleo di calcestruzzo la resistenza della connessione è pari a:

$$V_{Rd} = 1.3 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \quad (69)$$

che è simile alla precedente formulazione.

Gli autori forniscono inoltre una equazione per computare la resistenza a taglio quando il carico è eccentrico:

$$V_{Rd}^2 + (10 \cdot f_{cc} \cdot d_b \cdot e) \cdot V_{Rd} - 1.7 \cdot d_b^4 \cdot f_{cc} \cdot f_y = 0 \quad (70)$$

dove

$e$  è l'eccentricità del carico (Figura 182);

$f_y$  è la tensione di snervamento dello spinotto;

$f_{cc}$  è la resistenza media del calcestruzzo sotto compressione monoassiale (nell'analisi parametrica, come in tutte le espressioni considerate, è stata considerata la resistenza di calcolo).

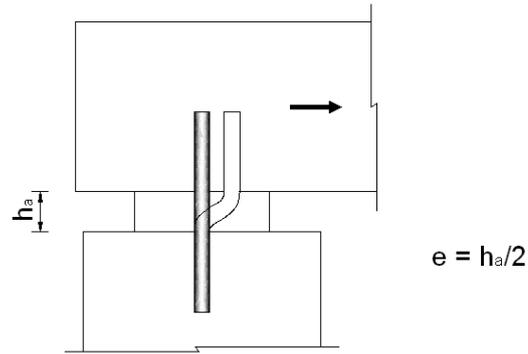


Figura 182. Eccentricità nelle connessioni spinottate.

Tassios e Vintzeleou forniscono anche la resistenza di progetto dello spinotto quando la barra è soggetta alla tensione di trazione  $\sigma_s$ :

$$V_{Rd} = d_b^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_y \cdot (1 - \alpha^2)} \quad (71)$$

dove

$f_{ck}$  è la resistenza a compressione caratteristica;

$$\alpha = \frac{\sigma_s}{f_y} .$$

Sotto azioni cicliche, gli autori suggeriscono la seguente espressione approssimata:

$$V_{Rd} = 0.5 \cdot 1.3 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \quad (72)$$

Quando la barra agisce contro il coprifermo di calcestruzzo e questo è minore di sei/nove volte il diametro della barra, il meccanismo spinotto diviene un meccanismo calcestruzzo; possono aversi spaccature del calcestruzzo laterali o inferiori (in termini anglosassoni side splitting o bottom splitting rispettivamente) in funzione del valore del rapporto tra il coprifermo laterale e quello nella direzione dell'azione (inferiore).

Per grandi valori di tale rapporto si ha lo spacco inferiore (bottom splitting) e la resistenza della connessione vale:

$$V_{Rd} = 5 \cdot d_b \cdot c \cdot f_{ct} \cdot \frac{c}{0.66 \cdot c + d_b} \quad (73)$$

dove

$c$  è il coprifermo di calcestruzzo nella direzione della forza;

$f_{ct}$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Invece, per piccoli valori di tale rapporto, avviene lo spacco laterale (side splitting) e la massima forza dello spinotto è data dall'equazione:

$$V_{Rd} = 2 \cdot d_b \cdot b_{ct} \cdot f_{ct} \quad (74)$$

dove

$b_{ct}$  è l'ampiezza netta della sezione ortogonale alla direzione della forza.

La teoria di Soroushian et al fornisce anch'essa due espressioni dipendenti dal segno della forza.

Quando la barra agisce contro il nucleo di calcestruzzo, la resistenza della connessione è data dalla:

$$V_{Rd} = 0.5 \cdot f_b \cdot (0.37 \cdot \gamma \cdot d_b - c) + 0.45 \cdot f_y \cdot d_b^2 \cdot (1 - T^2/T_y^2)/\gamma \quad (75)$$

dove

$$\gamma = \sqrt[4]{E_s / K_f \cdot d_b}$$

$K_f$  è il modulo di fondazione del calcestruzzo (271.7 MPa/mm);

$E_s$  è il modulo di elasticità dello spinotto, pari a  $2 \times 10^5$  MPa;

$f_b$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

$$c = \frac{0.05 \cdot f_y \cdot d_b}{f_c'} \cdot \sin \alpha \quad \text{è la lunghezza della zona di calcestruzzo}$$

compresso;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dello spinotto;

$f_c'$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

$f_y$  è la tensione di snervamento dello spinotto;

$T$  è la forza assiale dello spinotto;

$T_y$  è la forza assiale di snervamento dello spinotto.

Questa formula considera la forza assiale sulla barra e l'inclinazione della stessa rispetto a quella di taglio.

Quando la barra spinge il copriferro di calcestruzzo, la resistenza della connessione è data da:

$$V_{Rd} = 0.83 \cdot (b - d_b) \cdot c \cdot f_t \quad (76)$$

dove

$f_t$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo;

$b$  è la larghezza della trave;

$$c = \pi / \left( 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{K_f \cdot d_b}{4 \cdot E_s \cdot I_b}} \right) \quad \text{è la distanza del punto di inflessione dalla}$$

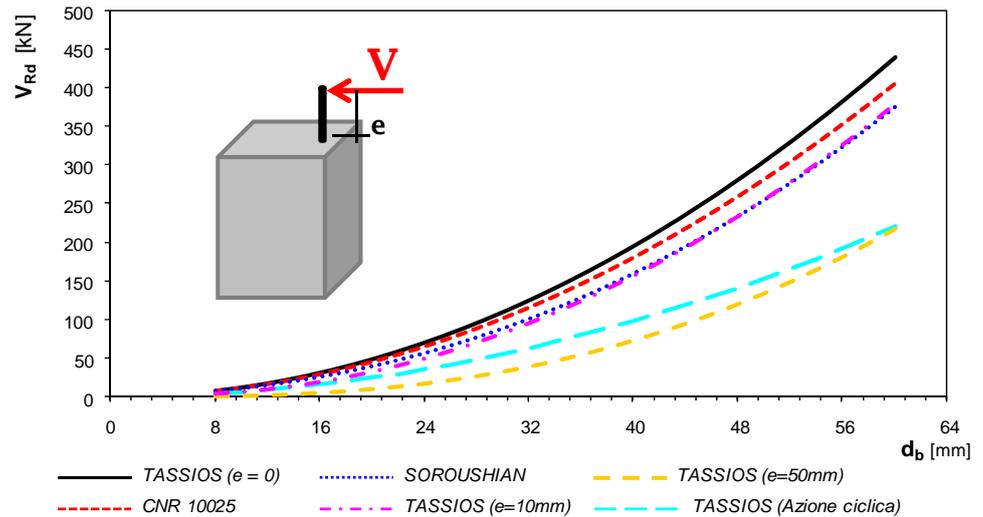
superficie di rottura;

$I_b$  è il momento di inerzia dello spinotto.

La Figura 183 mostra la variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo.

Nel caso di eccentricità nulla ( $e=0$ ), le curve di Tassios ( $e=0$ ), della CNR 10025 e di Soroushian forniscono valori simili.

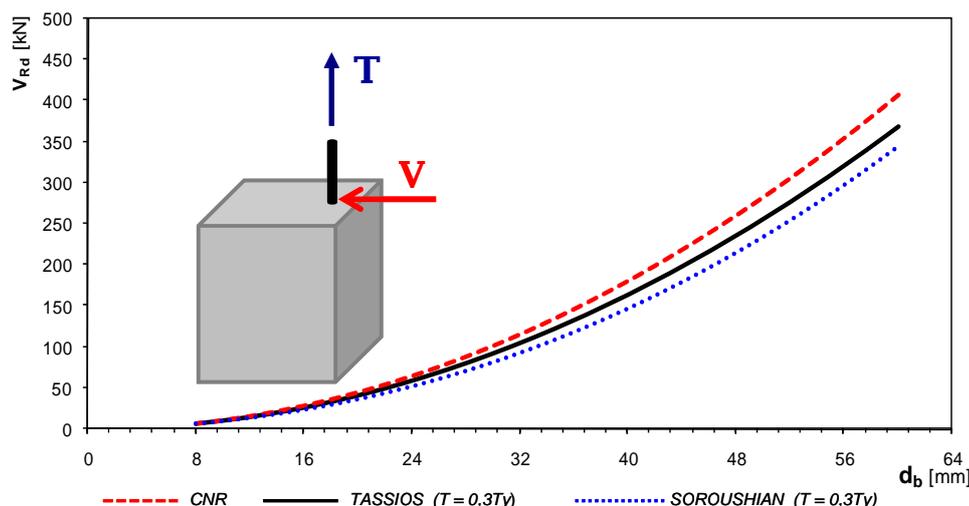
Solo le formule di Tassios e Vintzeleou considerano l'eccentricità del carico e i carichi ciclici; la resistenza decresce incrementando l'eccentricità ed in presenza di azioni cicliche (un decremento del 50 % si può osservare nel caso  $e=50\text{mm}$ ).



**Figura 183. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo.**

In Figura 184 è mostrata la variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo e la barra è sottoposta a trazione ( $T=0.3 T_y$ ).

La CNR, a differenza di Tassios e Vintzeleou e Soroushian et al., non considera la possibile presenza di tensione di trazione nella barra; per questa ragione la curva relativa è la stessa del precedente diagramma. Possiamo notare che la forza assiale decrementa leggermente la resistenza a taglio della barra per piccoli diametri, mentre per grandi diametri il decremento è maggiore.



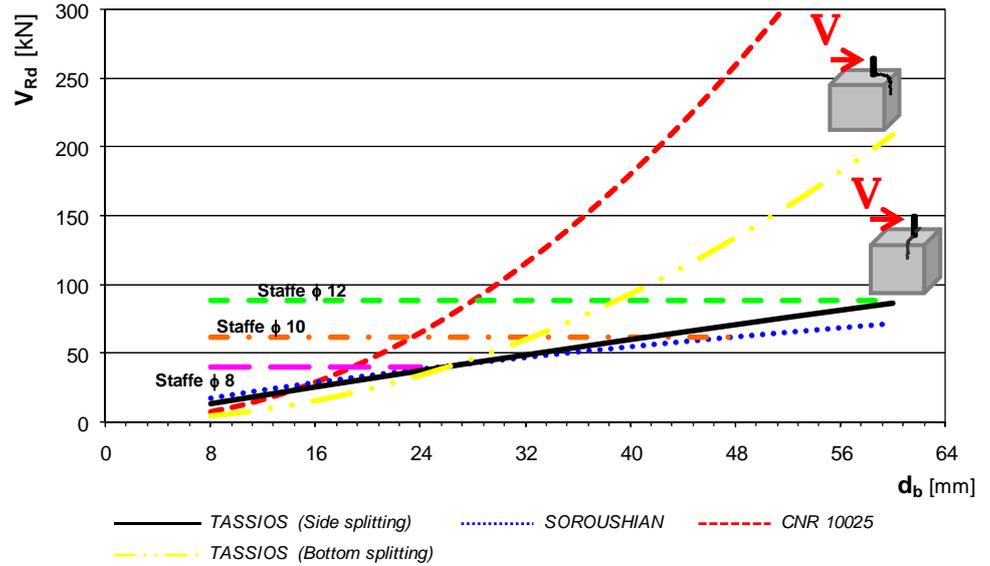
**Figura 184. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il nucleo di calcestruzzo e al barra è sotto tensione di trazione.**

La variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il copriferro di calcestruzzo è mostrata in Figura 185.

Come già scritto, Tassios e Vintzeleou e Soroushian et al. forniscono una espressione differente per calcolare la resistenza della connessione quando lo spinotto agisce contro il copriferro, a differenza della CNR che fornisce un'unica espressione. Tassios, a differenza di Soroushian et al., fornisce due espressioni dipendenti dal valore del rapporto tra copriferro laterale e inferiore.

La curva che rappresenta lo splitting side di Tassios è simile e quella di Soroushian et al.. Questi ultimi autori considerano ai fini del calcolo della resistenza, anche la presenza delle staffe, conseguentemente, dopo la rottura del copriferro, la resistenza è associata allo snervamento delle staffe, come mostrato in Figura 185. Nell'analisi parametrica è stata considerata la presenza di una sola staffa a due bracci in accordo con il modello di Soroushian et al. 1987b.

L'espressione della CNR non considera il meccanismo fragile e quindi la differenza tra l'azione spinotto agente contro il nucleo e quella agente contro il copriferro, quindi essa sovrastima la resistenza della connessione.



**Figura 185. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del diametro della barra quando la forza spinge contro il copriferro di calcestruzzo.**

Le curve che mostrano la variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del copriferro inferiore per un fissato diametro della barra ( $\Phi 26$ ) quando la forza agisce contro il copriferro oppure contro il nucleo di calcestruzzo sono rappresentate in Figura 186.

Solo l'equazione di Tassios (73) riferita allo spacco inferiore fornisce una variazione della resistenza al variare del copriferro. Le altre equazioni non dipendono dal copriferro.

L'analisi parametrica mostra che è fortemente richiesta una formulazione che includa tutti i parametri che influenzano la resistenza della connessione (copriferro, direzione dell'azione, distanza tra gli spinotti, azione ciclica, etc.). Le diverse espressioni conducono a risultati diversi: ciò accade evidentemente quando una espressione non tiene conto di un parametro determinante.

Infine, non sono presenti in bibliografia espressioni che forniscono duttilità e rigidezza della connessione in esame.

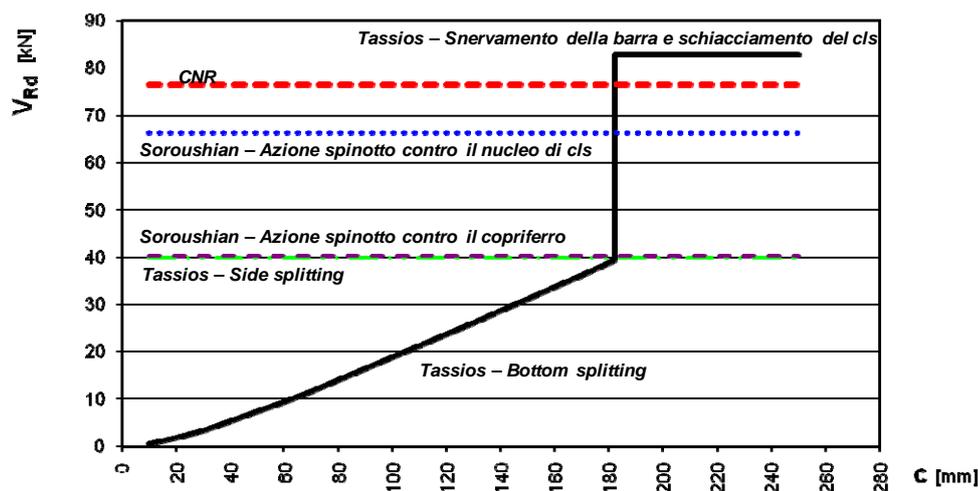


Figura 186. Variazione della resistenza della connessione spinottata al variare del copriferro inferiore per un fissato diametro della barra ( $\Phi$  26) quando la forza agisce contro il copriferro oppure contro il nucleo di calcestruzzo.

### 5.3 Prove sperimentali

Al fine di ricavare i principali parametri che caratterizzano il comportamento sismico della connessione spinottata (resistenza, duttilità, dissipazione, deformazione, degrado, danno) è stata programmata una vasta campagna di prove presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale di Napoli.

Le tipologie di collegamento trave-pilastro da testare sono due (Figura 187):

- collegamento con spinotti metallici senza soletta collaborante (nodo sommitale)
- collegamento con spinotti metallici, mensola tozza e soletta collaborante (nodo intermedio).

La verifica sperimentale delle risorse di duttilità di un elemento strutturale sotto azioni alterne, quali quelle dovute ad un terremoto, richiede un'opportuna definizione della storia di carico.



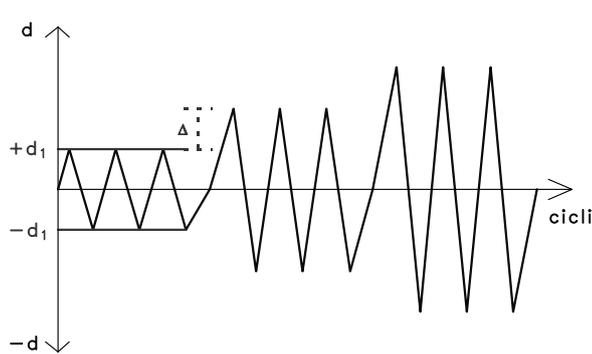
La prova è effettuata secondo la metodologia cosiddetta a controllo di spostamento, ovvero si fissa una velocità di deformazione e la macchina è in grado di regolare il valore assunto dal carico per mantenere la velocità assegnata; ciò consente di descrivere il tratto di softening della curva di capacità.

Quindi si procederà con prove cicliche sulla base di una storia di spostamenti alterni via via crescenti, con incrementi rapportati ad un limite definito mediante le prove monotone, in modo da rilevare con sufficiente precisione il degrado ciclico del collegamento fino al limite ultimo di rottura.

Il comportamento ciclico viene rilevato sperimentalmente con la storia di carico descritta in Figura 189, dove sono previsti gruppi di tre cicli di eguale ampiezza che si succedono via via con incrementi  $\Delta d$  fino al limite ultimo o di fine prova.

L'ampiezza del primo gruppo iniziale di cicli è assunta quale la minore fra  $d_1 = \pm d_y/4$ ,  $d_1 = \pm d_a/4$ ,  $d_1 = \pm d_t/4$  e  $d_1 = \pm d_u/4$ ; gli incrementi di ampiezza dei gruppi successivi sono assunti pari a  $\Delta d = d_1$  fino allo spostamento di collasso.

I test forniranno la relazione forza – spostamento delle connessioni e, conseguentemente, la loro duttilità e capacità dissipativa in termini di energia isteretica.



**Figura 189. Percorso di carico delle prove cicliche.**

Tutti gli elementi in c.a. sono progettati in accordo all'Eurocodice 2 (CEN 2004), Eurocodice 8 (CEN 2003a) e CNR 10025 (CNR 10025 1984); le indicazioni circa il progetto delle strutture prefabbricate e la spaziatura tra le staffe nei pilastri sono fornite da questa ultima normativa. Gli elementi in acciaio sono progettati seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 3 (CEN 2003b e c) e della CNR 10011 (CNR 10011 1988), mentre le verifiche sull'appoggio in neoprene sono effettuate in accordo alla CNR 10018 (CNR 10018 1999).

Il prototipo è strumentato, per tutte le prove, mediante trasduttori LVDT opportunamente posizionati sul provino al fine di consentire la precisa misura degli spostamenti subiti dalla connessione nel corso della prova; le deformazioni locali e, conseguentemente, le tensioni sono misurate attraverso l'utilizzo di strain gages posizionati sulle barre in acciaio e sulle superfici di calcestruzzo.

Le letture degli strumenti sono rilevate attraverso un sistema di centraline di acquisizione dati di tipo Spide 8 ed elaborati con il software Catman Versione 3.0.

Nel caso di collegamento con spinotti metallici senza soletta collaborante sono progettate: 1) prove a taglio eseguite nel piano dell'asse longitudinale della trave; 2) prove a flessione. Queste ultime sono condotte al fine di comprendere se, quando la trave è soggetta alle rotazioni caratteristiche di eventi sismici di grande intensità e considerando la corrente pratica realizzativa, la libera rotazione del nodo trovi nel pilastro interferenze significative.

Il numero di prove previsto per la prima tipologia è di una prova monotona (push-over) e di una quasi-statica ciclica; due prove monotone, per i due segni delle rotazioni, e una quasi statica-ciclica sono invece programmate per la seconda tipologia di test.

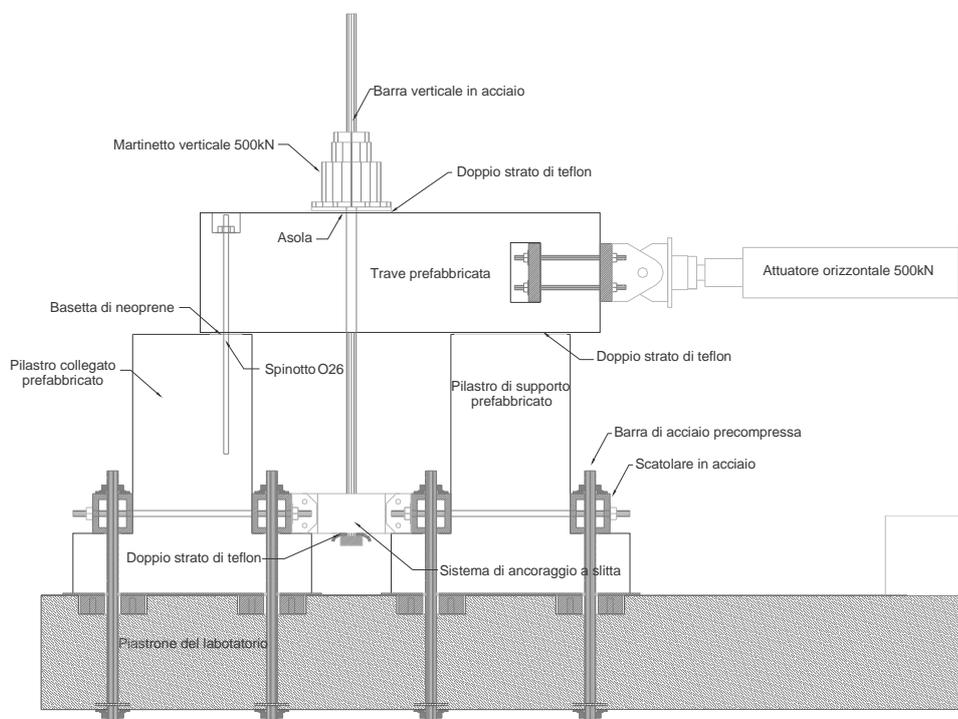
Relativamente al collegamento con spinotti metallici e soletta collaborante sono progettate solo prove a flessione. Il numero di prove previsto per questa tipologia è: due prove monotone (push-over) per i due segni opposti della rotazione e una prova quasi-statiche ciclica.

### **5.3.1. Prova a taglio sul collegamento senza soletta collaborante**

Il prototipo (Figura 190) si compone di tre elementi principali: due blocchi verticali laterali (rappresentanti i pilastri) con dimensioni 60 cm x 60 cm ed altezza 100 cm e con una forma a T alla base al fine di fissarli al piastrone del laboratorio; uno orizzontale (rappresentante la trave) con dimensioni 60 cm x 60 cm e di lunghezza 210 cm. Il collegamento trave - pilastro è realizzato sul solo blocco di sinistra per mezzo di due spinotti  $\Phi 26$  e di un appoggio in neoprene di spessore 1 cm; la funzione del pilastro di destra è semplicemente quella di fornire l'appoggio alla trave e, conseguentemente, su di esso si dispone un doppio strato di teflon al fine di limitare al massimo attriti indesiderati.

Tale prototipo è sottoposto ad uno stato di sollecitazione di taglio indotto da un attuatore idraulico disposto in orizzontale, la cui portata massima è di 500 kN, e ad un'azione verticale fornita mediante un martinetto verticale vincolato ad una barra metallica precompressa; questa barra attraversa la trave in corrispondenza di un'asola. Un sistema di ancoraggio a slitta è posizionato all'altro estremo della

barra metallica precompressa, che evita vincoli indesiderati allo spostamento della trave orizzontale. Questa azione verticale si considera al fine di tener conto anche dei carichi verticali agenti sulla trave reale; essi attivano la componente attritiva calcestruzzo – neoprene che condiziona in maniera non trascurabile la resistenza iniziale alle azioni orizzontali della connessione.



**Figura 190. Prova a taglio.**

Entrambi gli elementi verticali sono bloccati a terra, in modo da non avere scorrimenti ed oscillazioni rigide che potrebbero inficiare i risultati della prova. Il sistema di vincolo è caratterizzato da sezioni scatolari in acciaio opportunamente progettate, che sono collegate al piastrone del laboratorio con barre in acciaio precompresso; questa connessione è progettata per essere basata sulle forze di attrito al fine di evitare ogni minimo spostamento della barra nel foro del piastrone.

Per quanto riguarda la strumentazione, invece, sono disposti 2 LVDT in posizione orizzontale rispetto alla sezione terminale della trave a differenti altezze al fine di valutare ogni spostamento e rotazione dell'estremità della trave. Sono piazzati vari strain gages su tre staffe nelle vicinanze dello spinotto al fine di

controllare l'azione di confinamento esercitata dalle staffe e la diffusione delle tensioni radiali nel pilastro (Figura 191).



**Figura 191. Strain gages per il monitoraggio dell'azione di confinamento esercitata dalle staffe.**

Alcuni strain gages sono posizionati sulla parte inferiore della trave e sulla testa del pilastro in prossimità sempre uno degli spinotti al fine di stimare lo stato deformativo nelle barre e quindi lo stato sollecitativo nell'intorno delle barre spinotto. Sono piazzati 2 strain gages lungo la barra spinotto a differenti altezze al fine di misurare la deformazione della barra e, in caso di collasso, la posizione della cerniera plastica. Uno strain gage è posizionato invece su una barra longitudinale inferiore della trave per misurare la deformazione indotta dal taglio in accordo al traliccio di Ritter-Morsch.

### **5.3.2. Prova a flessione della connessione senza soletta collaborante**

Il prototipo (Figura 192 ((a))) si compone di due elementi principali: un blocco verticale di dimensioni 60 cm x 60 cm ed altezza 280 cm (rappresentante il pilastro), con forma a T alla base e mensola tozza; l'altro elemento orizzontale

(rappresentante la trave) di dimensioni 60 cm x 60 cm e di lunghezza 190 cm è connesso a questa mensola tozza. La connessione è realizzata attraverso 2 spinotti M26 e una basetta di neoprene di spessore 1 cm; le due barre differiscono dalla connessione precedentemente descritta perché esse non sono affogate nel getto del pilastro ma sono avvitate in boccole annegate nel getto della mensola tozza. L'ancoraggio delle barre, che risultano filettate in testa, è migliorato dalla presenza di piastrine in acciaio serrate con dado e rondella. La rotazione della connessione è determinata dal carico verticale fornito da un attuatore idraulico sull'estremo libero della trave.

Il pilastro è bloccato al piastrone del laboratorio dallo stesso sistema adottato per la prova a taglio al fine di minimizzare i costi delle prove. L'attuatore è collegato a terra, eliminando i costi del telaio di contrasto.

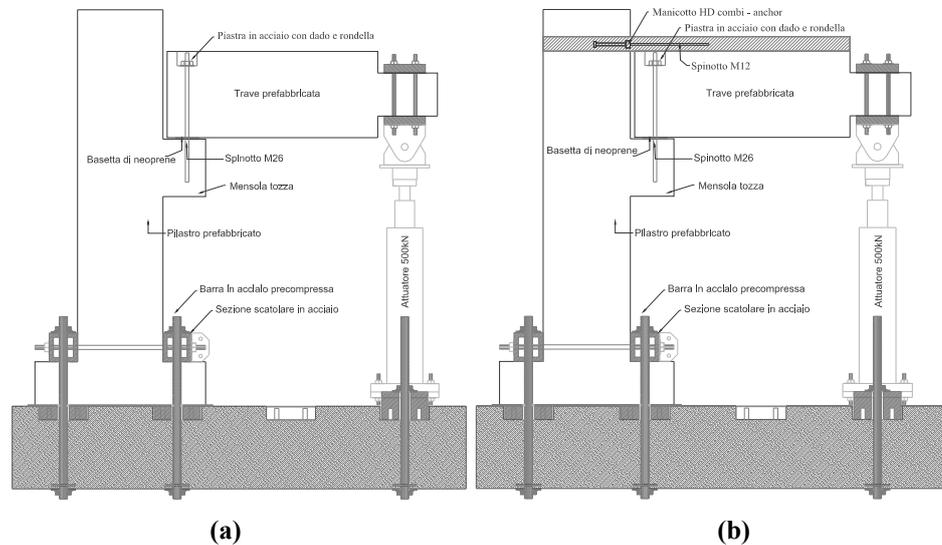
Per questa prova, sono opportunamente posizionati 3 LVDT orizzontali a contatto con la sezione di estremità della trave a differenti altezze al fine di valutare la rotazione e traslazione relativa e assoluta.

Assumendo la simmetria del fenomeno, vari strain gage sono posizionati su 3 staffe che si trovano nell'intorno dello spinotto, al fine di valutare il confinamento esercitato dalle staffe e la diffusione delle tensioni radiali nella mensola tozza (semplicemente misurando le deformazioni delle armature). Alcuni strain gage sono posizionati sull'intradosso della trave e l'estradosso del pilastro intorno agli spinotti; questa strumentazione ha lo scopo di valutare la deformazione delle barre e quindi del calcestruzzo intorno allo spinotto. Sono posizionati 2 strain gage sullo spinotto a differenti quote al fine di valutare la deformazione subita dallo spinotto e, come per le prove a taglio, in caso di collasso, la posizione della cerniera plastica che si forma. Altri 2 strain gage sono posizionati su una barra inferiore e su una superiore della trave per valutare la deformazione indotta dal taglio in accordo al modello di Ritter-Morsch. Due strain gage sono invece posizionati sulle barre longitudinali del pilastro in prossimità del nodo per valutare il momento flettente trasferito al pilastro. Uno strain gage è posizionato sulla barra superiore della mensola tozza che funge da tirante nel meccanismo resistente di quest'ultima.

### **5.3.3. Prova a flessione delle connessione con soletta collaborante**

Il prototipo (Figura 192(b)) è lo stesso di quello descritto al paragrafo 5.3.2 a meno della presenza della soletta collaborante e di quattro barre orizzontali M12 inglobate nel getto di completamento. Gli spinotti sono avvitati in boccole (HD combi-anchor) preacomodati nel getto del pilastro.

La strumentazione usata è la medesima del caso precedente a meno della presenza di 2 strain gage posizionati su una barra affogata nella soletta collaborante per valutare la tensione indotta sulla stessa dalla flessione negativa.



**Figura 192. Prova a flessione: (a) senza soletta collaborante; (b) con soletta collaborante.**

## 5.4 Conclusioni

La dettagliata ricerca bibliografica condotta ha fatto rilevare lacune nella conoscenza teorica e sperimentale delle caratteristiche meccaniche, in particolare in termini di comportamento isteretico, dei collegamenti trave-pilastro spinottati comunemente utilizzati in Italia ed in altre parti del mondo.

Conseguentemente sono individuate le tipologie di tali collegamenti più comuni sul territorio nazionale, anche in collaborazione con la principale associazione di prefabbricatori italiani (ASSOBETON) e sono progettati diversi gruppi di prove, in modo da indagare, per ciascuno di essi, il comportamento meccanico del collegamento soggetto ad una determinata azione, in particolare taglio nella direzione dell'asse della trave e flessione.

E' osservata una grande difficoltà nel prevedere teoricamente l'esito della prova a causa della mancanza di formulazioni adeguate e delle differenze degli esiti delle formulazioni presenti in bibliografia. Tale inadeguatezza e le differenze riscontrate sono soprattutto dovute al fatto che, tali formulazioni trascurano nella

maggior parte dei casi dei parametri che si rilevano fondamentali per il collegamento in condizioni ultime.

L'ampia indagine di letteratura e l'analisi parametrica svolta ci consentono di affermare infatti che la resistenza è fortemente condizionata dal copriferro. Si è visto inoltre, che la variazione della resistenza con il copriferro è molto più elevata rispetto a quanto accade con il diametro. Dovrà essere investigata non solo la resistenza ma anche la duttilità, la rigidezza e il degrado ciclico della connessione per avere una caratterizzazione meccanica completa.

Sperimentalmente, invece, è risultato difficile assegnare il carico verticale che la trave presenta in esercizio nella prova a taglio e vincolare l'elemento pilastro al suolo, in modo che lo stesso non sia soggetto a spostamenti che inficino i risultati della prova.

Al momento la fase progettuale è terminata ed è iniziato l'allestimento del set up delle prove.

## **5.5 Influenza della deformabilità delle connessioni nell'analisi delle strutture prefabbricate (Dotrepe et al. 2006)**

Lo studio delle strutture è basata su semplici modelli meccanici che consentono un facile calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni per la progettazione degli elementi costitutivi.

La pianificazione e la progettazione di strutture prefabbricate sono state analizzate in un manuale pubblicato dalla FIP 1998.

I collegamenti tra gli elementi strutturali (travi, colonne) sono generalmente considerati come liberi per i movimenti di rotazione, e perfettamente rigidi per spostamenti trasversali, il che significa che non c'è alcun spostamento relativo tra gli elementi collegati. I collegamenti realizzati, in pratica, per ragioni tecnologiche, non si comportano secondo la precedente ipotesi, ed il loro comportamento è intermedio.

Considerando il fatto che la maggior parte degli studi sono stati destinati al comportamento rotazionale delle connessioni (CERIB 1998), pochissimi studi trattano il loro comportamento trasversale. In realtà la deformazione trasversale che si ha nei collegamenti porta una redistribuzione degli effetti del carico nella struttura.

### **5.5.1 Obiettivo della ricerca**

Questo studio di ricerca è dedicato alla deformabilità trasversale delle connessioni trave-pilastro spinottate sia attraverso formulazioni analitiche di teorie già

consolidate che mediante l'analisi di strutture attraverso software di calcolo. Il collegamento è dettagliatamente esaminato e descritto al fine di analizzare il comportamento trasversale semi-rigido della connessione attraverso il metodo delle componenti (Jaspart 1997). In questo approccio una connessione è considerata come un insieme di singoli componenti con la loro propria resistenza e rigidità.

Nella connessioni spinottate la trasmissione di forze tra la trave e il pilastro è realizzata per mezzo di due componenti:

- cuscinetto di sostegno in neoprene;
- spinotti.

La rigidità trasversale dei cuscinetti in neoprene è stata studiata in passato ed i risultati possono essere trovati in documenti tecnici.

Per il componente spinotto la semi-rigidità ha richiesto studi più approfonditi a partire da fenomeni simili come l'azione spinotto in elementi in cemento armato sottoposti a rottura (Pruijssers 1988, Engström 1992, Vintzeleou & Tassios 1985, Vintzeleou & Tassios 1986).

Gli studi analitici, sono stati realizzati considerando i seguenti parametri:

- 3 modi di riempire le asole di passaggio dello spinotto presenti sulla trave;
- telai a 1 e 4 campate;
- pilastri con altezza variabile.

Da questi esempi è stata analizzata l'influenza della deformabilità dei collegamenti sulla ripartizione del carico sui telai.

## **5.5.2 Analisi del comportamento di una connessione spinottata**

### **5.5.2.1 Descrizione della connessione**

La connessione spinottata è largamente utilizzata negli edifici prefabbricati (Figura 193(a)). Un alternativa consiste nel prevedere un collegamento bullonato (Figura 193(b)). In questo paragrafo è considerata solo la prima tipologia di connessioni (Figura 193(a)).

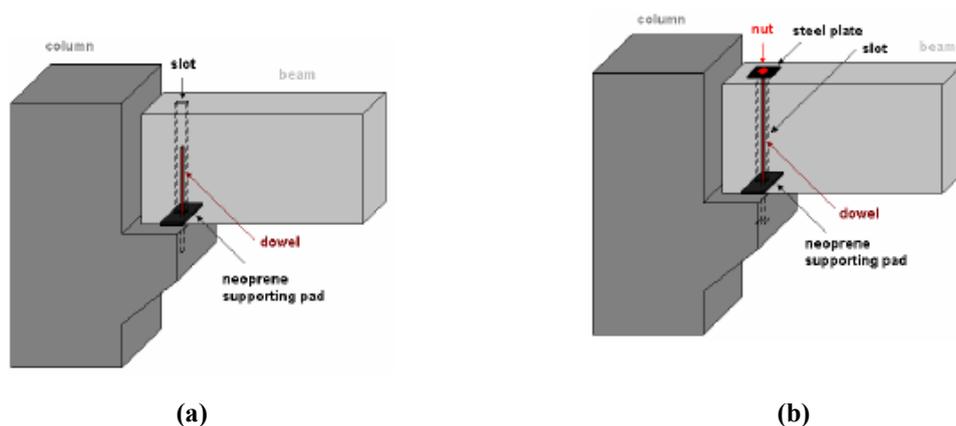


Figura 193. (a) Connessione spinottata; (b) connessione bullonata

La connessione spinottata è molto semplice, può essere realizzata molto rapidamente e non richiede materiali o tecniche speciali e pertanto è molto economica. La connessione spinottata trave-colonna, come visto, consta di vari elementi:

- la parte superiore della colonna o della mensola che sostiene la trave;
- uno o più spinotti ancorati nel calcestruzzo del pilastro o della mensola;
- un cuscinetto di neoprene come appoggio;
- l'estremità della trave provvista di una o più asole per il passaggio degli spinotti;
- le cavità riempite con malta o sabbia per tutta l'altezza della cavità, o solo per una parte di essa.

### 5.5.2.2 Comportamento semi-rigido trasversale della connessione

Le relazioni carichi orizzontali - spostamenti orizzontali della connessione caratterizzano la sua semi-rigidità trasversale.

Nel metodo delle componenti una connessione è considerata come un insieme di singoli componenti, ognuno avente le proprie caratteristiche di resistenza e rigidità. L'applicazione di questo metodo richiede:

- l'identificazione dei componenti;
- la valutazione della resistenza e della rigidità caratteristiche di ogni componente;

- l'assemblaggio di tutte le componenti e la valutazione della resistenza e rigidità dell'intera connessione (utilizzando equazioni di equilibrio e di congruenza).

*Componente 1: cuscinetti di supporto in neoprene*

I cuscinetti di sostegno in neoprene sono realizzati con la gomma naturale, neoprene e materiali più complessi. Possono essere rinforzati da sottili piatti di acciaio che creano un effetto di confinamento.

La semi-rigidità trasversale del supporto può essere espressa come segue:

$$H = k_{nsp} \cdot u \quad (77)$$

$H$  : forza orizzontale

$u$  : spostamento orizzontale

$k_{nsp}$  : rigidità trasversale.

$$k_{nsp} = \frac{a \cdot b \cdot G}{t} \quad (78)$$

con  $a$ : larghezza,  $b$ : lunghezza,  $t$ : spessore,  $G$ : modulo di elasticità tangenziale.

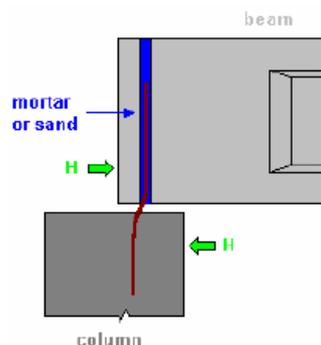
Per molti cuscinetti utilizzati nella pratica professionale, il valore  $G = 0.8 \text{ N/mm}^2$  è comunemente accettato. La relazione (77) è considerata lineare e quindi  $k_{nsp}$  è costante.

*Componente 2: spinotto*

In questo caso la caratteristiche di semi-rigidità sono state studiate sulla base di fenomeni della stessa natura, come per esempio spinotti in situazioni di rottura.

Le asole verticali sono previste nella zona di sostegno della trave, gli spinotti sporgono dalla sommità delle colonne. Dopo il montaggio le asole sono riempite con malta colabile, o riempite parzialmente o totalmente con sabbia, o riempite con materiali plastici. Si riesce quindi a conseguire una certa capacità di impedire movimenti relativi. La resistenza e la semi-rigidità dipendono dal tipo di riempimento, dal momento che i vincoli indotti sono diversi.

Questo lavoro di ricerca è principalmente dedicato allo studio delle caratteristiche dei collegamenti per il quale le asole sono totalmente o parzialmente riempite con malta liquida. La deformazione dello spinotto sotto una azione orizzontale è mostrata in Figura 194.

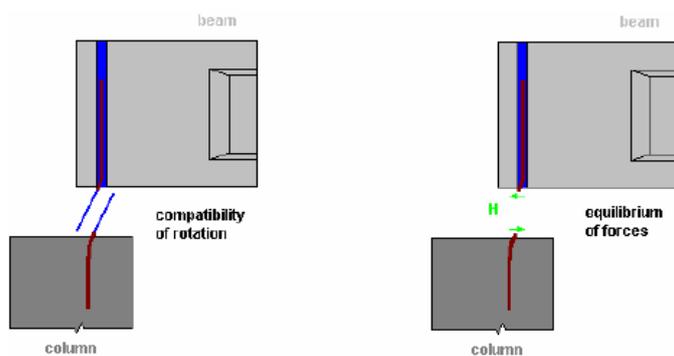


**Figura 194. Deformazione dello spinotto sotto azione orizzontale.**

Diversi studi sono stati dedicati all'azione spinotto al fine di caratterizzare la resistenza ed il comportamento di una barra ancorata da entrambi i lati. Si fa riferimento a teorie e sviluppi proposti in Vintzeleou & Tassios 1985 e Vintzeleou & Tassios 1986. La Figura 194 mostra che la deformazione dello spinotto presenta un punto di flesso tra le facce dei due elementi di calcestruzzo. In questo punto il momento flettente è pari a zero. La posizione di questa sezione non è nota, ma può ragionevolmente essere assunto che si trova ad ugual distanza tra le facce di calcestruzzo. La forza assiale nello spinotto non è presa in considerazione, quindi tagliando lo spinotto e separando entrambi le parti in questo punto, deve essere applicato solo il carico H.

In corrispondenza di questo taglio l'equilibrio e la congruenza degli spostamenti devono essere verificati (Figura 195).

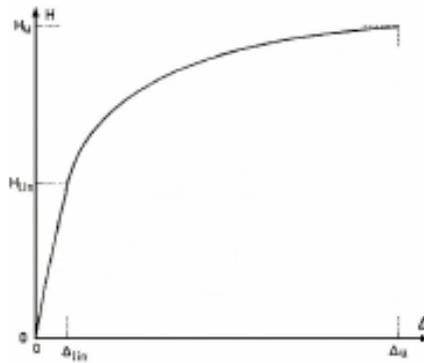
Le parti dello spinotto ancorate nel pilastro e nella trave devono essere analizzate. Entrambe le parti sono ancorate in elementi rigidi fatti in calcestruzzo e, quindi possono essere trattate allo stesso modo.



**Figura 195. Equilibrio e congruenza degli spostamenti nella sezione di taglio.**

Quando una forza orizzontale  $H$  è applicata sulla sezione di taglio, lo spinotto si deforma (Figura 195); questa deformazione è parzialmente ostacolata dal calcestruzzo che circonda la barra su tutta altezza dell'ancoraggio. Per i piccoli valori di  $H$  le inflessioni corrispondono alla deformazione elastica del calcestruzzo circostante e, pertanto, sono quasi insignificanti. All'aumentare del valore di  $H$  il danno del calcestruzzo cresce progressivamente; allo stesso tempo deformazioni plastiche appaiono nella barra. La rottura è dovuta allo snervamento della barra ed allo schiacciamento del calcestruzzo.

La forma della curva carico-spostamento di Figura 196 risulta da queste considerazioni.



**Figura 196. Relazione carico-spostamento per uno spinotto ancorato nel calcestruzzo.**

Per questa curva, cinque parametri dovrebbero essere determinati:  $H_{lin}$ ,  $\Delta_{lin}$ ,  $H_u$ ,  $\Delta_u$  e l'equazione per la parte non lineare della curva.

Per tale scopo la barra è considerata come un palo in un materiale alla Winkler, caricato da una forza orizzontale  $H$  situata ad una distanza  $e$  dalla superficie in calcestruzzo (Figura 197).

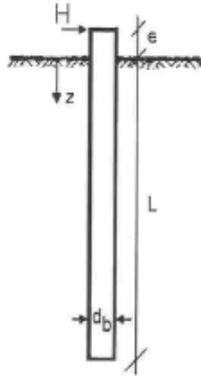


Figura 197. Palo in un materiale alla Winkler.

Lo spostamento orizzontale all'interfaccia di calcestruzzo risulta dai contributi  $\Delta_H$  e  $\Delta_M$  rispettivamente della forza orizzontale  $H$  e dal momento  $M = H \cdot e$ .

Per  $L > 3b$ , può essere dimostrato che:

$$\Delta_H = \frac{2 \cdot H \cdot \beta}{k_f \cdot d_b} \quad (79)$$

$d_b$  è il diametro del palo;  $k_f$ : coefficiente di reazione del materiale;

$$\beta = \left( \frac{k_f \cdot d_b}{4 \cdot E_s \cdot I_s} \right)^{1/4} \quad (80)$$

$E_s$  è il modulo di Young del palo di acciaio;  $I_s$ : momento di inerzia.

$$\Delta_M = \frac{2 \cdot H \cdot e \cdot \beta^2}{k_f \cdot d_b} \quad (81)$$

Lo spostamento totale all'interfaccia di calcestruzzo è quindi dato da :

$$\Delta = \frac{2 \cdot H \cdot \beta \cdot (e \cdot \beta + 1)}{k_f \cdot d_b} \quad (82)$$

Assumendo che il calcestruzzo è un materiale alla Winkler, il coefficiente di reazione è approssimativamente dato da :

$$k_f = \frac{E_c}{2 \cdot d} \quad (83)$$

con  $E_c$  modulo di Young del calcestruzzo.

La precedente equazione diventa:

$$\Delta = \frac{4 \cdot H \cdot \beta \cdot (e \cdot \beta + 1)}{E_c} \quad \beta = \left( \frac{E_c}{8 \cdot E_s \cdot I_s} \right)^{1/4} \quad (84)$$

Prove sperimentali (Vintzeleou & Tassios 1985, Vintzeleou & Tassios 1986) mostrano che le equazioni (84) sono valide per  $H \leq 0.5 H_u$ . Quindi può essere assunto che  $H_{lin} = 0.5 H_u$  e

$$\Delta_{lin} = \frac{2 \cdot H_u \cdot \beta \cdot (e \cdot \beta + 1)}{E_c} \quad (85)$$

Per la determinazione del carico ultimo  $H_u$ , la barra è nuovamente considerata come un palo in un materiale alla Winkler. Il meccanismo di rottura della barra è mostrato in Figura 198. La rottura è dovuta allo sviluppo di una cerniera plastica alla distanza  $\alpha$  al disotto della superficie di calcestruzzo ed allo schiacciamento del calcestruzzo sottoposto ad elevata pressione.

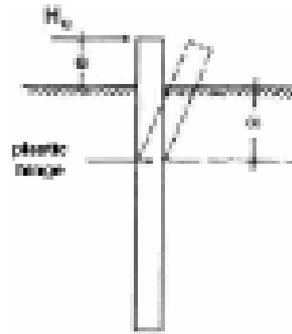


Figura 198. Meccanismo di collasso del palo.

Può essere dimostrato (Vintzeleou & Tassios 1985, Vintzeleou & Tassios 1986) che  $H_u$  può essere determinato risolvendo la seguente equazione del secondo ordine:

$$H_u^2 + (10 \cdot f_c \cdot e \cdot d_b) \cdot H_u - 1.7 \cdot d_b^4 \cdot f_c \cdot f_{sy} = 0 \quad (86)$$

$f_c$ : resistenza a compressione del calcestruzzo;  $f_{sy}$ : carico di snervamento dell'acciaio.

La profondità  $\alpha$  può essere calcolata come di seguito:

$$\alpha = d_b \cdot \left[ \left( 1 - (0.22 \cdot e / d_b)^{1/3} \right) / (f_c / 20) \right] \quad (87)$$

La rotazione plastica della cerniera è data da

$$\theta_{pl} = 2 \cdot (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \quad (88)$$

$\varepsilon_{su}$  è la tensione dell'acciaio a rottura;  $\varepsilon_{sy}$ : tensione al limite elastico dell'acciaio.

Quindi lo spostamento totale a rottura  $\Delta_u = \Delta_{lin} + \Delta_{pl}$  può essere calcolato come:

$$\Delta_u = \frac{2 \cdot H_u \cdot (e \cdot \beta + 1)}{E_c} + 2 \cdot (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \cdot \alpha \quad (89)$$

Utilizzando un altro approccio può essere trovato che

$$\Delta_u \cong 0.05 d_b \quad (90)$$

Nel lavoro di ricerca di Dotreppe et al. 2006 è adottato per  $\Delta_u$  il minimo dei valori dati dalle Equazioni (89) e (90).

La relazione forza-spostamento nella parte non lineare del diagramma è un'equazione semiempirica basata su risultati sperimentali (Vintzeleou & Tassios 1985, Vintzeleou & Tassios 1986):

$$\Delta = \Delta_{lin} + 1.15 \cdot \Delta_u \cdot \left[ \left( \frac{H}{H_u} \right)^4 - 0.5 \cdot \left( \frac{H}{H_u} \right)^3 \right] \quad (91)$$

La figura 8 descrive la relazione carico – spostamento all'interfaccia del calcestruzzo.

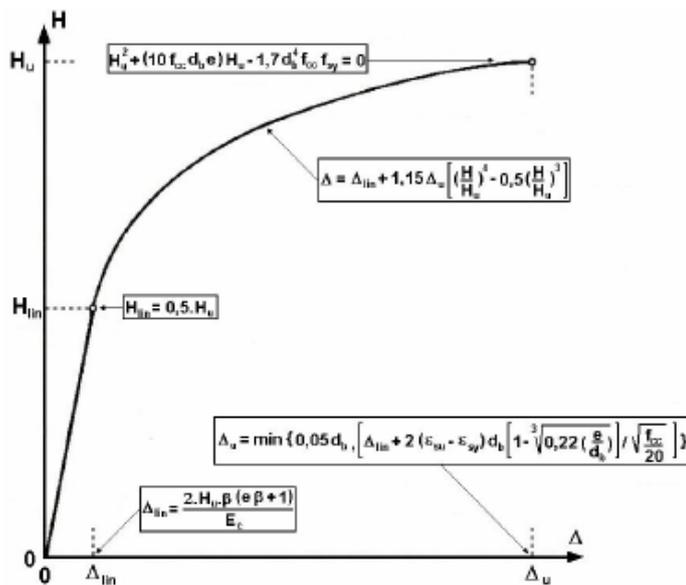


Figura 199. Diagramma forza-spostamento sulla superficie di calcestruzzo.

Per ottenere lo spostamento all'estremità della barra spinotto, lo spostamento della lunghezza libera deve essere aggiunto; esso contiene un contributo a taglio ed a momento.

$$\Delta_{libero} = \Delta_{momento} + \Delta_{taglio} = \frac{H \cdot e^3}{3 \cdot E_s \cdot I_s} + \frac{H \cdot e \cdot f}{G_s \cdot A_s} \quad (92)$$

$G_s$  è il modulo a taglio del calcestruzzo;  $f$ : coefficiente = 10/9 per una sezione circolare.

In definitiva lo spostamento è dato da:

$$u = \Delta_{conc} + \Delta_{libero} \quad (93)$$

$\Delta_{conc}$  è lo spostamento all'interfaccia di calcestruzzo.

La rottura dello spinotto è raggiunta quando si verifica un meccanismo plastico corrispondente allo sviluppo di due cerniere plastiche, una nella colonna ed una nella trave (Fig.200).

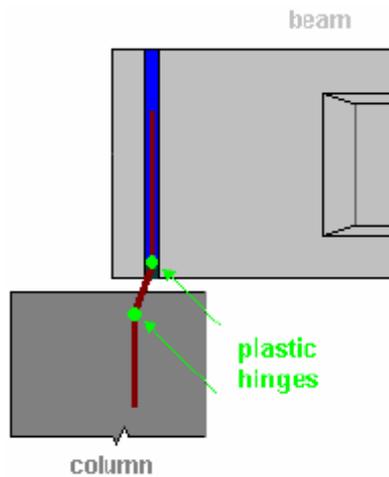


Figura 200. Meccanismo di collasso dello spinotto.

Siccome la resistenza del calcestruzzo del pilastro è differente da quella della malta liquida le cerniere non si formeranno contemporaneamente. La rottura dello spinotto corrisponde allo sviluppo della seconda cerniera plastica nel materiale con qualità migliori. Per quanto riguarda la deformazione, devono essere aggiunti i contributi corrispondenti alla trave ed al pilastro.

*Comportamento della connessione*

Il comportamento della connessione semi-rigida può essere ora determinato (Figura 201).

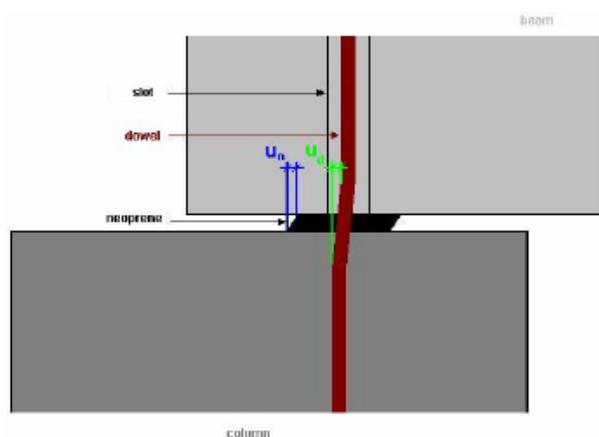


Figura 201. Deformazione della connessione spinottata.

Se i pedici  $n$  e  $d$  si riferiscono rispettivamente al neoprene ed allo spinotto (dowel) si ottengono le seguenti relazioni:

$$u_n = u_d = u \quad H = H_n + H_d \quad k = k_n + k_d \quad (94)$$

dove con  $k$  si intende la rigidezza della connessione spinottata.

Le precedenti relazioni sono illustrate tramite la Figura 202.

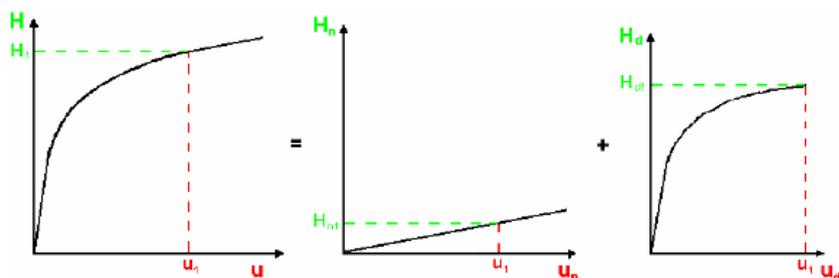


Figura 202. Relazione carico-spostamento per la connessione spinottata.

### 5.5.2.3 Altre configurazioni della connessione

Altre due configurazioni sono state considerate dagli autori.

Nella prima, l'asola della trave è riempita con sabbia nella parte bassa e con boiaccia nella parte alta. L'influenza della sabbia non è stata analizzata in questo studio e si è assunto che tale materiale non crei nessun vincolo. Tale caso è quindi identico a quello per il quale l'asola è completamente riempita con boiaccia, ad eccezione del fatto che la zona non vincolata è più grande.

Nella seconda configurazione l'asola è completamente riempita con sabbia. In tal caso è assunto che non esistono vincoli e quindi nessuna forza può essere trasmessa attraverso lo spinotto.

Questa assunzione è valida a condizione che i movimenti orizzontali restino piccoli, vale a dire che lo spinotto non venga in contatto con il bordo dell'asola.

### 5.5.3 Analisi della deformabilità della connessione in strutture tipiche a portale

Lo studio dell'influenza della deformabilità dei collegamenti è stato fatto tramite l'analisi del comportamento di alcuni tipiche strutture a portale.

Una struttura a portale ad una campata è rappresentata in Figura 203 (a).

Una trave prefabbricata con un'altezza di 90 cm è appoggiata su due pilastri in cemento armato (50 x 40 cm - 4  $\phi$  20). I pilastri sono considerati incastrati alla base. La deformabilità trasversale dei collegamenti è modellata mediante molle orizzontali o particolari elementi travi (Figura 203(b)).

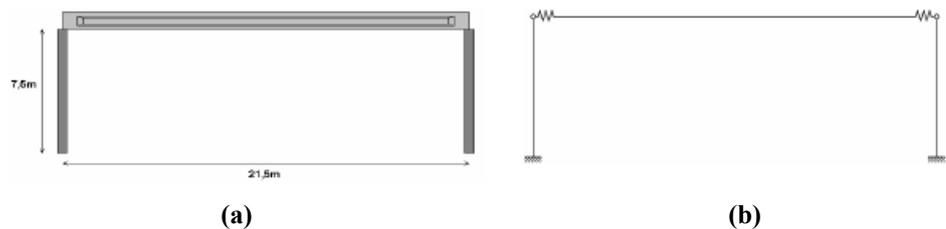


Figura 203. (a) Portale di base a una campata; (b) configurazione statica del portale.

Sono state considerate quattro configurazioni di connessione per la struttura a portale:

- configurazione 1: connessione rigida trasversalmente (assunzione usuale adottata nella pratica professionale);
- configurazione 2: l'asola è completamente riempita con malta;
- configurazione 3: ad un'estremità della trave l'asola è riempita totalmente con malta, all'altra estremità, 7 cm di sabbia e malta per il restante spazio;
- configurazione 4: ad un'estremità della trave solo malta, all'altra estremità solo sabbia.

Il calcolo della struttura è fatto tramite il programma di calcolo SAFIR sviluppato dall'Università di Liège.

SAFIR è basato sul metodo degli elementi finiti con algoritmi non lineari (Franssen 2003). E' usualmente applicato all'analisi di strutture sotto condizioni di incendio, ma può anche essere applicato per condizioni normali.

La struttura è studiata sotto carichi trasversali e deformazioni imposte dovute a:

- vento (Figura 204);
- incremento di temperatura di 20° C;
- decremento di temperatura di 20° C, che simula anche una deformazione dovuta al creep ed al ritiro di  $2.4 \times 10^{-4}$ .

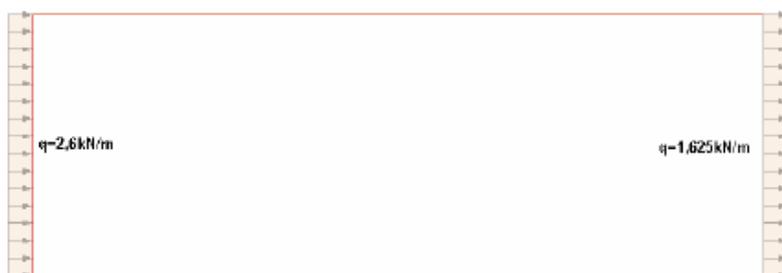


Figura 204. Carico del vento sui pilastri del telaio.

Tutte le combinazioni sono state studiate, ma in questo documento solo la combinazione di vento + ritiro termico è esaminata. I diagrammi del momento flettente nelle colonne 1 e 2 sono presentati in Figura 205(a) e (b). Per tutte le configurazioni l'influenza della deformabilità della connessione è molto limitata.

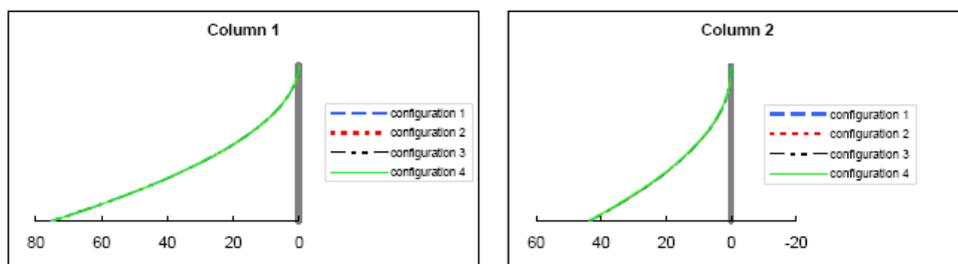


Figura 205. (a) Diagramma del momento nel pilastro 1; (b) diagramma del momento nel pilastro 2 (una campata,  $h=7.5$  m).

Gli stessi calcoli sono fatti per la struttura a portale con un'altezza  $h = 4\text{ m}$  (Figure 206 e 207). In tal caso l'influenza della deformabilità della connessione diventa importante. Le differenze tra il pilastro 1 e il pilastro 2 sono dovute al fatto che il carico da vento non è lo stesso, ma anche le connessioni sui i pilastri sono differenti.

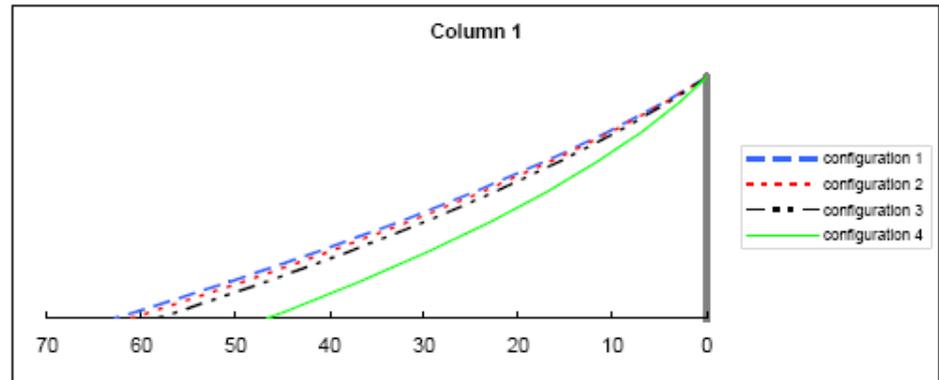


Figura 206. Diagramma del momento nel pilastro 1 (una campata,  $h=4\text{ m}$ ).

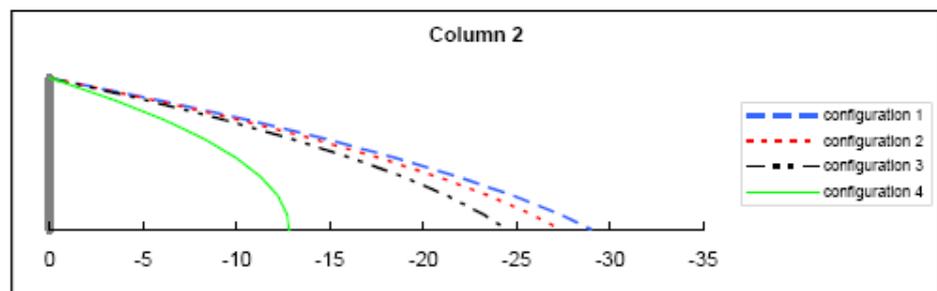


Figura 207. Diagramma del momento nel pilastro 2 (una campata,  $h=4\text{ m}$ ).

Al contrario, per lo stessa struttura a portale con  $h = 11.25\text{ m}$ , l'influenza della deformabilità della connessione è ancora meno importante che per  $h = 7.5\text{ m}$ . I corrispondenti risultati non sono riportati.

È analizzata la struttura a portale a quattro campate rappresentata in Figura 208. Le travi, i pilastri ed i collegamenti sono gli stessi della struttura a una campata. Anche i carichi e le configurazioni delle connessioni sono gli stessi. Il carico da vento è rappresentato in Figura 209.

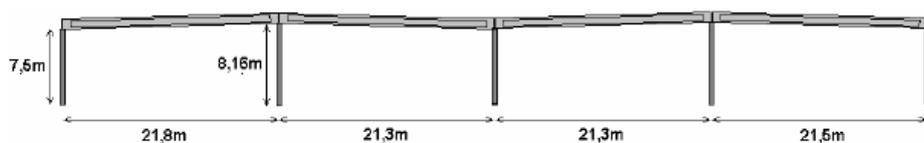


Figura 208. Telaio a quattro campate.

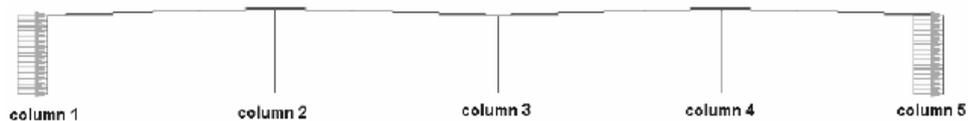


Figura 209. Carico da vento sul telaio.

È esaminata la combinazione vento + ritiro termico. I diagrammi del momento flettente nei pilastri da 1 a 5 sono presentati in Figura 210. Si può notare che l'influenza della deformabilità della connessione è molto più importante che per una struttura a portale mono campata con la stessa altezza. I risultati sono anche molto differenti da un pilastro all'altro.

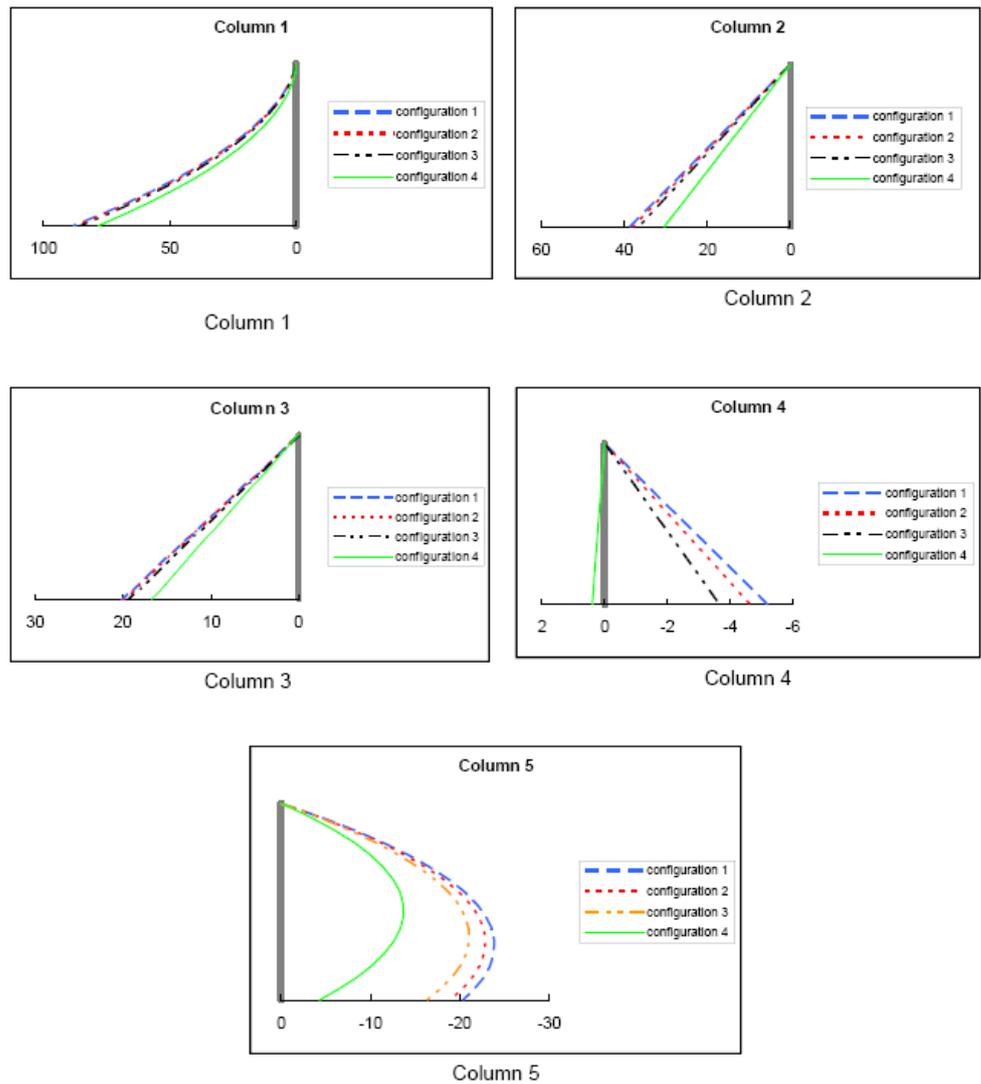


Figura 210. Diagrammi dei momenti (quattro campate,  $h=7.5$  m).

### 5.5.4 Conclusioni

Questa ricerca è dedicata alla deformabilità trasversale delle connessioni trave-pilastro spinottate di strutture prefabbricate in calcestruzzo.

Il comportamento semi-rigido trasversale della connessione viene analizzato con il metodo dei componenti. In questo metodo una connessione, è considerata come un insieme di singoli componenti, ciascuna avente le proprie caratteristiche

di resistenza e rigidità. In questo caso due componenti sono state individuate: l'appoggio in neoprene e lo spinotto.

Le caratteristiche di resistenza e rigidità dello spinotto sono state stabilite considerando una barra in un materiale alla Winkler soggetto ad una forza orizzontale.

L'influenza della deformabilità delle connessioni è stata studiata esaminando il comportamento di alcune tipiche strutture a portale. Sono stati considerati i seguenti casi:

- 3 modi di riempire le asole in cui passano gli spinotti;
- strutture da 1 o 4 campate ;
- colonne con altezza variabile.

Un parametro significativo è il rapporto tra la rigidità flessionale dei pilastri e la rigidità trasversale dei collegamenti. Se questo rapporto è piccolo, l'influenza è trascurabile. Se il rapporto aumenta e diventa più grande di uno l'influenza diventa più importante.

Un altro parametro essenziale è la configurazione del telaio (rapporto lunghezza / altezza). Quando la lunghezza aumenta anche le deformazioni imposte aumentano, e l'influenza della deformabilità dei collegamenti diventa molto più significativa. In tutti i casi studiati in questo lavoro, le connessioni in cui le asole sono riempite con malta mostrano una piccola o moderata influenza. Questo non è il caso di asole riempite con sabbia, ma l'ipotesi di assenza di vincolo deve essere riesaminata. Nei casi pratici il comportamento di questo tipo di connessione deve probabilmente essere più rigido.

### **5.6 Analisi sperimentale di connessioni travi-pilastro con comportamento semi-rigido di strutture prefabbricate (El Debs et al. 2006)**

La connessione più comune trave-pilastro di edifici prefabbricati in calcestruzzo è costituita, come spesso ricordato, da un cuscinio elastomerico e da una coppia di spinotti. Il comportamento di questa connessione è praticamente una cerniera, senza trasferimento di momento flettente. In questo paragrafo si presenta uno studio su una variante di tale collegamento che incorpora due modifiche per fornire alla connessione un po' di rigidità a momento flettente.

Tali modifiche sono: a) sostituzione dell'appoggio elastomerico con una basetta di materiale a base di cemento; b) riempimento dello spazio tra trave e

pilastro con boiaccia. L'appoggio è prodotto con una malta di sabbia e cemento con aggiunta di aggregato liscio, lattice e fibre corte, per ottenere un materiale a base di cemento con grande deformabilità e ad alta tenacità. Queste modifiche, praticamente non cambiano il modo in cui la connessione è fatta ed il suo costo. Nel caso di travi e piastre con soletta di calcestruzzo gettata in opera, il posizionamento dell'armatura sul lato superiore può essere fatta senza difficoltà e permette il trasferimento del momento flettente negativo.

Le modifiche proposte mirano a dare capacità alla connessione di trasferire parte del momento flettente, conferendole quindi un comportamento semi-rigido. Pertanto, vi sarà una riduzione del momento flettente nei pilastri, per quanto riguarda i carichi orizzontali. Il Paragrafo presenta le modifiche proposte dagli autori e i principali risultati sperimentali su due prototipi di connessione di seguito illustrati.

I risultati principali sono: a) per lo stesso verso del momento flettente, le curve momento-rotazione dei prototipi di pilastro interno ed esterno hanno forma simile; b) il momento ultimo positivo è circa il 20% del momento ultimo negativo; c) la connessione sottoposta a momento flettente positivo presenta un comportamento duttile.

### **5.6.1 La connessione analizzata**

La facilità di produzione dei singoli componenti è una delle caratteristiche più importanti delle strutture prefabbricate in calcestruzzo. D'altra parte, connettere questi elementi al fine di assemblare le strutture è uno dei principali problemi da affrontare in strutture del genere; in generale, i collegamenti sono le parti più importanti del progetto delle strutture prefabbricate. Essi sono di fondamentale importanza relativamente alla produzione della parte degli elementi prefabbricati adiacenti alle connessioni, all'assemblaggio della struttura, ai servizi supplementari nel sito, ed anche nei riguardi del comportamento della struttura.

Le connessioni delle strutture prefabbricate normalmente sono progettate per comportarsi come spinottate o totalmente rigide. Tuttavia, esse possono presentare un comportamento intermedio, che è chiamato semi-rigido. In questo caso, la connessione presenta una certa deformabilità che consiste in un cambiamento di forma della connessione quando essa è sottoposta a sforzi. Nel caso di una connessione trave-pilastro sottoposta a momento flettente, la deformabilità corrisponde al cambiamento dell'angolo inizialmente formato tra la trave e il pilastro. Questo comportamento è descritto tramite curve momento-rotazione.

Normalmente il parametro utilizzato per valutare questo effetto è la rigidità della connessione che corrisponde all'inverso della deformabilità.

Nelle strutture in acciaio e nelle strutture composte acciaio-calcestruzzo, la connessione semi-rigida è stata già studiata da molto tempo. Per le strutture prefabbricate questo argomento ha ricevuto alcune attenzioni negli anni '80 (Bljuger 1988), successivamente negli anni '90 c'è stata una massiccia mobilitazione della ricerca, per mezzo del programma COST C1 ("Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections"), effettuato dal 1991 al 1998 ed gruppi di lavoro impegnati in questo programma hanno prodotto la maggior parte dei documenti su tale argomento (Chefdebien & Daldare 1994, Chefdebien 1998, Elliott et al. 1992, Elliott et al. 1998, Keronen & Hietala 1998, Lindberg & Keronen 1992).

In questo Paragrafo la connessione analizzata è una modifica della connessione trave-pilastro normalmente utilizzata nelle strutture prefabbricate in cemento armato fino a 10 m di altezza, che è modellata dal progettista come connessione spinottata. La Figura 211 presenta la connessione proposta.

In relazione a quella usuale, la connessione analizzata presenta le seguenti modifiche:

- a) sostituzione del cuscinio elastomerico con un cuscinio fatto con una speciale malta;
- b) riempimento tramite boiaccia dello spazio tra la parte superiore della trave ed il pilastro.

L'appoggio è realizzato con una malta di sabbia e cemento con aggiunta di aggregati leggeri, di lattice e di fibre corte, per ottenere un materiale a base di cemento con alta deformabilità e ad alta tenacità. Questo cuscinetto è stato sviluppato al fine di evitare la concentrazione di tensioni e di consentire piccole rotazioni tra la trave ed il pilastro.

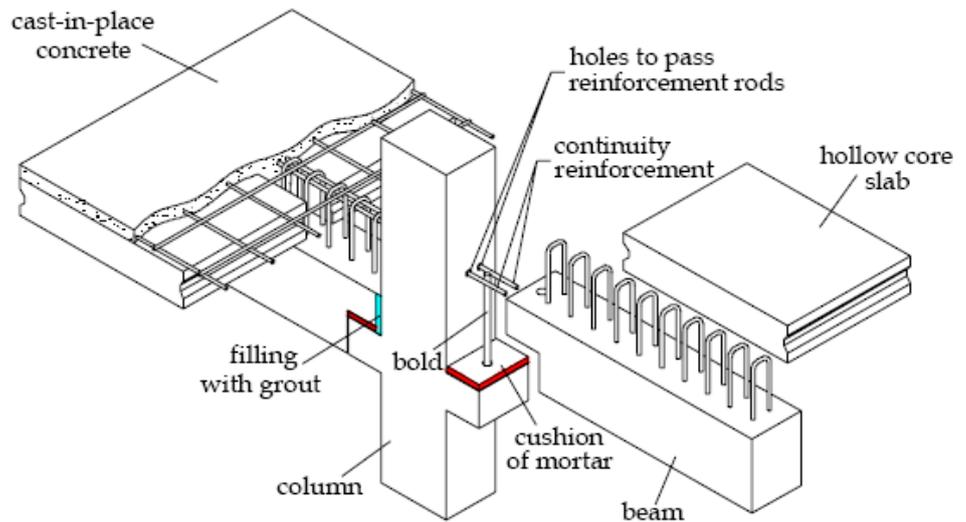


Figura 211. Connessione analizzata.

Queste modifiche non cambiano la connessione per ciò che riguarda l'estetica e le tolleranze coinvolte. Per quanto riguarda la produzione, vi è un lavoro addizionale che è quello di riempire lo spazio tra la trave e il pilastro.

Per quanto riguarda il comportamento strutturale, si prevede una parziale trasmissione del momento flettente, che dovrebbe essere maggiore per momento flettente negativo e minore per momento positivo. Per quanto riguarda la progettazione della trave, la trasmissione di momenti flettenti produce una riduzione del momento flettente positivo della trave, per il carico applicato dopo che la connessione diventa effettiva. Per quanto riguarda, invece, il progetto del pilastro, questa trasmissione di momento flettente anche parziale, riduce significativamente il momento flettente del pilastro, rispetto al caso con connessione spinottata.

La riduzione del momento flettente nel pilastro conduce ad una diminuzione delle dimensioni della sezione trasversale del pilastro a parità di altezza della struttura, o equivalentemente, per la stessa sezione trasversale del pilastro, può essere costruita una struttura più alta.

## 5.6.2 Programma sperimentale

### 5.6.2.1 Caratteristiche dei prototipi

Il programma sperimentale include due prototipi. Il prototipo 1 corrisponde ad un pilastro interno, ed il prototipo 2 ad un pilastro esterno della struttura.

Le dimensioni dei prototipi sono state scelte in modo da rappresentare una struttura con una campata di 6.0 m e con due piani ognuno con altezza 4.0 m.

Le proprietà dei materiali sono: per gli elementi prefabbricati, calcestruzzo di classe C40 ( $f_{ck} = 40$  MPa), per il calcestruzzo gettato in opera per i ricoprimenti, calcestruzzo di classe C25 ( $f_{ck} = 25$  Mpa) ed acciaio di classe CA-50 ( $f_{yk} = 500$  Mpa). Le caratteristiche geometriche dei modelli sono presentate in Figura 212.

A causa del processo di carico, è stato scelto di separare la soletta in tal modo che il prototipo corrisponda a due pilastri di sezione ridotta. Questa riduzione di sezione del pilastro, da  $300 \times 400 \text{ mm}^2$  a  $300 \times 200 \text{ mm}^2$  porterebbe il prototipo a rappresentare una situazione un po' più sfavorevole ma tale soluzione è una scelta dovuta alla facilità di realizzazione dei prototipi e di esecuzione delle prove.

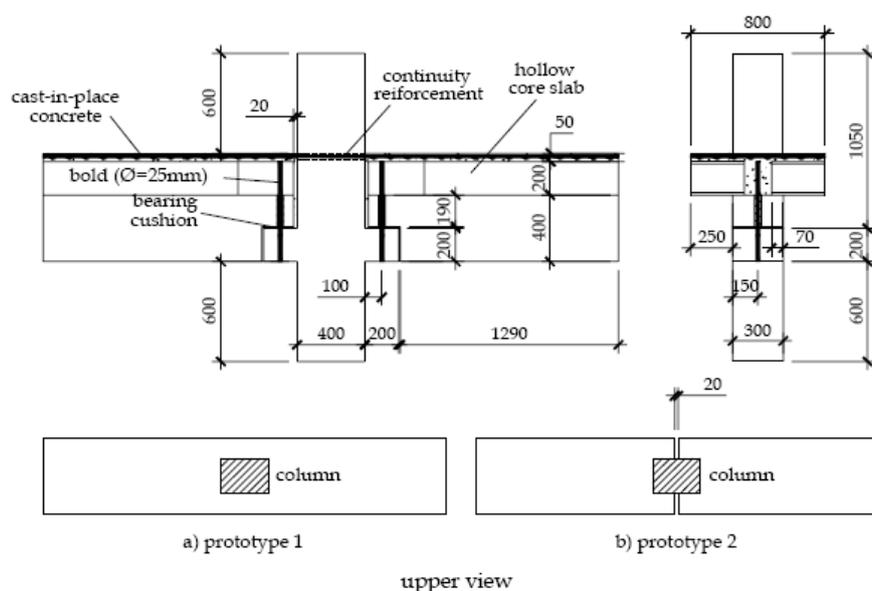


Figura 212. Geometria e dettagli dei prototipi testati.

Il pilastro e l'armatura della sua mensola tozza, così come quella della trave, sono stati progettati secondo le norme brasiliane.

L'armatura di continuità è stata valutata considerando i carichi che agirebbero dopo che la connessione è divenuta effettiva. Per quanto riguarda la distribuzione dell'armatura di continuità, metà delle barre sono passanti attraverso il pilastro e l'altra metà sono barre distribuite nella soletta collaborante in calcestruzzo. Le barre adottate passanti attraverso il pilastro sono  $2\phi 16$  ( $400\text{mm}^2$ ) e  $6\phi 10$  ( $470\text{mm}^2$ ). Nel prototipo 2, le barre distribuite nella soletta ( $6\phi 10$ ) sono state ancorate alla fine della soletta, e quelle nell'anima della trave ( $2\phi 16$ ) sono state fatte passare attraverso il pilastro come nel prototipo 1, come un modo per rappresentare nella situazione reale, il proprio ancoraggio nel pilastro.

Il set-up di prova per i provini è presentato in Figura 213. Si è utilizzato un attuatore servo-controllato con portata massima di 500kN per applicare il carico al segmento di pilastro.

Quando si applica un carico verso l'alto sul segmento di pilastro, la connessione è soggetta a momento flettente negativo (tensione nelle fibre superiori), e quando il carico è applicato diretto verso il basso il momento flettente è nella direzione opposta.

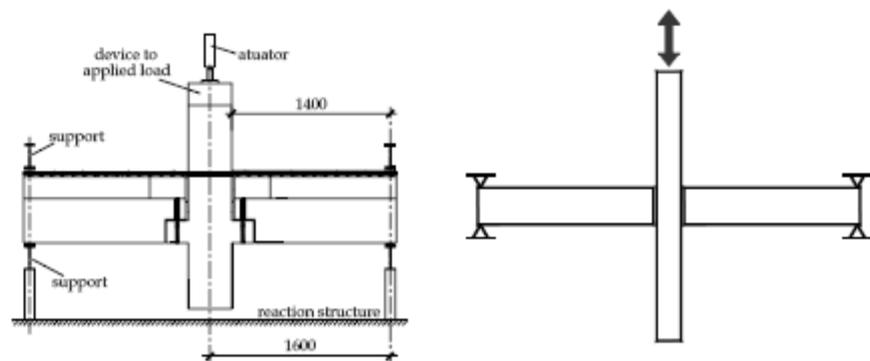


Figura 213. Set up delle prove.

### 5.6.2.2 Preparazione dei prototipi

Le figure 214, 215, 216 mostrano la realizzazione delle parti corrispondenti agli elementi prefabbricati.

Il cuscinetto di malta è stato realizzato in una cassaforma di compensato. La Figura 217 mostra la cassaforma, la miscela di malta, il getto nella cassaforma ed i cuscinetti completati.



Figura 214. Armature della trave e del pilastro nella cassaforma.



Figura 215. Getto dei segmenti di trave e pilastro.



Figura 216. Segmenti di trave e pilastro terminati.



Figura 217. Esecuzione dell'appoggio.

La Figura 218 mostra le fasi della prima parte dell'assemblaggio. Inizialmente il segmento di pilastro viene posizionato, poi vengono posizionati i cuscinetti, ed infine le due travi connesse al pilastro.



Figura 218. Primo step dell'assemblaggio.

Dopo aver posizionato gli elementi, viene riempito lo spazio tra trave e pilastro con malta liquida utilizzando un cassero in legno; la Figura 219 mostra tale fase.

Il secondo stage dell'assemblaggio è il posizionamento delle parti corrispondenti alla soletta sulle travi; la Figura 220 mostra alcune fotografie di tale fase.



**Figura 219. Riempimento dello spazio tra trave e pilastro con boiaccia.**



**Figura 220. Assemblaggio delle piastre di solaio sulle travi.**

Dopo che le solette sono posizionate, viene effettuato il riempimento dello spazio tra l'armatura della trave ed i fori del pilastro dove l'armatura è passante attraverso di essi. Le foto in Figura 221 mostrano i dettagli di questa operazione.



**Figura 221. Riempimento dello spazio tra l'armatura della trave e il foro nel pilastro.**

Infine, dopo aver posizionato la restante armatura di ripartizione sulla soletta viene effettuato un getto in opera della soletta collaborante. In Figura 222 è mostrata l'armatura posizionata ed, in dettaglio, la soluzione adottata per garantire la discontinuità della soletta in calcestruzzo sul prototipo 2, che rappresenta il pilastro esterno. La Figura 223 mostra i due campioni completati.



**Figura 222. Armatura nella soletta e dettaglio della separazione della soletta nel Prototipo 2.**



Figura 223. Prototipi 1 e 2 dopo il completamento.

### 5.6.2.3 Prove sui prototipi

Il processo di carico del prototipo 1 è di tipo ciclico, alternando due cicli corrispondenti al 20% della resistenza attesa, per ogni lato, successivamente altri due cicli con carico incrementato al 40%, in seguito ancora due cicli con il 60% del carico atteso per il momento flettente negativo, ed infine incrementando progressivamente il carico fino ad ottenere la rottura per flessione negativa (Figura 224 (a)).

Anche per il prototipo 2 il carico è ciclico ed alternato, seguendo in linea di base le stesse sequenze usate per il Prototipo 1, ma cercando ora una rottura per flessione positiva (Figura 224(b)).

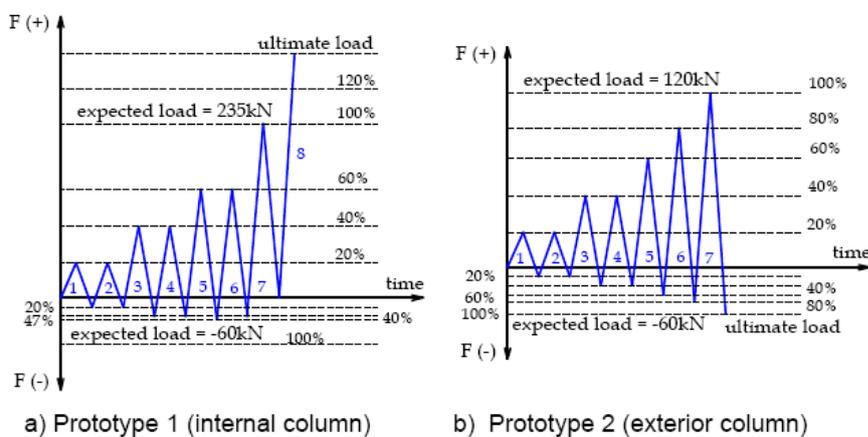


Figura 224. Carico ciclico applicato ai Prototipi 1 e 2.

Le curve momento–rotazione sono state determinate dal momento flettente calcolato in funzione del carico applicato con l’attuatore e dalla rotazione della connessione calcolata dalla lettura degli spostamenti superiori ed inferiori della trave.

In Figura 225 è mostrata la posizione dei trasduttori usati per il calcolo della rotazione.

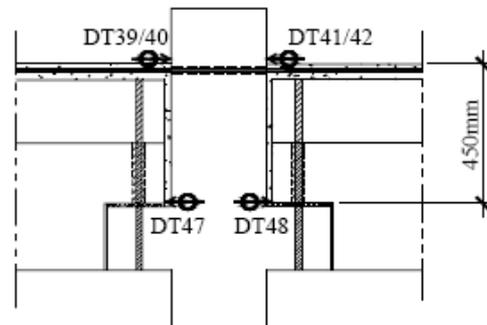


Figura 225. Trasduttori posizionati per la misura della rotazione della connessione.

Così il momento flettente e la corrispondente rotazione sono stati calcolati con:

$$M = \frac{F}{2} \cdot 1,4 \quad (F \text{ in kN} \rightarrow M \text{ in kNm}) \quad (95)$$

$$\phi = \frac{(\text{average}DT39/40/41/42 + \text{average}DT47 / 48)}{450} \quad (96)$$

(  $DT$  in mm  $\rightarrow \phi$  in rad )

dove :

$F$  è la forza applicata dall’attuatore;

$\text{average}DT39/40/41/42$  è la media degli spostamenti relativi tra il pilastro e la soletta superiore;

$\text{average}DT47/48$  è la media degli spostamenti relativi tra il pilastro e la trave a livello della mensola tozza.

### 5.6.3 Risultati ed analisi

#### 5.6.3.1 Materiali

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato nel prototipo 1 e 2 sono presentate nelle Tabelle 4 e 5.

Queste proprietà sono state determinate nello stesso giorno delle prove, attraverso prove di compressione su campioni cilindrici di diametro 150 mm ed altezza 300 mm. La resistenza è il risultato della media di 6 campioni ed il modulo di elasticità è la media di 3 campioni.

Sono presentate in Tabella 6 le caratteristiche della malta utilizzata per il riempimento verticale, tra la parte superiore della trave (sopra la mensola tozza) e il pilastro, per i prototipi 1 e 2. Tali proprietà sono state misurate utilizzando campioni cilindrici di 50 mm x 100 mm.

**Tabella 4: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo degli elementi pilastro e trave**

Properties	Prototype 1	Prototype 2
Compressive strength	49.0MPa	49.5MPa
Tensile strength under diametral compression	3.2MPa	3.9MPa
Elasticity modulus	32.8GPa	36.3GPa

**Tabella 5: Caratteristiche meccaniche della soletta superiore**

Properties	Prototype 1	Prototype 2
Compressive strength	33.2MPa	28.5MPa
Tension strength under diametral compression	2.9MPa	2.5MPa
Elasticity modulus	31.6GPa	24.8GPa

**Tabella 6: Caratteristiche meccaniche della boiaccia**

Properties	Prototype 1	Prototype 1
Compressive strength	52.6MPa	59.4MPa
Tension strength under diametral compression	4.7MPa	4.5MPa
Elasticity modulus	13.4GPa	14.9GPa

L'acciaio degli spinotti è SAE 1020. La tensione nominale di snervamento è  $f_{yk} = 250$  Mpa. L'acciaio utilizzato per le armature è di classe CA-50. Il reale snervamento ( $f_y$ ) e la resistenza ultima ( $f_u$ ) sono indicati in Tabella 7.

I pannelli alveolari estrusi in calcestruzzo sono stati realizzati da un'industria di prefabbricati. Dalle schede tecniche, la resistenza del calcestruzzo risulterebbe 45 Mpa.

**Tabella 7: Resistenza misurata per l'acciaio usato nelle prove.**

Diámetro	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
10mm	576	683
12.5mm	611	705
16mm	589	764

5.6.3.2 Curve momento-rotazione

Le curve momento - rotazione sono presentate in Figura 226, per il Prototipo 1, e in Figura 227 per il Prototipo 2.

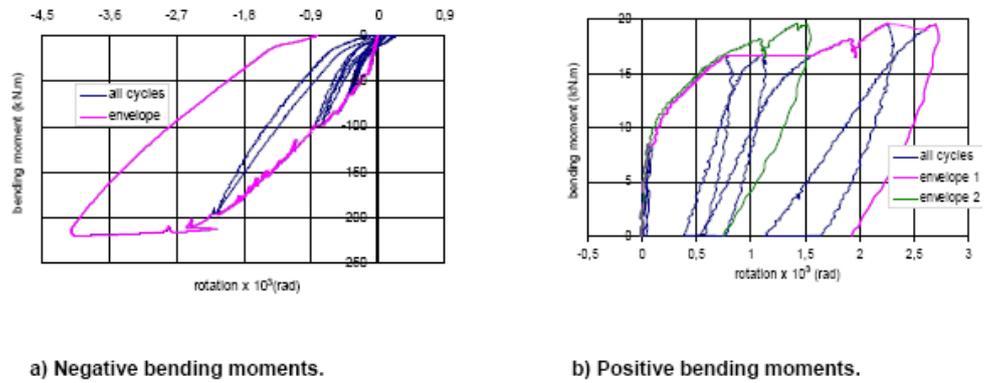


Figura 226. Curve momento-rotazione per il Prototipo 1.

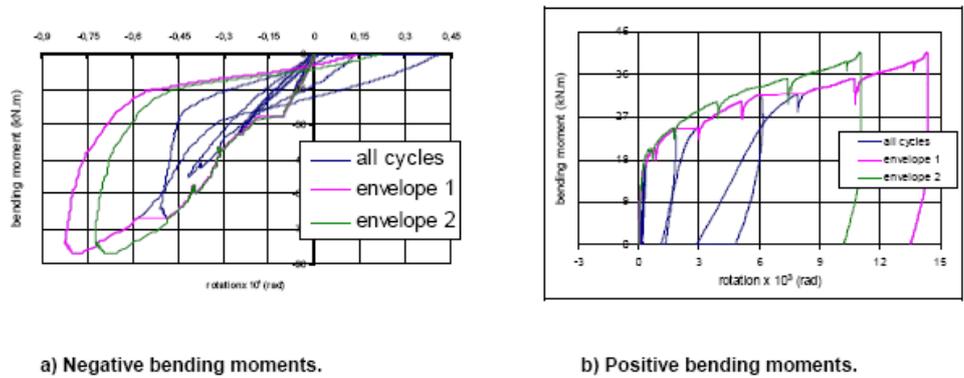


Figura 227. Curve momento-rotazione per il Prototipo 2.

Da queste curve, può essere determinato la rigidità per 4 importanti fasi: a) la fase 1 corrisponde alla tangente all'origine; b) la fase 2 è relativa al processo di fessurazione; c) la fase 3 corrisponde alla plasticizzazione dei materiali; d) la fase 4 è relativa al processo di scarico dopo i cicli di carico e scarico.

La Figura 228 mostra come queste fasi sono state considerate per il Prototipo 1.

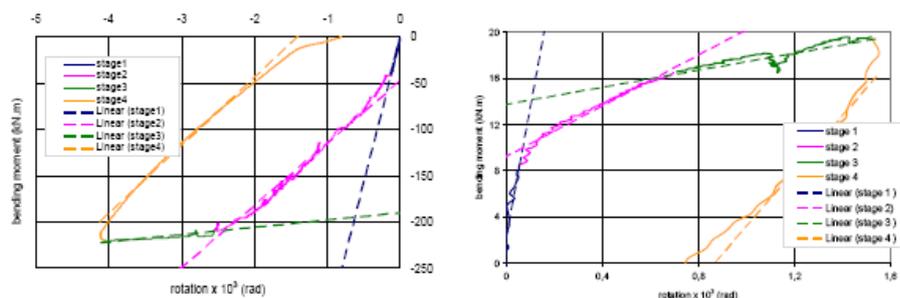


Figura 228. Definizione delle fasi sulle curve momento-rotazione.

Utilizzando questa procedura, sono state determinate la rigidità presentata in Tabella 8 e il momento flettente caratteristico in Tabella 9.

Tabella 8: Rigidità dalle curve momento-rotazione per i Prototipi 1 e 2.

		Prototype 1 (MN.m/rad)	Prototype 2 (MN.m/rad)
Negative moment	stage 1	303.4	266.8
	stage 2	75.1	-
	stage 3	7.91	-
	stage 4	73.8	-
Positive moment	stage 1	168.9	89.2
	stage 2	10.9	4.3
	stage 3	3.6	1.4
	stage 4	24.0	18.1

Tabella 9: Momenti flettenti caratteristici per i Prototipi 1 e 2.

		Prototype 1 (kN.m)	Prototype 2 (kN.m)
Negative moment	Cracking moment	-42.0	-26.0
	Plastification moment	-215.0	-
	Ultimate moment	-220.5	-
Positive moment	Cracking moment	+8.5	+17.0
	Plastification moment	+16.5	+25.0
	Ultimate moment	-	+42.0

La Figura 229(a) presenta l'involuppo della curva momento-rotazione. Per il progetto è suggerito un diagramma bi-lineare, come mostrato in Figura 229(b).

Le curve sperimentali di figura 229(a) mostrano che le curve dei due prototipi sono simili con la rigidezza a flessione positiva e negativa molto simili sia per il Prototipo 1 che per il 2. Come atteso, la capacità flessionale positiva è risultata

molto più bassa di quella flessionale negativa (circa il 20%). Si può inoltre notare che per momento positivo la connessione ha un comportamento molto duttile, cosa molto interessante per le connessioni.

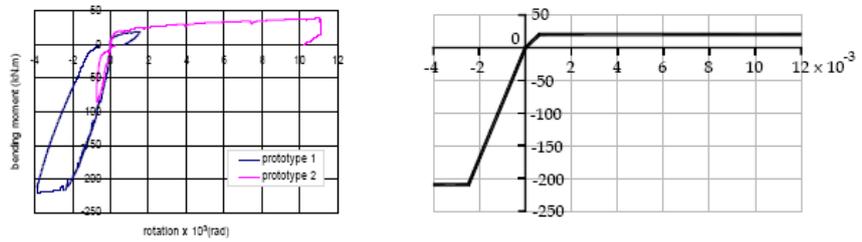


Fig. 21. Envelopes of bending moment x rotation curves and bi-linear approximation suggested for design.

(a)

(b)

**Figura 229. (a) Involuppo della curva momento-rotazione; (b) approssimazione bi-lineare suggerita per la progettazione.**

### 5.6.4 Conclusioni

Alla luce dei risultati sperimentali ottenuti dagli autori, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- per la stessa direzione del momento flettente, le curve momento-rotazione dei prototipi del pilastro interno ed esterno hanno una forma simile;
- il momento ultimo positivo è circa il 20% del momento ultimo negativo;
- la connessione, sottoposta a momento positivo, presenta un comportamento duttile.



## **CAPITOLO 6: CONNESSIONI INNOVATIVE TRAVE-PILASTRO**

Nell'ultimo decennio si sono osservati nel campo dell'ingegneria sismica lo sviluppo del performance based design e la definizione dei corrispondenti criteri di affidabilità. Inseguendo lo scopo ideale di fornire la società moderna di strutture con alte prestazioni sismiche, adatte a sostenere un livello di terremoto di progetto con danneggiamento limitato e trascurabile, sono state sviluppate soluzioni innovative ad alta prestazione e sistemi sismo-resistenti, basati su un'adeguata combinazione dei materiali tradizionali e della tecnologia disponibile. In questo Capitolo, si dà una visione degli sviluppi recenti e delle ricerche in atto sulle strutture prefabbricate con connessioni duttili, che si basano sull'uso di cavi non aderenti post tesi con capacità di auto-centraggio. È effettuata una discussione critica del comportamento concettuale, dei criteri di progetto e degli aspetti di modellazione insieme ad un aggiornamento sulle tendenze odierne delle norme che devono incorporare questi sistemi emergenti.

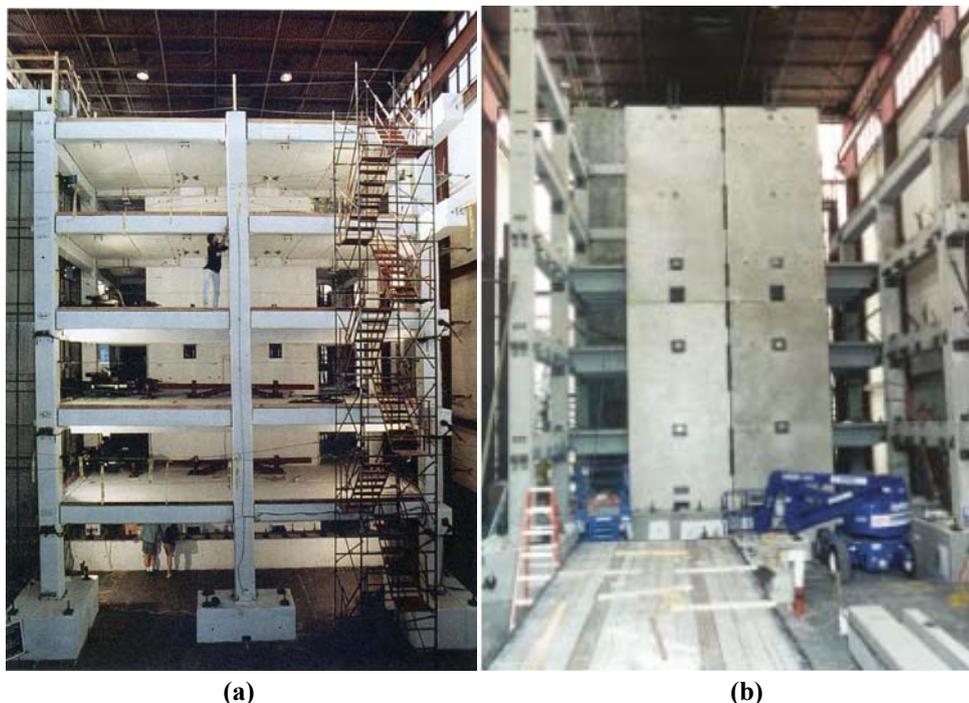
### **6.1 Validazioni sperimentali**

Con l'intento di approfondire la conoscenza delle prestazioni sismiche offerte dalle strutture prefabbricate in c.a. che non seguano la filosofia di "emulazione" del comportamento del c.a. gettato in opera e sviluppare normative di progettazione razionali, il programma di ricerca PRESSS (PREcast Seismic Structural System), iniziato nei primi anni '90 e conclusosi di recente (Priestley 1991, Priestley 1996, Priestley et al. 1999), ha promosso un'estesa campagna di ricerca analitico - sperimentale per lo sviluppo di sistemi (e sottosistemi) sismici alternativi, basati sull'utilizzo di connessioni duttili asciutte senza necessità di getti integrativi di completamento.

La fase conclusiva del programma ha visto, presso la Università della California a San Diego, la progettazione, la costruzione e la prova sperimentale,

sotto carichi sismici simulati, di un edificio di cinque piani in cemento armato prefabbricato in scala 60% (Nakaki et al. 1999, Priestley et al. 1999).

L'edificio-test (Figure 230(a) e 230(b)) rappresentava un modello in scala 60% di un edificio prototipo di cinque piani adibito ad ufficio e caratterizzato da dimensioni in pianta di 30.5 m x 61 m, un'altezza interpiano di 3.81 m e lunghezza di ogni campata di 7.62 m. Le dimensioni del modello sono state limitate in pianta a 9.14 m x 9.14 m e due campate per parte.



**Figura 230. (a) Edificio-test nel laboratorio della Università della California, San Diego; (b) sistema a muro a pannelli in fase di costruzione (Priestley et al. 1999).**

La resistenza alle sollecitazioni laterali indotte dal sisma è stata affidata, in una direzione, a due differenti telai in parallelo con quattro diverse tipologie di connessione trave-colonna e, nella direzione ortogonale, ad un muro a taglio e due telai a gravità (Figura 231). Nel complesso dunque si sono potute studiare, con una unica prova sperimentale, cinque differenti soluzioni per connessioni tra elementi strutturali in prefabbricato. Sono stati utilizzati a piani distinti due differenti sistemi a solaio, tipicamente utilizzati nella pratica costruttiva: a pannelli alveolari estrusi (hollow-core) o a travi prefabbricate a doppio T.

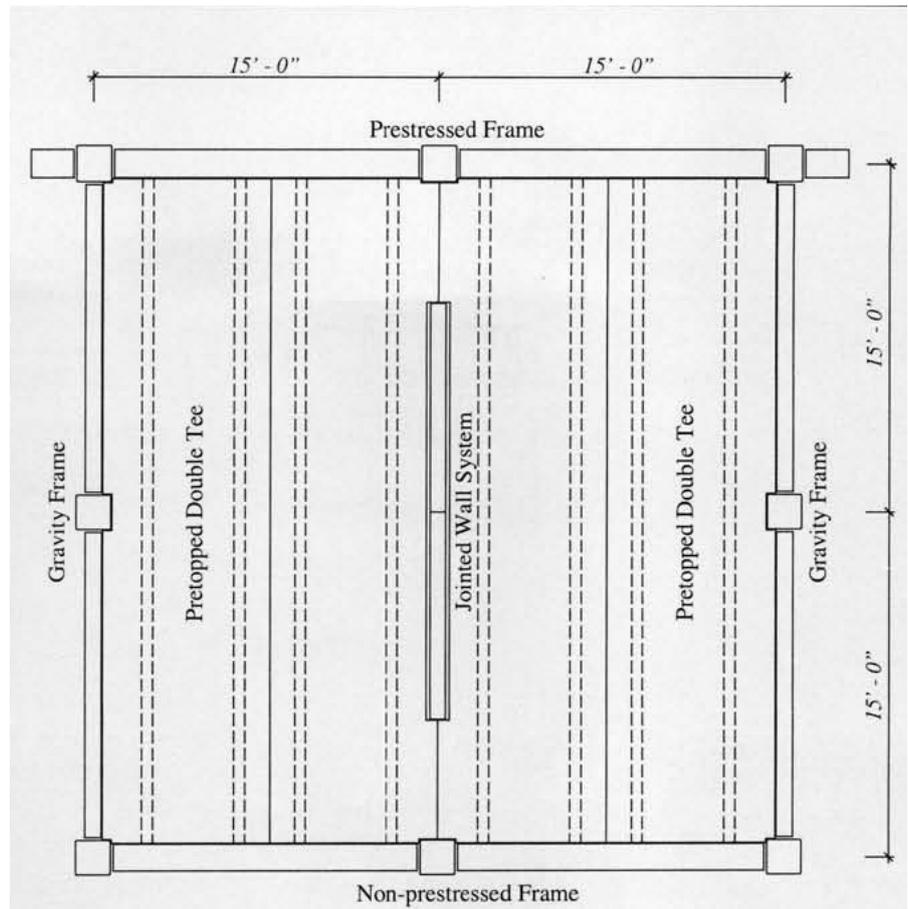


Figura 231. Sistemi antisismici nell'Edificio-test: pianta dell'edificio al 4° piano (Priestley et al. 1999).

I risultati della prova sperimentale hanno fornito una eccellente conferma sulle prestazioni sismiche delle connessioni adottate, sia per sistemi a telaio che per sistemi a muro utilizzabili per diverse tipologie di strutture prefabbricate: uffici, edifici per civile abitazione, strutture per parcheggio, capannoni industriali mono- o multi-piano.

E' opportuno ricordare che il test di un edificio a larga scala, costituito da differenti sistemi sismici, mirava in primo luogo a validare il comportamento d'insieme di una struttura reale complessa (comprensiva di sistemi sismici, telai a gravità, pareti e sistemi di solaio) e, al tempo stesso, verificare problemi in fase di realizzazione e velocità di montaggio. Nei limiti di spazio e operabilità del

laboratorio dell'Università di San Diego, la costruzione dell'edificio è stata completata in 12 giorni lavorativi.

## 6.2 Soluzioni per sistemi a telaio

Tra le diverse soluzioni adottate per la connessione trave-pilastro in un sistema a telaio (Figura 232), particolare rilievo si vuole dare alla soluzione di tipo ibrido, in grado di garantire una estrema flessibilità in fase di progettazione con possibilità di ottimizzare le prestazioni del sistema durante la risposta sismica.

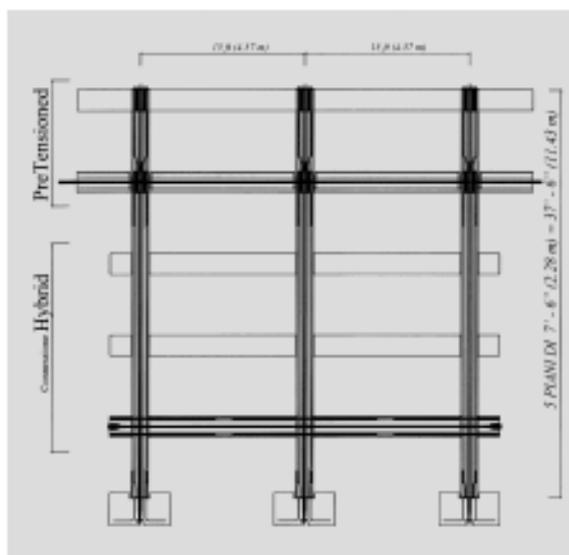


Figura 232. Sistema a telaio (Pampanin 2001).

### 6.2.1 Connessione di tipo ibrido

Caratterizzata dalla contemporanea presenza di cavi non aderenti post-tesi e armatura ordinaria, tale connessione (Figure 233 e 234) è stata studiata per ridurre il livello di danneggiamento negli elementi in prefabbricato garantendo l'apertura e la chiusura di una fessura all'interfaccia trave colonna ed un' adeguata dissipazione energetica tramite lo snervamento dell'armatura ordinaria (Stanton et al. 1997), oggi sostituita da dissipatori esterni facilmente sostituibili in caso di danneggiamento sismico (Pampanin 2005).

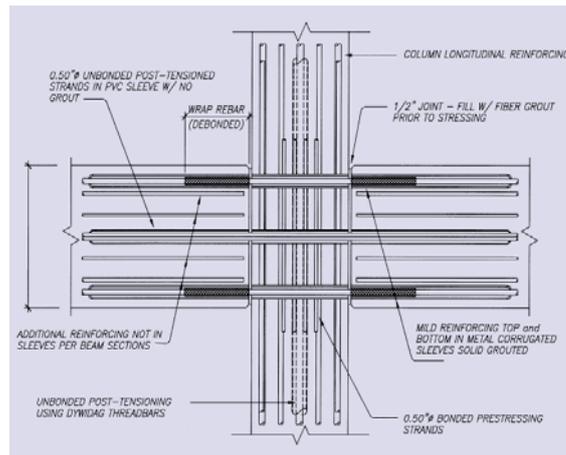


Figura 233. Connessione ibrida trave-pilastro (Pampanin 2001).

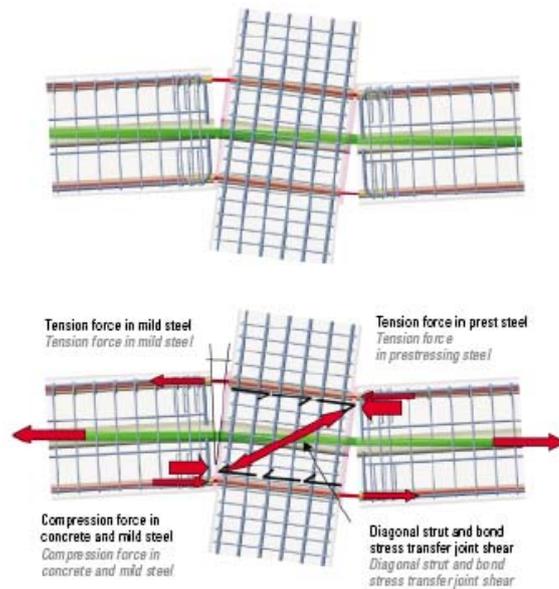


Figura 234. Connessione ibrida trave-pilastro: meccanismo di trasferimento delle forze (Pampanin 2001).

I cavi di post-tensione sono inseriti in guaine, senza iniezione di malta per un tratto di lunghezza opportunamente progettata, per mantenere le deformazioni in campo elastico. Si evitano dunque perdite di carico di post-tensione che garantisce la resistenza a taglio sismico per semplice attrito alla sezione di interfaccia, dove è disposto uno strato-cuscinetto di malta fibrorinforzata.

L'armatura lenta è inserita in guaine metalliche corrugate e successivamente riempite con malta per garantire aderenza con il calcestruzzo, salvo per brevi tratti in prossimità dell'interfaccia con la colonna per ridurre le deformazioni localizzate nell'acciaio ed evitare premature rotture delle barre.

Vengono dunque a combinarsi, in un'unica soluzione di tipo ibrido, i vantaggi di un comportamento di tipo non lineare elastico ad esempio con barre precomprese (riduzione delle deformazioni residue con chiusura delle fessure e comportamento "auto-centrante") con quelli tipici degli elementi duttili, come l'acciaio dolce, classici di un soluzione monolitica in c.a. gettato in opera (alta dissipazione energetica). Questo connubio conduce ad un comportamento isteretico "flag-shape" (Figura 235).

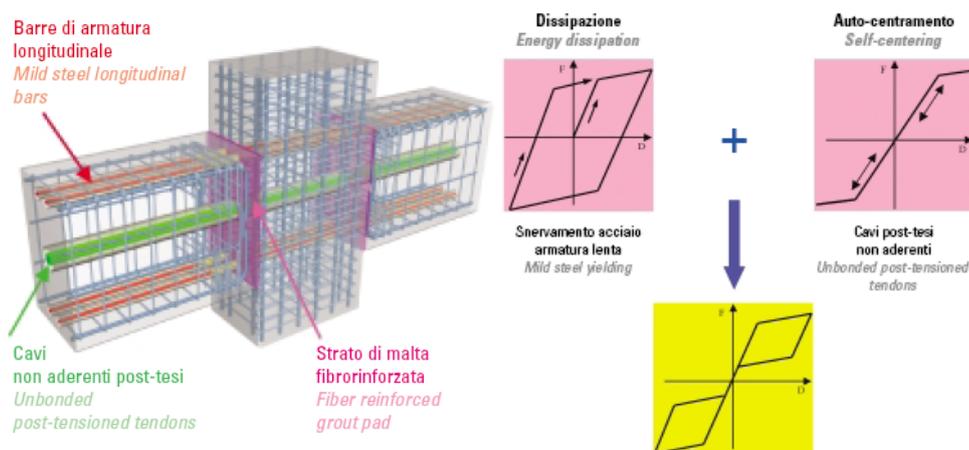


Figura 235. Concetto di sistema ibrido (Pampanin 2001).

### 6.3 Soluzioni per sistemi a muro

Il sistema sismico con muro a taglio (Figura 236) può essere costituito da pannelli in prefabbricato adiacenti connessi alla fondazione da barre non aderenti di post-tensione e progettati per potersi distaccare dalla fondazione (con momento resistente dato dalla somma del peso proprio e della forza di richiamo elastico delle barre post-tese) e oscillare come corpo rigido (rocking).

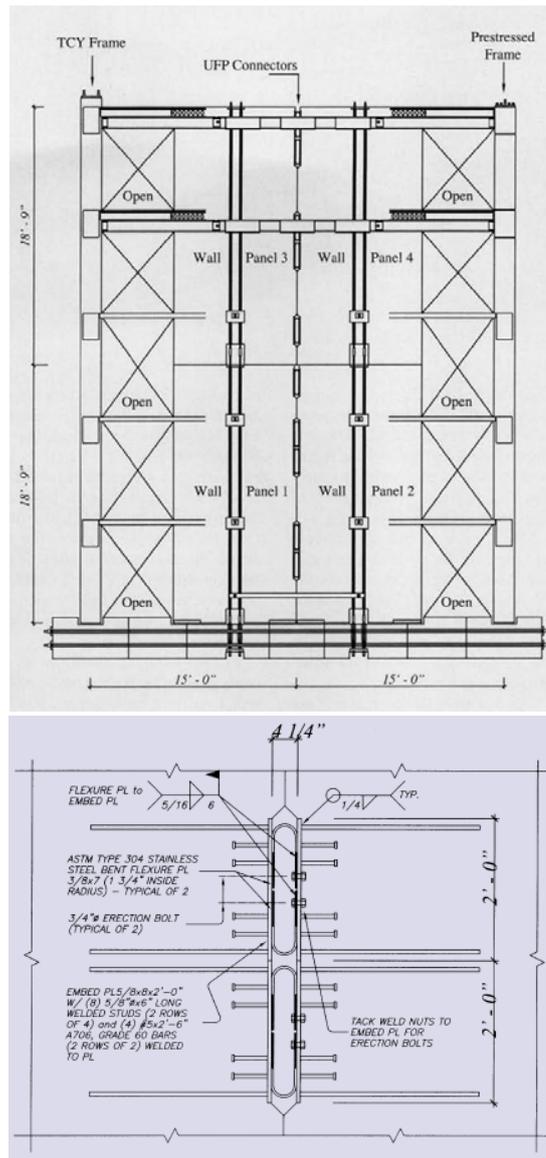


Figura 236. Sistema a muro con connettori UFP (Pampanin 2001).

Un'elevata dissipazione energetica è fornita al sistema da speciali connettori in acciaio (UFP, U-shape Flexural Plates) disposti nei giunti verticali che sfruttano lo scorrimento relativo di pannelli adiacenti (Figure 237 e 238). Proprietà autocentranti, con chiusura delle fessure e ripristino della configurazione preventivo sismico, sono inoltre garantite dalla presenza delle barre verticali post-tese non aderenti. In sostanza, si configura un sistema di tipo ibrido concettualmente

analogo alla soluzione descritta per la connessione trave-colonna di sistemi a telaio.

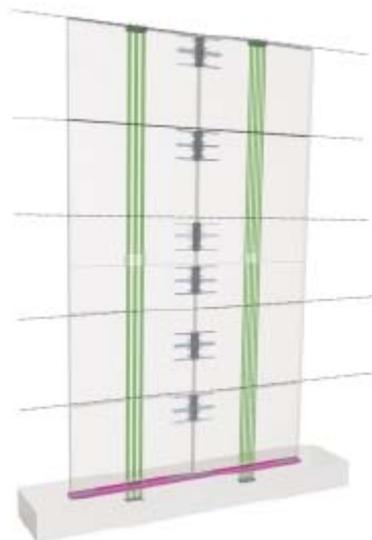


Figura 237. Schema del sistema a muro (Pampanin 2001).

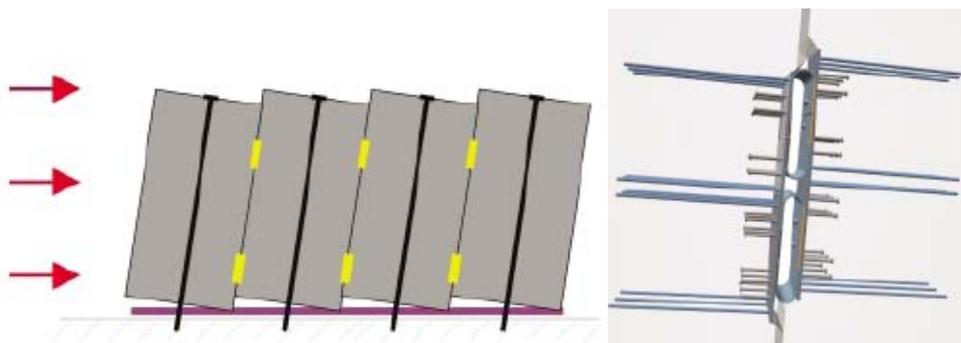


Figura 238. Meccanismo di risposta del sistema a muro e dissipatori (Pampanin 2001).

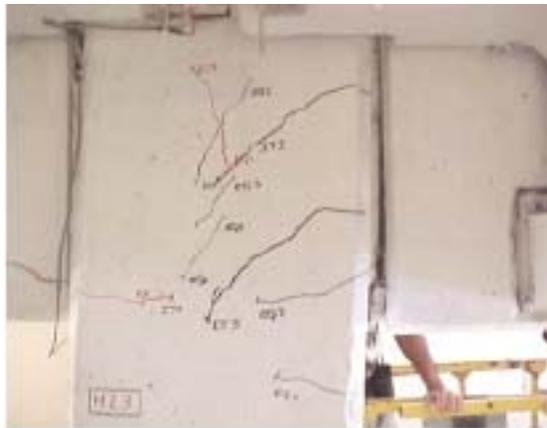
## 6.4 Elevate prestazioni sismiche

### 6.4.1 Sistema a telaio

Come atteso e confermato dalle prove sperimentali (Priestley et al. 1999), le peculiari caratteristiche di tali connessioni asciutte a dissipazione concentrata,

comportano una concentrazione della domanda inelastica (vale a dire rotazione relativa trave-colonna) nelle sezioni critiche di interfaccia (trave-colonna o pannello di base-fondazione) con l'apertura e chiusura di un'unica preesistente fessura. A differenza dunque di quanto risulterebbe da una connessione di tipo monolitico (c.a. gettato in opera), il livello di fessurazione e danneggiamento negli elementi strutturali è ridotto a livelli trascurabili (Figura 239) con immediato impatto sui costi di riparazione e manutenzione della struttura, nonché sui costi indiretti dovuti ad una prolungata inagibilità della struttura stessa a seguito dell'evento sismico.

La presenza di cavi non aderente post-tesi (sistema muro e connessione ibrida trave-colonna), consente di ridurre in modo significativo le deformazioni/spostamenti residui (vale a dire ampiezza delle fessure, lo spostamento d'interpiano), parametro estremamente importante nella risposta sismica di una struttura e spesso trascurato.



**Figura 239. Comportamento sperimentale della connessione ibrida trave-pilastro (Pampanin 2001).**

#### **6.4.2 Sistema a Muro**

Come evidenziato sperimentalmente, il comportamento strutturale dei sistemi a muro soggetto ad azioni sismiche è in grado di salvaguardare gli elementi a pannello prefabbricati, nel quale non si è rilevata alcuna fessura. Il moto oscillante (rocking=rollio controllato) dei pannelli rispetto alla fondazione di base comporta infatti l'apertura e chiusura di una fessura pre-esistente nella regione critica alla base (connessione con la fondazione) dove si può riscontrare un lieve danneggiamento nel calcestruzzo, facilmente riparabile, alle estremità (Figura

240(a)). Gli speciali dissipatori UFP, oltre a fornire una resistenza flessionale aggiuntiva all'intero sistema, tramite accoppiamento dei pannelli, possono garantire un'elevata dissipazione energetica, senza alcun danneggiamento evidente (Figura 240(b)).

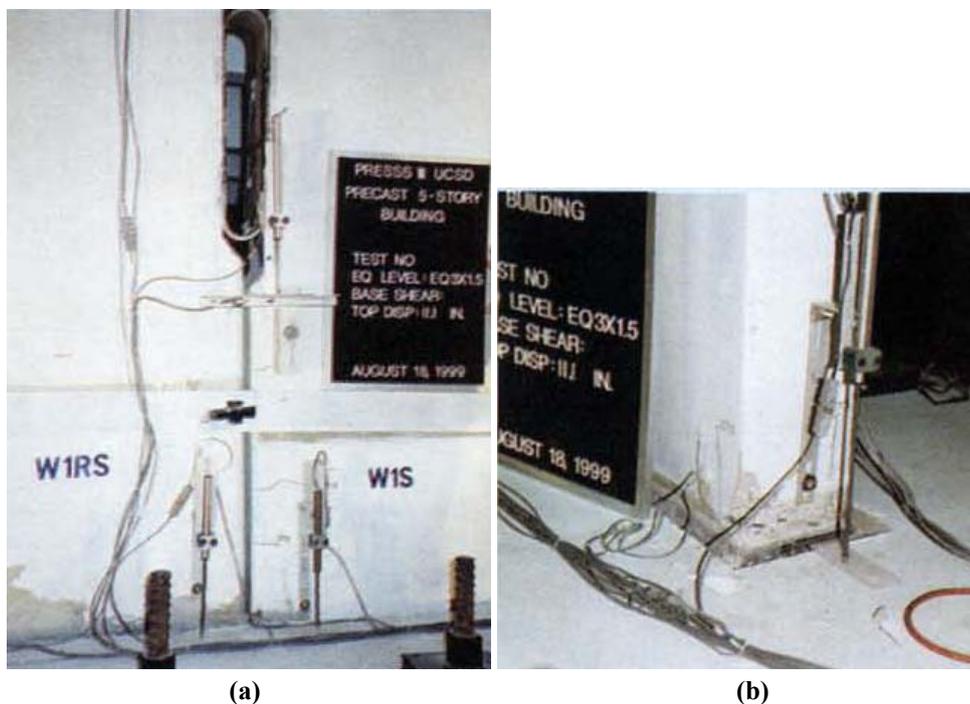


Figura 240. Comportamento sperimentale della connessione ibrida trave-pilastro (Priestley et al. 1999).

## 6.5 Metodo progettuale adeguato

L'eccellente performance delle soluzioni descritte per connessioni di elementi strutturali in prefabbricato si traduce, dunque, in una sostanziale riduzione del livello di danneggiamento, con immediati vantaggi sui costi di riparazione e manutenzione. I notevoli costi legati ad una prolungata interruzione di funzionalità della struttura in prefabbricato possono inoltre essere sostanzialmente ridotti se non completamente eliminati. E' il caso di ricordare però che, come ogni soluzione tecnologico-progettuale, il sistema ibrido, concepito come adeguata combinazione di barre di post-tensione e armatura lenta o speciali dissipatori (nel caso di sistema a telaio o a muro, rispettivamente) e realizzato nella pratica con le caratteristiche

tecnologiche mostrate, fonda la sua efficienza su una appropriata progettazione sismica d'insieme e di dettaglio, in grado di controllarne ed enfatizzarne i vantaggi.

## **6.6 Analisi e progetto semplificato delle connessioni duttili (Palermo & Pampanin 2008)**

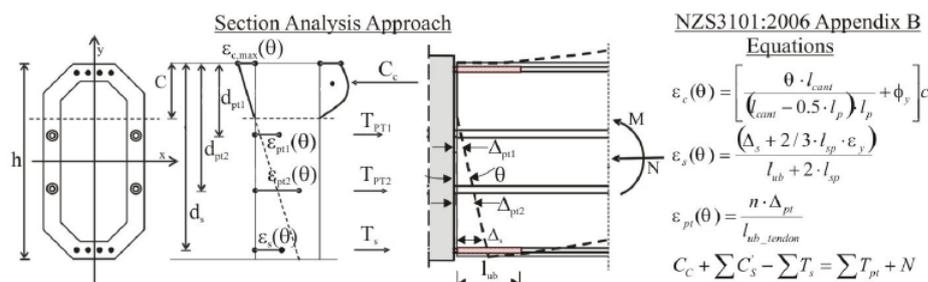
Questo paragrafo descrive degli strumenti di progetto semplificati per connessioni/sistemi prefabbricate ibride sviluppati durante il progetto PRESSS (PREcast Seismic Structural Systems), dove barre poste tese non aderenti sono adeguatamente combinate con barre di armature dolce o dispositivi di smorzamento supplementari. Studi numerico-sperimentali sono ancora in corso per raffinare questa nuova generazione di sistemi sismo-resistenti basati sulla tecnologia PRESSS, mentre vari sono stati già implementati in differenti nazioni sismo-genetiche nel mondo, inclusi gli Stati Uniti, l'Europa, il Sud America, il Giappone, e la Nuova Zelanda (Pampanin 2005). Indicazioni di normativa sono oggi disponibili in forma esaustiva nella norma Neozelandese (NZS 2006); in altri documenti (fib 2004), (ACI 2001) sono state illustrate le linee guida di progettazione e la procedura analitica di analisi della sezione per predire la capacità flessionale delle connessioni ibride.

Al fine di progettare delle connessioni ibride, che sono soggette a un moto di rotazione controllato sotto l'eccitazione di un terremoto, è stata proposta da Palermo e Pampanin 2008 una procedura di analisi della sezione per valutare il comportamento momento-rotazione della connessione, e validata con una serie di prove sperimentali. In questo paragrafo, è compiuta un'analisi parametrica sui differenti profili di sezione al fine di studiare i parametri principali che influenzano la capacità momento-rotazione delle sezioni ibride. Sono stati considerati negli studi parametrici sia i parametri strutturali vale a dire la lunghezza non ancorata dei cavi, l'acciaio dolce, la lunghezza dell'elemento sia i parametri della sezione vale a dire i rapporti meccanici dei cavi non ancorati, l'acciaio dolce, lo sforzo normale adimensionalizzato. Sulla base di questi risultati è stata sviluppata, in forma tabellare, una procedura semplificata di progetto. È stata derivata dagli autori, anche, una soluzione in forma chiusa approssimata per sezioni rettangolari con armatura dolce concentrata.

### **6.6.1 Approccio dell'analisi della sezione**

In un sistema a rotazione controllata, una curvatura infinita si sviluppa nella sezione critica dovuta all'apertura e chiusura di una singola fessura (gap) all'interfaccia. Tuttavia, quando si definisce il comportamento della sezione, si deve adottare una

relazione momento-rotazione da una tradizionale relazione momento-curvatura. A causa della presenza di cavi post-tesi non aderenti e di una parziale lunghezza non aderente dell'acciaio dolce, la compatibilità della deformazione della sezione tra calcestruzzo e acciaio è violata nella sezione critica di interfaccia (Figura 241). Ciò richiede l'introduzione di una condizione alternativa di congruenza a livello di elemento globale come suggerito dall'MBA (Pampanin et al. 2001, fib 2004, Palermo 2004, NZS 2006)). In accordo con questa procedura, una condizione di congruenza si ottiene imponendo una uguaglianza di inflessioni a livello di elemento tra un sistema che implementa la connessione ibrida e una soluzione equivalente monolitica in cemento armato. Come risultato, deformazioni interne del materiale, tensioni, forze e contributi del momento si possono valutare relativamente al meccanismo di apertura e chiusura della fessura così come la distribuzione e la valutazione della deformazione del materiale in una sezione generica di un pilastro soggetta a momento flettente  $M$ , sforzo normale  $N$  e post-tensione  $T_{pt}$ . Per una data rotazione,  $\theta$ , la profondità dell'asse neutro,  $c$ , corrisponde ad una soluzione unica rispettando entrambe le equazioni di equilibrio a livello di sezione e le condizioni di congruenza a livello di elemento; si può così derivare una risposta completa momento-rotazione.



**Figura 241. Approccio dell'analisi della sezione per connessioni ibride e equazioni proposte nella normativa Neozelandese (NZS3101:2006, Appendix B).**

La Figura 242 mostra la relazione risultante momento-rotazione e la sua linearizzazione corrispondente ai seguenti livelli fondamentali di prestazione: 1) punto di decompressione, dove, in corrispondenza del momento  $M_{dec}$ , la fessura  $\theta$  comincia ad aprirsi; punto di perdita della linearità, brevemente detto punto II ( $\theta_{II}$ ,  $M_{II}$ ), come proposto da Priestley & Tao 1993 e El-Sheikh et al. 1997 corrispondente al verificarsi di un improvviso cambio di rigidità dovuta alla non linearità geometrica seguente alla ricollocazione della profondità dell'asse neutro.

Questa tipicamente avviene per un momento  $M_u=2-2.5 M_{dec}$ . Se  $M_u \geq M_y$ , il punto II si assume equivalente al punto di snervamento; 3) il punto di snervamento ( $\theta_y, M_y$ ), corrispondente o allo snervamento dell'acciaio dolce ( $\epsilon_s=\epsilon_{sy}$ ) o il raggiungimento della deformazione del calcestruzzo  $\epsilon_c=0.002$  asseconda di quale dei due accade prima; 4) il punto di servizio ( $\theta_s, M_s$ ) corrispondente alla rottura del copriferro di calcestruzzo ( $\epsilon_c=0.004$ , con rottura che avviene a  $\epsilon_c=0.0064$ ) o il raggiungimento della deformazione dell'acciaio pari a  $\epsilon_c=0.01$  asseconda sempre di quale dei due avviene prima; 5) il punto di collasso ( $\theta_u, M_u$ ) che corrisponde al raggiungimento della deformazione ultima in uno dei due materiali: deformazione del calcestruzzo  $\epsilon_c=0.02$  o  $\epsilon_s=0.06$  Priestley & Kowalsky 1998 hanno suggerito queste definizioni di  $M_y, M_s, M_u$  per un comportamento linearizzato momento-rotazione per sezioni in cemento armato. Lo scopo degli autori è quello di estendere similmente la valutazione del comportamento delle connessioni ibride per scopi di progetto e analisi, valutando i punti fondamentali del comportamento linearizzato momento-rotazione in corrispondenza di livelli specifici di prestazione.

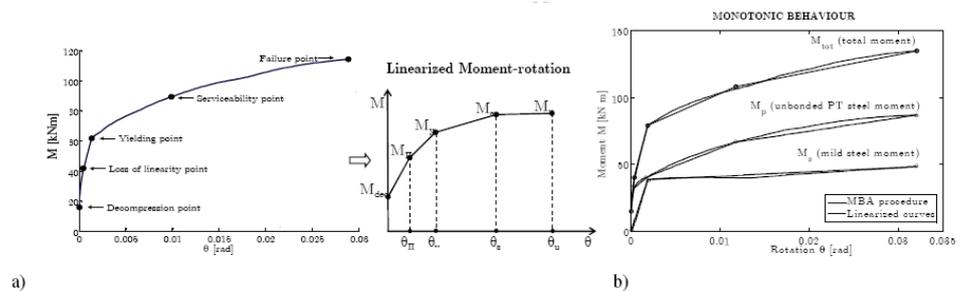
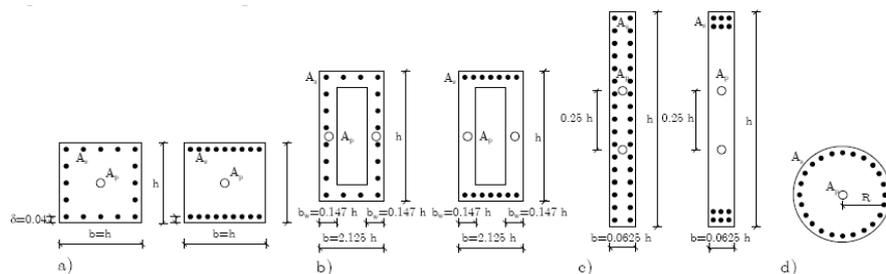


Figura 242. (a) Punti fondamentali di una tipica relazione momento-rotazione; (b) curve linearizzate e auto-centramento e contributi dissipativi.

### 6.6.2 Analisi parametrica

Estese analisi parametriche sulle connessioni ibride a partire dalla procedura momento-rotazione proposta da Palermo nel 2004 considerando sezioni differenti e diverse configurazioni di armatura sono state effettuate e sono stati sviluppati da queste abachi di progetto. La Figura 243 mostra i dati geometrici delle differenti sezioni considerate nell'analisi parametrica. Si è considerata sia un'armatura concentrata superiormente e inferiormente che un'armatura distribuita nella sezione. Si è adottato un modello di calcestruzzo confinato (Mander et al. 1988) è

stato adottato, mentre per l'acciaio dolce e per i cavi di post-tensione si è considerato il modello proposto da Dodd e Restrepo-Posada 1995.



**Figura 243. Differenti tipologie di sezioni analizzate con armatura di acciaio dolce concentrata o distribuita: (a) sezione quadrata; (b) sezione rettangolare cava; (c) sezione a parete rettangolare; (d) sezione circolare.**

Al contrario delle sezioni in cemento armato, le curve momento-rotazione di una connessione dissipativa ibrida con cavi post-tesi non aderenti dipendono da parametri strutturali supplementari come l'altezza del pilastro o la lunghezza della mensola della trave (distanza tra il punto di flesso e la sezione di rollio dove avviene l'apertura della fessura), la lunghezza non ancorata del cavo  $L_{pub}$ , la lunghezza non ancorata dell'acciaio dolce  $L_{sub}$ . La Figura 244 mostra, per il caso della sezione quadrata con armature concentrate, le curve momento-rotazione ottenute variando la lunghezza dei cavi non ancorati ( $L_{pub}/L$ ) e l'armatura di acciaio dolce ( $L_{sub}/L$ ). Come ci si aspetta, per entrambi i casi la capacità flessionale allo stato limite di servizio non cambia; il punto che delinea la perdita della linearità, brevemente definito punto II ( $\theta_{II}$ ,  $M_{II}$ ), si riduce drasticamente quando ( $L_{pub}/L$ ) si incrementa. Allo stato limite ultimo, se la rottura dell'acciaio dolce governa la rottura della connessione ibrida, un incremento di ( $L_{sub}/L$ ) corrisponderebbe a valori più alti dell'apertura massima della fessura (Figura 244).

Comunque, nella fase di progetto, dove si considera una rotazione tipica di  $\theta = 0.02$  (spostamento  $\approx 2\%$ ), la variazione dei due parametri di lunghezza sopra menzionati,  $L_{pub}$  e  $L_{sub}$  non influiscono significativamente sulla risposta in termini di momento-rotazione (apertura della fessura). Considerando i parametri della sezione, i rapporti meccanici del cavo non ancorato,  $\omega_p = f_{py} A_p / f_{co}' h b$  e dell'acciaio dolce,  $\omega_s = f_{sy} A_s / f_{co}' h b$  sono stati variati nell'intervallo 0.02-0.3 (con incremento di 0.02). Lo sforzo normale adimensionalizzato  $v$  varia nel range  $0 \leq v \leq 0.6$ . La tensione iniziale  $f_{p0}$  nei cavi non ancorati è fissato pari a  $0.6 f_{pu}$ . I diagrammi adimensionali momento-sforzo normale ( $v = N / f_{co}' h b$ ,  $\mu = M / f_{co}' h^2 b$ ), sono ottenuti per differenti livelli di  $\omega_s$  per assegnati valori di  $\omega_p$ .

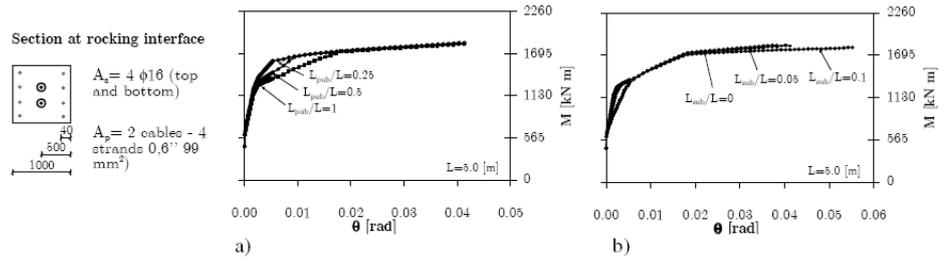


Figura 244. Momento – rotazione (apertura della fessura) variando  $L_{pub}/L$  e  $L_{sub}/L$ .

La Figura 245 mostra il contributo in termini di diagrammi  $v-\mu$  dell'armatura dolce, dei cavi non aderenti post tesi e del carico assiale, per lo specifico caso di sezione quadrata con armatura dolce concentrata. Incrementando  $\omega_s$ , vale a dire l'armatura dolce, la capacità flessionale totale della sezione si incrementa. Il rapporto  $v$  riduce notevolmente la capacità flessionale della sezione per valori maggiori di 0.4. Per ogni livello di progetto (snervamento, stato limite di servizio e ultimo), sono fornite maggiori informazioni in Tabella 10, dove sono riportati la posizione dell'asse neutro adimensionalizzato  $\xi(c/d)$ , l'apertura della fessura  $\theta$ , le tensioni adimensionalizzate per l'armatura dolce  $\alpha_{(sc)}$  (superiore – compressione) e  $\alpha_{(st)}$  (inferiore – trazione), per cavi non ancorati post-tesi  $\alpha_{(p)}$  e per calcestruzzo (massima tensione di compressione)  $\alpha_{(c)}$ .

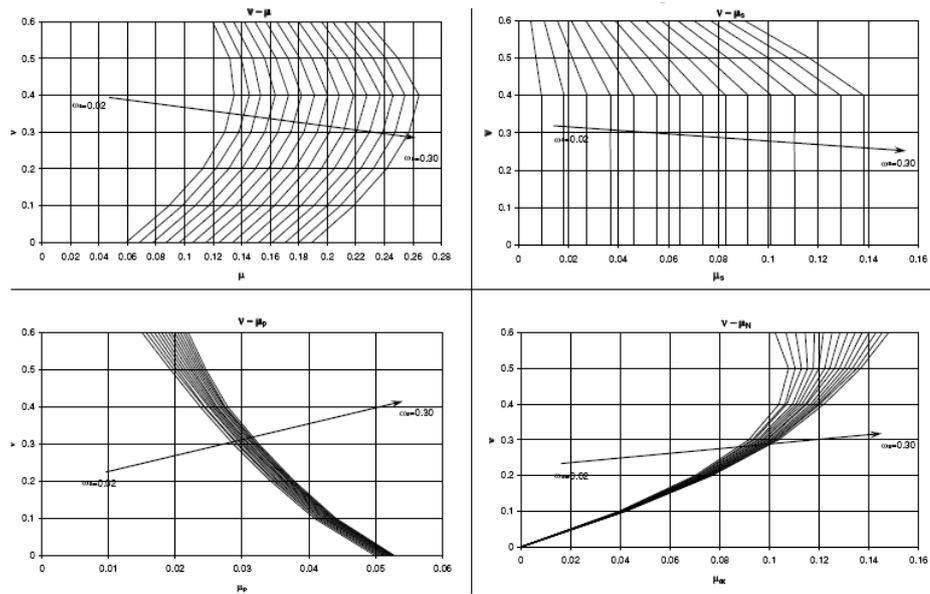


Figura 245.  $v-\mu$  allo stato limite di servizio ( $\omega_p=0.14$ ;  $\omega_s=0.02$ ;  $0.04$ ; ...;  $0.28$ ;  $0.30$ ).

**Tabella 10: Parametri della sezione allo snervamento, stato limite di servizio e ultimo**  
( $\omega_p=0.14$ ;  $\omega_s=0.08$ ).

$V$	$\mu_{yield}$	$\mu_{yield,(s)}$	$\mu_{yield,(p)}$	$\mu_{yield,(N)}$	$\theta_{yield}$	$\xi_{yield}$	$\alpha_{yield,(st)}$	$\alpha_{yield,(sc)}$	$\alpha_{yield,(p)}$	$\alpha_{yield,(c)}$
0.0	0.0732	0.0353	0.0388	0.0000	0.0084	0.3	-0.997	0.418	-0.691	0.710
0.1	0.1056	0.0355	0.0353	0.0371	0.0091	0.4	-1.000	0.637	-0.681	0.914
0.2	0.1295	0.0335	0.0319	0.0681	0.0092	0.5	-0.921	0.833	-0.670	1.028
0.3	0.1313	0.0215	0.0270	0.0883	0.0061	0.6	-0.527	0.849	-0.656	1.028
0.4	0.1272	0.0146	0.0223	0.0977	0.0038	0.7	-0.256	0.861	-0.652	1.028
0.5	0.1150	0.0110	0.0175	0.0956	0.0020	0.9	-0.064	0.869	-0.654	1.028
0.6	0.0935	0.0095	0.0125	0.0810	0.0004	1.1	0.080	0.875	-0.663	1.028

$V$	$\mu_{serv}$	$\mu_{serv,(s)}$	$\mu_{serv,(p)}$	$\mu_{serv,(N)}$	$\theta_{serv}$	$\xi_{serv}$	$\alpha_{serv,(st)}$	$\alpha_{serv,(sc)}$	$\alpha_{serv,(p)}$	$\alpha_{serv,(c)}$
0.0	0.0870	0.0368	0.0509	0.0000	0.0290	0.1	-1.000	1.000	-0.824	1.137
0.1	0.1167	0.0368	0.0418	0.0403	0.0196	0.3	-1.000	1.000	-0.741	1.138
0.2	0.1402	0.0368	0.0353	0.0721	0.0151	0.4	-1.000	1.000	-0.699	1.137
0.3	0.1562	0.0368	0.0299	0.0952	0.0123	0.5	-1.000	1.000	-0.671	1.141
0.4	0.1636	0.0368	0.0250	0.1092	0.0104	0.6	-1.000	1.000	-0.653	1.143
0.5	0.1560	0.0291	0.0207	0.1153	0.0089	0.7	-0.720	1.000	-0.641	1.136
0.6	0.1418	0.0211	0.0169	0.1145	0.0076	0.8	-0.398	1.000	-0.633	1.136

$V$	$\mu_{ult}$	$\mu_{ult,(s)}$	$\mu_{ult,(p)}$	$\mu_{ult,(N)}$	$\theta_{ult}$	$\xi_{ult}$	$\alpha_{ult,(st)}$	$\alpha_{ult,(sc)}$	$\alpha_{ult,(p)}$	$\alpha_{ult,(c)}$
0.0	0.0907	0.0368	0.0559	0.0000	0.0637	0.2	-1.000	1.000	-0.977	0.713
0.1	0.1116	0.0368	0.0420	0.0365	0.0444	0.3	-1.000	1.000	-0.822	0.715
0.2	0.1267	0.0368	0.0324	0.0632	0.0333	0.4	-1.000	1.000	-0.731	0.721
0.3	0.1316	0.0368	0.0246	0.0782	0.0272	0.5	-1.000	1.000	-0.673	0.708
0.4	0.1278	0.0368	0.0184	0.0827	0.0222	0.6	-1.000	1.000	-0.636	0.716
0.5	0.1123	0.0368	0.0128	0.0751	0.0188	0.7	-1.000	1.000	-0.608	0.716
0.6	0.0813	0.0368	0.0071	0.0523	0.0166	0.8	-1.000	1.000	-0.585	0.698

### 6.6.3 Metodi di progetto semplificati

I risultati delle analisi parametriche viste in precedenza sono un potente strumento per la progettazione; il progetto delle sezioni ibride può essere implementato usando il sopra menzionate tabelle di progetto M-N o adimensionalizzate  $v$ - $\mu$ , come tipicamente fatto per le sezioni tradizionali in cemento armato. In aggiunta all'approccio progettuale basato sulle tabelle di progetto, può essere adottata una soluzione in forma chiusa (valida per pilastri quadrati/rettangolari e pareti con armatura dolce concentrata superiormente e inferiormente nella sezione), come si vedrà di seguito.

#### 6.6.3.1 Approccio con le tabelle di progetto $v$ - $\mu$

La procedura di progetto si basa sull'uso di tre parametri principali, vale a dire il momento flettente di progetto, lo sforzo normale e la condizione di auto-centramento target governata dal parametro  $\lambda$ , vale a dire il rapporto tra il contributo momento auto-centrante,  $M_{pt} + M_N$ , fornito dalla post-tensione e dal carico assiale, e il contributo momento dissipativo,  $M_s$ , fornito dall'acciaio dolce o da altri dissipatori. Tipicamente, si raccomanda che  $\lambda$  sia maggiore di 1.25, al fine di garantire una condizione di pieno ri-centramento, e preferibilmente non maggiore di 2-3, per ottimizzare la capacità di dissipazione energetica del sistema:

$$\lambda = \frac{M_p + M_N}{M_s} \geq 1.25 \quad (97)$$

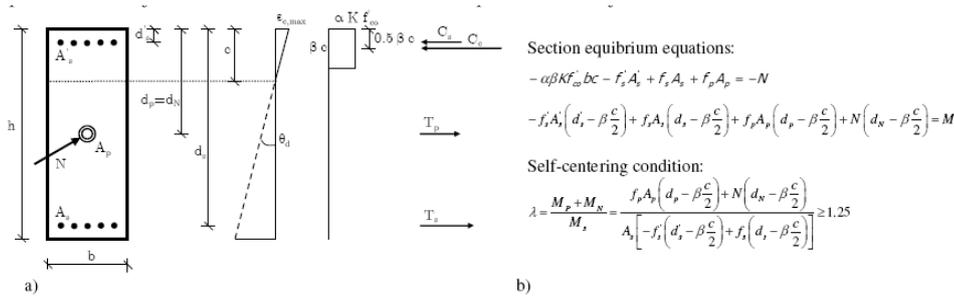
Poiché  $M=M_p+M_N+M_s$ , la relazione tra il contributo flettente (o momento adimensionalizzato  $\mu=M/f_{c0} \cdot h^2 \cdot b$ ) e la condizione di rientramento  $\lambda$  può essere scritta come:

$$M_s = \frac{M}{1+\lambda}; \mu_s = \frac{M_s}{f_{c0} \cdot b \cdot h^2}; M_p + M_N = \frac{M \cdot \lambda}{1+\lambda}; \mu_p + \mu_N = \frac{M_p + M_N}{f_{c0} \cdot b \cdot h^2} \quad (98)$$

Una volta note le capacità flessionali adimensionali di auto-centramento e di dissipazione così come il rapporto assiale  $v$ , i rapporti meccanici richiesti di armatura dolce e post-tesa  $\omega_s$  e  $\omega_p$  possono essere facilmente trovati usando il sopra menzionata diagramma di interazione e le tabelle di progetto ( $\mu_s - v$ ,  $\mu_p - v$ ,  $\mu_N - v$ ) mostrate in Figura 245 e in Tabella 10. Al primo livello, si può assumere durante il processo di progetto lo stato limite di servizio. L'effettiva apertura della fessura si controlla essere coerente con la prestazione strutturale attesa (per esempio il 2% di spostamento). Potrebbero richiedersi delle interpolazioni tra lo stato limite di servizio (o ultimo) e i punti di snervamento dalle tabelle. Dai rapporti meccanici delle armature  $\omega_s$  e  $\omega_p$  si può ottenere la reale armatura interna di acciaio dolce ( $A_s$ ,  $A_s'$ ) ed i cavi di post-tensione non ancorati, assumendo successivamente le dimensioni della sezione dell'elemento.

### 6.6.3.2 Approccio approssimato basato sull'equilibrio della sezione

Si presenta di seguito per sezioni rettangolari con armatura dolce concentrata una soluzione approssimata basata sull'equilibrio della sezione nell'ipotesi di block stress del calcestruzzo. Confrontando le indicazioni progettuali semplificate fornite dall'ACI 2001, si considerando alcuni parametri addizionali come l'influenza del parametro di ricentrimento  $\lambda$  e il contributo dello sforzo normale adimensionalizzato  $v$ . Sono imposte tre condizioni: l'equilibrio alla traslazione, l'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro delle compressioni del calcestruzzo e una condizione di auto-centramento (Figura 246).



**Figura 246. (a) Dettagli dell'analisi della sezione; (b) equazioni di equilibrio e condizione di auto-centramento.**

Le equazioni di congruenza per i materiali sono le stesse riportate in Figura 241.  $\alpha$  e  $\beta$  sono i coefficienti del block stress come proposto da Popovics 1970,  $K=f_{cc}'/f_{c0}'$  tiene conto dell'effetto di confinamento ed è dato dal rapporto tra la massima tensione di compressione del calcestruzzo confinato  $f_{cc}'$  e la tensione di compressione del calcestruzzo non confinato  $f_{c0}'$ .

Assumendo la stessa quantità di armatura dolce al lembo superiore e inferiore della sezione, vale a dire  $A_s=A_s'$ , e dividendo le due equazioni di equilibrio della sezione per  $f_{c0}'hb$ ,  $f_{c0}'h^2b$ , rispettivamente, si ottengono le seguenti formule adimensionali:

$$-\alpha \cdot \beta \cdot K \cdot \xi + (-\alpha_s' + \alpha_s) \cdot \omega_s + \alpha_p \cdot \omega_p = \nu \quad (99)$$

$$\omega_s \cdot \left[ -\alpha_s' \cdot \left( \delta_s' - \beta \cdot \frac{\xi}{2} \right) + \alpha_s \cdot \left( \delta_s - \beta \cdot \frac{\xi}{2} \right) \right] + \quad (100)$$

$$\alpha_p \cdot \omega_p \cdot \left( \delta_p - \beta \cdot \frac{\xi}{2} \right) + \nu \cdot \left( \delta_N - \beta \cdot \frac{\xi}{2} \right) = \mu$$

$$\lambda = \frac{f_p \cdot A_p \cdot \left( d_p - \beta \cdot \frac{c}{2} \right) + N \cdot \left( d_N - \beta \cdot \frac{c}{2} \right)}{A_s \cdot \left[ f_s \cdot \left( d_s - \beta \cdot \frac{c}{2} \right) - f_s' \cdot \left( d_s' - \beta \cdot \frac{c}{2} \right) \right]} \quad (101)$$

Dove  $\xi=c/h$  è la posizione adimensionalizzata dell'asse neutro,  $\alpha_s$ ,  $\alpha_s'$ ,  $\alpha_p$ ,  $\delta_s'$ ,  $\delta_s$ ,  $\delta_p$ , sono le tensioni adimensionalizzate e le distanze (dal bordo superiore della sezione) dell'acciaio dolce, del cavo non aderente rispettivamente e  $\delta_N$  è la distanza adimensionale dello sforzo assiale dalla parte superiore della sezione. Le analisi parametriche confermano che  $\alpha_s=\alpha_s'$ , per cui l'asse neutro adimensionalizzato si può facilmente scrivere come:

$$\xi \cong \frac{1}{\alpha \cdot \beta \cdot K} \cdot (v + \alpha_p \cdot \omega_p) \quad (102)$$

Sostituendo  $\delta_p=0.5$  nelle equazioni (100) e (101) e inserendo l'equazione (102) nell'equazione (100), la posizione adimensionalizzata dell'asse neutro  $\xi$  si può ottenere nella soluzione riportata nell'equazione (103):

$$\xi \cong \frac{1}{\alpha \cdot \beta} \cdot \left( 1 \pm \sqrt{1 - \frac{8 \cdot \mu \cdot \lambda}{\alpha \cdot K \cdot (1 + \lambda)}} \right) \quad (103)$$

Per un'assegnata rotazione target  $\theta_d$ , le deformazioni dei materiali e così come le tensioni adimensionalizzate del materiale  $\alpha_s, \alpha_s', \alpha_p$  si possono facilmente valutare dal meccanismo della sezione mostrato in Figura 241 e in accordo con la procedura riportata in Palermo 2004. Infine, i rapporti meccanici  $\omega_s$  e  $\omega_p$  si possono esprimere come riportato nell'equazione 104:

$$\omega_s \cong \frac{\mu}{\alpha_s \cdot (1 + \lambda) \cdot (\delta_s - \delta_s')} ; \omega_p \cong \frac{1}{\alpha_p} \cdot \left( \frac{\lambda \cdot \mu}{0.5 \cdot (1 + \lambda) \cdot (1 - \beta \cdot \xi)} - v \right) \quad (104)$$

Al fine di stabilire la validità della soluzione di progetto e confermare l'ipotesi semplificata sopra menzionata si deve effettuare il seguente controllo (Equazione 105). In particolare, il primo controllo è necessario per ottenere i valori reali positivi della posizione dell'asse neutro  $\xi$ ; l'ipotesi assunta  $\alpha_s=\alpha_s'$ , è ammessa solo se il secondo controllo è soddisfatto, mentre il terzo si riferisce al controllo che l'incremento in termini tensionali  $\Delta f_p$  nel cavo non ancorato a causa dell'apertura della fessura mantenga i cavi nel dominio elastico.

$$\frac{8 \cdot \mu \cdot \lambda}{\alpha \cdot K \cdot (1 + \lambda)} \leq 1; 100 \cdot \frac{(\alpha_s - \alpha_s') \cdot \omega_s}{\alpha_p \cdot \omega_p + v} \leq 10 - 15\%;$$

$$\Delta f_p = E_p \cdot \frac{n \cdot \theta_d \cdot h \cdot (0.5 - \xi)}{L_{pub}} \leq (f_{py} - f_{p0}) \quad (105)$$

### 6.6.4 Conclusioni

In questo paragrafo, sono proposti due approcci semplificati di progetto delle connessioni ibride post tese basati o su diagrammi di interazione di progetto M-N o su una soluzione in forma chiusa per l'analisi della sezione. Le analisi parametriche effettuate hanno permesso di sviluppare tabelle di progetto per una varietà di sezioni e configurazioni di armatura, mentre l'approccio basato sull'equilibrio della sezione presentato è limitato per ora solo alle sezioni rettangolari. Entrambi i metodi sono abbastanza affidabili, il metodo tabellare di

progetto è più accurato mentre l'equilibrio della sezione in forma chiusa risulta probabilmente maggiormente intuitivo e semplice da implementare. Maggiori analisi parametriche su sezioni differenti, considerando dispositivi di dissipazione differenti sono in corso con lo scopo di fornire supporto e fiducia nel rendere gli ingegneri pratici nel progetto e nell'analisi di questi sistemi sismo-resistenti emergenti.

## **CAPITOLO 7: CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI DELLA RICERCA**

L'industria della prefabbricazione è oggi estremamente fiorente in virtù dei vantaggi che le strutture prefabbricate offrono se paragonate alle ordinarie strutture in cemento armato; tra questi la velocità di esecuzione e una maggiore razionalità nell'utilizzo dei materiali, entrambi legati ad una industrializzazione del processo di produzione, certamente rappresentano i primi e più importanti pregi attribuibili a queste tipologie di costruzione.

Anche le strutture prefabbricate, come tutte le strutture, devono soddisfare i requisiti che le nuove norme sismiche richiedono per la sicurezza strutturale in caso di terremoto; in particolare la filosofia delle norme moderne considera indispensabile il soddisfacimento dei principi di duttilità e di gerarchia delle resistenze, in maniera tale da consentire lo sviluppo di meccanismi di collasso quanto più favorevoli possibili.

Tale concetto, generalmente valido, diventa ancor più stringente nell'ambito delle strutture prefabbricate, per le quali la caratterizzazione del comportamento meccanico non può prescindere da una corretta modellazione delle unioni tra i vari elementi portanti e tra questi e gli elementi portati.

Esistono in letteratura ricerche su scala nazionale ed europea [Saisi e altri 1998; Biondini e altri, 2003; Biondini e altri, 2004] per il raggiungimento di una esaustiva e razionale soluzione ai problemi inerenti la progettazione sismica degli edifici prefabbricati, mentre non è ancora stato oggetto di indagine approfondita e generalizzata lo studio dei collegamenti tra elementi prefabbricati considerati nella loro specificità e nei riguardi delle conseguenze che tale specificità introduce nel comportamento strutturale d'insieme.

Secondo le indicazioni delle più recenti norme in ambito nazionale ed europeo, i collegamenti, ed in particolar modo quelli trave-colonna, devono essere o posizionati al di fuori delle zone critiche o nelle zone critiche ma

sovradimensionati, in maniera tale da spostare le plasticizzazioni nell'elemento duttile trave, o ancora posizionati nelle zone critiche e dotati di adeguata duttilità, al fine di poter consentire un comportamento globalmente duttile alla struttura. È evidente che le ultime due soluzioni possono essere adottate solo se si conosce il comportamento meccanico dell'unione sia in termini monotoni (per la caratterizzazione della massima resistenza esplicabile) sia in termini ciclici, per la valutazione della duttilità e della energia dissipabile nei cicli di isteresi.

Il presente lavoro di ricerca ha avuto, dunque, come obiettivo primario lo studio sperimentale delle caratteristiche meccaniche di alcune tipologie di collegamenti nelle strutture prefabbricate, in relazione al loro comportamento sismico.

Le conoscenze in tal modo acquisite verranno elaborate in modo da sviluppare procedure di calcolo di organismi strutturali complessi e rendere disponibili linee guida per la progettazione ottimale dei collegamenti nel rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze.

Nel dettaglio sono state analizzate diverse tipologie del solo collegamento trave – pilastro. Tra queste il collegamento ad attrito presente negli edifici esistenti e quello con spinotti metallici ed appoggio in neoprene, che è oggi il più utilizzato nel panorama italiano. Sono state, infine, studiate connessioni innovative, dette "ibride", che rappresentano probabilmente il futuro delle connessioni per le strutture prefabbricate, grazie alle ottime prestazioni sismiche nonché ai vantaggi di tipo economico che offrono.

La prima fase del lavoro è stata dedicata ad un'accurata indagine bibliografica in merito ai collegamenti oggetto dell'attività di ricerca; tale indagine è partita dai componenti, ben caratterizzando gli stessi da un punto di vista tipologico e meccanico, e ha curato anche l'aspetto tecnologico, che condiziona, anche significativamente, la risposta del collegamento e, quindi, della struttura alle azioni esterne.

Sono stati precisati i riflessi di tale identificazione sul dimensionamento dei dispositivi meccanici dell'unione e sul progetto dei particolari costruttivi locali delle parti strutturali interconnesse. E' redatto un vero e proprio catalogo con la rappresentazione grafica delle connessioni, con l'elenco dei corrispondenti parametri funzionali e con le previste serie dimensionali.

In seguito, il lavoro si concentra sulla valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati esistenti. Infatti in Italia esistono molti edifici industriali prefabbricati realizzati tra gli anni Cinquanta e Settanta, i cui collegamenti trave-pilastro sono basati sulla resistenza ad attrito. Indagini numeriche eseguite (Magliulo et al. 2008a) confermano che, al fine di determinare la vulnerabilità

sismica di tali strutture, è necessario conoscere esattamente il valore del coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo, che caratterizza la resistenza del collegamento trave-pilastro.

Sfortunatamente, la letteratura tecnica fornisce un grande numero di valori di tale coefficiente, anche molto diversi fra loro; conseguentemente, al fine di determinarne un valore affidabile, è stata condotta una specifica campagna sperimentale (Magliulo et al.2008b, c, d). I campioni sono stati forniti da un prefabbricatore e considerati nella configurazione che tipicamente presentano in situ.

Sono state eseguite tre tipologie di esperimenti: test di durezza sul neoprene, al fine di determinarne il modulo di elasticità tangenziale, prove su piano inclinato (tilting test) ed in presenza di sforzo normale (pulling test). Si è reso dunque necessario progettare nel dettaglio il set-up e definire la metodologia ed i risultati delle prove.

Le prove su piano inclinato restituiscono un valore del coefficiente di attrito medio pari a circa 0.5, con coefficiente di variazione sufficientemente basso. L'attrito risulta, per basse tensioni assiali, sensibile al coefficiente di forma; in particolare esso aumenta all'aumentare del fattore S.

Il coefficiente d'attrito determinato mediante prove sperimentali con sforzo normale variabile tra 1.7 e 5.3 N/mm<sup>2</sup> risulta rispettivamente pari a 0.13 – 0.10. Le prove in presenza di sforzo normale evidenziano, quindi, una dipendenza della resistenza allo scorrimento dallo sforzo normale ed, in particolare, una diminuzione del coefficiente d'attrito al crescere dello stesso.

Si è proposta una relazione sperimentale che lega la tensione di compressione al coefficiente d'attrito, che ben interpola i risultati sperimentali.

I bassi valori riscontrati di tale coefficiente confermano la possibilità di collasso per perdita di appoggio delle strutture prefabbricate con unioni trave-pilastro realizzate con semplici appoggi in neoprene, anche sotto azioni sismiche di media intensità.

Un'importante applicazione dei risultati delle prove descritte consiste nell'utilizzo della formulazione analitica proposta per il coefficiente di attrito, relativa alla superficie di contatto calcestruzzo – neoprene, come strumento per la stima della vulnerabilità sismica di strutture prefabbricate esistenti che adoperano collegamenti trave-pilastro ad attrito.

La parte successiva del lavoro ha, invece, come oggetto i collegamenti trave – pilastro oggi più frequentemente utilizzati dai prefabbricatori; queste connessioni sono tipicamente costituite da due barre di acciaio annegate nel pilastro e nella trave o passanti la stessa o da altri dispositivi atti a garantire un comportamento

pressoché a cerniera nel piano verticale della trave e un comportamento fisso nel piano verticale ortogonale alla trave.

L'analisi del comportamento strutturale in caso di sisma ha permesso di individuare i due aspetti fondamentali da indagare. Innanzitutto deve essere salvaguardata la integrità strutturale e ciò è possibile solo se non si ha la perdita dell'appoggio della trave sulla colonna; ciò si traduce banalmente nel corretto dimensionamento dell'elemento di collegamento nei confronti degli sforzi di taglio che si manifestano in testa alla colonna durante il sisma.

Secondo aspetto, strettamente legato al primo, è la determinazione delle sollecitazioni che la struttura è chiamata ad assorbire durante un terremoto; tale valutazione necessita di un modello di calcolo corretto e sufficientemente attendibile, in grado di simulare il comportamento reale. È prassi tra i prefabbricatori e i progettisti di strutture prefabbricate assumere per i collegamenti esaminati un comportamento a cerniera perfetta; tale ipotesi, non necessariamente errata, deve essere comunque validata da una adeguata sperimentazione che consenta di valutare l'effettivo grado di incastro della connessione.

La risposta ai quesiti posti non è affatto banale e necessita di studi approfonditi. In effetti, la dettagliata ricerca bibliografica condotta ha fatto rilevare lacune nella conoscenza teorica e sperimentale delle caratteristiche meccaniche, in particolare in termini di comportamento isteretico, dei collegamenti trave-pilastro spinottati comunemente utilizzati in Italia ed in altre parti del mondo.

In particolare non sono presenti in letteratura prove sperimentali su modelli fisici che riproducano in maniera fedele le condizioni di esercizio di una connessione trave-pilastro spinottata. Infatti, tutte le formulazioni presenti in letteratura per il calcolo della resistenza della connessione in esame sono i risultati di prove eseguite su cubi di calcestruzzo inglobanti la barra da testare ora con forze di taglio ora con forze di trazione, non tenendo quindi in conto di tutte quelle variabili comportamentali dovute proprio alle modalità realizzative della connessione.

L'analisi parametrica svolta consente di affermare che la resistenza della connessione è fortemente condizionata dal copriferro. Si è visto, inoltre, che la variazione della resistenza con il copriferro è molto più elevata rispetto a quanto accada con il diametro degli spinotti. È ovvio che, al fine di caratterizzare dal punto di vista meccanico in maniera completa la connessione, è necessario conoscerne non solo la resistenza ma anche la duttilità, la rigidità e il degrado ciclico.

In tale contesto, quindi, si è sentita l'esigenza di individuare le tipologie dei collegamenti trave - pilastro più comuni sul territorio nazionale, anche in

collaborazione con la principale associazione di prefabbricatori italiani (ASSOBETON), e progettare diversi gruppi di prove, in modo da studiare, per ciascuno di essi, il comportamento meccanico del collegamento soggetto ad una determinata azione: taglio nella direzione dell'asse della trave e flessione.

La progettazione del setup di prova, non particolarmente semplice perché deve ricreare in laboratorio le condizioni di esercizio reali degli elementi, fortemente condizionate dalle operazioni di posa in opera, ha mirato alla concezione di un sistema semplice ma efficace.

Tale progettazione ha previsto anche la scelta ed il posizionamento di una strumentazione idonea, atta a rilevare ogni caratteristica meccanica e non del collegamento studiato. Sono monitorati, infatti: la traslazione relativa trave – pilastro e la rotazione del nodo, al fine di poter tracciare in maniera corretta le curve forza – spostamento e momento – rotazione; lo spinotto, al fine di individuare la posizione dell'eventuale cerniera plastica che si forma, nonché lo stato tensionale indotto dagli spinotti nel calcestruzzo adiacente. Si è rivolta, inoltre, attenzione, come detto, ad altri fenomeni che non interessano direttamente le caratteristiche meccaniche della connessione, ma che sono oggetto di ricerca in ambito internazionale, quali la diffusione delle tensioni radiali in corrispondenza di un carico puntuale (problema delle tensioni di contatto), il meccanismo tirante – puntone nella mensola tozza e il taglio assorbito dalle barre longitudinali sull'appoggio secondo il modello di Ritter – Morsch.

E' stata osservata una grande difficoltà nel prevedere teoricamente l'esito della prova, a causa, come già detto, della mancanza di formulazioni adeguate e delle differenze degli esiti delle formulazioni presenti in bibliografia. Tale inadeguatezza e le differenze riscontrate sono soprattutto dovute al fatto che tali formulazioni trascurano, nella maggior parte dei casi, dei parametri che si rilevano fondamentali per il collegamento in condizioni ultime. Tutto ciò ha comportato un notevole impegno nel prevedere i quadri fessurativi che si risconterranno alla fine della prova. Sulla base di queste ipotesi sui quadri fessurativi, ovviamente, si è proceduto nel posizionamento degli strumenti di misura.

Sperimentalmente, invece, è risultato difficile assegnare, nella prova a taglio, il carico verticale che la trave presenta in esercizio e vincolare l'elemento pilastro al suolo, in modo che lo stesso non sia soggetto a spostamenti che inficino i risultati della prova.

Il set up progettato consente di testare gli elementi per effetto di azioni monotone e cicliche, le prime per la caratterizzazione della resistenza, rigidità e duttilità della connessione, le seconde per la valutazione del danneggiamento sotto sisma e della capacità dissipativa della stessa.

Al momento la fase progettuale è terminata ed è iniziato l'allestimento del set up delle prove.

Concludendo, si può affermare che, fino ad oggi, si è prestata scarsa attenzione alle prestazioni, in particolare sismiche, delle connessioni nelle strutture prefabbricate, affidandosi troppo spesso alla pratica costruttiva. A ciò si può porre rimedio solo concentrando risorse e mezzi per lo studio di questo tema, certamente determinante nel comportamento complessivo delle strutture prefabbricate.

Nell'ultima parte della tesi, infine, sono state oggetto di studio bibliografico le connessioni innovative dette "ibride". Questo tipo di connessioni sono caratterizzate dalla contemporanea presenza di cavi non aderenti post-tesi e armatura ordinaria. Tale connessione riduce il livello di danneggiamento negli elementi prefabbricati, garantendo l'apertura e la chiusura di una fessura all'interfaccia trave-pilastro ed un' adeguata dissipazione energetica tramite lo snervamento dell'armatura ordinaria. A differenza di quanto risulterebbe da una connessione di tipo monolitico (c.a. gettato in opera), il livello di fessurazione e danneggiamento negli elementi strutturali è ridotto a livelli trascurabili, con immediato impatto sui costi di riparazione e manutenzione della struttura, nonché sui costi indiretti dovuti ad una prolungata inagibilità della struttura stessa a seguito dell'evento sismico.

Gli sviluppi futuri della ricerca, alla luce di quanto finora detto, saranno: il completamento della campagna sperimentale sulle connessioni spinottate; l'identificazione di esempi di edifici prefabbricati significativi, dei quali studiare la risposta sismica considerando i legami costitutivi dei collegamenti indagati; lo studio su tali edifici dei diversi meccanismi di collasso, legati a diverse scelte nella gerarchia delle resistenze, con esecuzione di analisi non lineari statiche e dinamiche; la redazione del rapporto conclusivo della ricerca, che comprenderà indicazioni di carattere progettuale sulle connessioni studiate, con particolare riferimento all'applicazione della gerarchia delle resistenze.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ACI Committee 318 1995. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95).
- ACI Committee 2001. Design Recommendations for Precast Concrete Structures. (ACI 550R-96) (Reapproved 2001); Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures (ACI 550.1R-01).
- Alcocer, S.M., Carranza, R., Perez-Navarrete, D., Martinez, R. 2002. Seismic test of beam-to-column connections in a precast concrete frame, *PCI Journal*, 6, 70-89.
- ASSOBETON 2006. *Inserti per calcestruzzo: manuale di progettazione e utilizzo*. Gruppo inserti per calcestruzzo.
- ASSOBETON 2008. Programma di ricerca “Comportamento sismico dei collegamenti nelle strutture prefabbricate”, 2007-2009.
- ASSOBETON 2010. Linee guida per la progettazione delle strutture prefabbricate.
- Biondini, F.; Ferrara, L.; Negro, P.; Toniolo, G. 2003. Results of pseudodynamic test on a prototype of precast r/c frame. *ICACS03*, Xuzhou, China.
- Biondini, F., Toniolo, G., Tsionis, G. 2004. Progettazione sismica di strutture pluripiano prefabbricate con travi incernierate. *Atti 15° Congresso CTE*.
- Bljucer, F.E. 1988. *Design of precast concrete structures*. Chichester, Ellis Horwood/New York, John Wiley.
- Capozzi, V., Magliulo, G., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2008a. Prove sperimentali sulle connessioni trave – pilastro delle strutture prefabbricate. *Convegno Reluis*, Roma.
- Capozzi, V., Magliulo, G., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2008b. Experimental tests on beam-column connections of precast buildings. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

- Capozzi, V., Magliulo, G., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2008c. Prove sperimentali per la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle unioni spinottate trave-pilastro. *Convegno "17° Congresso CTE"*, Roma, Italia.
- Capozzi, V., Magliulo, G., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2008d. Experimental tests on the dowel connections currently used in the beam-column joints of precast buildings. *Symposium in honour of Prof. Toniolo*, Politecnico di Milano, Italia.
- Capozzi, V., Magliulo, G., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2009a. Caratterizzazione meccanica delle connessioni trave-pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate. *XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Bologna, Italia.
- Capozzi, V., Magliulo, G., Manfredi, G. 2009b. Resistenza a taglio delle connessioni trave – pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate. *Industrie Manufatti Cementizi*, Giugno/Agosto 2009, Anno 5° n°9.
- CEN 1997. CEN/TC 250/SC. Design of fastening for use in concrete.
- CEN 2003a. Eurocode 8 prEN1998-1. 2003a. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *Technical Committee CEN/TC 250*, Brussels, Belgium.
- CEN 2003b. Eurocode 3 prEN1993-1-1. 2003b. Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. *Technical Committee CEN/TC 250*, Brussels, Belgium.
- CEN 2003c. Eurocode 3 prEN1992-1-8. 2003c. Design of steel structures – Part 1-8: Design of joint. *Technical Committee CEN/TC 250*, Brussels, Belgium.
- CEN 2004. Eurocode 2 EN1992-1-1. 2004. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. *Technical Committee CEN/TC 250*, Brussels, Belgium.
- CERIB 1998. Semi-rigidité des assemblages dans les ossatures en béton préfabriqué. *Publication technique n° 125*.
- Chefdebien, A. & Daldare, J. 1994. Experimental investigations on current connections between precast concrete components. *COST C1 Proc. of 2<sup>nd</sup> Workshop Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, Prague, 21-30.
- Chefdebien, A. 1998. Precast concrete beam to column head connections. *COST C1 Proc. of The International Conference, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, Liège, 35-43.
- CNR 10011 1988. Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. *Bollettino Ufficiale*, Norme tecniche, N.118, Roma, Italia.

- CNR 10018 1999. Apparecchi di appoggio per le costruzioni, *Bollettino Ufficiale*, Norme tecniche, anno XXIII, N.190, Roma, Italia.
- CNR 10025. 1984. Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati, Roma, Italia.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova P.G. 1992. Shear Response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete, *ACI Structural Journal*, 89.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova P.G. 1993. Cover and stirrup effects on the shear response of dowel bar embedded in concrete, *ACI Structural Journal*, 90.
- Di Pasquale, S., Messina, C., Paolini, L., Furiozzi, B. 1991. *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*, Le Monnier ed..
- D.M.LL.PP. del 3/12/1987. Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Dodd, L.L., Restrepo-Posada J.I. 1995. Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(3), 433-445.
- Dotrepe, J.C., Colinet, G., Kaiser, F. 2006. Influence of the deformability of connections in the analysis of precast concrete frames. *2nd International Congress*, Naples, Italy.
- El Debs, M.K., El Debs, A.L.H.C. and Miotto, A.M. 2006. Experimental analysis of beam-to-column connection with semi-rigid behavior of precast concrete structures. *2nd International Congress*, Naples, Italy.
- Elliott, K. S., Davies, G., Gorgun, H. 1992. Semi-rigid joint behaviour on columns in precast concrete buildings. *COST C1 Proc. 1st Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, E.N.S.A.I.S., Strasborg, 282-295.
- Elliott, K. S., Davies, G., Mahdi, A.; Gorgun, H., Viridi, K. e Ragupathy P. 1998. Precast concrete semi-rigid beam-to-column connections in skeletal frames. *COST C1 Proc. of The International Conference, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, Liège, 45- 54.
- El-Sheikh, M., Pessiki, S., Sause, R., Lu, L-W., Kurama, Y. 1997. Seismic Analysis, Behavior, and Design of Unbonded Post-tensioned Precast Concrete Frames. *Earthquake Research Report, Report No. EQ-97-02*, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Engström, B 1992. Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. *COST C1 Report on semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*, 77-98.

- Ersoy, U. & Tankut, T. 1993. Precast concrete members with welded plate connections under reversed cyclic loading, *PCI Journal*, 94-100.
- Esposito, T. & Mauro, R. 2003. *Fondamenti di infrastrutture viarie*, Benevento: Hevelius ed..
- EOTA 2009. ETAG. <http://www.eota.be/html/endorsed.htm> (Settembre - Novembre, 2009).
- Fabbrocino, G., Magliulo, G., Manfredi, G. 2004. Seismic vulnerability of existing industrial precast structures. *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- Fabozzi, A. 2008. Indagini sperimentali e parametriche sulle unioni trave-pilastro spinottate. Tesi presentata presso la facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Fan, L. & Lu, X. 2008. Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Fib, International Federation for Structural Concrete, 2004. Seismic Design of Precast Concrete Building Structures, *Bulletin 27*, Lausanne.
- FIP 1998. Planning and design handbook on precast building structures. *FIP Commission on Prefabrication*, SETO Ltd, London.
- Franssen, J-M. 2003. SAFIR: A thermal/structural program modelling structures under fire. NASCC 2003 Baltimore, AISC Inc..
- Halfen 2004. Collegamento pilastri HCC-I 04. Sistema Halfen per collegamento pilastri.
- ISO 48 1999. Rubber, vulcanized or thermoplastic – Determination of hardness (hardness between 10 IRHD and 100 IRHD), *Amendment 1*, Geneva, Switzerland.
- Iverson, J.K. & Pfeifer, D.W. 1985. Criteria for design of bearing pads. *Precast and Prestressed Concrete*, Technical Report 4.
- Jaspart, J-P 1997. Contributions to recent advances in the field of steel joints. Column bases and further configurations for beam-to-column joints and column bases. Thèse d'Agrégation de l'enseignement Supérieur, Université de Liège.
- Keronen A. & Hietala J. 1998. Tests and analysis of the connections in precast concrete portal frame. *COST C1 Proc. of The International Conference, Control of Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, Liège, 25-34.
- Khaloo, A.R. & Parastesh, H. 2003. Cyclic loading of ductile precast concrete beam-column connection, *ACI Structural Journal*, 100, 291-296.

- Ma H., Li Z., Dong T., Zhou, X. 2006. Experimental study on earthquake – proof performance of precast – prestressed beam – to – column concrete connection. *2nd International Congress*, Napoli, Italia.
- Lindberg, R. & Keronen A. 1992. Semi-rigid behaviour of a RC portal frame. *COST C1 Proc. 1<sup>st</sup> Workshop, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, E.N.S.A.I.S., Strasborg, 53-63.
- Magliulo G., Fabbrocino G., and Manfredi G. 2008a. Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic non linear analyses. *Engineering structures*; 30(9):2580-88.
- Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., and Manfredi, G. 2008b. Determinazione sperimentale del coefficiente di attrito neoprene – calcestruzzo per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture prefabbricate esistenti. *Convegno Reluis*, Roma.
- Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., and Manfredi, G. 2008c. Experimental determination of neoprene-concrete friction coefficient for seismic assessment of existing precast structures. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., and Manfredi, G. 2008d. Legge di variazione del coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo al variare dello sforzo normale determinata mediante prove sperimentali. *Convegno “17° Congresso CTE”*, Roma, Italia.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. 1988. Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Masticord Design Guide JVI Inc. 1984. Raths, Raths and Johnson, Skokie, Ill.
- Mignogna, M. 2007. Prove sperimentali per la determinazione delle caratteristiche meccaniche di collegamenti trave-pilastro di edifici prefabbricati. Tesi presentata presso la facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Muller-Rochholz, J. & Fiebrich, M. 1981. Eine prufeinrichtung fur Baulager. *Mat.prufung* 23.
- Nakaki, S.D., Stanton, J.F., Sritharan, S. 1999. An Overview of the PRESSSS Five-Story Precast Test Building, *PCI Journal*, 44(2), 26-39.
- Norme tecniche per le costruzioni 2008. DM 14/01/08, *Gazzetta Ufficiale*, Roma, Italia.
- NZS 3101 2006. Standards New Zealand, Design of Concrete Structures, Appendix B: Special Provisions for the Seismic Design of Ductile Jointed Precast Concrete Structural Systems.

- OPCM 3431 2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni dell'OPCM 3274 del 20.03.2003. *Dipartimento della Protezione Civile*, Roma, Italia.
- Palermo, A. 2004. The Use of Controlled Rocking in the Seismic Design of Bridges. Ph.D. thesis, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Italia.
- Palermo, A. & Pampanin, S. 2008. Analysis and simplified design of precast jointed ductile connections. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Pampanin, S. 2001. Innovative seismic connections for precast concrete buildings, *Elite*, 4, 79-85.
- Pampanin, S., Priestley, M. J. N., Sritharan, S. 2001. Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connections, *Journal of Earth. Eng.*, 5(3), 329-367.
- Pampanin S., (2005). Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology (ACT)*, invited paper for Special Issue on "High performance systems", Vol. 3 (2), pp. 202-22
- Petrone, C. 2008. Prove sperimentali relative al comportamento sismico delle unioni trave-pilastro prefabbricate. Tesi presentata presso la facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Popovics, S. 1970. A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete, *ACI Journal*, 67(3), 243-248.
- Precast/Prestressed Concrete Institute 1985. *PCI design handbook*. Precast and Prestressed Concrete, Third Edition, Chicago Illinois: Raths & Jhonson Inc..
- Precast/Prestressed Concrete Institute 1999. *PCI design handbook*. Precast and Prestressed Concrete, Fifth Edition, Chicago Illinois: Raths & Jhonson Inc..
- PRE.MER 2009. Prefabbricati Meridionali.
- Priestley, M.J.N. 1991. Overview of the PRESSS Research Program, *PCI Journal*, 36(4), 50-57.
- Priestley, M. J. N., Tao, J. 1993. Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons. *PCI Journal*, 38(1), 58-69.
- Priestley, M.J.N. 1996. The PRESSS Program –Current Status and Proposed Plans for Phase III, *PCI Journal*, 41(2), 22-40.
- Priestley M J N & Kowalski, M J. 1998. Aspects of Drift and Ductility Capacity of Cantilever Structural Walls, *Bulletin, New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 31(2), June.

- Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R., Pampanin, S. 1999. Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete test Building, *PCI Journal*, 44(6), 42-67.
- Pruijssers, A.F. 1988. Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading. Delft University Press.
- Psycharis, I.N., Mouzakis, H.P., Carydis, P.G. 2006. Experimental investigation of the seismic behaviour of prefabricated RC structures. *2nd International Congress*, Napoli, Italia.
- Rasmussen, B. H. 1963. The carrying capacity of transversely loaded bolts and dowels embedded in concrete. *Bygningensstatistiske Meddelelser* 34(2), 34-55.
- Raymond, A. 1996. *Physics for Scientists and Engineers*, Holt, Rinehart and Winston ed..
- RDB S.p.A. 2009. <<http://www.rdb.it/>> (Settembre - Novembre, 2009).
- Redaelli, M., Capozzi, V., Magliulo, G., Manfredi, G. 2007. I collegamenti travelpilastro degli edifici industriali prefabbricati. Tesi presentata presso la facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- ReLUIS 2008. *Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti*. Progetto triennale 2005/2008 DPC/ReLUIS.
- Restrepo, J.I., Park, R., Buchanan, A. 1995. Tests on connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames of buildings, *PCI Journal*, 4, 44-61.
- Saisi, A. & Toniolo, G. 1998. Precast R.C. columns under cyclic loading: an experimental programme oriented to EC8, *Studies & Researches*, 19, School for R.C. Str..
- Schrage, I 1979. Uber den Bewegungswiderstand von unverankerten Elastomer-Lagern. *Diss. RWTH*, Aachen.
- Schrage, I. 1991. Anchoring of Bearings. *Concrete Institute Publication SP-70*, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures; 1, 197-215.
- Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M.C. and Sim, J 1987a. Analysis of dowel bar acting against concrete core. *ACI Structural Journal*, 83.
- Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M.C. and Najm 1987b. Behaviour of bars in dowel action against concrete cover. *ACI Structural Journal*, 84.
- Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M.C. 1987c. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 84.
- Southern Illinois University 2004. Centre for advanced friction studies. Database 2004.

- Stanton, J.F. & Roeder, C.W. 1982. Elastomeric Bearings, Design, Construction, Materials. *NCHRP REPORT NO. 248*, Transportation Research Board, Washington D.C..
- Stanton, J.F., Stone, W.C., and Cheok, G.S., (1997), A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions. *PCI Journal*, 42(2), 20-32.
- Tsoukantas, S. G. & Tassios, T.P. 1989. Shear connections between reinforced concrete linear precast elements, *PCI Journal*.
- Tuleasca, L. & Cuciureanu, A. 2006. Precast beams and column connected with cast – in – place steel fibre concrete. *2nd International Congress*, Napoli, Italia.
- UIC 1964. Verwendung von Gummi fur Bruckenlager, Utrecht.
- UNI-EN 1337:3 2005. Appoggi elastomerici Appoggi strutturali, *UNI*, Milano.
- Vintzeleou, E. & Tassios, T.P. 1985. Mechanisms of load transfer along interfaces in reinforced concrete. Prediction of shear force versus shear displacement curves. *Studi e Ricerche*, 7, 121-159.
- Vintzeleou, E. & Tassios, T.P. 1986. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of Concrete Research*, 38(134), 13-82.
- Vintzeleou, E.N. & Tassios, T.P. 1987. Behavior of dowels under cyclic deformation, *ACI Structural Journal*, 84, 18-30.