

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di laurea specialistica in Ingegneria Civile



PONTI INTEGRALI

Relatore: Prof. Pier Giorgio Malerba

Tesi di laurea di:

Marco Gherardi

matricola 721833

Anno Accademico 2009/2010

Indice:

0. <u>Introduzione:</u>	13
<i>Parte Prima</i>	
1. <u>Stato dell'arte:</u>	16
1.1 Cenni storici _____	16
1.2 Ponti Integrali negli USA _____	21
1.3 Ponti Integrali nel Regno Unito _____	26
1.4 Ponti Integrali in altri paesi _____	27
1.5 Ponti Integrali in Italia _____	30
2. <u>Classificazione:</u>	32
2.1 Strutture a portale (TIPO A) _____	32
2.1.1 Portale su fondazioni dirette (TIPO A1)	33
2.1.2 Portale su fondazioni a setto (TIPO A2)	34
2.1.3 Impalcato con traversi di testa innestati su pali con retrospalle in terra armata (TIPO A3)	35
2.1.4 Impalcato su due appoggi e con velette di estremità a sbalzo (TIPO A4)	36
2.1.5 Impalcato con traversi di testa in appoggio diretto (TIPO A5)	37
2.1.6 Impalcato con traversi di testa innestati su pali (TIPO A6)	38
2.1.7 Impalcato su due appoggi su fondazioni profonde a cavalletto e con velette di estremità a sbalzo (TIPO A7)	39
2.2 Viadotti (TIPO B) _____	40
2.2.1 Connessioni ad altezza piena (TIPO B1) _____	41
2.2.1.1 Connessioni ad altezza piena su due appoggi (TIPO B1/a)	42
2.2.1.2 Connessioni ad altezza piena su un unico appoggio (TIPO B1/b)	43
2.2.2 Connessioni ad altezza parziale (TIPO B2)	44
2.2.3 Connessioni totali (TIPO B3)	44
2.3 Ponti esistenti resi Integrali (TIPO C) _____	46
2.3.1 Evoluzione semplice (TIPO C1)	47

	2.3.2 Evoluzione con cavi di precompressione (TIPO C2)	48
3. Aspetti costruttivi dei Ponti Integrali:		
	3.1 Strutture a portale (TIPO A)	49
	3.2 Viadotti (TIPO B)	50
	3.3 Ponti esistenti resi Integrali (TIPO C)	53
Parte seconda		
4. Azioni:		55
	4.1 Azioni permanenti	55
	4.2 Deformazioni impresse	56
	4.2.1 Temperatura	56
	4.2.2 Ritiro	67
	4.2.3 Somma dei contributi di temperatura e ritiro	71
	4.2.4 Viscosità	75
	4.2.5 Altre deformazioni impresse	77
	4.3 Azioni variabili	78
	4.3.1 Azioni variabili ambientali	78
	4.3.2 Azioni variabili antropiche	78
	4.3.2.1 Azioni variabili da traffico	78
	4.4 Azioni eccezionali	80
	4.5 Combinazioni di carico	80
5. Aspetti statici dei Ponti Integrali:		
	5.1 Schema di un ponte convenzionale	82
	5.2 Schema di un Ponte Integrale	85
	5.3 Schema di un Ponte Semi-integrale	90
	5.4 Zone di transizione	92
	5.5 Limitazioni	97
	5.5.1 Lunghezza	97
	5.5.2 Obliquità	100
Parte terza		
6. Analisi delle problematiche: generalità		103
7. Strutture a portale su fondazioni dirette (TIPO A1)		
	7.1 Problematiche geotecniche: approfondimenti teorici	104
	7.1.1 Spinte dietro le spalle	105
	7.1.1.1 Springman, 1996	106

	7.1.1.2 England, 2000	108
	7.1.1.3 Confronti	111
	<i>7.1.2 Cedimenti</i>	115
	7.1.2.1 Springman, 1996	116
	7.1.2.2 England, 2000	120
	7.1.2.3 Osservazioni	122
	<i>7.2 Metodi di analisi globale</i>	122
	<i>7.2.1 Lehane, Keogh, O'Brien, 1999</i>	123
	7.2.1.1 Caratterizzazione del terreno	123
	7.2.1.2 Determinazione della matrice di rigidità spalla-terreno approssimata	126
	7.2.1.3 Sviluppo del modello semplificato	127
	<i>7.2.2 Modellazione 2D ad elementi finiti</i>	128
	<i>7.3 Applicazione ad un caso reale: i ponti del raccordo pista dell'aeroporto di Malpensa</i>	130
	<i>7.3.1 Descrizione dell'opera</i>	131
	7.3.1.1 Generalità	131
	7.3.1.2 Geometria	134
	7.3.1.3 Materiali	136
	7.3.1.4 Carichi	136
	7.3.1.5 Temperatura	138
	7.3.1.6 Terreno	139
	<i>7.3.2 Semplificazioni introdotte</i>	140
	<i>7.3.3 Analisi secondo Springman, 1996</i>	143
	<i>7.3.4 Analisi secondo England, 2000</i>	146
	<i>7.3.5 Analisi secondo Lehane, Keogh, O'Brien, 1999</i>	148
	<i>7.3.6 Modellazione 2D ad elementi finiti</i>	149
	<i>7.3.7 Confronti</i>	153
	8. Viadotti continui (TIPO B1)	171
	8.1 Introduzione	171
	8.2 Travi continue soggette a distribuzioni di distorsioni	172
	8.2.1 Sforzi e deformazioni in una sezione composta	172
	8.2.2 Distorsioni conseguenti alla temperatura	175
	8.2.3 Distorsioni conseguenti alla precompressione	181
	8.2.4 Distorsioni in strutture miste causate da ritiro e viscosità nel calcestruzzo	183
	8.2.5 Il sistema di congruenza	186
	8.2.6 Risultati notevoli	189
	8.2.7 Applicazione ad un caso reale	200

9. <u>Ponti esistenti resi Integrali: un caso reale</u>	204
9.1 Struttura originaria _____	204
9.2 Problematiche da risolvere _____	205
9.3 Intervento di adeguamento _____	206
9.4 Fasi di lavoro _____	208
9.5 Analisi strutturali _____	208
<i>Parte quarta</i>	
10. <u>Conclusioni</u>	213
<u>Appendice</u>	214
A.1 Connessioni sovrastruttura – spalla _____	215
A.2 Connessioni di continuità _____	222
<u>Bibliografia</u>	224
Bibliografia cartacea di testi e pubblicazioni _____	224
Bibliografia informatica di pubblicazioni e articoli _____	227
Normative tecniche _____	229

Indice delle figure:

Figura 1.1: Ponte romano di Alcantara (<i>da Livius.org</i>) _____	17
Figura 1.2: Iron Bridge, Coalbrookdale (<i>da flickr.com</i>) _____	17
Figura 1.3: Ponte di Veudre sur l'Allier (<i>da efreyssinet-association.com</i>) _____	18
Figura 1.4: Rottura del dispositivo di giunto (<i>Tandon, 2005</i>) _____	19
Figura 1.5: Diffusione dei Ponti Integrali nei primi anni '90 (<i>Steel bridge, 1993</i>) _____	21
Figura 1.6: Long Island Bridge, Kingsport (<i>Burke, 2009</i>) _____	24
Figura 1.7: Schema generico dei portali lungo l'autostrada M1 (<i>Lock, 2002</i>) _____	26
Figura 1.8: Isoipse delle temperature minime (a sinistra) e massime (a destra) sul territorio svedese (<i>Hällmark, 2006</i>) _____	28
Figura 1.9: Ponte di Fjällån (<i>Hällmark, 2006</i>) _____	28
Figura 1.10: Gillies Street Bridge (<i>Connal, 2004</i>) _____	29
Figura 1.11: Nishihama Bridge (<i>Nakamura, 2002</i>) _____	30
Figura 1.12: Armatura della soletta del ponte ovest di Malpensa _____	31
Figura 2.1: Schema rappresentativo della tipologia A _____	33
Figura 2.2: Schema tipico per strutture A1 _____	34
Figura 2.3: Schema tipico per strutture A2 _____	35
Figura 2.4: Schema tipico per strutture A3 _____	36
Figura 2.5: Schema tipico per strutture A4 _____	37
Figura 2.6: Schema tipico per strutture A5 _____	38
Figura 2.7: Schema tipico per strutture A6 _____	39
Figura 2.8: Schema tipico per strutture A7 _____	40
Figura 2.9: Schema rappresentativo della tipologia B _____	41
Figura 2.10: Schema rappresentativo della tipologia B1 _____	41
Figura 2.11: Schema tipico per strutture B1/a _____	42
Figura 2.12: Schema tipico per strutture B1/b _____	43
Figura 2.13: Schema tipico per strutture B2 _____	44
Figura 2.14: Schema tipico per strutture B3 _____	45
Figura 2.15: Viadotti piolati: visione d'insieme _____	46
Figura 2.16: Viadotti piolati: particolare _____	46
Figura 2.17: Strutture C: situazione antecedente all'intervento _____	47
Figura 2.18: Strutture C1: creazione del vincolo fisso _____	47
Figura 2.19: Strutture C2: creazione del vincolo fisso _____	48
Figura 4.1: Schema dei fenomeni che influenzano l'indice EBT (<i>Priestley, 1976</i>) _____	58
Figura 4.2: Fluttuazioni periodiche dell'indice EBT (<i>England, 2001</i>) _____	59

Figura 4.3 : Distribuzione della temperatura all'interno di un elemento reale (<i>Emerson, 1977</i>) _____	60
Figura 4.4: Componenti della variazione termica (<i>EN 1991-1-5</i>) _____	60
Figura 4.5: Grafico da cui ricavare EBT -in ordinata- a partire della temperatura dell'aria -in ascissa- (<i>Soukhov, 2000</i>) _____	62
Figura 4.6: Mappe nazionali delle linee isotermitiche; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (<i>Appendici nazionali, 2007</i>) _____	63
Figura 4.7: Differenze fra spostamenti teorici -in blu- e reali -in rosso- (<i>Hallmark,</i> <i>2006</i>) _____	67
Figura 4.8: La linea tratteggiata indica la situazione finale _____	71
Figura 4.9: La linea tratteggiata indica la situazione finale _____	72
Figura 4.10: La linea punteggiata indica la lunghezza depurata dall'accorciamento a ritiro, quella tratteggiata indica la situazione finale _____	72
Figura 4.11: La linea punteggiata indica la lunghezza depurata dall'accorciamento a ritiro, quella tratteggiata indica la situazione finale _____	72
Figura 4.12: Andamento dei massimi allungamenti in funzione della lunghezza _____	73
Figura 4.13: Andamento dei massimi accorciamenti in funzione della lunghezza _____	73
Figura 4.14: Schema di carico usuale (<i>D.M. 2008</i>) _____	79
Figura 5.1: Schema strutturale di base di un ponte convenzionale (<i>Horvath, 2000</i>) _____	82
Figura 5.2: Giunti di espansione in cattive condizioni _____	84
Figura 5.3: Schema strutturale di base di un ponte convenzionale su più campate (<i>Horvath, 2000</i>) _____	85
Figura 5.4: Schema di una connessione sovrastruttura-spalla in una struttura fully- integral (<i>Horvath, 2000</i>) _____	86
Figura 5.5: Schemi strutturali di base di Integral Bridges (<i>Horvath, 2000</i>) _____	86
Figura 5.6: Movimenti delle spalle in seguito all'allungamento della sovrastruttura (<i>Horvath, 2000</i>) _____	87
Figura 5.7: Movimenti delle spalle in seguito all'accorciamento della sovrastruttura (<i>Horvath, 2000</i>) _____	88
Figura 5.8: Suddivisione del terreno dietro una spalla in seguito alla formazione di un piano di taglio _____	89
Figura 5.9: Schema strutturale di base di un Semi-Integral Bridge (<i>Horvath, 2000</i>) _____	90
Figura 5.10: Schema strutturale dell'estremità di un Semi-integral Bridge con <i>end</i> <i>screen</i> _____	91
Figura 5.11: Possibile schema strutturale dell'estremità di un Semi-Integral Bridge (<i>Connal, 2004</i>) _____	92
Figura 5.12: Possibilità di realizzazione della soletta di transizione _____	94
Figura 5.13: Riempimento delle fessurazioni della pavimentazione a causa dei detriti (<i>Burke, 2009</i>) _____	95
Figura 5.14: Andamento qualitativo delle pressioni in una pavimentazione (<i>Burke,</i> <i>2009</i>) _____	95
Figura 5.15: Rottura della pavimentazione sull'autostrada M11 ad Harlow -UK- (<i>Burke,</i> <i>2009</i>) _____	96

Figura 5.16: Differenza fra le pressioni sulla stessa spalla di un ponte inclinato _____	100
Figura 7.1: Rappresentazione dei possibili meccanismi del terreno dietro le spalle (<i>Lock, 2002</i>) _____	105
Figura 7.2: Coefficiente “k” e distribuzione delle pressioni dietro le spalle (<i>Lock, 2002</i>) _____	106
Figura 7.3: Coefficiente “k” e distribuzione delle pressioni dietro le spalle (<i>Lock, 2002</i>) _____	106
Figura 7.4: Risultati sperimentali della ricerca di England, 2000 _____	109
Figura 7.5: In blu la curva sperimentale; in rosso quella rintracciata con la formula di England _____	109
Figura 7.6: In verde le curve trovate con la formulazione di England; in blu quelle con quella di Springman (<i>Lock, 2002</i>) _____	110
Figura 7.7: Grafico “coefficiente k – N° di cicli” (<i>England, 2000</i>) _____	111
Figura 7.8: Confronto grafico fra i coefficienti di spinta _____	113
Figura 7.9: Possibili soluzioni con l’uso di materiali geo-sintetici (<i>Horvath, 2000</i>) _____	114
Figura 7.10: Campo di spostamenti nel terreno, rintracciato con dei <i>markers</i> (<i>Lock, 2002</i>) _____	117
Figura 7.11: Cedimenti su di una spalla spread-base (<i>Lock, 2002</i>) _____	117
Figura 7.12: Dentro il contorno rosso si notano i rigonfiamenti in superficie (<i>Lock, 2002</i>) _____	118
Figura 7.13: Lunghezza della area interessata da cedimenti (<i>Lock, 2002</i>) _____	119
Figura 7.14: Entità dell’area interessata dai cedimenti (<i>Lock, 2002</i>) _____	119
Figura 7.15 e 7.16: Evoluzione dei cedimenti con il ripetersi dei cicli [$I_D = 95 \%$] (<i>Lock, 2002</i>) _____	121
Figura 7.17: Andamento del modulo di rigidezza secante verticale in funzione della deformazione _____	124
Figura 7.18: Grafico utilizzabile per la determinazione di E_s (<i>Lehane, Keogh, O’Brien, 1999</i>) _____	125
Figura 7.19: Schema del telaio con cui modellare il ponte _____	127
Figura 7.20: Telaio modificato al fine di considerare il contributo del terreno _____	128
Figura 7.21: Schema di un elemento point-contact – normal _____	129
Figura 7.22: Schermata di Straus7 per l’utilizzo di elementi <i>point contact – normal</i> _____	130
Figura 7.23: Malpensa: planimetria del raccordo (<i>Comaita, Malerba, Paracchini, 2008</i>) _____	130
Figura 7.24: Sezione del ponte di Malpensa Ovest, sormontato dall’Airbus 380 (<i>Comaita, Malerba, Paracchini, 2008</i>) _____	131
Figura 7.25: Planimetria del ponte Ovest (<i>Comaita, Malerba, Paracchini, 2008</i>) _____	132
Figura 7.26: Impalcato con traversi (<i>Comaita, Malerba, Paracchini, 2008</i>) _____	132
Figura 7.27: Travi di progetto a sinistra e travi effettivamente installate a destra _____	133
Figura 7.28: Travi prefabbricate previste da progetto _____	134
Figura 7.29: Travi in esercizio previste da progetto _____	135
Figura 7.30: Disposizione dei carrelli dell’Airbus 380 _____	138
Figura 7.31: Pesi scaricati a terra dall’Airbus 380 (<i>Comaita, Malerba, Paracchini, 2008</i>) _____	138

Figura 7.32: Andamento della temperatura in funzione dell'altezza della sezione (<i>Priestly, 1976</i>) _____	139
Figura 7.33: Andamento linearizzato della temperatura _____	142
Figura 7.34: Diagramma delle pressioni dietro la spalla con <i>Springman</i> _____	140
Figura 7.35: Diagramma delle pressioni dietro la spalla con <i>England</i> _____	147
Figura 7.36: Modellazione 2D ad elementi finiti _____	150
Figura 7.37: Confronto fra le spinte _____	154
Figura 7.38: Confronto fra le spinte delle Mesh 2D ad elementi finiti _____	155
Figura 7.39: Confronti fra i coefficienti k _____	156
Figura 7.40: Confronto fra i momenti _____	157
Figura 7.41: Confronto fra i tagli _____	158
Figura 7.42: Confronto fra le azioni assiali _____	159
Figura 7.43: Confronto fra gli spostamenti _____	160
Figura 7.44: Spostamenti nella Mesh 2D (<i>caso a</i>) _____	161
Figura 7.45: Sforzi nella Mesh 2D (<i>caso a</i>) _____	162
Figura 7.46: Diagrammi dei momenti sulla spalla senza considerare il terreno _____	164
Figura 7.47: Involuppo dei momenti sulla spalla trovati senza considerare il terreno _____	165
Figura 7.48: Diagramma dei momenti sulla spalla considerando la spinta del terreno a riposo _____	165
Figura 7.49: Andamenti dei momenti sulla spalla secondo i metodi presentati _____	166
Figura 7.50: Diagrammi dei tagli sulla spalla senza considerare il terreno _____	167
Figura 7.51: Diagramma dei tagli sulla spalla considerando la spinta del terreno a riposo _____	168
Figura 7.52: Andamenti dei tagli sulla spalla secondo i metodi presentati _____	168
Figura 7.53: Andamento sperimentale del coefficiente k (<i>England, 2001</i>) _____	170
Figura 7.54: Pressioni sperimentali sul retro della spalla di un Ponte Integrato dell'Indiana (<i>Lock, 2002</i>) _____	170
Figura 8.1: Schema della generica sezione composta _____	173
Figura 8.2: Variazione non lineare di temperatura (<i>Schlaich e Scheef, 1982</i>) _____	175
Figura 8.3: Disposizioni dell'Eurocodice per le variazioni termiche _____	175
Figure 8.4 e 8.5: Variazioni di temperatura non lineari, rispettivamente per impalcati composti e in calcestruzzo (<i>Eurocodice</i>) _____	176
Figura 8.6: Struttura fittizia in alto e struttura reale in basso _____	178
Figura 8.7: Sezione e andamento della temperatura _____	179
Figura 8.8: Diagrammi delle deformazioni e degli sforzi _____	181
Figura 8.9: Disposizione del cavo di precompressione _____	181
Figura 8.10: Struttura in esame, con il numero degli appoggi e delle travi _____	186
Figura 8.11: Struttura resa isostatica tramite l'introduzione di n incognite iperstatiche _____	187
Figura 8.12: Struttura in analisi nel caso i -esimo, in cui si introduce il momento iperstatico X_i con valore unitario _____	187
Figura 8.13: Struttura in analisi nel caso 0, in cui si introducono le sollecitazioni esterne _____	188

Figura 8.14: Struttura in analisi nel caso 0, per la determinazione dei termini noti del sistema _____	189
Figura 8.15: Spiegazione della simbologia utilizzata _____	198
Figura 8.16: Spiegazione della simbologia utilizzata _____	199
Figura 8.17: Diagramma del momento flettente _____	202
Figura 8.18: Diagramma del taglio _____	202
Figura 9.1: Struttura originaria (<i>aicap, 1989</i>) _____	205
Figura 9.2: Sezioni della struttura modificata (<i>aicap, 1989</i>) _____	207
Figura 9.3: Linee di influenza per distorsione viaggiante su una trave continua _____	209
Figura 9.4: Diagramma dei momenti parassiti (<i>aicap, 1989</i>) _____	210
Figura 9.5: Schema della realizzazione della continuità (<i>aicap, 1989</i>) _____	210
Figura 9.6: Diagramma dei momenti flettenti su uno schema semplificato a due appoggi _____	211
Figura A.1: Sequenza delle lavorazioni della connessione sovrastruttura – spalla (<i>Hällmark, 2006</i>) _____	216
Figura A.2: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, <i>schema 1</i> _____	217
Figura A.3: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, <i>schema 2</i> _____	218
Figura A.4: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, <i>schema 3</i> _____	218
Figura A.5: Connessione sovrastruttura – spalla, <i>schema 4</i> _____	219
Figura A.6: Connessione sovrastruttura – spalla, <i>schema 5</i> _____	219
Figura A.7: Connessione sovrastruttura – spalla, <i>schema 6</i> _____	220
Figura A.8: Special Integral Abutment Design, North Dakota (<i>Wahls, 1990</i>) _____	221
Figura A.9: New York State detail for integral abutments, with prestressed concrete girders (<i>Kunin, Alampalli, 1999</i>) _____	221
Figure A.10 e A.11: Connessione sovrastruttura – pila (<i>Connal, 2004</i>) _____	223

Indice delle tabelle:

Tabella 1.1: Anno di costruzione dei primi Integral Bridges negli USA (<i>Hallmark, 2006</i>) _____	22
Tabella 1.2: Lunghezze massime per tipologia degli Integral Bridges alla fine degli anni '90 negli stati USA (<i>Kunin & Alampalli, 1999</i>) _____	25
Tabella 2.1: Classificazione _____	32
Tabella 4.1: Tabella tratta dall'Eurocodice <i>EN 1991-1-5</i> _____	65
Tabella 4.2: Determinazione dei valori di ε_{c0} (<i>DM 2008</i>) _____	69
Tabella 4.3: Determinazione del parametro φ (<i>Eurocodice</i>) _____	77
Tabella 4.4: Determinazione delle corsie convenzionali (<i>D.M. 2008</i>) _____	78
Tabella 4.5: Combinazione delle azioni variabili da traffico (<i>D.M. 2008</i>) _____	80
Tabella 4.6: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (<i>DM 2008</i>) _____	81
Tabella 5.1: Lunghezze massime permesse dei Ponti Integrali negli stati USA: (<i>Precast/Prestressed Concrete Institute, 2001</i>) _____	99
Tabella 7.1: Andamento della temperatura in funzione della profondità della trave _____	142

0. Introduzione:

Nella tradizionale prassi costruttiva il ponte è un sistema dotato di uno schema cinematico ben definito, con vincoli aventi il minimo attrito realizzabile e tendenti ai vincoli perfetti della meccanica razionale. Questa concezione consente un chiaro e rigoroso inquadramento dello schema statico ed un'altrettanto chiara definizione del flusso di forze che trasferisce i carichi dall'impalcato al sistema di fondazione. La produzione industriale di appoggi e di giunti rende attualmente disponibili prodotti di alta qualità e durata.

Un'ulteriore evoluzione è costituita dall'accoppiamento di questi sistemi con i sistemi di attenuazione sismica, ormai di fatto necessari su tutti questi tipi di realizzazione.

Questa impostazione progettuale e tecnologica non è tuttavia priva di inconvenienti. Gli elementi più vulnerabili sono i giunti, la cui durata è spesso inferiore alla vita nominale prevista (circa 10 anni) per tutta una serie di inconvenienti (errata valutazione dell'escursione del giunto stesso, non corretta installazione, difetti di complanarità, inefficacia del sistema di convogliamento delle acque, vulnerabilità delle parti emergenti).

L'insieme di questi fattori è causa di discontinuità del piano viabile, con riduzione del confort di guida, di accentuazione dell'amplificazione dinamica dei carichi insistenti sui giunti stessi e sulle zone adiacenti della soletta e dell'impalcato e di sovrassollecitazioni dinamiche sulle sospensioni dei mezzi in transito. La diffusione degli ammaloramenti per malfunzionamento dei giunti è così diffusa da rendere problematica anche la gestione economica della loro manutenzione o riparazione o sostituzione. In molti casi l'onere finanziario richiesto è tale da assorbire o superare la disponibilità di fondi attribuiti ai diversi enti di gestione.

Poiché in quasi tutte le nazioni industrializzate questa tipologia di ponti rappresenta la quasi totalità dei ponti esistenti (indicativamente 70-80 %) è chiaro che problemi di:

- sicurezza;
- confort di viaggio;
- sostenibilità dei cicli di manutenzione;

hanno indotto a cercare soluzioni adeguate.

Al fine di eliminare le discontinuità cui si è accennato si è andato progressivamente affermando il concetto di “Ponte Integrale”.

Questa classe di ponti veniva impostata sulla base di esperienze pregresse e di soluzioni semi-empiriche che, alla prova dei fatti, hanno dimostrato un buon comportamento in termini di funzionalità, costo iniziale, durata (allungamento sensibile della vita utile della struttura) e ridotta necessità di manutenzione. È in quest’ambito che si sono sviluppate quelle soluzioni tecniche che ormai fanno parte del corredo dei dettagli tipologici propri dei Ponti Integrali.

Dunja Peric, professore alla Kansas State University in un articolo del giugno 2009 riferito al suo recente studio sulle strutture integrali:

“Although the advantages of Integral Bridges outweigh their disadvantages, there is a need for the knowledge discovery, which will further reduce the disadvantages.”

PARTE PRIMA

1. Stato dell'arte:

Si richiamano i caratteri tipologici e funzionali che caratterizzano i Ponti Integrali, con riferimento ai processi di evoluzione tecnologica ed ai miglioramenti che si intendevano introdurre.

1.1 Cenni storici:

Per Ponti Integrali si intendono essenzialmente ponti realizzati in continuità con le sponde e privi di dispositivi di giunto e di appoggio.

I ponti del passato, fino agli inizi del XIX secolo erano per loro natura Ponti Integrali, in quanto realizzati prevalentemente con murature in pietra o mattoni e completate con materiale di riempimento permeabile, in modo da favorire il drenaggio delle acque. Ponendo a raffronto delle opere realizzate a circa 1600 anni di distanza, si citano ad esempio:

- il *Ponte di Alcantara* sul fiume Tago. In muratura a secco, del II secolo d.C., con 6 campate di cui le due centrali di lunghezza pari a 30 metri ed altezza sull'acqua di 52 metri;
- l'*Iron Bridge* sul fiume Severn. In ghisa, risalente al 1775/1779, lunghezza totale di 60 metri, con due campate principali e due campate di avvicinamento; le estremità delle centine sono in continuità con pile e spalle.

Per le loro caratteristiche entrambe queste opere sono classificabili come Ponti Integrali.



Figura 1.1: Ponte romano di Alcántara (da *Livius.org*)



Figura 1.2: Iron Bridge, Coalbrookdale (da *flickr.com*)

Anche con riferimento a più recenti tipologie e tecnologie costruttive, il Ponte di *Veudre sur l'Allier*, uno dei primi ponti di *Eugène Freyssinet* (in calcestruzzo,

completato nel 1911, tre campate da 70 metri ciascuna) è privo di sistemi meccanici di appoggio e di giunto ed è associabile a questa categoria.

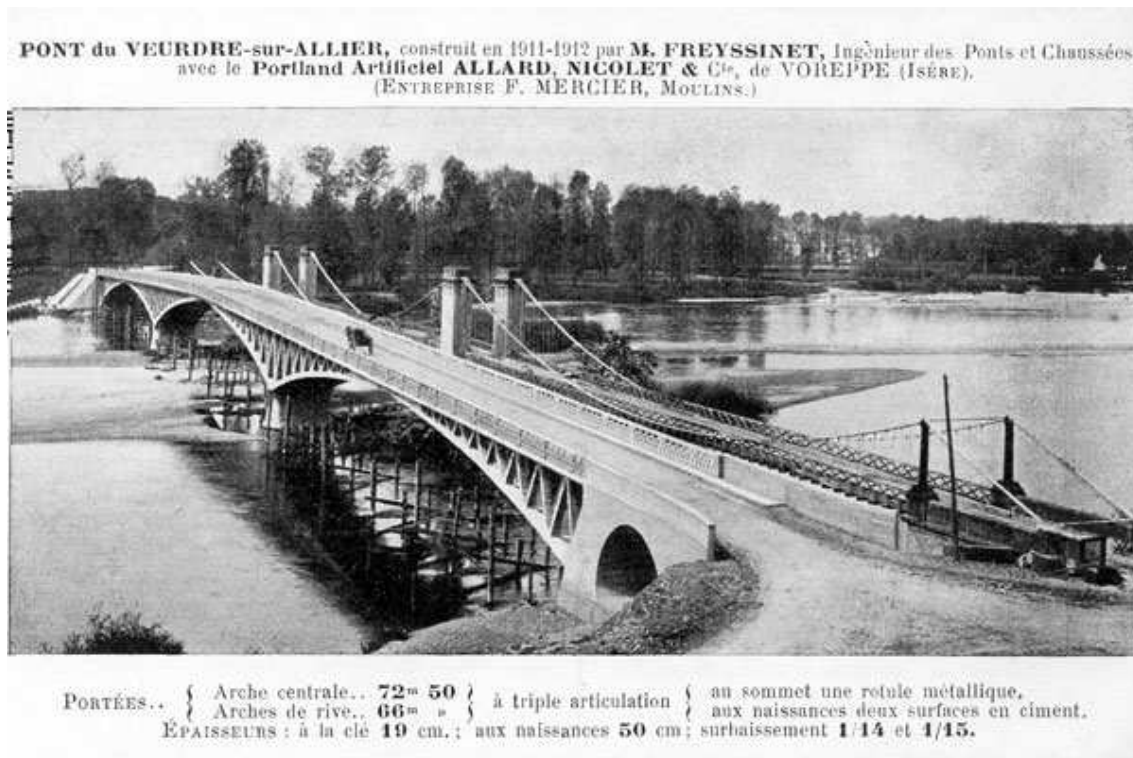


Figura 1.3: Ponte di Veudre sur l'Allier (da efreyssinet-association.com)

Per altro nel corso del XIX e dei primi anni del XX secolo la realizzazione di ponti, in particolare ferroviari, su luci rilevanti (maggiori di 50 metri) comportò anche la soluzione dei problemi associati innanzitutto alle escursioni termiche giornaliere e stagionali e poi, nel caso del c.a. e del c.a.p., alle variazioni di lunghezza conseguenti ai comportamenti differiti del calcestruzzo per ritiro e per viscosità. La soluzione di questi problemi indusse a caratterizzare il ponte come un sistema dotato di uno schema cinematico ben definito, con vincoli aventi il minimo attrito realizzabile e tendenti ai vincoli perfetti della meccanica razionale. Questa concezione è tuttora quella prevalente in quanto consente un chiaro e rigoroso inquadramento dello schema statico ed una altrettanto chiara definizione del flusso di forze che trasferisce i carichi dall'impalcato al sistema di fondazione.

La produzione industriale di appoggi e di giunti rende attualmente disponibili prodotti di alta qualità e durata. Un'ulteriore evoluzione è costituita dall'accoppiamento di questi sistemi con i sistemi di attenuazione sismica, ormai di fatto necessari su tutti questi tipi di realizzazione.

Questa impostazione progettuale e tecnologica non è tuttavia priva di inconvenienti. Gli elementi più vulnerabili sono i giunti, la cui durata è spesso inferiore alla vita nominale prevista (circa 10 anni) per tutta una serie di inconvenienti. Tra questi si possono citare:

- errata valutazione dell'escursione del giunto che può portare all'apertura di varchi nel piano stradale o al martellamento tra le interfacce di giunto;
- non corretta installazione dei dispositivi di giunto ed in particolare dei bulloni di fissaggio alla struttura di soletta;
- difetto di complanarità tra le superfici adiacenti collegate dal giunto;
- inefficacia del sistema di convogliamento delle acque al di sotto del giunto, con problemi di corrosione nel caso di utilizzo di sali disgelanti;
- vulnerabilità delle parti emergenti dei giunti nei riguardi dell'azione dei mezzi di sgombero della neve.



Figura 1.4: Rottura del dispositivo di giunto (Tandon, 2005)

L'insieme di questi fattori è causa di discontinuità del piano viabile, con riduzione del confort di guida, di accentuazione dell'amplificazione dinamica dei carichi insistenti sui giunti stessi e sulle zone adiacenti della soletta e dell'impalcato e di sovrasollecitazioni dinamiche sulle sospensioni dei mezzi in transito. L'insieme di questi fattori ha esteso a tal punto la diffusione degli ammaloramenti per malfunzionamento dei giunti da rendere problematica anche la gestione economica della loro manutenzione o riparazione o sostituzione. In molti casi l'onere finanziario richiesto è tale da assorbire o superare la disponibilità di fondi attribuiti ai diversi enti di gestione.

Non è infrequente riscontrare riparazioni di giunti effettuate con semplice intasamento di asfalto senza più alcuna preoccupazione di conservare le funzioni

cinematiche per le quali i giunti furono concepiti e impiegati. Questo problema si presenta soprattutto su ponti a campata singola o su viadotti a più campate di luce compresa fra i 15 e i 30 metri, per i quali un malfunzionamento dei giunti è impropriamente considerato come un disagio accettabile.

Poiché in quasi tutte le nazioni industrializzate questa tipologia di ponti rappresenta la quasi totalità dei ponti esistenti (indicativamente 70-80 %) è chiaro che problemi di:

- sicurezza;
- confort di viaggio;
- sostenibilità dei cicli di manutenzione;

hanno indotto a cercare soluzioni adeguate.

Nel seguito si darà una breve rassegna delle esperienze di maggiore interesse finora condotte al fine di eliminare le discontinuità cui si è accennato e di tendere alla realizzazione dei cosiddetti “Ponti Integrali”.

I primi tentativi di sistematizzazione di questi concetti furono svolti negli Stati Uniti e in Gran Bretagna. Tuttavia esperienze su queste realizzazioni sono ormai documentate in quasi tutti i paesi del mondo.

A tale proposito si può notare come nel II dopoguerra mentre nell'Europa continentale la progettazione di ponti su luci medio - piccole si concentrava sulla realizzazione di manufatti prefabbricati molto raffinati e caratterizzati da una grande, e forse eccessiva, libertà di forme, in altri paesi, tipicamente Stati Uniti e Regno Unito, la stessa classe di ponti veniva impostata sulla base di esperienze pregresse e di soluzioni semi-empiriche che, alla prova dei fatti, hanno dimostrato un buon comportamento in termini di funzionalità, costo iniziale, durata e ridotta necessità di manutenzione. È in quest'ambito che si sono sviluppate quelle soluzioni tecniche che ormai fanno parte del corredo dei dettagli tipologici propri dei Ponti Integrali. È utile a tal proposito richiamare alcune affermazioni significative:

“In some states [of the American confederation] they design bridges with the line of argument ‘it simply works’.” (Robert Hällmark, 2006);

“...their design remains experiential and involves intuition, experimentation, and observations.” (Dunja Peric, 2009);

“The development of these details [of Integral Bridges] is usually based on past performance and refinement, rather than on robust analytical procedures.” (John Connal, 2004).

1.2 Ponti Integrali negli USA:

Ricostruendo la storia recente si può dire che i primi tipi di Ponti Integrali, intesi nell'accezione moderna, comparirono negli Stati Uniti negli anni '30. Da questa data si sono susseguite moltissime ricerche sperimentali; sono invece meno numerose le analisi teoriche.

Già nei primi anni '30 il *Bureau of Bridges of the Ohio Highway Department* testò e adottò Ponti Integrali su più campate, sia in acciaio che in calcestruzzo. Quello dell'Ohio fu il primo Dipartimento ad adottare ufficialmente questo tipo di costruzione come una pratica comune. La tipologia messa a punto è stata poi utilizzata per molte migliaia di ponti di luce medio – piccola.

Negli anni '60 gli *Integral Bridges* si diffusero progressivamente, e più sistematicamente, anche negli altri stati dell'unione. In questo periodo maturarono i primi risultati sulle prestazioni effettive dei Ponti Integrali con sviluppo di dettagli costruttivi e procedure di progetto finalizzate. L'esito di queste valutazioni è riassunto da *Burke, 1973* nel *National Co-operative Highway Research Program Report*:

“Bridges with integral abutments suffered only minor damage from pavement pressure, were essentially unaffected by de-icing chemicals, and functioned for extended periods without appreciable maintenance or repair. Moreover, they were usually less expensive to construct.”

All'interno dello stesso report, viene citata un'indagine condotta alla fine degli anni '70 in 20 stati americani: il 67% di essi era ormai decisamente orientato verso l'utilizzo di *Integral Bridges*. Tale diffusione si incrementò negli anni '80. La mappa di Figura 1.5 indica, con un'ombreggiatura, gli stati che, nel 1993, avevano già installato sul proprio territorio ponti di tipo Integrale.

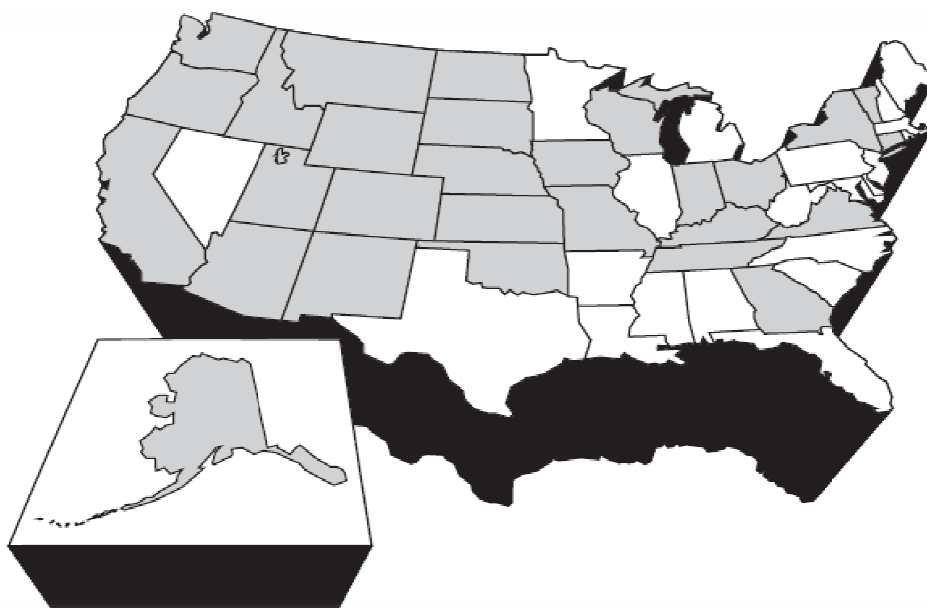


Figura 1.5: Diffusione degli Integral Bridges nei primi anni '90 (*Steel bridge, 1993*)

In termini cronologici la sottostante tabella riporta l'anno di costruzione del primo Ponte Integrale in trenta stati americani (*Robert Hällmark, 2006*).

State	First year built	State	First year built
Arkansas	1996	Massachusetts	1930
California	1959	Ohio	1930
Georgia	1975	Kansas	1935
Illinois	1963	Oregon	1940
Iowa	1962	Pennsylvania	1946
Kansas	1935	South Dakota	1948
Kentucky	1970	Wyoming	1957
Louisiana	1989	California	1959
Maine	1983	North Dakota	1960
Michigan	1990	Iowa	1962
Massachusetts	1930	Illinois	1963
North Dakota	1960	Tennessee	1965
Nevada	1980	Washington	1965
New York	1980	Kentucky	1970
Ohio	1930	Georgia	1975
Oklahoma	1980	Nevada	1980
Pennsylvania	1946	New York	1980
Oregon	1940	Oklahoma	1980
South Dakota	1948	Virginia	1982
Tennessee	1965	Maine	1983
Virginia	1982	Louisiana	1989
Wyoming	1957	Michigan	1990
Washington	1965	Arkansas	1996

Tabella 1.1: Anno di costruzione dei primi Integral Bridges negli USA
-a sinistra in ordine alfabetico e a destra per data- (*Hallmark, 2006*)

Nel 1996 due terzi degli stati americani (22 stati sui 33 esaminati) stavano realizzando un Ponte Integrale.

Ad oggi almeno 40 stati utilizzano Ponti Integrali o Semi - integrali e il numero totale di queste strutture supera le 10'000 unità (*Burke, 2009*).

Alcuni degli stati che hanno prestato maggiore attenzione e che hanno sviluppato proprie versioni di tipologie o di particolari costruttivi riguardanti i Ponti Integrali sono:

CALIFORNIA (*superficie: 410'000 km²; abitanti: 35,89 milioni*):

- dagli anni '80 ha dato un contributo notevole a livello di ricerca e sperimentazione per i Ponti Integrali in calcestruzzo, sia nei tipi *semi - integral* che in quelli *fully - integral*, preferendo la prima soluzione (*Vasant Mistry, 1997*).

COLORADO (*superficie: 269'837 km²; abitanti: 4,86 milioni*):

- ha sperimentato l'impiego di prodotti geosintetici dietro le spalle al fine di contenere i cedimenti (*Kunin & Alampalli, 1999*);
- pone rispettivamente a 91,5 e a 152 metri i limiti per le lunghezze dei Ponti Integrali in acciaio e in calcestruzzo;
- per altro ha stato realizzato il più lungo ponte integrale con travi in acciaio (318,4 metri) e il più lungo in calcestruzzo gettato in opera (290,4 metri);

KANSAS (*superficie: 213'096 km²; abitanti: 2,78 milioni*):

- è il quarto stato della confederazione per numero di ponti (più di 25'000);
- più dell'80% di essi ha luce medio - piccola, cioè inferiore a 55 metri (sono molto diffusi i sovrappassi autostradali in ambiente rurale);
- secondo i dati della FHWA vi sono più di 1'000 Ponti Integrali;
- è diffusa la tendenza a trasformare ponti con schemi tradizionali in Ponti Integrali (*Burke, 2009*).

MASSACHUSETTS (*superficie: 27'390 km²; abitanti: 6,45 milioni*):

- dagli anni '60 iniziò a trasformare strutture tradizionali in Ponti Integrali;
- attualmente si costruiscono spalle integrali esternamente a quelle già esistenti, che vengono successivamente utilizzate solo come sostegno per il terreno (*Kunin & Alampalli, 1999*);
- su un modello strumentato in scala reale si è studiato sperimentalmente il problema della distribuzione di pressioni dietro le spalle.

MISSOURI (*superficie: 180'693 km²; abitanti: 5,88 milioni*):

- è lo stato che vanta il maggior numero di Ponti Integrali realizzati: circa 4'000 (*FHWA*).

OHIO (*superficie: 116'096 km²; abitanti: 11,47 milioni*):

- ha costruito il primo Ponte Integrale nell'accezione moderna del termine: il *Teens Run Bridge* nel 1938, nelle vicinanze di Eureka (*Burke, 2009*);
- tende a preferire la tipologia *fully-integral*;

- dagli anni '90 la maggior parte dei ponti di nuova realizzazione è di tipologia Integrale (*Steel bridge, 1993*).

TENNESSEE (*superficie: 109'247 km²; abitanti: 6,16 milioni*):

- si utilizzano sia Ponti Integrali che Semi-integrali, tuttavia sono preferiti i primi (*Vasant Mistry, 1997*);
- già nel 1995 i Ponti Integrali erano più di 2'000;
- fissa l'allungamento massimo ammissibile per la realizzazione di un Ponte Integrale (*2 inches*, cioè 5,12 centimetri);
- ha realizzato il *Long Island Bridge* di *Kingsport*. Costruito nel 1980 con 29 campate continue senza un solo giunto mobile intermedio sull'impalcato, ha lunghezza totale di circa 823 metri (luce media 28,3 metri). I giunti e gli appoggi mobili sono installati solo alle spalle. Date queste caratteristiche è stato chiamato "*the Champ*" (*Burke, 2009*).



Figura 1.6: Long Island Bridge, Kingsport (*Burke, 2009*)

WASHINGTON STATE (*superficie: 184'824 km²; abitanti: 6,66 milioni*):

- grande diffusione di Ponti Integrali dopo il 1995;
- a oggi vi sono più di 1'000 strutture integrali (*Burke, 2009*);
- per l'80-90% dei ponti di nuova costruzione, utilizza strutture *Semi-integral*.

In sintesi si riportano le lunghezze massime effettive dei ponti realizzati stato per stato suddivisi a seconda del materiale utilizzato:

State	steel girder	precast concrete girder	cast in place girder
Alaska	-	41,2	-
Arkansas	90,9	-	-
California	-	-	122,0
Colorado	318,4	339,2	290,4
Georgia	91,5	-	125,1
Illinois	61,0	91,5	36,6
Iowa	82,4	152,5	41,2
Kansas	136,8	126,4	177,6
Kentucky	89,1	122,0	31,7
Maine	57,3	45,8	29,3
Maryland	-	15,9	-
Massachusetts	106,8	84,8	43,9
Michigan	-	147,9	-
Minnesota	53,4	53,4	30,5
Nevada	77,8	33,6	84,2
New Hampshire	45,8	24,4	-
New York	93,3	68,3	-
North Dakota	122,0	122,0	48,8
Nova Scotia	-	38,0	-
Oklahoma	-	91,5	-
Oregon	-	335,5	-
Pennsylvania	122,2	183,0	-
Quebec	-	78,1	-
South Dakota	112,9	209,2	106,8
Tennessee	175,4	358,4	189,1
Vermont	24,4	-	-
Virginia	97,6	235,5	-
Washington	-	183,0	61,0
West Virginia	97,6	137,3	33,6
Wyoming	100,0	127,0	99,0

State	steel girder	precast concrete girder	cast in place girder
Tennessee	175,4	358,4	189,1
Colorado	318,4	339,2	290,4
Oregon	-	335,5	-
Virginia	97,6	235,5	-
South Dakota	112,9	209,2	106,8
Pennsylvania	122,2	183,0	-
Washington	-	183,0	61,0
Kansas	136,8	126,4	177,6
Iowa	82,4	152,5	41,2
Michigan	-	147,9	-
West Virginia	97,6	137,3	33,6
Wyoming	100,0	127,0	99,0
Georgia	91,5	-	125,1
California	-	-	122,0
Massachusetts	106,8	84,8	43,9
North Dakota	122,0	122,0	48,8
Kentucky	89,1	122,0	31,7
New York	93,3	68,3	-
Illinois	61,0	91,5	36,6
Oklahoma	-	91,5	-
Arkansas	90,9	-	-
Quebec	-	78,1	-
Nevada	77,8	33,6	84,2
Maine	57,3	45,8	29,3
Minnesota	53,4	53,4	30,5
New Hampshire	45,8	24,4	-
Alaska	-	41,2	-
Nova Scotia	-	38,0	-
Vermont	24,4	-	-
Maryland	-	15,9	-

Tabella 1.2: Lunghezze massime per tipologia degli Integral Bridges alla fine degli anni '90 negli stati USA
-a sinistra in ordine alfabetico e a destra in ordine di lunghezza- (Kunin & Alampalli, 1999)

La tipologia strutturale prevalente resta quella dei ponti tradizionali; quelli Integrali rappresentano tuttora una seconda opzione. Dagli accenni svolti si riscontra tuttavia una loro crescente diffusione.

Un'altra tendenza degli ultimi decenni è quella di trasformare strutture originariamente convenzionali in Ponti Integrali, al fine ridurre il più possibile il

numero dei giunti di espansione impiegato (*Vasant C. Mistry, 1997*). Oltre che negli stati già citati operazioni di questo tipo sono state effettuate anche in Illinois, New Jersey (*Scotch Road Bridge, Ewing Townships, studiato da Roman, Khodair, Hassiotis, 2002*), Oklahoma, South Dakota e Wyoming.

Le prime strutture integrali realizzate si mostrano a tutt'oggi in buono stato di conservazione e mantengono la loro funzionalità nel tempo (*Kunin & Alampalli, 1999*).

La Federal Highway Administration a partire dal 1995 ha finanziato progetti della durata di tre anni, tra cui il primo presso il *Construction Technologies Laboratory* di Skokie, in Illinois. Va detto che non esiste ancora un accordo fra i diversi *Departments of Transportation* dei vari stati riguardo le normative. I vari stati hanno sviluppato per conto proprio linee guida di progetto e dettagli standard relativamente ai Ponti Integrali (*Connal, 2004*).

1.3 Ponti Integrali nel Regno Unito

Già dalla fine degli anni '50, nel Regno Unito, sono stati realizzati diversi Ponti Integrali, poi monitorati e controllati nel tempo. Ad esempio il primo tratto della *M1 motorway*, costruito in 19 mesi negli anni 1958-1959. In questo lavoro furono inclusi 127 ponti aventi luce media di 41 metri, di cui ben 88 costituiti da un portale continuo che agisce in modo definibile integrale con il terreno adiacente (*R.J. Lock, 2002*). A seguire si presenta lo schema tipico di questi portali:

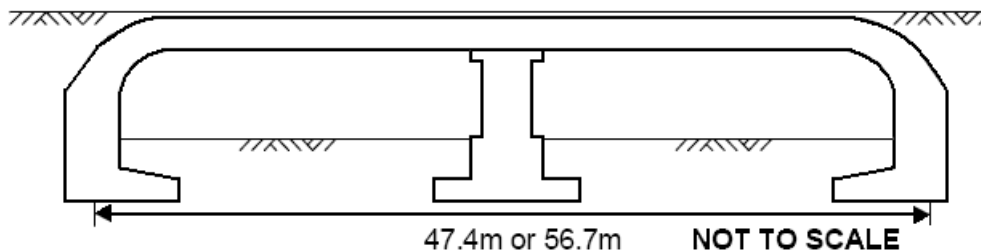


Figura 1.7: Schema generico dei portali lungo l'autostrada M1 (*Lock, 2002*)

Oltre a rappresentare un'importante innovazione, questo impiego fu un punto di partenza per successivi sviluppi. Proprio sui ponti della *M1* si concentrarono numerose campagne sperimentali aventi l'obiettivo di studiare il comportamento nel tempo di questo genere di strutture, e si ricavarono dati importanti riguardo la durabilità dell'opera e l'evoluzione temporale di spinte e cedimenti.

Negli anni '90, analizzando queste e altre strutture (anche americane), si arrivò alla pubblicazione di due report, riguardanti i Ponti Integrali, entrambi commissionati dalla *Bridges Engineering Division* della *Highway Agency*:

- il primo è il “*TRL report 146: cyclic loading of sand behind Integral Bridge abutments*”, elaborato da *Springman et al.* nel 1996. Questo testo è anche alla base delle raccomandazioni poi presenti nella *Advise Note, BA 42/96*;
- il secondo riassume gli studi di una commissione di ingegneri britannici compiuti su realizzazioni nord americane (*Burke, 2009*): “*Integral Bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*”, scritto da *England et al.* nel 2000; contiene dati importanti relativi ai cedimenti e all’incremento delle spinte sul retro delle spalle, in funzione delle variazioni di lunghezza della sovrastruttura.

Entrambi questi studi comprendono modellazioni numeriche e una documentata parte sperimentale.

Un altro riferimento relativo ai Ponti Integrali è il *Design Manual for Roads and Bridges*. Dal volume 1, sezione 3, parte 7, (*UK Highway Agency, 2003*):

“Bridges with lengths not exceeding 60 m shall be designed as Integral Bridges, with abutments connected directly to the bridge deck without movement joints for expansion and contraction of the deck. Continuous structures have proved to be more durable than structures with simply supported decks.”

La diffusione dei Ponti Integrali in Gran Bretagna è motivata anche da fattori climatici. In corrispondenza di climi rigidi e ricchi di precipitazioni, infatti, queste applicazioni sono meno vulnerabili ai problemi creati dalla percolazione delle acque nella sottostruttura e ai danneggiamenti strutturali causati dall’utilizzo di sali anti - ghiaccio (*Hallmark, 2006*). Infatti molti dei ponti scelti per le analisi e le valutazioni sperimentali si trovano in Scozia.

1.4 Ponti Integrali in altri paesi:

Si richiama brevemente lo stato dell’arte dei Ponti Integrali in altri paesi: Svezia, Australia, Giappone, Corea del Sud e India.

- SVEZIA

Il clima nordico molto rigido è ideale per le strutture integrali. Anche per questo nell’ultimo decennio sono state compiute ricerche e analisi su questo genere di strutture. Si cita in proposito il testo “*Low cycle fatigue of steel piles in integral abutment bridges*” di *Robert Hällmark* del 2006, che propone e suggerisce l’utilizzo di queste strutture nel paese.

“Today, bridges in Sweden are generally designed with movable joints and bearings. Leaking joints are a major reason to corrosion problems, and it would be preferable if bridges were designed without these.”

Dal suddetto testo si riporta una mappa svedese raffigurante le temperature del paese, derivante da appositi rilievi sperimentali.

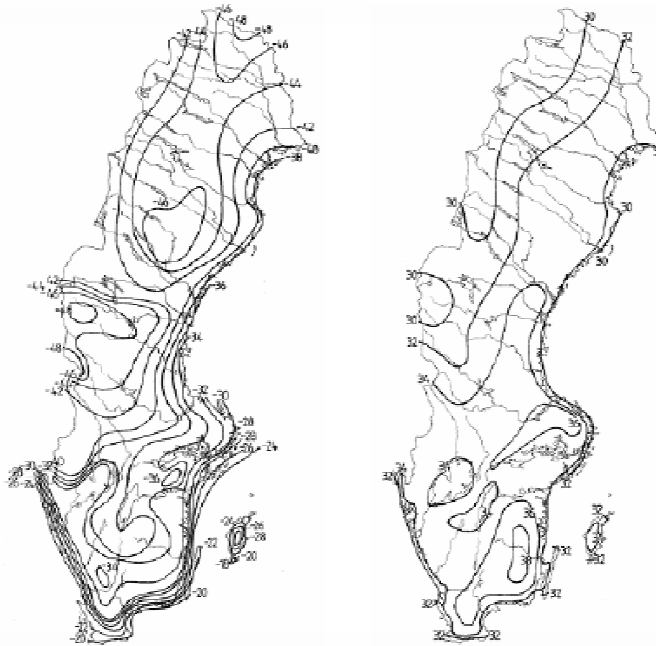


Figura 1.8: Isoipse delle temperature minime (a sinistra) e massime (a destra) sul territorio svedese (*Hällmark, 2006*)

Tuttavia la diffusione dei Ponti Integrali in Svezia è a tutt'oggi modesta. Una possibile spiegazione risiede nelle incertezze ancora insite nelle analisi; gli approcci convenzionali infatti non riescono a spiegare come lavorano questi ponti.

Si presenta l'immagine di uno dei finora pochi Ponti Integrali svedesi: si tratta di una struttura situata presso Fjällån, realizzata nel 2000 ad opera di *Pétursson*. È una struttura composita, composta da un'unica campata di luce 37,15 metri e costituita da due travi d'acciaio sormontate da una soletta in calcestruzzo.



Figura 1.9: Ponte di Fjällån (*Hällmark, 2006*)

Manca inoltre uno sviluppo di codici, regole e linee guida capaci di semplificare il progetto e la realizzazione (*Pétursson and Collin, 2002*).

- AUSTRALIA

Il clima australiano, mediamente temperato, evita la necessità di far fronte a temperature troppo basse e di usare sali anti-ghiaccio (*Hallmark, 2006*).

L'uso di strutture integrali non è molto diffuso. Inoltre nel contesto australiano non esistono nemmeno linee guida per i progetti di Ponti Integrali (nemmeno nel recente *Bridge Design Code* del 2004) e pertanto è necessario ricorrere alla buona pratica ingegneristica, oppure alle normative inglesi o americane in materia.

Una probabile motivazione per cui in passato si ebbero alcune reticenze nell'adottare questa tipologia di costruzione è l'inevitabile interazione fra spalle e terreno retrostante; è ritenuto difficile infatti trovare tecniche dirette per quantificare tale fenomeno senza ricorrere ad un approccio empirico (*Connal, 2004*).

In letteratura si rintracciano comunque ricerche australiane riguardanti soprattutto:

- l'analisi a posteriori delle strutture di questo genere presenti sul territorio;
- lo studio delle procedure standard americane;
- la valutazione dell'efficienza di alcuni dettagli costruttivi;
- l'eventualità di adottare l'*approach slab*.

A titolo di esempio si cita il *Gillies Street Bridge*, Ballarat. È un ponte integrale del 1995, su due campate di 29,5 metri ciascuna. È costruito interamente in calcestruzzo e le sei travi a T, sormontate da una soletta gettata in opera, sono collocate in continuità sia con la pila che con la spalla. Su quest'opera sono stati compiuti diversi monitoraggi volti a controllarne il comportamento nel tempo (*Connal, 2004*).



Figura 1.10: Gillies Street Bridge (*Connal, 2004*)

- GIAPPONE

Dal 2000 in avanti, esistono in letteratura riferimenti ad articoli di autori nipponici inerenti all'argomento dei Ponti Integrali (*Hallmark, 2006*).

In data odierna la diffusione delle strutture integrali appare modesta. Una certa resistenza alla diffusione di questa tipologia di ponte è dovuta anche alle incertezze inerenti al loro comportamento in presenza di sismi di forte intensità. una spiegazione di ciò sono le forti preoccupazioni insite nella resistenza a lungo termine di questi ponti se soggetti ad azioni accoppiate di carichi da traffico consistenti e variazioni termiche (*Nakamura et al., 2002*).

A titolo esemplificativo si cita il *Nishihama Bridge* (Nishihama): struttura composta formata da otto travi di acciaio, soletta in calcestruzzo e spalle anch'esse in calcestruzzo sorrette da cinque pali d'acciaio ognuna.



Figura 1.11: Nishihama Bridge (*Nakamura, 2002*)

Gli altri paesi precedentemente citati hanno da poco conosciuto questa tipologia di struttura: i primi *Integral Bridges* sud coreani furono terminati nel 2002; quelli indiani erano in fase di realizzazione nel 2005 (*Tandon, 2005*).

1.5 Ponti Integrali in Italia

Esempi di strutture concepite come Ponti Integrali sono poco numerosi. La tendenza prevalente è ancora quella di utilizzare schemi statici tradizionali senza far affidamento sulla collaborazione con le strutture delle spalle.

In letteratura un esempio notevole riguarda l'indagine della funzione del traverso di regolarizzazione dei vincoli nei ponti ad elementi prefabbricati (*Martinez, 2000*); tuttavia non sono state rintracciate altre analisi o ricerche riguardanti strettamente questa tipologia di struttura.

Un esempio di Ponte Integrale molto particolare è quello costituito dai due ponti del raccordo Sud delle piste principali dell'aeroporto di Milano Malpensa (2008), realizzati a scavalco della linea ferroviaria Nord Milano posta in trincea e destinati a sveltire e facilitare la movimentazione a terra degli aerei. Questi ponti sono progettati per il massimo carico aeronautico attualmente in esercizio, rappresentato dall'Airbus 380. Una caratteristica importante è inoltre il rapporto fra la lunghezza (146 metri per il ponte ovest e 134 metri per quello est) e la luce (rispettivamente 22,3 e 20,3 metri); tale rapporto ha portato a configurare una particolare forma di segmentazione delle pareti delle spalle (*Comaita, Malerba, Paracchini, 2008*).



Figura 1.12: Armatura della soletta del ponte ovest di Malpensa

Su questi ponti si tornerà diffusamente nel Paragrafo 7.3

2. Classificazione:

Si inquadrano le più importanti tipologie di Ponti Integrali.

STRUTTURE A PORTALE		
Portale su fondazioni dirette		A1
Portale su fondazioni a setto		A2
Impalcato con traversi di testa innestati su pali con retrospalle in terra armata		A3
Impalcato su due appoggi e con velette di estremità a sbalzo		A4
Impalcato con traversi di testa in appoggio diretto		A5
Impalcato con traversi di testa innestati su pali		A6
Impalcato su due appoggi su fondazioni profonde a cavalletto e con velette di estremità a sbalzo		A7
VIADOTTI		
Connessioni ad altezza piena	su due appoggi	B1/a
	su un unico appoggio	B1/b
Connessioni ad altezza parziale		B2
Connessioni totali		B3
PONTI ESISTENTI RESI INTEGRALI		
Evoluzione semplice		C1
Evoluzione con cavi di precompressione		C2

Tabella 2.1: Classificazione

2.1 Strutture a portale (TIPO A)

I ponti a portale rappresentano la tipologia più aderente al concetto di *Integral Bridge*. Sono strutture ad un'unica campata costituiti da:

- spalle e relative fondazioni;
- impalcato, realizzato in continuità con le spalle.



Figura 2.1: Schema rappresentativo della tipologia A

Dallo sviluppo di questo schema base si può operare una sottoclassificazione in funzione del tipo di impalcato, pavimentazione, spalla, fondazione, soletta di transizione e terreno (*Concrete Bridge Development Group, 1997*).

2.1.1 Portale su fondazioni dirette –*Frame abutment*- (TIPO A1)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- la continuità strutturale viene realizzata tramite un getto di seconda fase comprendente muro verticale ed impalcato.

Campo di applicazione:

- è la soluzione che meglio si presta a sovrappassi ad una sola campata di modesta lunghezza;
- è utilizzato soprattutto in ambito urbano.

Vantaggi:

- si tratta di una struttura compatibile con movimenti orizzontali ridotti: in tal modo la spinta dietro le spalle non arriva a valori troppo elevati;
- la costruzione è semplice e veloce;
- questo schema strutturale è stato oggetto di alcune ricerche sperimentali.

Possibili svantaggi:

- il comportamento del terreno, unitamente al regime flessionale generato sulla spalla in conseguenza della continuità strutturale, non sono di semplice analisi;

- la disposizione delle armature negli spigoli dell'opera è difficoltosa: inoltre in questi punti si hanno valori di momento flettente spesso notevoli.

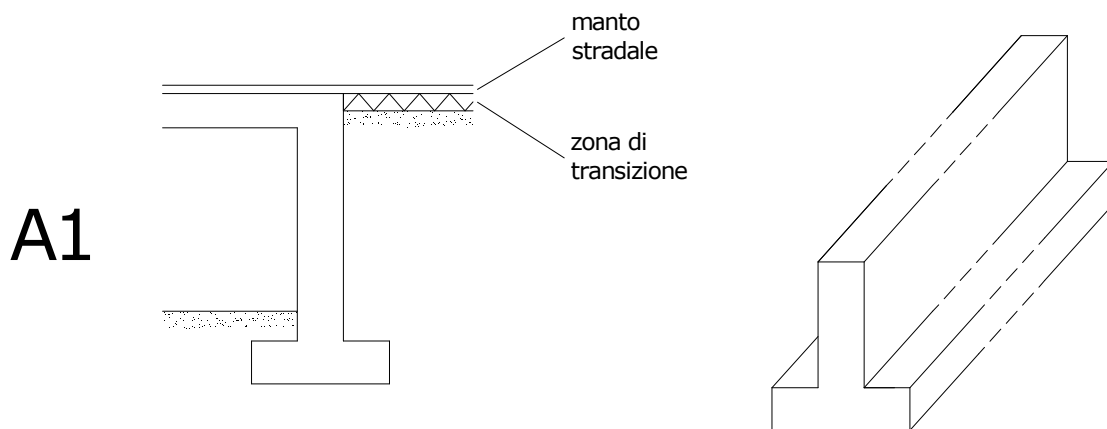


Figura 2.2: Schema tipico per strutture A1

Un'analisi dettagliata di questo genere di strutture è presente nel Capitolo 7.

2.1.2 Portale su fondazioni a setto –*Embedded wall abutment*- (TIPO A2)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- il muro verticale (una paratia) ha un'estremità inserita nell'impalcato a formare un incastro e l'altra inserita nel terreno;
- i muri verticali possono essere realizzati sia in calcestruzzo (meglio se i movimenti sono relativamente piccoli) sia in acciaio: in questo secondo caso si utilizzano degli *steel sheet pile walls*.

Campo di applicazione:

- è appropriato per campate singole di luce relativamente modesta;
- è utilizzato in ambito urbano o rurale.

Vantaggi:

- la lunghezza del muro verticale inserita nel terreno fornisce un vincolo contro la rotazione del muro stesso, che è quindi ridotta;

Possibili svantaggi:

- comportamento incerto in risposta agli spostamenti ciclici imposti in sommità della paratia.

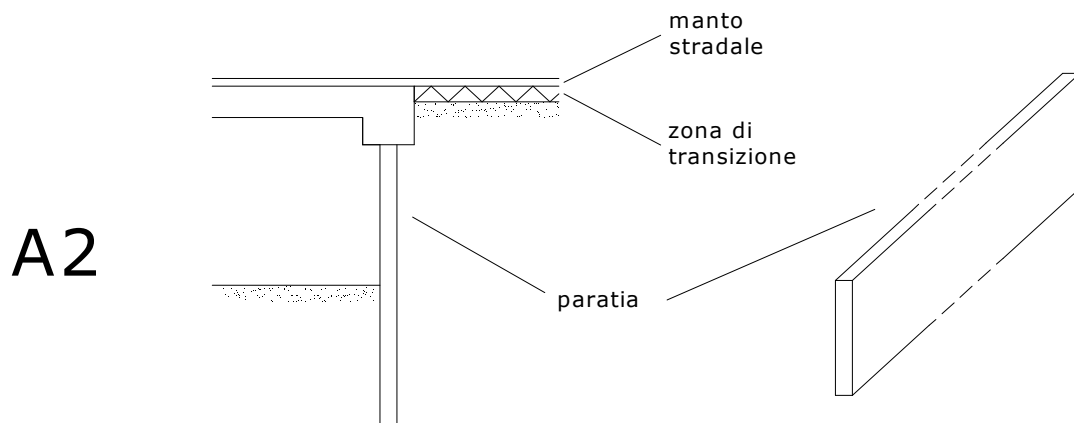


Figura 2.3: Schema tipico per strutture A2

2.1.3 Impalcato con traversi di testa innestati su pali con retrospalle in terra armata –*Piled abutment with reinforced soil wall*- (TIPO A3)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- vengono utilizzate vere e proprie armature all'interno del terreno;
- si impiegano pali di fondazione in luogo di spalle o paratie verticali;
- la struttura è posta su dei pali, senza i quali non è ipotizzare l'uso della terra armata in applicazioni di questo genere;
- si ritiene che potrebbe avere un importante impiego futuro.

Campo di applicazione:

- utilizzabile sia in ambito urbano che in ambito rurale;

Vantaggi:

- il terreno non deve essere disposto in pendenza: è possibile realizzare argini anche verticali;
- i tempi di realizzazione sono inferiori agli altri modelli;
- si evitano i problemi connessi ai cedimenti del terreno.

Possibili svantaggi:

- l'analisi dell'interazione fra terra armata e pali di fondazione può essere difficoltosa;
- sul comportamento dei pali se sottoposti a cicli di spostamento imposto in sommità vi è un certo grado di incertezza (*Hallmark, 2006*).

Possibile evoluzione:

- L'idea è realizzare una spalla verticale e impiegare sul retro la terra armata ad una distanza di circa 10 cm dalla spalla stessa. Tale *gap* viene lasciato vuoto. In questo modo la struttura ha lo spazio per espandersi senza entrare in contatto con il terreno: non si genera alcuna spinta passiva. È ancora da considerarsi un'applicazione di natura sperimentale (*Bush, 1996*).

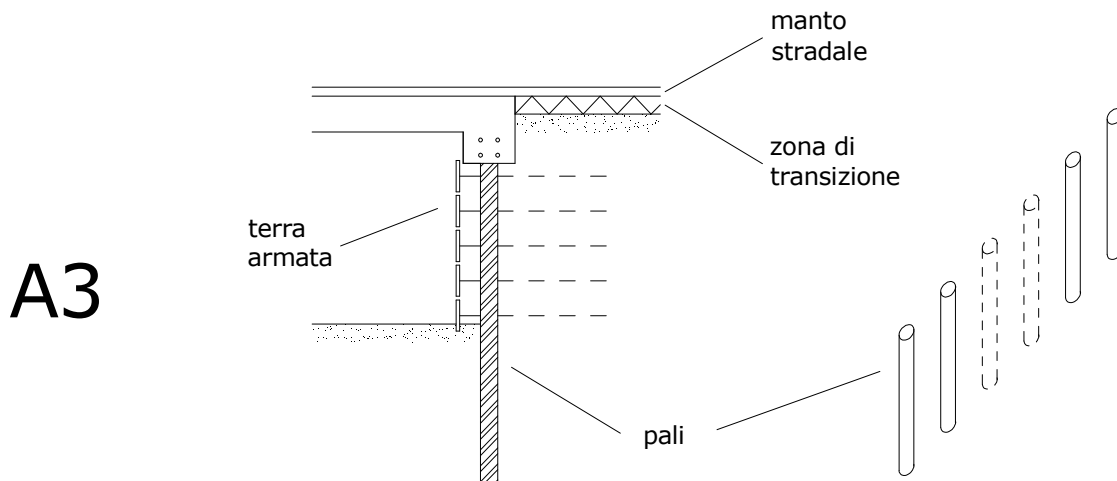


Figura 2.4: Schema tipico per strutture A3

2.1.4 Impalcato su due appoggi e con velette di estremità a sbalzo -*End screen*- (TIPO A4)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- è presente un setto d'estremità verticale a sbalzo dalla sovrastruttura, che si estende al di sotto dell'intradosso dell'impalcato (*end screen*);
- si tratta di un ponte semi-integrale, in quanto fra impalcato e spalla sono presenti dei dispositivi di appoggio.

Campo di applicazione:

- è destinato a luci medio - piccole.

Vantaggi:

- non si sottopone la spalla ad alcun movimento longitudinale, in quanto non è solidale con la sovrastruttura.

Possibili svantaggi:

- la spinta del terreno si scarica sull'*end screen*, che deve essere progettato con le funzioni di un muro di sostegno, compresa quella di trasferire le forze longitudinali;
- per proteggere l'estremità di tale *end screen* è necessario cercare di limitare i movimenti del terreno e garantire la possibilità di ispezione degli appoggi. Infatti, nel momento in cui questi ultimi dovessero essere sostituiti, il sollevamento dell'impalcato provocherebbe dei pericolosi movimenti del terreno adiacente.

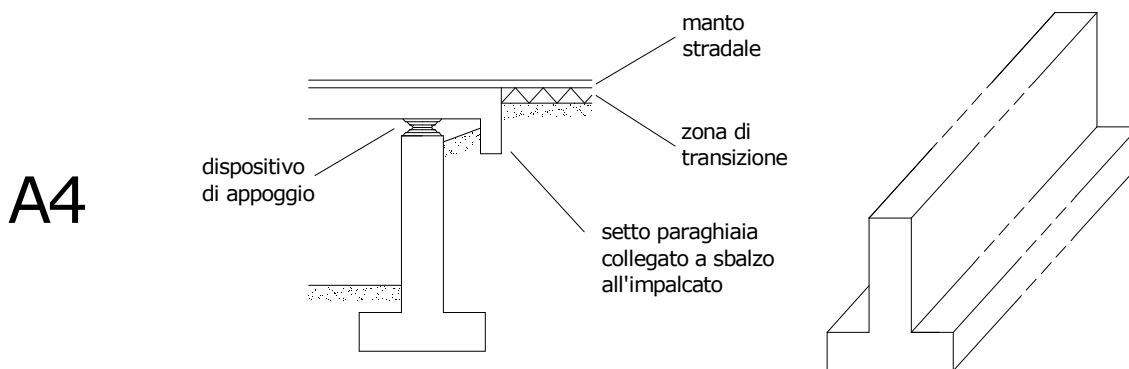


Figura 2.5: Schema tipico per strutture A4

2.1.5 Impalcato con traversi di testa in appoggio diretto –*Bank pad abutment*- (TIPO A5)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- alle estremità si realizza un supporto unito monoliticamente all'impalcato;
- tale elemento svolge le funzioni sia di una fondazione superficiale che di un muro di sostegno per il terreno retrostante;
- al di sotto della fondazione sono spesso utilizzati uno strato di terreno granulare a basso angolo di attrito ed una membrana di polietilene.

Campo di applicazione:

- affidabile su campate singole di luce relativamente modesta;
- utilizzabile solamente se vi è dello spazio libero fra il limite dell'oggetto da valicare e la spalla.

Vantaggi:

- è la tipologia più semplice ed economica;

Possibili svantaggi:

- sono da controllare gli abbassamenti in corrispondenza dell'estremità dell'impalcato: è necessario che il terreno di fondazione sia ben stabile e non soggetto ad alcun problema di cedimenti. Deve inoltre essere possibile lo scorrimento della struttura in direzione longitudinale.

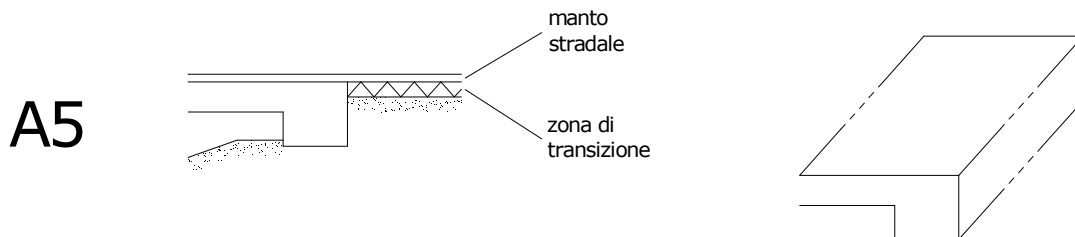


Figura 2.6: Schema tipico per strutture A5

2.1.6 Impalcato con traversi di testa innestati su pali –*Piled bank seat*– (TIPO A6)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- si utilizzano pali sia in calcestruzzo che in acciaio: nel primo caso sono accettabili sia pali prefabbricati che pali forati realizzati in sito; nel secondo caso invece la soluzione ideale sono dei pali con sezione ad H;
- si ricorre quasi sempre ad un'unica fila di pali e ad un *pile cap* in calcestruzzo per garantire la continuità fondazione-impalcato;
- lateralmente alla fondazione vengono spesso installati dei muri d'ala al fine di proteggere e sostenere il terreno.

Campo di applicazione:

- è difficilmente applicabile in ambito urbano;
- è realizzabile solamente se vi è la possibilità di disporre argini in pendenza internamente alla luce del ponte.

Vantaggi:

- questo schema strutturale è stato oggetto di alcune ricerche sperimentali; ad esempio le analisi del *Precast/Prestressed Concrete Institute, 2001*.

Possibili svantaggi:

- sul comportamento dei pali sottoposti a cicli di spostamento imposto in sommità insiste un certo grado di incertezza (*Hallmark, 2006*).

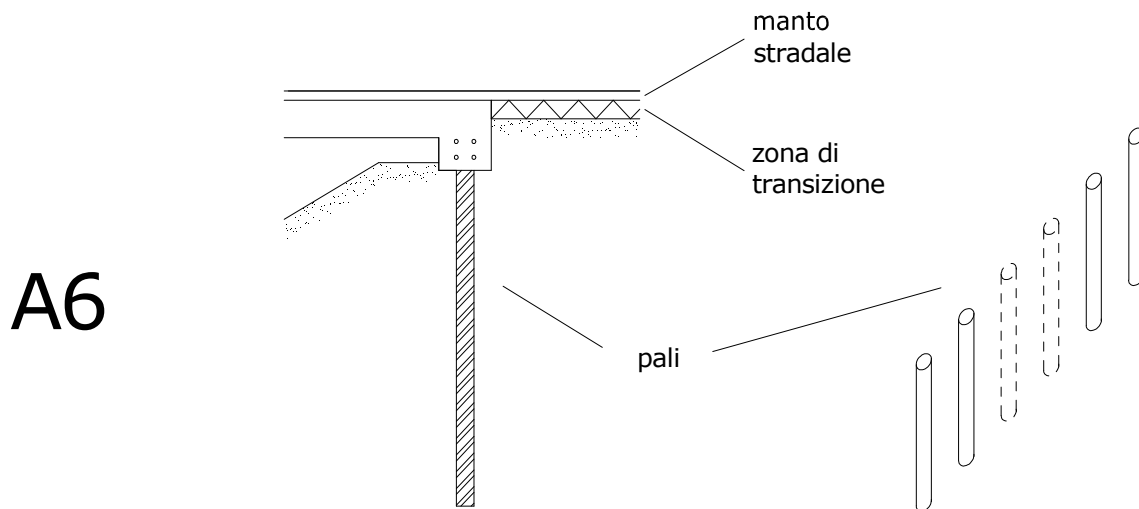


Figura 2.7: Schema tipico per strutture A6

2.1.7 Impalcato su due appoggi su fondazioni profonde a cavalletto e con velette di estremità a sbalzo –*Piled bank seat with end screen*– (TIPO A7)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di Ponte Integrale:

- si tratta di un ponte semi-integrale avente un setto verticale all'estremità dell'impalcato;
- si realizzano fondazioni di piccole dimensioni sorrette da pali inclinati.

Campo di applicazione:

- è difficilmente applicabile in ambito urbano;
- è utilizzabile solamente nel caso in cui vi sia dello spazio libero fra il limite dell'oggetto da valicare e la spalla.

Vantaggi:

- le spalle e le relative fondazioni non subiscono alcuno spostamento al variare della lunghezza della sovrastruttura;
- l'analisi delle fondazioni è quella convenzionale.

Possibili svantaggi:

- sono da valutare attentamente le spinte esercitate dal terreno sul setto di estremità, specie nel caso di allungamenti termici;
- la sostituzione dei dispositivi di appoggio può essere difficoltosa e provocare cedimenti del terreno retrostante le spalle.

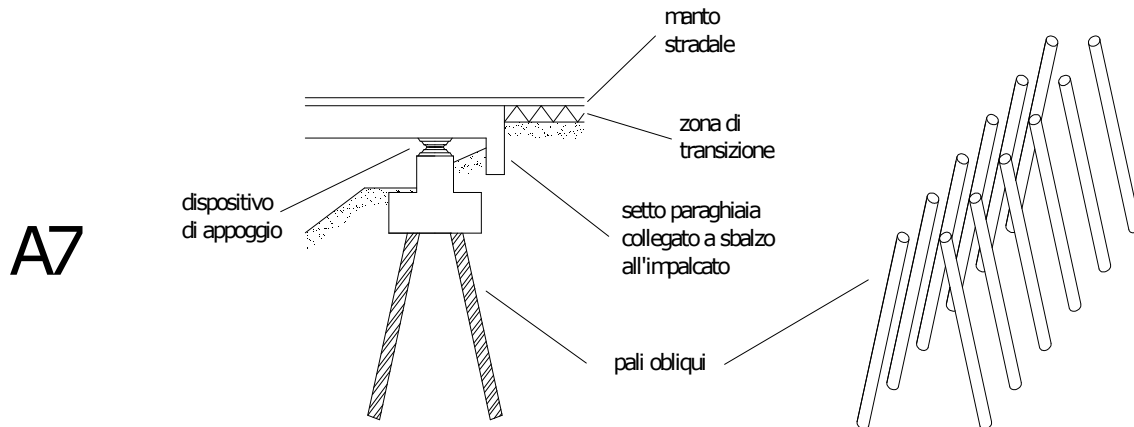


Figura 2.8: Schema tipico per strutture A7

2.2 Viadotti (TIPO B)

Ci si riferisce a viadotti integrali, ovvero strutture continue su più campate. Possono essere realizzati sia in calcestruzzo che a sezione mista acciaio - calcestruzzo. Le tipologie di impalcato più utilizzate sono quelle a travi e quella a cassone.

Per le connessioni sovrastruttura - spalla sono utilizzati gli schemi proposti nelle strutture precedentemente indicate con le sigle da A1 ad A7 nel Paragrafo 2.1. Per strutture con luce totale elevata non è tuttavia da escludere, solo in questa posizione di estremità, l'impiego di giunti di espansione se gli spostamenti previsti fossero di entità troppo grande per essere assorbiti altrimenti.

Se la lunghezza del viadotto è elevata inoltre si ricorre solitamente ad uno schema semi-integrale, con la presenza cioè di appoggi sulla sommità delle pile e delle spalle. La presenza di questi elementi permette di semplificare l'analisi dell'impalcato, considerandolo come una trave continua su più appoggi e svincolandolo dalla sottostruttura.

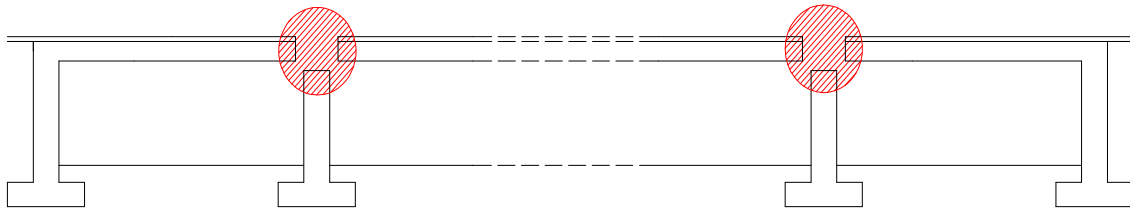


Figura 2.9: Schema rappresentativo della tipologia B

In funzione di diverse possibilità progettuali riguardo la realizzazione della continuità della sovrastruttura si opera un'altra sottoclassificazione:

2.2.1 Connessioni ad altezza piena (TIPO B1)

Per altezza piena si intende l'intera altezza della trave: il giunto post-realizzato ha cioè la stessa altezza delle travi ad esso adiacenti. Si tratta di ponti semi-integrali, poiché al di sotto delle travi sono presenti degli appoggi.

Per strutture in calcestruzzo è possibile, e frequente, ricorrere a dei cavi di precompressione di lunghezza limitata, posti, in corrispondenza delle connessioni fra campate, nella parte alta dei giunti: per la loro forma tali cavi prendono il nome di *cavi cappello*.

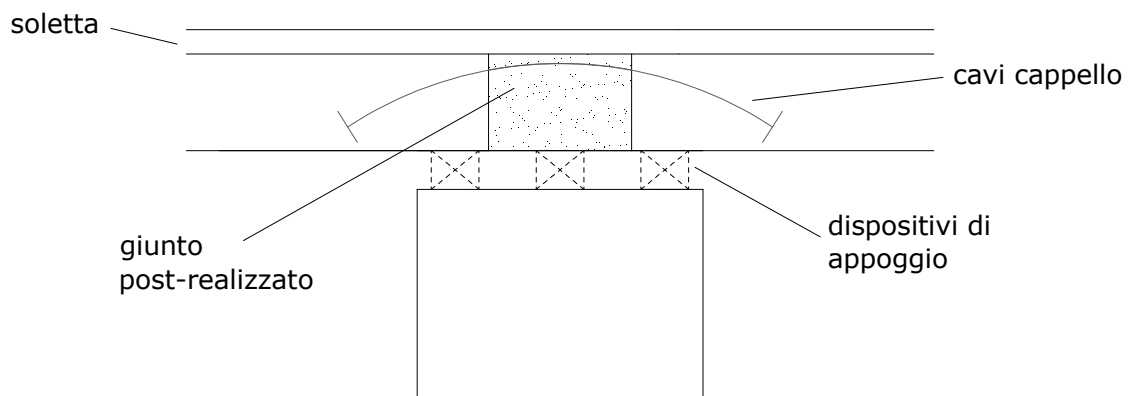


Figura 2.10: Schema rappresentativo della tipologia B1

A prescindere dalla presenza o meno della precompressione, si può operare un'ulteriore sottoclassificazione, a seconda del numero e delle posizioni degli appoggi:

2.2.1.1 Connessioni ad altezza piena su due appoggi (TIPO B1/a)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di connessione:

- ciascuna estremità di ciascuna trave è appoggiata su un proprio sostegno;
- detto n il numero delle travi utilizzate nella sezione trasversale del ponte, il numero degli appoggi per ciascuna pila è $2 \times n$;
- all'interno del giunto post-realizzato vengono inserite le armature di continuità dei due tratti di impalcato adiacenti.

Vantaggi:

- è la connessione più semplice da realizzare;
- nessun problema nel garantire la continuità delle azioni interne;
- nessun problema di resistenza per la soletta e per la pavimentazione;
- la riparazione o sostituzione di un dispositivo di appoggio è relativamente semplice.

Possibili svantaggi:

- il numero elevato degli appoggi incide negativamente sul bilancio economico;
- la larghezza delle pile deve essere calibrata sulla distanza longitudinale fra gli appoggi.

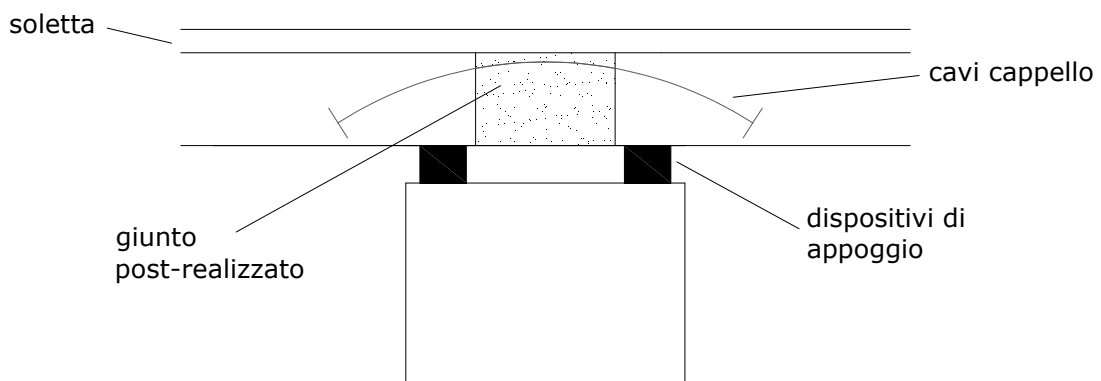


Figura 2.11: Schema tipico per strutture B1/a

Una soluzione di questo genere è quella attuata nell'opera descritta al Capitolo 9.

2.2.1.2 Connessioni ad altezza piena su un unico appoggio (TIPO B1/b)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di connessione:

- detto n il numero delle travi utilizzate per la sezione del ponte, il numero degli appoggi per ciascuna pila è anch'esso n ;
- vengono usualmente predisposti appoggi temporanei, necessari solamente nella fase di installazione delle travi (tratteggiati nella seguente Figura 2.12);
- all'interno del giunto post-realizzato vengono inserite le armature di continuità dei due tratti di impalcato adiacenti.

Vantaggi:

- vi è un risparmio notevole sul costo totale dei dispositivi di appoggio e possibilmente sulle larghezze delle pile;
- nessun problema nel garantire la continuità delle azioni interne;
- nessun problema di resistenza per la soletta e per la pavimentazione.

Possibili svantaggi:

- maggiore complessità di installazione;
- la riparazione o sostituzione di un dispositivo di appoggio è più complessa rispetto alle strutture B1/a;
- l'appoggio predisposto deve garantire la trasmissione a terra di carichi elevati: per questo particolare attenzione deve essere posta nelle verifiche locali degli stati di sforzo.

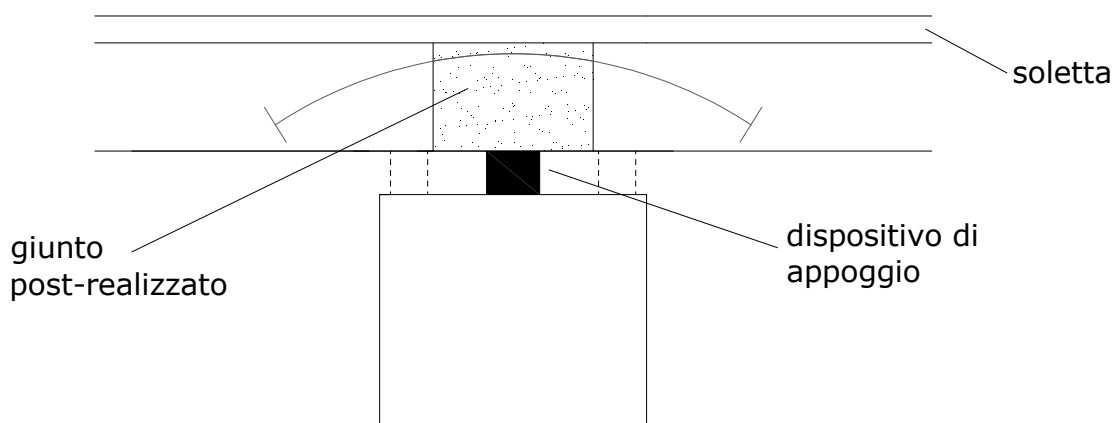


Figura 2.12: Schema tipico per strutture B1/b

L'analisi dei viadotti con connessioni di TIPO B1, sottoposti a distorsioni dovute a temperatura, precompressione o effetti differiti è presentata al Capitolo 8.

2.2.2 Connessioni ad altezza parziale (TIPO B2)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di connessione:

- la connessione è costituita unicamente dalla soletta: non viene inserito alcun giunto realizzato in sito fra le estremità delle travi adiacenti;
- detto n il numero delle travi utilizzate per la sezione del ponte, il numero degli appoggi per ciascuna pila è $2 \times n$;
- all'interno della soletta di continuità vengono inserite delle armature speciali in corrispondenza delle connessioni.

Vantaggi:

- semplicità di installazione di appoggi e travi;
- le variazioni di lunghezza dell'impalcato sono assorbite dagli spazi di vuoto.

Possibili svantaggi:

- la modellazione dello schema statico è molto complessa;
- lo spazio libero fra le travi deve essere valutato attentamente;
- la resistenza della soletta deve essere verificata con apposite analisi;

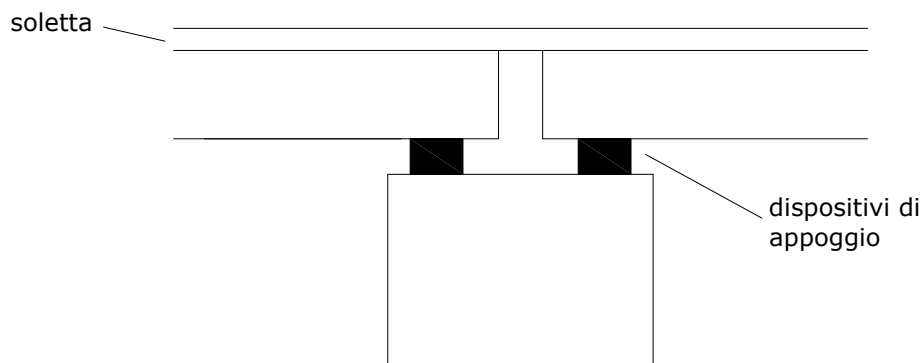


Figura 2.13: Schema tipico per strutture B2

2.2.3 Connessioni totali (TIPO B3)

Principali caratteristiche di questo sottotipo di connessione:

- la connessione è realizzata mediante un giunto ad altezza piena che include entrambe le estremità delle travi adiacenti e anche l'estremità superiore della pila;

- è un'unione chiamata *fully-integral*, in cui non sono utilizzati appoggi per sostenere le travi, che continuano ad essere sormontate da soletta continua;
- alle estremità delle travi e in sommità delle pile vengono inserite delle armature in grado di assicurare sufficiente resistenza e sufficiente duttilità.

Vantaggi:

- semplicità di realizzazione, data l'assenza dei dispositivi di appoggio;
- è richiesto un minore controllo e una minore manutenzione;
- nessun problema per la resistenza della soletta e della pavimentazione.

Possibili svantaggi:

- il momento flettente in prossimità delle pile può raggiungere valori molto elevati;
- le variazioni di lunghezza dei tratti di impalcato fra una pila e l'altra generano azioni elevate anche sulle pile.

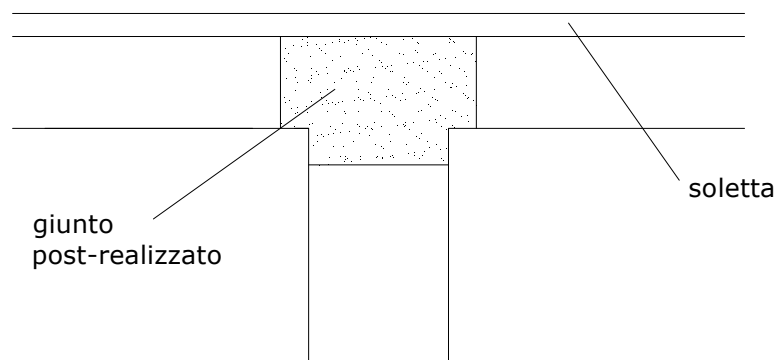


Figura 2.14: Schema tipico per strutture B3

Indipendentemente dalla tipologia di connessione utilizzata è possibile impiegare elementi particolari nella connessione impalcato – soletta. Ci si riferisce a strutture semi-integrali miste, in cui al di sopra dell'impalcato in acciaio è posta una soletta, anch'essa continua, in calcestruzzo.

In questo caso è possibile impiegare elementi in acciaio chiamati pioli nelle campate di estremità. Si tratta di spuntoni a forma di chiodo solidarizzati all'estradosso dell'impalcato e inseriti nel successivo getto di soletta. In questo modo si garantisce un'opportuna aderenza e un'opportuna resistenza allo scorrimento fra i due materiali; inoltre al taglio agente, che nelle campate di estremità di viadotti continui raggiunge valori elevati (si veda il Paragrafo 8.2.6), è offerta sufficiente resistenza (*Steel Bridge, 1993*).

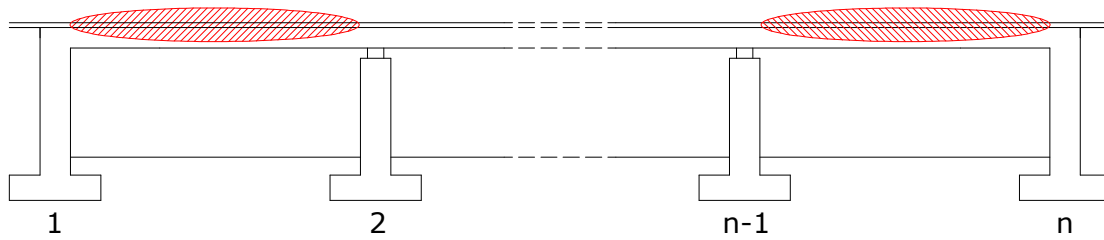


Figura 2.15: Viadotti piolati: visione d'insieme

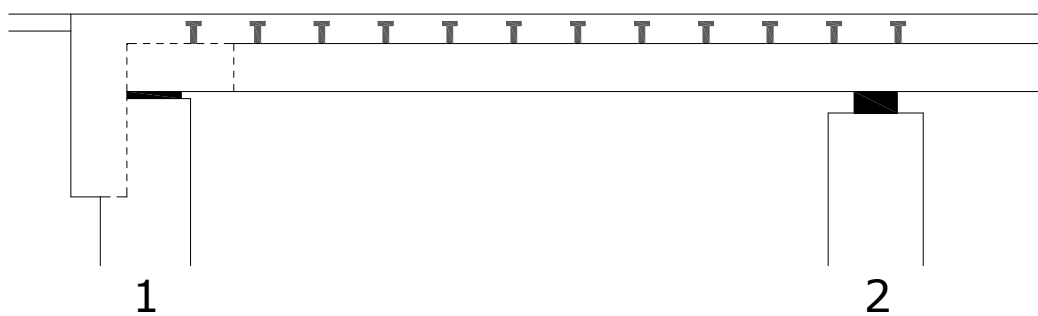


Figura 2.16: Viadotti piolati: particolare

2.3 Ponti esistenti resi Integrali (TIPO C)

Si tratta di strutture originariamente non continue che diventano tali grazie ad un apposito intervento. Ci si riferisce in particolare ai ponti, di una o più campate, realizzati per conchi successivi installati a sbalzo progressivo e simmetrico a partire da una pila (estrusione). Nel momento in cui tutti i conchi sono stati installati sulla destra della pila *i-esima* e sulla sinistra della pila *i+1-esima* viene realizzata la cosiddetta chiusura, mediante un apposito elemento che vincola le estremità fornendo i vincoli tipici di un manicotto o di una cerniera. Nella seguente figura i conchi successivi sono rappresentati dai segmenti verticali tratteggiati:

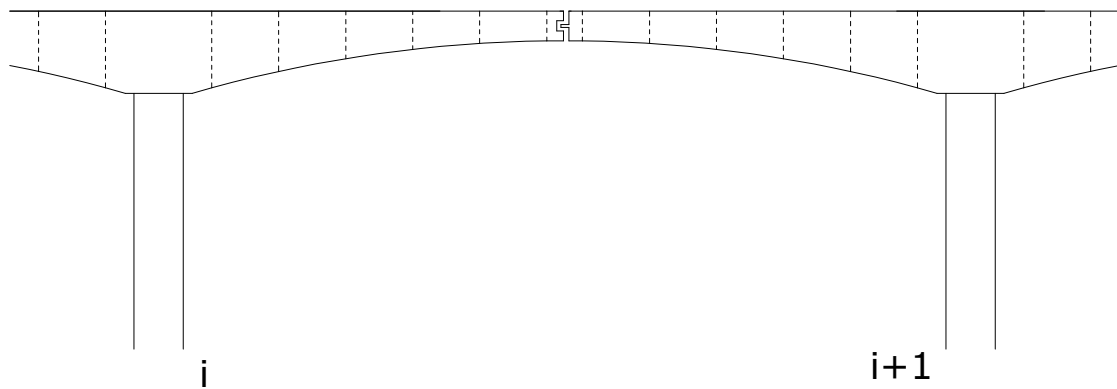


Figura 2.17: Strutture C: situazione antecedente all'intervento

La trasformazione di queste strutture in Ponti Integrali passa attraverso l'eliminazione del manico o della cerniera, che viene sostituito da una connessione fissa, correttamente modellata da un incastro: viene variato lo schema statico dell'intera struttura, togliendo un grado di libertà. Nei paragrafi seguenti si presentano due possibili soluzioni.

2.3.1 Evoluzione semplice (TIPO C1)

L'eliminazione del grado di libertà in chiave alle campate delle strutture D avviene semplicemente con un getto che rende solidali la parte sinistra e la parte destra vincolandole completamente l'una all'altra. In questo caso anche la soletta della pavimentazione risulta continua.

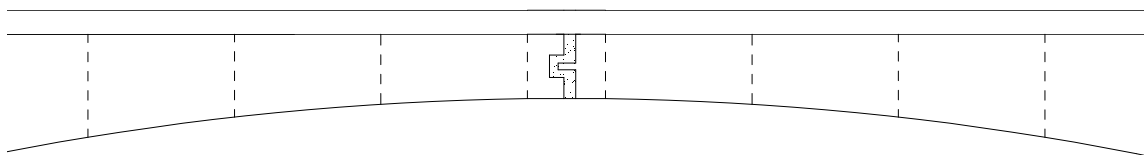


Figura 2.18: Strutture C1: creazione del vincolo fisso

La descrizione di una struttura di questo genere e le fasi delle lavorazioni necessarie, sono presenti nel Capitolo 9.

2.3.2 Evoluzione con cavi di precompressione (TIPO C2)

In questa altra soluzione, oltre all'intervento già descritto per le strutture D1, si utilizzano anche dei cavi di precompressione che fuoriescono dai limiti fisici della struttura. Il loro effetto sulla struttura stessa può essere garantito dall'impiego di altri cavi di acciaio verticali che legano il cavo precompresso alla sagoma originale. Tale soluzione risulta molto gradevole anche dal punto di vista estetico.

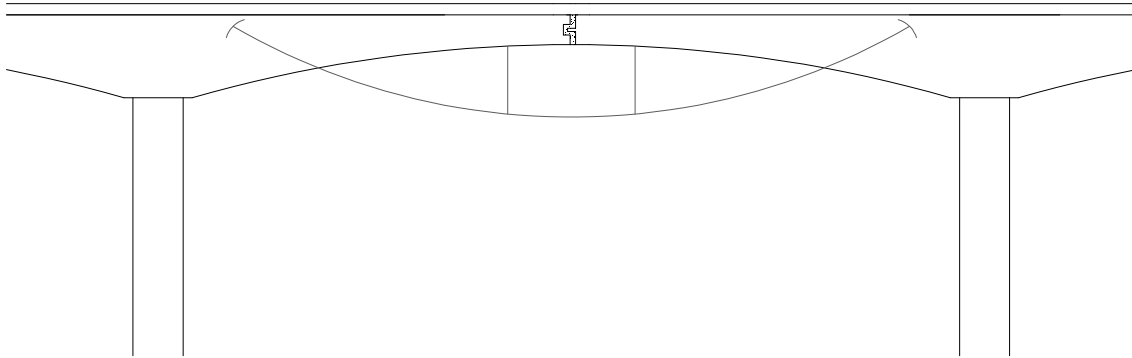


Figura 2.19: Strutture C2: creazione del vincolo fisso

3. Aspetti costruttivi dei Ponti Integrali:

Si passano in rassegna gli aspetti costruttivi più importanti associati a ciascuna tipologia di Ponte Integrale.

Tali problematiche vengono suddivise in tre macroaree: strutturali, geotecniche e “stradali”. Inoltre, nei paragrafi riguardanti il *detailing*, si indica quali sono i particolari costruttivi che necessitano di un’attenzione maggiore nella progettazione e nella realizzazione.

3.1 Strutture a portale (TIPO A)

- **Aspetti strutturali:**

- **EFFETTI DIFFERITI:** ci si riferisce ai fattori che saranno presentati nei Paragrafi 4.2.2 e 4.2.4, e cioè ritiro e viscosità nel calcestruzzo. Tali fattori possono provocare una variazione della lunghezza dell’impalcato nel tempo e delle corrispondenti azioni interne. In molti casi lo studio di questi aspetti risulta essere necessario;
- **EFFETTI DELLA TEMPERATURA:** anche in questo caso in prima battuta ci si riferisce alle variazioni della lunghezza dell’impalcato, funzione non del tempo trascorso dall’installazione degli elementi, bensì delle condizioni climatiche esterne. Inoltre nelle applicazioni reali la variazione di temperatura da considerare non è lineare. Il rintracciamento di un profilo corretto e l’analisi delle distorsioni indotte sono aspetti da tenere in considerazione.

- **Aspetti geotecnici:**

- **SPINTE:** le risultanti degli sforzi dietro le spalle possono essere, proprio in funzione delle variazioni di lunghezza dell’impalcato, anche molto grandi. Infatti, nei casi in cui gli allungamenti siano elevati, può essere avvicinato il valore limite della spinta passiva. Le analisi devono essere diversificate a

seconda della tipologia di spalla utilizzata (modelli da A1 a A7) e a seconda delle caratteristiche del terreno presente. In ogni caso occorre verificare l'interazione con comportamenti non lineari;

- CEDIMENTI: dietro le spalle possono verificarsi dei sensibili abbassamenti del livello del terreno, con conseguenti problemi anche alla pavimentazione adiacente al ponte. Parametri fondamentali per un'analisi del genere sono la densità del terreno interessato, solitamente compattato in fasi successive, e il meccanismo di rottura che si ingenera. Tipicamente i cedimenti sono conseguenza di un addensamento di una parte del terreno stesso.

- **Aspetti “stradali”:**

- CONTINUITÀ ALLE ESTREMITÀ: in seguito agli spostamenti longitudinali relativi vi possono essere sollecitazioni notevoli (e discontinuità) anche per la pavimentazione. Inoltre potrebbe essere necessario considerare anche i cedimenti del terreno sottostante: altra fonte di sollecitazioni rilevanti.

Da valutare inoltre le problematiche connesse all'installazione delle SOLETTE DI TRANSIZIONE, note anche come *approach slabs* o di *run-on slabs*, che riguardano tutte le macroaree considerate. Per questi elementi è necessaria una progettazione strutturale e devono essere previste e valutate le sollecitazioni geotecniche. Tale elemento inoltre influisce sensibilmente sulla bontà della percorrenza della superficie stradale.

- **Detailing:**

- CONNESSIONI SOVRASTRUTTURA-SPALLA: i particolari più importanti da curare in fase di progettazione e di disegno sono collocabili nei nodi in corrispondenza delle spalle. In questo punto l'inserimento dell'armatura è reso complesso dalla congestione di barre di grosso diametro. Particolari disposizioni sono da prevedere anche per l'eventuale collegamento con la soletta di transizione.

3.2 Viadotti (TIPO B):

- **Aspetti strutturali:**

Oltre agli aspetti richiamati per le strutture del TIPO A, sono da considerare:

- **CINEMATICA DEGLI APPOGGI:** in queste strutture si realizza una connessione fra campate adiacenti. Elementi fondamentali di tali connessioni sono, nei casi B1 e B2, gli appoggi posti al di sotto dell'impalcato. A seconda del numero, del posizionamento e della tipologia essi hanno caratteristiche diverse che si ripercuotono sulla cinematica dell'intera struttura, cioè sulle modalità dei movimenti permessi o vincolati;
- **VARIAZIONE DELLO SCHEMA STATICO DEGLI APPOGGI:** l'installazione di appoggi ha conseguenze rilevanti anche sulla modellazione della struttura con qualsiasi programma di analisi. Necessaria è infatti la determinazione dei gradi di vincolo introdotti fra i diversi elementi; è proprio in questo contesto che si inserisce la necessità di valutare e comprendere il comportamento e le capacità dei diversi tipi di appoggi;
- **TENSIONI LOCALI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI:** la modalità di trasmissione a terra dei carichi verticali della sovrastruttura deve essere verificata, specie per le connessioni che impiegano appoggi; in questi casi devono essere previste verifiche delle tensioni locali;
- **EFFICACIA DEI CAVI CAPPELLO:** nello schema di connessione B1 si è indicata la possibile presenza di cavi di precompressione in corrispondenza del collegamento fra le diverse campate. Il comportamento e l'utilità di tali cavi, disposti nella parte alta della sezione ad altezza piena al fine di assorbire i momenti negativi, devono essere analizzati adeguatamente;
- **RESISTENZA DELLA CONNESSIONE:** per l'applicazione di tali connessioni è necessaria un'analisi quantitativa della resistenza a tutti i generi di sollecitazione. Da valutare anche quale sia il grado di continuità fra una campata e l'altra a seconda della tipologia impiegata. Tale analisi è importante specie per le connessioni B2, cioè quelle ad altezza parziale;
- **DISTORSIONI IMPRESSE SULLA TRAVE:** le variazioni termiche non lineari, i fenomeni differiti del calcestruzzo ed eventualmente la precompressione impongono la necessità di considerare delle distorsioni impresse, modellabili su una trave continua. Per i viadotti in sezione composta nell'analisi si deve tener conto di come i fenomeni tipici del calcestruzzo come ritiro e viscosità abbiano comunque delle ripercussioni anche sulle parti in acciaio;
- **FATICA OLIGOCICLICA:** gli spostamenti e le distorsioni imposti sono sollecitazioni ripetute molte volte nel tempo; simulabili cioè con milioni di cicli di carico. Con particolare riferimento alle strutture che dispongono di pioli nelle campate di estremità, questo fatto deve essere tradotto in verifiche aggiuntive, ad esempio riguardo la capacità dei pioli stessi.

- **Aspetti geotecnici:**

Oltre agli aspetti richiamati per le strutture del TIPO A, sono da considerare:

- **FONDAZIONI DELLE PILE:** occorre considerare anche le fondazioni delle pile, da scegliere tra superficiali e profonde. Si tratta comunque di una problematica che il più delle volte non presenta aspetti innovativi rispetto a quanto avviene nei ponti non integrali.

- **Aspetti “stradali”:**

Oltre agli aspetti richiamati per le strutture del TIPO A, sono da considerare:

- **FESSURAZIONI:** si intendono le fessurazioni collocate in corrispondenza delle connessioni fra campate. Si possono concretizzare fra le parti prefabbricate e quelle gettate in opera; oppure fra parti entrambi gettate in opera ma in tempi diversi; oppure ancora in corrispondenza di elementi deboli quali la soletta delle connessioni ad altezza parziale (strutture di TIPO B2). Deve essere riposta particolare attenzione a questo aspetto poiché le fessurazioni potrebbero essere un fattore di innesco per gravi problemi strutturali dovuti alla percolazione di agenti aggressivi.

- **Detailing:**

- **FESSURAZIONE DELLA BIELLA:** il collegamento della sovrastruttura fra due campate deve essere attentamente curato e opportune verifiche devono essere compiute per evitare fessurazioni in questo punto;
- **FESSURAZIONE DELLA SOLETTA DI COLLEGAMENTO:** ci si riferisce alle strutture B2, in cui il collegamento della sovrastrutture è ad altezza parziale, coinvolgendo solo la soletta. Particolare attenzione deve essere posta nei dettagli costruttivi della stessa, comprese le armature speciali di continuità ed eventuali dispositivi aggiuntivi;
- **CAVI CAPPELLO:** è necessario nelle strutture B1 progettare in modo puntuale la tipologia e l'andamento dei cavi cappello, in quanto elementi primari della connessione. Anche la loro installazione può presentare delle complicazioni;
- **ZONA APPOGGI:** sia nelle strutture B1 che in quelle B2 è importante compiere apposite analisi locali in corrispondenza degli appoggi, definendo una precisa descrizione dei dettagli e delle procedure necessarie per una buona installazione;
- **PIOLI:** se previsti, devono essere progettati nel numero e nelle dimensioni in modo appropriato. Da curare anche tutti gli elementi che potrebbero influenzare l'aderenza dei pioli al calcestruzzo della soletta e la loro unione con le travi della sovrastruttura. Oltre al numero e alle dimensioni è anche importante definire la

collocazione di questi elementi lungo la trave, determinandone un posizionamento corretto e funzionale.

3.3 Ponti esistenti resi integrali (TIPO C):

- **Aspetti strutturali:**

- **EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SCHEMA STATICO:** in queste strutture, garantendo la continuità in chiave precedentemente assente, si causa una variazione dei gradi di vincolo. Ne segue una modifica del modello della struttura; una variazione cioè dello schema statico. In particolare si ha una maggior iperstaticità e una redistribuzione delle azioni;
- **EFFETTI GLOBALI PER L'INTRODUZIONE DI NUOVE COAZIONI:** nel caso delle strutture C2, l'utilizzo dei cavi di precompressione comporta la nascita di coazioni, da considerare nell'analisi della struttura;
- **EFFETTI LOCALI NEI DISPOSITIVI DI CHIUSURA:** data la descritta variazione dello schema statico, un'analisi tensionale locale in chiave alla struttura è necessaria.

I più rilevanti aspetti geotecnici e “stradali” sono gli stessi già evidenziati per le strutture di TIPO A e B.

- **Detailing:**

- **DISPOSITIVI DI CHIUSURA:** anche in tal senso attenzione particolare deve essere posta in corrispondenza dei gradi di vincolo aggiunti. Le lavorazioni sulla struttura preesistente non sono semplici e devono rigorosamente attenersi a quanto previsto, dettagliatamente, in fase di progettazione;
- **CAVI AGGIUNTI:** trattandosi di un'operazione tecnicamente complicata, una minuziosa descrizione dei dettagli tecnici delle operazioni di installazione di questi elementi è necessaria, data anche la loro delicata funzione. Tutte le fasi di lavoro devono cioè essere organizzate in maniera precisa, al fine di garantire massima corrispondenza fra quanto progettato e quanto realizzato.

Nel seguito si darà specifica attenzione ai Ponti Integrali di TIPO A1 (strutture a portale su fondazioni dirette), di TIPO B1 (connessioni ad altezza piena) e di TIPO C1 (Ponti esistenti resi Integrali).

PARTE SECONDA

4. Azioni:

La rinuncia ai dispositivi di giunto ha rilevanti ripercussioni sul comportamento della struttura quand'essa risulta sottoposta alle azioni di progetto. Tali azioni, in accordo con le *Norme Tecniche* del *D.M. 14/1/2008* vengono classificate in quattro categorie:

- azioni permanenti;
- deformazioni impresse;
- azioni variabili, a loro volta suddivise in ambientali, dovute al clima o alle caratteristiche dei materiali, e in antropiche, aventi invece una causa artificiale;
- azioni eccezionali e sismiche.

In particolare sono da tenere in debita considerazione le azioni che provocano nella sovrastruttura deformazioni assiali e distorsioni (cioè il secondo punto), poiché non sono predisposti elementi appositi per il loro assorbimento. Per questo, nella trattazione delle azioni, ci si soffermerà in particolare su di esse.

4.1 Azioni permanenti

Fra di esse devono essere considerati:

- i pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali: g_1 ;
- i carichi permanenti portati: g_2 . Fra questi ultimi si intendono pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali e rinfianchi.
- le spinte idrauliche e le spinte del terreno: g_3 . In particolare le spinte agenti sulle pile in alveo sono calcolate tenendo conto di:
 - orientamento e forma della pila;
 - effetti di modificazione locali dell'alveo, come ad esempio lo scalzamento;

Le azioni geotecniche invece, rilevanti nel caso dei Ponti Integrali, vengono analizzate separatamente nel Capitolo 7 per le strutture a portale;

4.2 Deformazioni impresse

Fra queste azioni vengono considerate:

- temperatura;
- ritiro;
- viscosità;
- altre deformazioni.

A seconda delle dimensioni e delle caratteristiche della struttura, del materiale, e dell'ambiente circostante ciascuno di questi fattori può prevalere sugli altri; è quindi necessario analizzarli tutti, al fine di fornirne almeno una valutazione conservativa di massima.

Le sovrastrutture hanno solitamente una dimensione prevalente, quella longitudinale, che, in larghissima percentuale, è maggiore a due volte la dimensione trasversale. Questo permette solitamente di ritenere l'impalcato una struttura fondamentalmente monodimensionale, capace cioè di variare la propria dimensione (a causa di variazioni termiche, ritiro o viscosità) solo lungo la direzione longitudinale. Lungo la direzione trasversale inoltre, spalle escluse, non è solitamente posto alcun vincolo e un eventuale allargamento o restringimento della struttura non avrebbe comunque rilevanti conseguenze (*Hallmark, 2006*). Le dilatazioni e le contrazioni, di cui ci si appresta a parlare, sono pertanto quelle rintracciabili lungo questa direzione.

4.2.1 Temperatura (ϵ_2)

Ci si riferisce ad un elemento strutturale non soggetto ad alcun vincolo e perciò libero di dilatarsi in seguito ad una variazione termica. L'allungamento è dato da:

$$\Delta L = L_0 \times \alpha_T \times \Delta T \quad (4.1)$$

dove:

- ΔL → variazione di lunghezza dell'elemento [m];
- L_0 → lunghezza originale dell'elemento [m];
- α_T → coefficiente di dilatazione termica del materiale [$1/^\circ\text{C}$];
- ΔT → variazione di temperatura [$^\circ\text{C}$].

Se invece l'elemento è vincolato alle estremità e pertanto impossibilitato ad espandersi o a contrarsi nonostante la presenza di una variazione di temperatura, all'interno dell'elemento nasce una forza pari a:

$$P_S = A_S \times E_S \times \alpha_T \times \Delta T \quad (4.2)$$

dove:

- P_S → forza indotta nell'elemento dalla variazione di lunghezza dell'elemento stesso [N];
- A_S → area della sezione dell'elemento [mm²];
- E_S → modulo di rigidità del materiale [N/mm²];
- α_T → coefficiente di dilatazione termica del materiale [1/°C];
- ΔT → variazione di temperatura [°C].

Le uniche vere variabili per le dilatazioni termiche sono L_0 , cioè la lunghezza originaria, nel caso in questione della sovrastruttura, e ΔT , cioè l'effettiva entità della variazione termica. Tutti gli altri parametri infatti si possono considerare con buona approssimazione stabili attorno a dei valori convenzionali e sempre validi per un dato materiale.

Il coefficiente di dilatazione α_T infatti, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, è universalmente ritenuto essere compreso fra:

$$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C} \leq \alpha_T \leq 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.3)$$

Le differenze provocate dall'impiego di materiali diversi derivano quindi da altri aspetti.

Più elaborata è invece la questione del parametro ΔT , indicato finora genericamente come “variazione di temperatura”. Concettuale ci si riferisce alla variazione di temperatura “interna” dell'elemento in questione; non alla temperatura atmosferica. Sebbene nella pratica comune le due grandezze a volte vengano confuse, è opportuno effettuare questa differenziazione.

In letteratura, per riferirsi alla temperatura propria dell'elemento, si utilizza l'acronimo *EBT* (oppure δ_{EBT}), cioè *effective bridge temperature (England and Tsang, 2001; Lock, 2002; ...)*.

Fra i fattori in grado di influenzare questa temperatura effettiva dell'elemento si citano (*England, 2000 e Arsoy, 2000*):

- *Temperatura dell'aria*: si intende la temperatura dell'aria circostante la struttura, misurata senza l'influenza di umidità, precipitazioni, vento o altri elementi atmosferici;

- *Radiazione solare*: è un parametro molto variabile, in quanto influenzato, oltre che dalla posizione geografica, anche dal periodo dell'anno, dall'ora e dalla possibile presenza di nubi in cielo;
- *Velocità del vento*: trasporta l'aria di altri luoghi e può influenzare la trasmissione di calore fra atmosfera e struttura;
- *Precipitazioni*: nel momento in cui pioggia o neve entrano in contatto con la struttura vi è un passaggio di calore che solitamente lascia la struttura, provocandone così un raffreddamento.

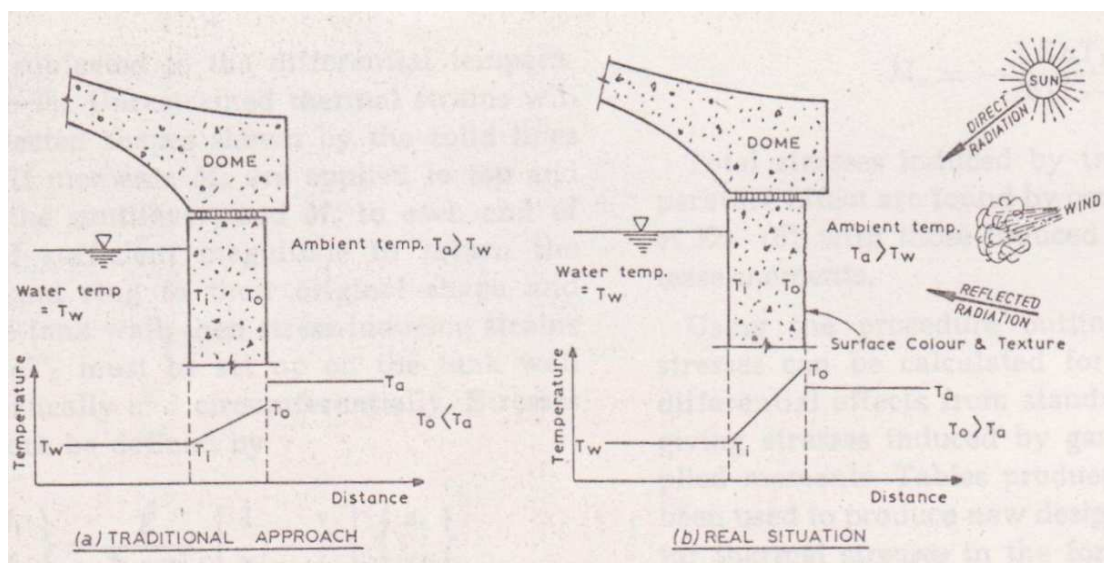


Figura 4.1: Schema dei fenomeni che influenzano l'indice EBT (Priestley, 1976)

Tipicamente la variazioni di questo indice *EBT* avvengono su due diverse scale: quella giornaliera e quella stagionale. Di seguito si riporta un diagramma estratto da *England, 2001* che fornisce una chiara rappresentazione, seppur qualitativa, dei loro rapporti:

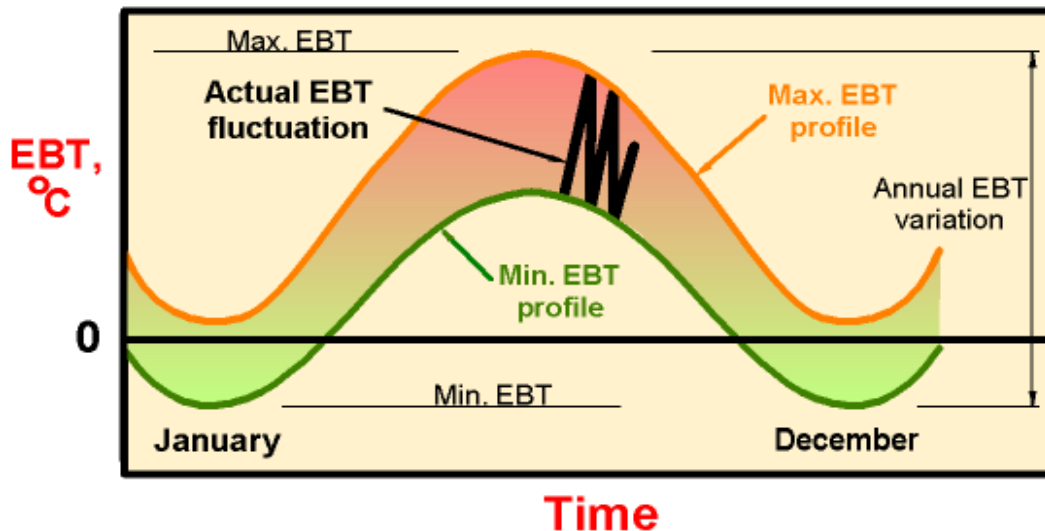


Figura 4.2: Fluttuazioni periodiche dell'indice EBT (England, 2001)

L'indice *EBT* può assumere valori anche notevolmente diversi da quelli della temperatura atmosferica; ad esempio una variazione brusca della temperatura dell'aria può non comportare un'altrettanto brusca variazione di *EBT*. La velocità con cui un elemento varia la propria temperatura è funzione delle caratteristiche termiche del materiale, dello spessore e dell'area di esposizione.

Ad esempio, visto che l'acciaio ha una conducibilità termica maggiore (circa trenta volte superiore) e che, solitamente, utilizzando questo materiale si impiegano dei profili con spessori minori, le strutture in acciaio eguagliano più rapidamente la loro temperatura a quella atmosferica rispetto alle strutture in calcestruzzo. Quantificando questo fenomeno si ritiene che l'*EBT* di un ponte in calcestruzzo corrisponda, approssimativamente, alla temperatura atmosferica media dei precedenti due giorni; mentre l'*EBT* di una struttura composita a quella di un solo giorno (Emerson, 1980, 1982, citato in Hallmark, 2006).

Per questo motivo, pur avendo lo stesso coefficiente di dilatazione termica, i ponti in acciaio possono avere degli spostamenti maggiori rispetto a strutture analoghe realizzate in calcestruzzo; la loro temperatura interna infatti segue maggiormente i picchi di caldo o di freddo della temperatura atmosferica. Quantitativamente, da campagne sperimentali effettuate, risulta che, a parità di lunghezza e di variazione termica, gli allungamenti su una struttura composita e su una struttura in acciaio risultano corrispondere rispettivamente al 121% e al 145% di quelli su una struttura in calcestruzzo (England et al., 2000, citato in Lock, 2002).

In diverse applicazioni occorre valutare anche come la temperatura si diffonde all'interno della struttura: raramente infatti è considerabile uniforme in tutti i punti e vi possono essere differenze anche notevoli, ad esempio fra la parte più interna e quella più esterna. Questo fenomeno è funzione delle caratteristiche del materiale e di quelle geometriche, come lo spessore dell'elemento. Un'idea di come agiscono i diversi

contributi è data dalla seguente modellazione ad opera di *Emerson, 1977*, tratta da *Hallmark, 2006*:

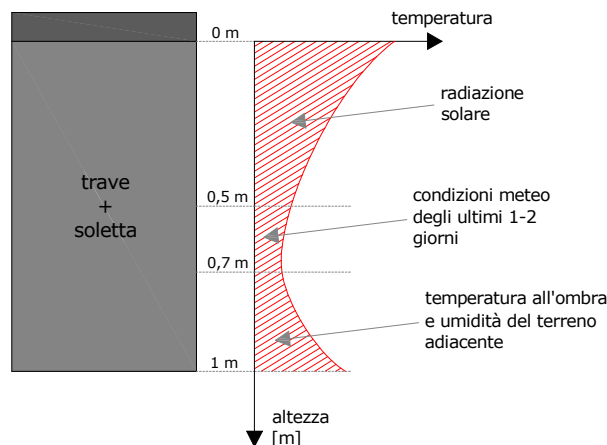


Figura 4.3 : Distribuzione della temperatura all'interno di un elemento reale (*Emerson, 1977*)

Al variare della profondità i contributi dei vari fattori si sviluppano in percentuali diverse: nella zona più interna sono più influenti le temperature dei giorni passati.

Il riferimento normativo *Eurocodice EN 1991-1-5*, relativamente ai ponti, considera una variazione di temperatura uniforme (*figura 4.4, contributo a*), cui si sommano una variazione lineare lungo lo spessore della sovrastruttura, cioè attorno all'asse trasversale (*contributo c*) e una variazione invece non lineare (o meglio lineare a tratti), diversa a seconda della tipologia e delle caratteristiche della struttura (*contributo d*). Un ulteriore contributo, raramente considerato, è dato anche da una variazione lineare di temperatura attorno all'asse verticale: tale contributo si sviluppa cioè trasversalmente, definendo temperature diverse lungo la larghezza (*contributo b*).

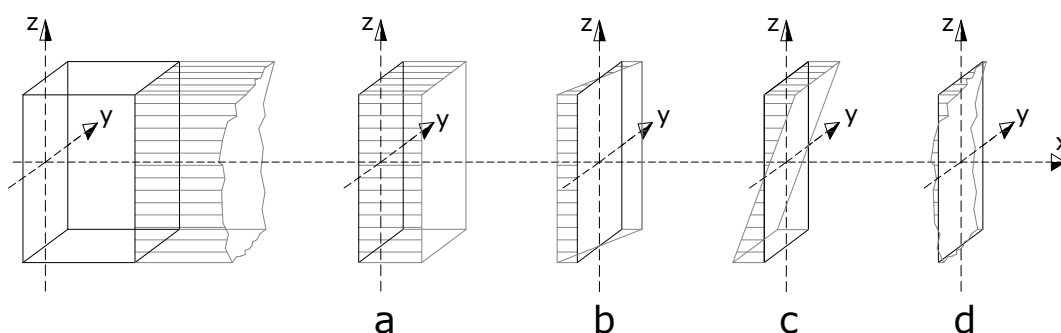


Figura 4.4: Componenti della variazione termica (*EN 1991-1-5*)

È tuttavia prassi diffusa cercare un unico valore di *EBT*, in modo tale da non dover considerare il contributo di una variazione di temperatura media e quello di diversi gradienti. Si fa cioè coincidere la variazione media di temperatura in ogni punto della struttura considerando un valore in grado di rappresentare la somma dei quattro contributi presentati dall'*Eurocodice*. A tal fine si vogliono conoscere le variazioni

massime di *EBT* senza dover ricorrere ad apposite rilevazioni sperimentali. In questo senso si possono citare molti possibili approcci.

- Gli studi di *Emerson*, '70s ed *Oesterle and Volz*, 2005 permettono di ricostruire il parametro *EBT* a partire dai picchi della temperatura dell'aria nelle ultime 24 o 48 ore ($T_{\min shade}$ e $T_{\max shade}$) e dell'incremento uniforme di temperatura a causa della radiazione solare (ΔT_{solar} : definito a parte). Le formulazioni di *Volz* per strutture composite sono:

$$EBT_{min} = 1,04 * T_{\min shade} + 2,4 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.4)$$

$$EBT_{max} = 1,09 * T_{\max shade} - 0,1 \text{ } ^\circ\text{C} + \Delta T_{solar}$$

- Al fine di considerare sia le variazioni annuali che quelle giornaliere, la variazione tipica dell'*EBT* solitamente assunta in UK è di 42°C; ma si può arrivare anche a considerare variazioni pari a 50 °C (*Horvath*, 2000).
- L'agenzia americana *AASHTO* propone range di temperature diversi anche a seconda del materiale; ad esempio per le strutture in acciaio le temperature si considerano variabili come a seguire (*Kunin & Alampalli*, 1999):

$$[-18^\circ\text{C}; +49^\circ\text{C}] \quad \textit{per moderate climates} \quad (4.5)$$

$$[-35^\circ\text{C}; +49^\circ\text{C}] \quad \textit{per cold climates}$$

Secondo la stessa agenzia per le strutture in calcestruzzo gli estremi della temperatura effettiva da considerare sono invece:

$$[T_m - 22^\circ\text{C}; T_m + 17^\circ\text{C}] \quad \textit{per moderate climates} \quad (4.6)$$

$$[T_m - 25^\circ\text{C}; T_m + 19^\circ\text{C}] \quad \textit{per cold climates}$$

dove T_m è la temperatura media annuale.

- La provincia canadese del Quebec, visto il clima molto rigido, utilizza il seguente intervallo per strutture in calcestruzzo (*Kunin & Alampalli*, 1999):

$$[-40^\circ\text{C}; +15^\circ\text{C}] \quad (4.7)$$

- Gli studi di *Soukhov*, 2000 determinano il grafico di Figura 4.5, capace di rendere gli estremi del parametro *EBT*. Le diverse curve rappresentano strutture in diversi materiali:

- Group 1: strutture in acciaio;
- Group 2: strutture miste acciaio – calcestruzzo;
- Group 3: strutture in calcestruzzo.

Tale grafico è ricavato da un miglioramento della precedentemente citata teoria di *Emerson* ed è presente anche nell'*Eurocodice* (citato in *Hällmark, 2006*):

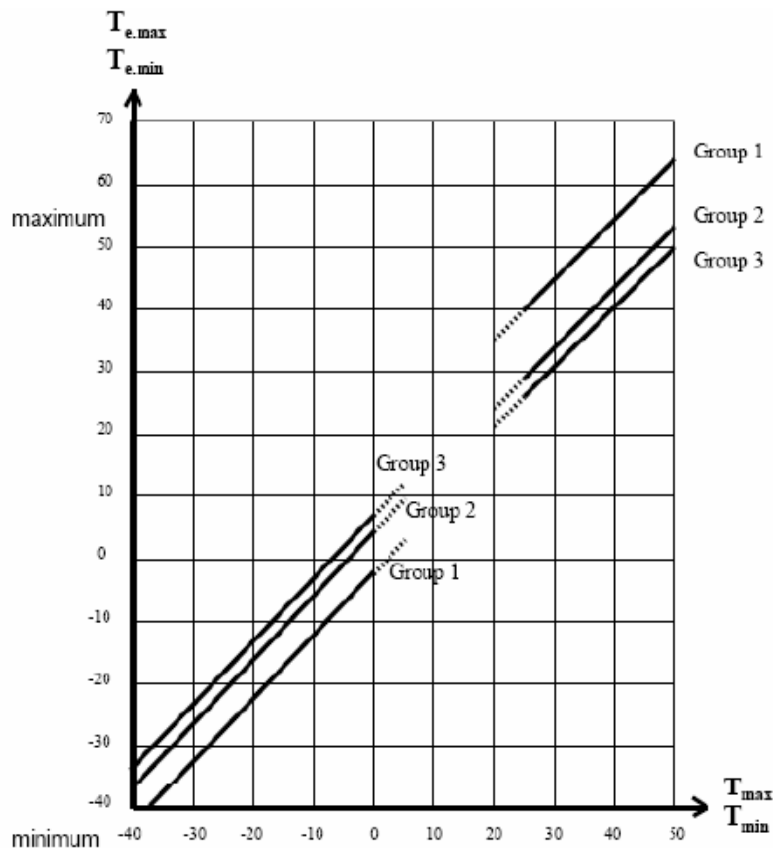


Figura 4.5: Grafico da cui ricavare EBT -in ordinata- a partire della temperatura dell'aria -in ascissa- (*Soukhov, 2000*)

Si nota che a parità di temperatura dell'aria, le strutture in calcestruzzo finiscono per avere temperature massime effettive maggiori e temperature minime effettive inferiori rispetto ai ponti in acciaio.

Esistono anche altri studi appositi, realizzati in specifiche aree, che forniscono i valori di tale parametro in funzione della collocazione geografica e della meteorologia; inoltre esistono analisi (citato in *Hällmark, 2006*) che ne definiscono anche la dipendenza dagli elementi strutturali impiegati.

Le distorsioni termiche secondo la *Norma NTC 2008 (D.M. 14/01/2008)* e secondo l'*Eurocodice* sono da considerarsi nel modo di seguito indicato. Ci si riferisce ad una

struttura mista acciaio - calcestruzzo collocata nei pressi della città di Milano. Con riferimento alla Figura 4.4 si passano in rassegna i diversi contributi:

Componente di variazione uniforme (a):

Si determinano la minima e la massima temperatura dell'aria all'ombra (*shade air temperatures*: T_{min} e T_{max}). Queste grandezze, funzione della posizione geografica, sono ricavate dalle mappe nazionali delle linee isoterme, presenti nell'*Appendice Nazionale*:

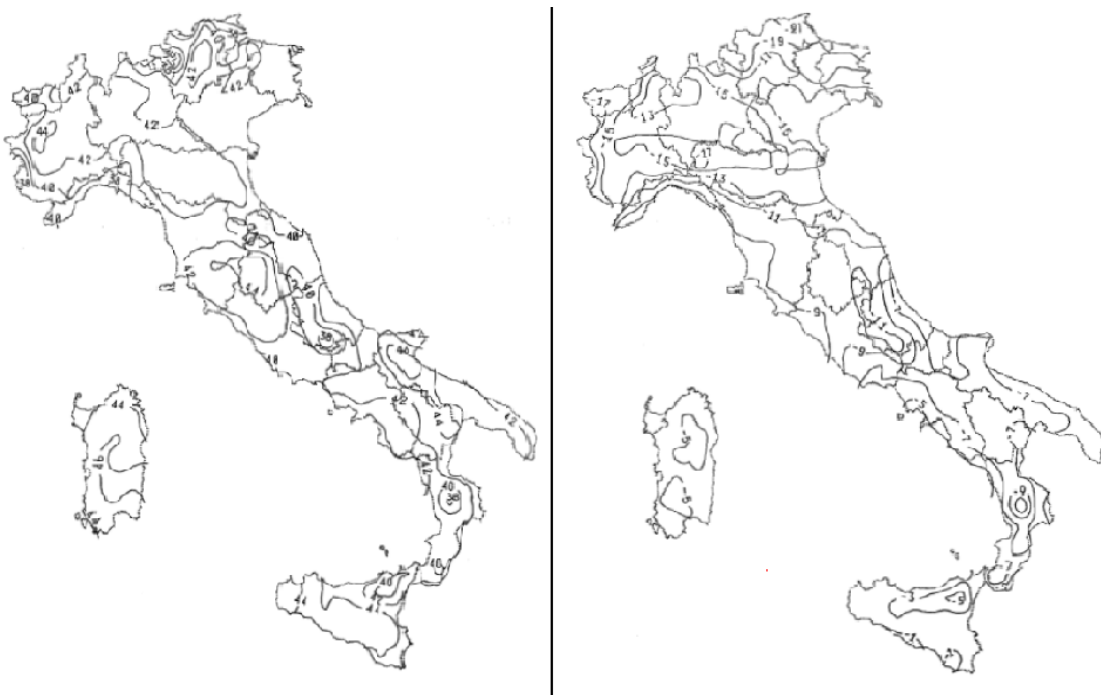


Figura 4.6: Mappe nazionali delle linee isoterme; T_{max} a sinistra e T_{min} a destra (*Appendici nazionali, 2007*)

Considerando la linea isoterma *nei pressi di Milano*, i valori indicati sono:

$$T_{max} = 42^{\circ}C$$

$$T_{min} = -15^{\circ}C$$

Questi valori hanno un periodo di ritorno pari a 50 anni (probabilità annuale di essere superati pari a 0,02); inoltre si riferiscono al livello medio dei mari. Per ottenere dei valori propri per la zona di Milano (*zona I* e mediamente $h = 122$ m s.l.m.), occorre modificarli come proposto dalla normativa:

$$T_{max,h} = T_{max} - \frac{6,16 \times h}{1000} = 41,24 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (4.9)$$

$$T_{min,h} = T_{min} - \frac{4,38 \times h}{1000} = -15,53 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Per ricavare le temperature effettive della struttura si utilizza il grafico di Figura 4.5, in cui si considerano le linee con l'etichetta *Group 2*, che si riferiscono alle strutture composite. Tecnicamente si entra nel grafico sull'asse delle ascisse con le temperature dell'aria ricavate e si ottengono due ordinate che rappresentano la massima ($T_{e,max}$) e la minima ($T_{e,min}$) componente di temperatura uniforme del ponte. Si ottiene:

$$T_{e,max} = 44^\circ\text{C} \quad (4.10)$$

$$T_{e,min} = -12^\circ\text{C}$$

Come temperatura di riferimento (T_0), cioè temperatura dell'istante in cui la struttura è stata vincolata, l'*Appendice Nazionale* propone:

$$T_0 = 15^\circ\text{C} \quad (4.11)$$

Si ricavano quindi le variazioni uniformi di temperatura:

$$\Delta T_{espansione} = T_{e,max} - T_0 = 29^\circ\text{C} \quad (4.12)$$

$$\Delta T_{contrazione} = T_{e,min} - T_0 = -27^\circ\text{C}$$

Componente di variazione lineare attorno all'asse verticale dell'elemento (b):

Come suggerito anche dall'*Eurocodice*, per strutture senza caratteristiche anomale di orientamento o di esposizione solare si sceglie di trascurare questa componente.

Componenti di variazione attorno all'asse trasversale dell'elemento (c + d):

Si segue l'*approccio 1* proposto dall'*Eurocodice*, che considera appunto le componenti *c* e *d* di Figura 4.4. Si assume, per semplicità, che la somma di queste due componenti longitudinali dia luogo ad un diagramma ancora lineare. Si considera la seguente tabella, accettata senza modifiche anche dall'*Appendice Nazionale*. Per il caso in questione ci si riferisce alla seconda riga, da utilizzare per gli impalcati compositi, e si accettano le specificazioni fatte in calce riguardo lo spessore della superficie stradale.

Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8
NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries. NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.		

Tabella 4.1: Tabella tratta dall'Eurocodice EN 1991-1-5

Si ottiene quindi ($k_{sur} = 1$):

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C \quad (4.13)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18^{\circ}C$$

Questi valori rappresentano le differenze di temperatura fra lembo superiore e lembo inferiore rispettivamente quando l'estradosso o l'intradosso hanno temperatura maggiore (Figura 4.4).

Somma di diversi contributi:

Per ottenere due variazioni di temperatura limite l'Eurocodice propone la seguente procedura:

$$EBT^+ = \max \left\{ \begin{array}{l} \Delta T_{M,heat} + \omega_N \times \Delta T_{espansione} \\ \omega_M \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{espansione} \end{array} \right. \quad (4.14)$$

$$EBT^- = - \max \left\{ \begin{array}{l} \Delta T_{M,cool} + \omega_N \times |\Delta T_{contrazione}| \\ \omega_M \times \Delta T_{M,cool} + |\Delta T_{contrazione}| \end{array} \right. \quad (4.15)$$

dove i coefficienti assumono i valori:

$$\begin{aligned}\omega_N &= 0,35 \\ \omega_M &= 0,75\end{aligned}\tag{4.16}$$

A calcoli svolti si ottiene pertanto:

$$\begin{aligned}Max (EBT^+) &= +40,25^\circ C \\ Min (EBT^-) &= -40,5^\circ C\end{aligned}\tag{4.17}$$

Le variazioni termiche trovate sono riferite alla massima/minima temperatura interna misurata nel giorno più caldo/freddo dell'anno nel punto più caldo/freddo della struttura (doppia variabilità).

Nel momento in cui ci si voglia riportare ad un incremento (o diminuzione) uniforme di temperatura è scorretto farlo mediante questi valori. La tecnica usuale prevede invece il confronto del diagramma di temperatura ritenuto reale (che può avere $Max (EBT^+) / Min (EBT^-)$ in un punto) con un diagramma lineare. L'imposizione dell'uguaglianza delle aree e del momento dei diagrammi porta alla valutazione di una variazione di temperatura uniforme.

Un'operazione di questo genere è descritta al Paragrafo 7.3.2.

Con riferimento ai Ponti Integrali, un altro importante fattore deve essere considerato. Lo spostamento delle spalle non coincide con quello determinato dalla *free - bar solution* (equazione (4.1)) applicata alla sovrastruttura; infatti, anche se non previsti in sede di progetto, esistono inevitabilmente dei vincoli in grado di opporsi a tali variazioni di lunghezza e in grado quindi di ridurre l'entità dello spostamento teorico. A questo proposito si citano le resistenze offerte dai pali di fondazione, dal terreno dietro le spalle (*Kunin & Alampalli, 1999* e altri) e anche dalla cosiddetta *approach slab*.

Si riporta un grafico relativo alle registrazioni sperimentali effettuate sugli spostamenti longitudinali di un ponte integrale dello stato dell'Indiana: tale struttura disposta su cinque campate ha lunghezza totale pari a 112 metri e permette il superamento del *Mississinewa River* (*Frosch et al., 2005*).

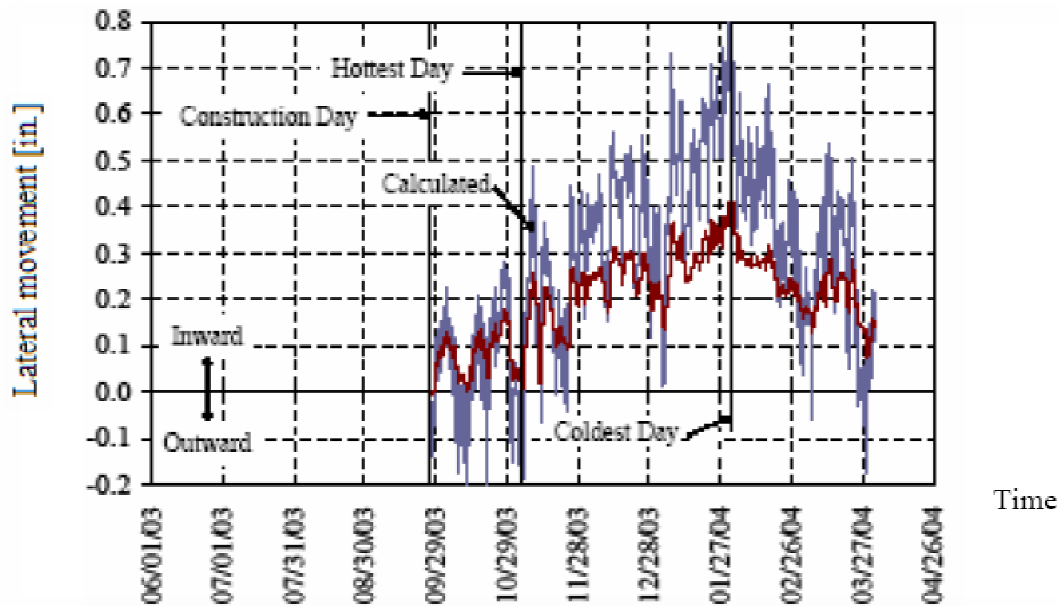


Figura 4.7: Differenze fra spostamenti teorici -in blu- e reali -in rosso- (Hallmark, 2006)

La differenza fra spostamenti teorici dettati dalla *free-bar solution* e spostamenti effettivi rilevati è, in questo caso, nell'ordine del 50%.

In ogni caso, nel momento in cui approcci specifici lo richiedano, si assume che lo spostamento a ciascuna estremità dell'impalcato (e quindi anche lo spostamento che ciascuna spalla subisce in sommità) sia pari a quello determinato con la *free - bar solution*. Tale approccio, secondo quanto detto, è positivo anche perché a favore di sicurezza:

$$d = \frac{(\alpha * \delta_{EBT} * L_0)}{2} \quad (4.18)$$

4.2.2 Ritiro (ϵ_3)

Il fenomeno del ritiro, riguarda tutte le strutture in calcestruzzo, in quanto è una proprietà intrinseca del materiale. Si tratta di un accorciamento dell'elemento.

La causa di questo accorciamento è la progressiva diminuzione, per evaporazione, dell'acqua contenuta nella pasta cementizia che, durante la maturazione, non è ancora chimicamente combinata; avviene pertanto indipendentemente dalla condizione di carico gravante sulla struttura.

Il ritiro inizia sempre sulla superficie esterna dell'elemento di calcestruzzo e risulta ostacolato dalle zone interne, non ancora soggette a tale fenomeno; si producono così delle tensioni (auto-tensioni) che sono di trazione nella zona corticale. Nelle fasi successive il fenomeno si diffonde anche alle parti più interne dell'elemento; a tempo infinito la deformazione è applicata a tutta la sezione dell'elemento.

Nel caso dei Ponti Integrali, come già per le variazioni termiche, si ritiene che la struttura sia libera di variare la propria lunghezza (armature interne, terreno dietro le spalle e pali di fondazione non vengono in questo caso considerati come ostacoli al movimento) e di causare così uno spostamento delle sommità delle spalle. In questo modo non sorgono (o sorgono solo in minima parte) sforzi di trazione all'interno della struttura. In caso contrario tali sforzi, se maggiori del limite a trazione del materiale (circa un decimo della resistenza a compressione), provocano la fessurazione del calcestruzzo stesso e la conseguente diretta esposizione delle armature agli agenti ambientali aggressivi, mettendo così a rischio la durabilità dell'intera struttura.

L'entità dell'accorciamento da ritiro è funzione di diversi parametri geometrici, ambientali e propri del materiale. Fra i parametri "esterni" più influenti occorre considerare:

- lo spessore dell'elemento;
- l'area di esposizione;
- l'umidità atmosferica (ritiro maggiore al crescere della temperatura e all'abbassarsi dell'umidità).

Fra le proprietà del materiale invece hanno un'importanza non trascurabile:

- la natura mineralogica degli aggregati;
- il rapporto acqua-cemento;
- le proprietà chimiche del cemento stesso.

L'effetto significativo si concretizza usualmente nei primi anni dopo che la struttura entra in servizio (*Barker & Carder, 2001*, citato in *Lock, 2002*).

Essendo un processo continuo nel tempo, irreversibile e unilaterale, può anche essere interpretato come un fattore di sicurezza contro un allungamento di origine termica in grado di provocare un'eccessiva crescita della spinta del terreno. Il ritiro cioè allontana la struttura dalla condizione di spinta passiva, che si potrebbe concretizzare in seguito a rilevanti allungamenti.

Tale fenomeno può invece contribuire a provocare cedimenti del terreno dietro le spalle. Entrambi questi problemi (spinte e cedimenti) verranno approfonditi nel Capitolo 7.

Nel caso, frequente, di ponte precompresso occorre inoltre valutare il contributo del ritiro anche nelle perdite di tensione dei cavi d'acciaio.

Per quantificare la deformazione da ritiro esistono approcci di origine sperimentale che permettono di ricavarne il valore in un dato istante in funzione di tre parametri:

- le caratteristiche del calcestruzzo;

- gli istanti di messa in opera e di misurazione;
- l'umidità relativa.

Nel Decreto Ministeriale del 14/1/2008 la deformazione per ritiro è espressa come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.19)$$

dove:

- ε_{cs} → deformazione totale da ritiro;
 - ε_{cd} → deformazione da ritiro per essiccamento;
 - ε_{ca} → deformazione da ritiro autogeno.
- La deformazione da ritiro per essiccamento è valutata come:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{c0} \quad (4.20)$$

dove:

- definita A_c l'area sezionale dell'elemento e u il perimetro della parte di sezione esposta all'essiccazione, il parametro k_h assume valori compresi fra 0,7 ed 1 in funzione del rapporto:

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \quad (4.21)$$

- ε_{c0} invece è valutato tramite la tabella che segue:

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	+0.00
40	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	+0.00
60	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	-0.10	+0.00
80	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	+0.00

Tabella 4.2: Determinazione dei valori di ε_{c0} (DM 2008)

Lo sviluppo nel tempo del ritiro per essiccamento è poi ricavato dalla seguente equazione:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \times \varepsilon_{cd,\infty} \quad (4.22)$$

dove:

$$\circ \quad \beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \times h_0^{1,5}} \quad (4.23)$$

- t → età in giorni del calcestruzzo al momento considerato;
- t_s → età in giorni del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro per essiccamento (solitamente il termine della maturazione).

- Il valore a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ è valutato invece mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (4.24)$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica del calcestruzzo espressa in MPa.

Nell'Eurocodice 2 invece la formulazione proposta è la seguente:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = [160 + 10 * \beta_{sc} * (9 - f_{cm})] * 10^{-6} * \beta_{RH} * \left[\frac{t - t_s}{0,035 * h_0^2 + t - t_s} \right]^{0,5} \quad (4.25)$$

dove, oltre ai parametri già definiti in precedenza:

- $\beta_{sc} = \begin{cases} 4 & \text{per cementi a indurimento lento} \\ 5 & \text{per cementi normali} \\ 8 & \text{per cementi a rapido indurimento e alta resistenza} \end{cases}$
- $\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \times \beta_{sRH} & \text{se } 40\% \leq RH \leq 99\% \\ +0,25 \times \beta_{sRH} & \text{se } RH\% \geq 99\% \end{cases}$
- $\beta_{sRH} = 1 - \left[\frac{RH}{100} \right]^3$ dove RH è l'umidità relativa
- f_{cm} è la resistenza caratteristica media del calcestruzzo pari a: $f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ (4.26)

Approssimativamente, una deformazione plausibile a ritiro si aggira pertanto, per situazioni medie, intorno ad $\varepsilon_{cs} = 2,5 \times 10^{-4}$. Ammettendo di introdurre una grande semplificazione, si può ritenere che in un'applicazione con caratteristiche medie l'accorciamento dovuto a ritiro può superare la metà di quello provocato dalle variazioni termiche (Connal, 2004).

Tuttavia da alcune indagini è emerso che circa il 75% dei dipartimenti dei trasporti statunitensi e canadesi non considera minimamente il fenomeno e che la maggior parte di quelli che lo considerano lo fa limitatamente ai ponti in calcestruzzo precompresso

(Kunin & Alampalli, 1999). È invece necessario considerare il ritiro in un'analisi degli sforzi e farlo abbinatamente alla viscosità. Gli sforzi causati dal ritiro infatti sono generalmente ridotti proprio dall'effetto simultaneo della viscosità del calcestruzzo (Ghali, 1994).

4.2.3 Somma dei contributi di temperatura e ritiro

Per considerare abbinatamente i contributi delle variazioni termiche e di ritiro occorre valutare anche le tempistiche in cui tali spostamenti possono concretizzarsi. Infatti mentre la deformazione da ritiro è certamente nulla all'istante iniziale t_0 e si sviluppa gradualmente nel tempo, la deformazione per variazioni termiche può avvenire in qualunque attimo dell'intervallo (t_0, t) , dove t è considerato l'ultimo istante dell'analisi. Inoltre, al contrario del ritiro, lo spostamento di origine termica può essere sia un accorciamento che un allungamento.

Considerando come lunghezza originaria della sovrastruttura (L_0) quella che va da un appoggio estremo all'altro al momento dell'installazione (in questo caso allungamento nullo), si possono individuare i casi limite presentati a seguire. Si considerano i “tempi estremi” (*tempo zero* e *tempo infinito*) poiché in tutti gli istanti intermedi l'effetto del ritiro è compreso fra zero e la deformazione a tempo infinito:

Tempo zero:

- Lunghezza massima: non dovendo considerare la presenza degli effetti differiti, è dato dalla sola applicazione della variazione termica nella forma ΔT^+ ;

$$\Delta L = \varepsilon \times L_0 = \varepsilon_{\Delta T^+} \times L_0$$

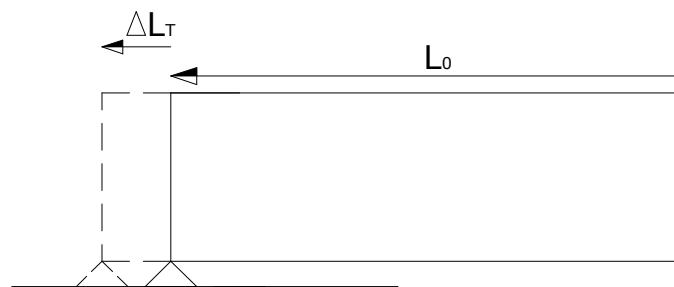


Figura 4.8: La linea tratteggiata indica la situazione finale

- Lunghezza minima: non potendo contare sulla presenza degli effetti differiti, è dato dalla variazione termica nella forma ΔT^- .

$$\Delta L = \varepsilon \times L_0 = \varepsilon_{\Delta T^-} \times L_0$$

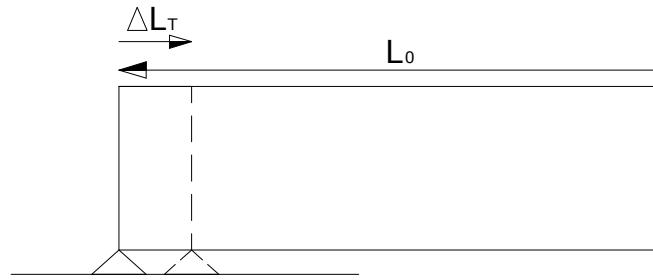


Figura 4.9: La linea tratteggiata indica la situazione finale

Tempo infinito:

- Lunghezza massima: occorre considerare il contributo del ritiro, cui si aggiunge lo spostamento di origine termica nella forma ΔT^+ . A seconda dell'entità dei due contributi non è detto che in questa situazione la lunghezza della sovrastruttura sia maggiore di quella originaria L_0 ;

$$\Delta L = \varepsilon \times L_0 = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{\Delta T^+}) \times L_0$$

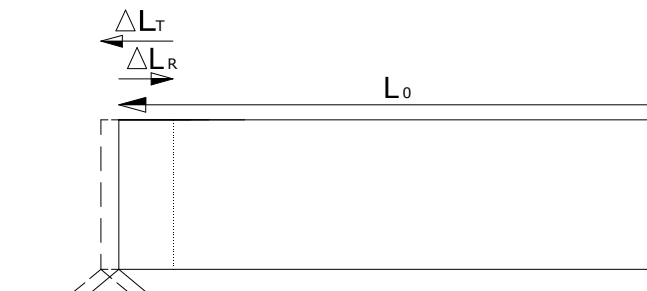


Figura 4.10: La linea punteggiata indica la lunghezza depurata dall'accorciamento a ritiro, quella tratteggiata indica la situazione finale

- Lunghezza minima: deriva dalla considerazione accoppiata degli effetti del ritiro e di una variazione termica nella forma ΔT^- .

$$\Delta L = \varepsilon \times L_0 = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{\Delta T^-}) \times L_0$$

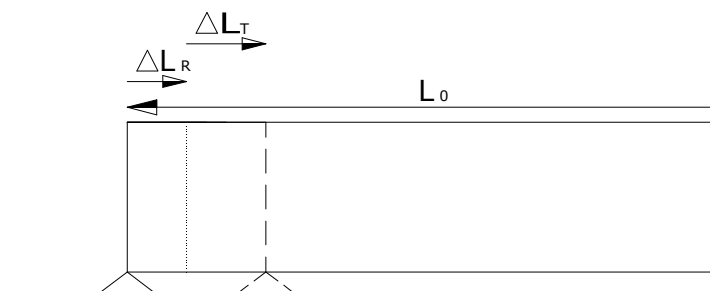


Figura 4.11: La linea punteggiata indica la lunghezza depurata dall'accorciamento a ritiro, quella tratteggiata indica la situazione finale

La condizione che provoca la massima estensione si rintraccia in t_0 in seguito a una variazione di temperatura ΔEBT^+ ; quella che provoca il massimo accorciamento si concretizza invece nell'istante t , in cui si immagina che la deformazione da ritiro sia totalmente sviluppata e che si verifichi una variazione di temperatura ΔEBT^- .

Per entrambe le condizioni si propone un grafico in cui, in funzione della luce della sovrastruttura, si diagramma la variazione di lunghezza. La curva delle variazioni di lunghezza per causa termica è tracciata in riferimento a $\Delta T^+ = |\Delta T^-| = 20^\circ\text{C}$ (valore conservativo secondo l'*Eurocodice*); quella degli accorciamenti da ritiro partendo da $\epsilon_{cs} = -0,000328$: valore plausibile appunto per una generica struttura composta situata nei pressi di Milano. Sull'asse delle ascisse sono riportate le lunghezze della sovrastruttura e si presenta una linea verticale ogni 40 metri; si propone cioè una possibile ampiezza di campata.

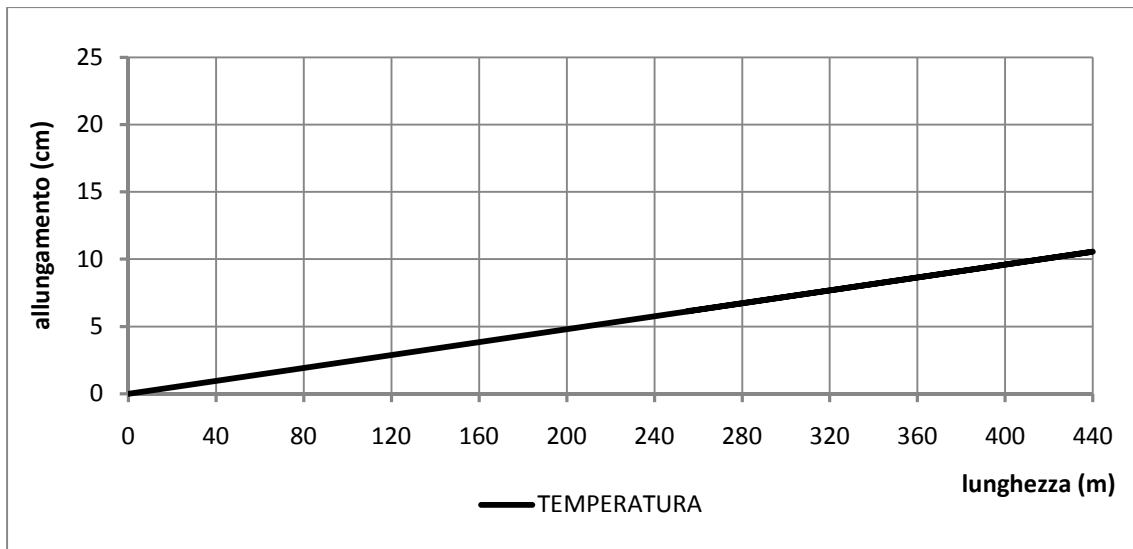


Figura 4.12: Andamento dei massimi allungamenti in funzione della lunghezza

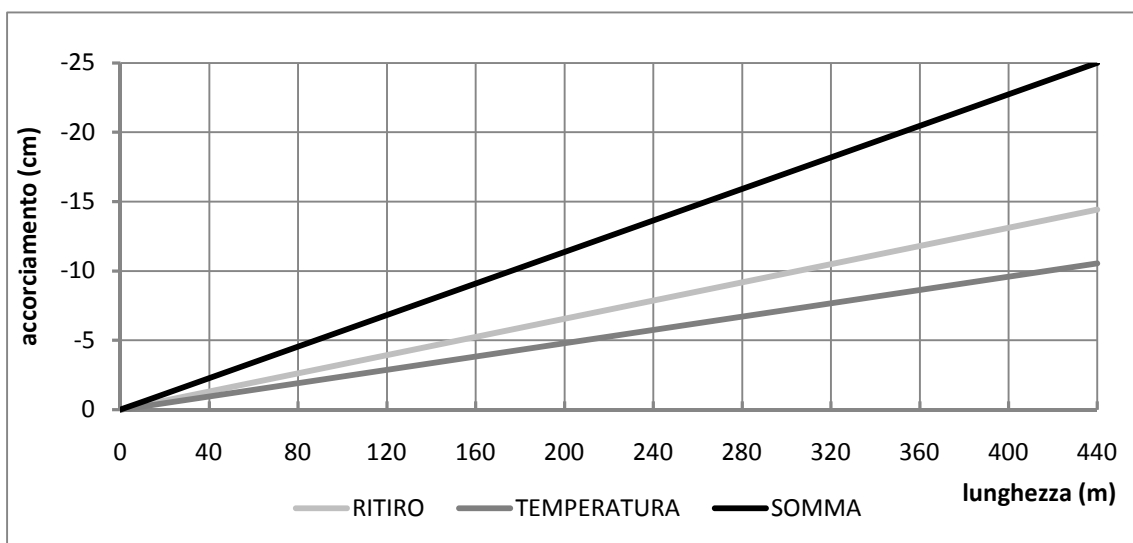


Figura 4.13: Andamento dei massimi accorciamenti in funzione della lunghezza

Date le entità maggiori, per la determinazione del limite di fattibilità, a favore di sicurezza, si considerano gli accorciamenti. L'ordine di grandezza di tali accorciamenti è di meno di 5 centimetri ogni 80 metri; 2,5 centimetri ogni 80 metri è quindi lo spostamento relativo imposto alla sommità di ciascuna spalla di un Ponte Integrale.

Una volta scelte le luci (costanti) delle campate e lo spostamento ammissibile, la seguente formulazione rende il numero di campate effettivamente realizzabili secondo questo approccio (n_{max}):

$$n_{max} = \left[\frac{2 \times d}{(|\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{\Delta T}^-|) \times l_i} \right] \quad (4.27)$$

dove:

- d → spostamento relativo massimo permesso sulla singola spalla;
- ε_{cs} → deformazione causata dal ritiro;
- $\varepsilon_{\Delta T}^-$ → deformazione causata dalla variazione termica negativa;
- l_i → lunghezza della singola campata;
- $[\]$ → parte intera di un numero.

Si noti come i due contributi dati da ritiro e variazione termica siano, quantomeno in questo esempio, di grandezza simile.

I valori rintracciati sono coerenti con quanto reperito in letteratura: su ponti di luce piccola (nell'ordine dei 30 metri) e realizzati in un luogo avente clima mite, l'entità dei massimi spostamenti relativi è effettivamente nell'ordine di qualche centimetro; invece per ponti di lunghezza nettamente superiore si possono raggiungere spostamenti molto più rilevanti, anche di un ordine di grandezza superiore (“one foot”, Horvath, 2000). In questi ultimi casi è generalmente necessario utilizzare dei giunti di espansione quantomeno in corrispondenza delle spalle.

Nonostante con questo approccio si sia utilizzato il massimo accorciamento, sono gli allungamenti della sovrastruttura a creare problemi maggiori, in quanto causa diretta:

- della crescita delle spinte dietro le spalle;
- di complicati meccanismi nel terreno adiacente.

Come assorbire questi allungamenti negli *Integral Bridges* è un problema già rilevato in passato e al quale si è cercato di trovare una soluzione.

Card e Carder (1993) sostennero che gli spostamenti relativi longitudinali provocano una deflessione verticale dell'impalcato; in altri termini l'allungamento della sovrastruttura sarebbe potuto essere assorbito dagli abbassamenti della sovrastruttura stessa. Successive analisi e ricerche (*Darley & Alderman, 1995*) dimostrarono però che i movimenti verticali della struttura sono in genere troppo piccoli per poter assorbire gli

allungamenti longitudinali e di fatto sconfessarono la precedente teoria. Successive analisi sperimentali (*Darley, 1998* e *Lawyer, 2000*) dimostrarono infatti che l'effetto principale delle variazioni di lunghezza della sovrastruttura è lo spostamento della sommità delle spalle (*Lock, 2002*).

4.2.4 Viscosità (ϵ_3)

In accordo con il *D.M 14/1/2008* la viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali da effetto. Con questo termine, o con l'espressione inglese *creep*, ci si riferisce al fenomeno per cui in una qualsiasi struttura realizzata in calcestruzzo, libera di deformarsi e in condizioni di compressione permanente, oltre alle deformazioni istantanee elastiche, si sviluppano anche delle deformazioni differite nel tempo.

L'elemento di materiale viscoso subisce cioè, nel tempo, variazioni del campo deformativo senza che siano state applicate variazioni del campo tensionale rispetto alla situazione originale. Tale comportamento deve essere abbinato a quello elasto-plastico, e deve essere considerato nei casi in cui il regime di compressione perdura nel tempo; si parla in questo caso di un comportamento elasto – plastico - viscoso (*Ghali, 1994*).

Questo fenomeno può essere inquadrato con due diversi tipi di prova:

- **PROVA A COMPRESSIONE CONTROLLATA E DEFORMAZIONE LIBERA:** se su un elemento di calcestruzzo si applicasse una certa forza di compressione, l'oggetto subirebbe istantaneamente un accorciamento, frutto del solo comportamento elastico. Se poi la sollecitazione venisse lasciata invariata nel tempo, grazie alla viscosità, si verificherebbe un accorciamento dell'oggetto stesso. Si tratta di deformazioni lente, che si possono prolungare per anni, raggiungendo entità anche parecchio superiori a quelle iniziali. Se poi si rimuovesse il carico, le deformazioni elastiche verrebbero recuperate totalmente nell'istante esatto in cui la sollecitazione esterna cessa; delle deformazioni viscosi invece ne verrebbe recuperata, nel tempo, solo una quota parte;
- **PROVA A COMPRESSIONE LIBERA E SPOSTAMENTI CONTROLLATI:** se un elemento di calcestruzzo venisse contratto meccanicamente, si registrerebbe, immediatamente dopo la contrazione, uno stato tensionale di compressione (stato elastico). Se lo stesso spostamento si mantenesse nel tempo, si noterebbe una diminuzione di tali sforzi generati.

Trattandosi anche in questo caso di un fenomeno in grado solo di produrre degli accorciamenti, nel caso dei Ponti Integrali, può essere interpretato come un fattore in grado di opporsi allo sviluppo della spinta passiva; al contempo però può portare altre problematiche quali l'aumento dei cedimenti del terreno dietro le spalle.

Esistono diverse possibili formulazioni per la valutazione di questo contributo; ci si riferisce per lo più ad approcci sperimentali dipendenti da numerosi fattori. Fra di essi:

- le caratteristiche geometriche dell'oggetto: area a contatto con l'atmosfera e spessore;
- le caratteristiche del materiale: l'età del calcestruzzo e le sue proprietà meccaniche;
- le caratteristiche ambientali: in particolare temperatura e umidità relativa;
- le caratteristiche dello stato tensionale: livello delle tensioni e istante di messa in carico.

Gli approcci per stimare questo fenomeno presenti nelle normative di riferimento (*Eurocodice 2* e *Decreto Ministeriale del gennaio 2008*) fanno dipendere le deformazioni viscosi dal cosiddetto coefficiente di viscosità $\varphi(t_\infty, t_0)$, dipendente a sua volta da alcuni fra i fattori sopra riportati, e cioè:

- dall'umidità relativa;
- dai giorni intercorsi prima della messa in carico (t_0);
- dalla resistenza caratteristica media a compressione del calcestruzzo (f_{cm});
- dal parametro geometrico h_0 , già definito in precedenza con l'equazione (4.21).

Nell'*Eurocodice 2* è possibile utilizzare la seguente formulazione:

$$\varphi(t, t_0) = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times h_0^{1/3}} \right] \times \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \times \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \times \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (4.28)$$

dove, oltre ai parametri già utilizzati, si definisce:

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad (4.29)$$

Nel *Decreto Ministeriale 2008* invece si utilizza la seguente tabella, in cui un valore spesso appropriato per le applicazioni in questione si aggira attorno a:

$$\varphi(t_\infty, t_0) = 2,2$$

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Tabella 4.3: Determinazione del parametro ϕ (Eurocodice)

Determinato il valore di questo parametro, entrambe le normative suggeriscono che (se lo stato di tensione del calcestruzzo all'istante t_0 di messa in carico risulta essere minore di $0,45 \times f_{ck}$, DM 2008) si può utilizzare la teoria lineare della viscosità; in questo caso la deformazione viscosa è data dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{visc(\infty)} = \phi(t_{(\infty)}, t_0) \times \varepsilon_{el} \quad (4.30)$$

dove ε_{el} è la deformazione elastica.

In linea di massima, in un'applicazione media, le contrazioni dovute a viscosità possono raggiungere, come limite massimo, un valore simile a quelle dovute a ritiro (Connal, 2004).

4.2.5 Altre deformazioni impresse

- DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO: ε_1 . Sempre secondo il *Decreto Ministeriale 14/1/2008*, anche la precompressione deve quindi essere inserita specificatamente fra le azioni di progetto. Esempi in cui essa è considerata sono presenti al Capitolo 8 e al Capitolo 9;
- CEDIMENTI VINCOLARI: ε_4 . Gli effetti provocati devono essere tenuti in considerazione quando, sulla base di apposite indagini e valutazioni geotecniche, risultino significativi per la struttura.

4.3 Azioni variabili

Come detto si opera la sottoclassificazione fra azioni variabili ambientali e antropiche:

4.3.1 Azioni variabili ambientali

Con riferimento al *Decreto Ministeriale del gennaio 2008* si considerano:

- AZIONI DI NEVE: sono determinate secondo le stesse modalità utilizzate per le altre strutture e non si considerano concomitanti ai carichi da traffico;
- AZIONI DI VENTO: sono convenzionalmente valutate con un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte. La superficie dei veicoli transitanti si assimila ad una parete rettangolare di 3 metri di altezza a partire dal piano stradale. Nei casi in cui l'azione del vento possa invece destare fenomeni dinamici nella struttura occorrono analisi apposite della risposta strutturale.

4.3.2 Azioni variabili antropiche

Le azioni antropiche, per i ponti stradali, in pratica coincidono con i carichi da traffico.

4.3.2.1 Azioni variabili da traffico

I carichi variabili da traffico sono disposti su corsie convenzionali. Tali corsie, e le loro larghezze w_1 per ciascuna carreggiata prevista, sono determinate dalla seguente tabella:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 4.4: Determinazione delle corsie convenzionali (*D.M. 2008*)

Per ogni singola verifica la disposizione e la numerazione delle corsie è determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. La corsia che, se caricata, ha l'effetto più sfavorevole è chiamata *corsia Numero 1*; la corsia che ha il successivo effetto più sfavorevole è chiamata *corsia Numero 2*, ecc.

Per tutte le verifiche si applicano degli schemi di carico su ciascuna corsia convenzionale, definendo anch'essi in modo da ottenere l'effetto più sfavorevole. Lo schema di carico usualmente utilizzato è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come mostrato, per i ponti di prima categoria, nella seguente Figura 4.14. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse con la corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

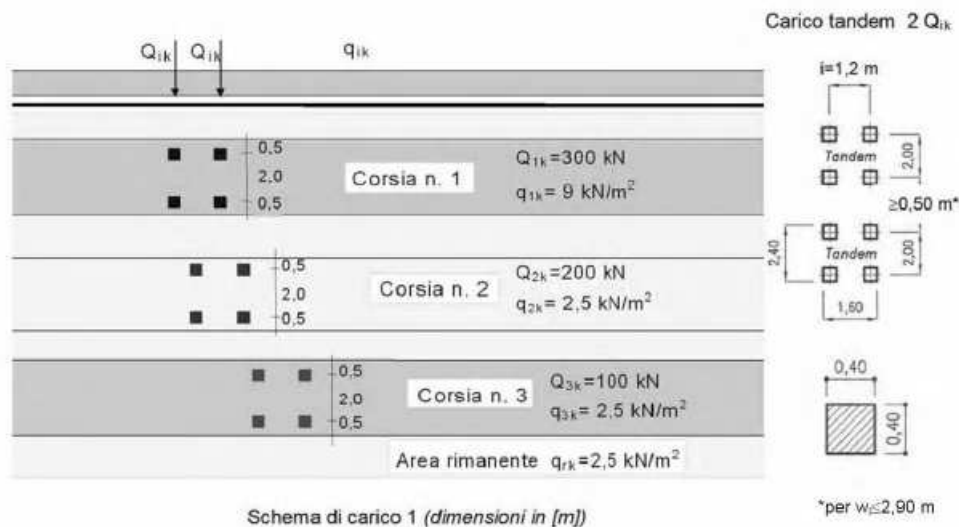


Figura 4.14: Schema di carico usuale (D.M. 2008)

Si considerano anche:

- **CARICO DA FOLLA:** è applicato su tutte le zone dove non sono state individuate delle corsie convenzionali, inclusa l'area di un eventuale spartitraffico centrale. Si tratta di un carico uniformemente distribuito che, comprensivamente degli effetti dinamici, ha intensità $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece $2,5 \text{ kN/m}^2$;
- **CARICO DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE:** è determinato in funzione dei carichi verticali da traffico posti su ogni corsia. Consiste in una forza orizzontale agente lungo l'asse di ciascuna corsia;
- **AZIONE CENTRIFUGA:** nei ponti con asse curvo viene valutata un'azione centrifuga per ogni colonna di carico, in funzione del raggio di curvatura del ponte. Si tratta di una forza concentrata che agisce a livello della pavimentazione in direzione normale all'asse del ponte.

Queste azioni introdotte vengono considerate nelle combinazioni previste dalla seguente tabella:

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale	Veicoli speciali	Folla	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	

Tabella 4.5: Combinazione delle azioni variabili da traffico (D.M. 2008)

4.4 Azioni eccezionali

- **AZIONI SISMICHE:** nel caso occorra valutare questo contributo lo si fa nella stessa modalità seguita per le altre costruzioni generiche. Le masse coinvolte nel calcolo, salvo casi particolari, sono quelle dei soli pesi propri e dei pesi permanenti;
- **URTO DI UN VEICOLO IN SVIO:** questa azione eccezionale viene modellata con un carico orizzontale distribuito su una lunghezza di 0,50 metri applicato ad una quota distante meno di un metro dal piano viario; tale condizione di carico deve essere abbinata ad un apposito schema di carico da traffico.

4.5 Combinazioni di carico

L'amplificazione dei carichi, determinati come descritto nei precedenti paragrafi, avviene tramite i coefficienti riportati nella seguente tabella, ancora tratta dal *DM del gennaio 2008*. Il significato di ogni colonna della tabella è il seguente:

- EQU → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- A1 STR → stato limite di resistenza della struttura comprese le fondazioni;
- A2 GEO → stato limite di resistenza del terreno.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella .6: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (DM 2008)

5. Aspetti statici dei Ponti Integrali

Si presentano le differenze più rilevanti rispetto ai sistemi “tradizionali”. Si considerano velocemente gli schemi funzionali semplificati sia dei ponti cosiddetti convenzionali, sia poi di quelli Integrali.

5.1 Schema di un ponte convenzionale:

Gli elementi base che costituiscono lo schema funzionale di un ponte convenzionale, come quello rappresentato nella sottostante Figura 5.1, sono le fondazioni (in questo caso non rappresentate), le spalle, gli appoggi su di esse collocati e la sovrastruttura, costituita da un impalcato e dalla sovrapposta pavimentazione.

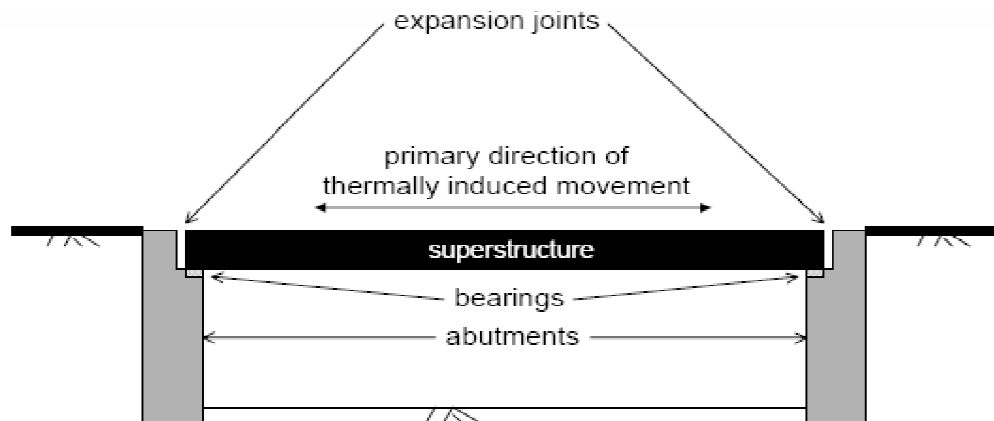


Figura 5.1: Schema strutturale di base di un ponte convenzionale (Horvath, 2000)

Lo spazio libero fra le estremità della sovrastruttura e l’inizio delle spalle è genericamente chiamato *expansion joint*. La funzione di questo “gap” è quella di consentire e accomodare gli spostamenti longitudinali relativi fra sovrastruttura e spalle (Paragrafi 4.2.1 e 4.2.2).

Con questo schema i giunti di espansione e i dispositivi di appoggio sono quindi gli elementi predisposti a mettere in contatto la parte termicamente attiva e la parte passiva della struttura.

Le spalle del ponte infatti non subiscono, diversamente dall'impalcato, variazioni di lunghezza (né per variazioni di temperatura né a causa dei fenomeni reologici); inoltre, grazie ai dispositivi introdotti, non risentono degli spostamenti che invece avvengono nella sovrastruttura. Da rilevamenti appositi si conclude che le spalle rimangono con buona approssimazione fisse nello spazio col variare delle stagioni (Horvath, 2000).

L'obiettivo di questo modello è rendere l'impalcato meno vincolato possibile, al fine di minimizzare e circoscrivere gli sforzi di origine termica e quelli differiti. Per permettere ciò gli spostamenti longitudinali della sovrastruttura devono essere permessi e questo è possibile tramite degli spazi fisici: appunto gli *expansion joints*.

I dispositivi di appoggio hanno quindi la funzione di permettere un movimento relativo con meno attrito possibile fra sovrastruttura e spalle. Tradizionalmente sono costituiti interamente in acciaio, tuttavia recentemente sono impiegati anche altri materiali.

Come gli appoggi, anche gli *expansion joints* sono grandemente sollecitati; devono infatti assorbire, oltre agli spostamenti longitudinali, anche gli urti con i veicoli, per un arco di tempo fino a 100 anni. Queste forti e continue sollecitazioni possono provocare seri danni all'integrità dei dispositivi.

Inoltre è da considerare la possibile usura dei materiali: sia di quello per il giunto vero e proprio, sia di quello usato come filler all'interno.

In entrambi i casi le uniche modalità possibili di rimedio sono la riparazione o la sostituzione.

Infine non è da sottovalutare cosa succede al giunto nel momento in cui viene rifatto il manto stradale e si sovrappone, solitamente, un ulteriore spessore. Esso non può essere ricoperto dal nuovo strato (pratica a volte impiegata rinunciando così ad un corretto funzionamento); ma in questo caso si verrebbe a trovare ad una quota più bassa rispetto al resto della pavimentazione (Hovarth, 2000).



Figure 5.2: Giunti di espansione in cattive condizioni

La scelta, o nei casi particolari anche la progettazione apposita, dei giunti è un'operazione da non sottovalutare (*UNI EN 1337-3, 2005*).

Inoltre, per permettere un corretto funzionamento dell'accoppiata giunto - appoggio, occorre solitamente impiegare una notevole e iterata manutenzione, avente costi notevoli. Non a caso i dettagli della verifica e della manutenzione di questi elementi sono fra le sezioni principali delle normative e dei cataloghi a riguardo (*C.N.R. 10018/85; UNI EN 1337-3, 2005*).

Se, per una delle suddette cause, il funzionamento non è ottimale vi sono almeno due possibili conseguenze negative:

- la riduzione del confort dei passeggeri;
- l'aumento del rischio di problematiche di tipo strutturale, fra cui la possibile corrosione delle armature dell'impalcato (questo processo è più rilevante in condizioni di possibile congelamento, in conseguenza della percolazione dei sali anti - ghiaccio).

Se il ponte è disposto su più campate, lo schema strutturale di questa tipologia convenzionale, è quello riportato nella seguente Figura 5.3. In questo caso gli *expansion joints* sono collocati anche in corrispondenza delle pile (cioè fra i gruppi di travi adiacenti) al fine di assorbire i movimenti longitudinali. Tuttavia, per i motivi spiegati precedentemente, si ottiene anche una moltiplicazione dei punti di debolezza della struttura.

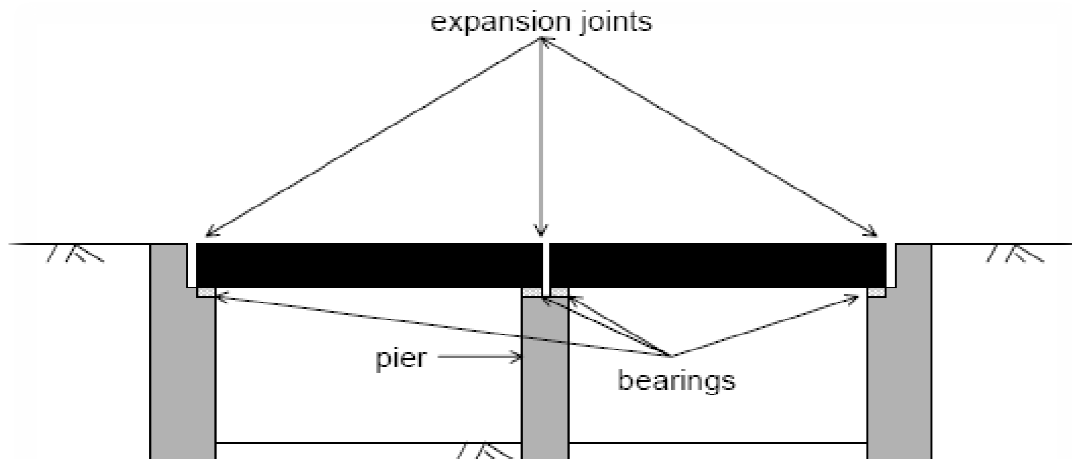


Figura 5.3: Schema strutturale di base di un ponte convenzionale su più campate (Horvath, 2000)

Solitamente ciascuna spalla è progettata come un muro di sostegno rigido, o a gravità o a mensola. Per la determinazione degli sforzi orizzontali agenti sulle spalle, chiamati anche *Lateral Earth Pressures*, si assume solitamente:

- o una condizione di spinta attiva (che si concretizza nel caso di un allontanamento del muro dal terreno);
- o, a favore di sicurezza, uno stato di sforzo di riposo, ipotizzando così di trascurare qualsiasi movimento fra terreno e spalle.

5.2 Schema di un Ponte Integrale

Rispetto ai ponti convenzionali un aspetto rilevante è l'assenza degli *expansion joints*. Ciò comporta una diversa modalità di assorbire gli spostamenti relativi longitudinali.

A questo fine si crea una connessione strutturale fra la sovrastruttura del ponte e le spalle; il dettaglio di questa connessione può diversificarsi molto a seconda del materiale impiegato e a seconda delle scelte progettuali compiute (strutture da TIPO A1, A2, A3, ...). Tuttavia si tratta di una connessione completa; per strutture in calcestruzzo, ad esempio è realizzata mediante un getto di seconda fase (Figura 5.4).

Un Ponte Integrale può quindi essere ritenuto un telaio rigido che agisce come un unico elemento.

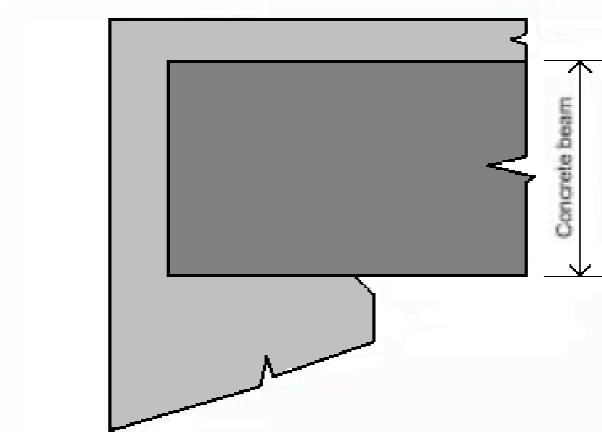


Figura 5.4: Schema di una connessione sovrastruttura-spalla in una struttura fully-integral (Horvath, 2000)

In questo modo anche le spalle devono essere considerate un elemento attivo del ponte; risentono infatti degli spostamenti relativi longitudinali dell'impalcato.

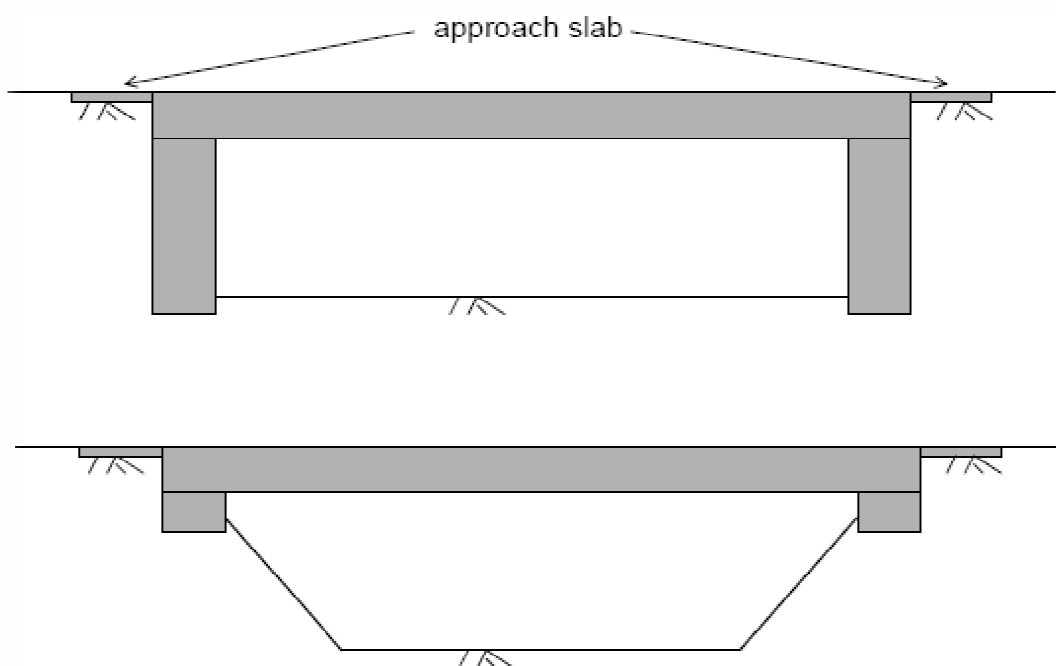


Figura 5.5: Schemi strutturali di base di Integral Bridges (Horvath, 2000)

In questo modo una parte termicamente attiva è ancora a contatto con una parte non attiva. Tuttavia il punto di contatto non è più quello impalcato - spalla dei ponti convenzionali, ma quello spalla - terreno.

Anche per questo motivo le problematiche connesse alla realizzazione e all'analisi di questi ponti non sono più solamente strutturali, ma hanno una non trascurabile componente geotecnica.

Fra terreno e struttura nasce quindi un'interazione, da valutare specie in seguito ad azioni che provocano deformazioni assiali. In particolare ci si riferisce ai fenomeni differiti del calcestruzzo e soprattutto alle variazioni di temperatura stagionali. Da analisi apposite risulta infatti che i cicli di escursione termica fra giorno e notte non hanno grande influenza sul comportamento globale della struttura (*England, 2000*). Con buona approssimazione si ritiene quindi che le deformazioni assiali abbiano periodo annuale.

Nella condizione di massima espansione della sovrastruttura, che si raggiunge in estate, le spalle tendono a spostarsi verso il terreno posto dietro di esse. Più precisamente esse compiono solitamente due movimenti:

- una traslazione, in cui si spostano mantenendo la loro configurazione verticale;
- una rotazione attorno alla retta passante per la base della spalla stessa.

In questo modo la sommità della spalla subisce spostamenti maggiori. Ciò è coerente col fatto che la parte superiore di quest'elemento è a contatto con la sovrastruttura, mentre la base risente dell'adiacenza delle fondazioni (superficiali o profonde), e per questo si sposta meno facilmente.

Quindi la parte alta dell'elemento spalla in questa fase, è anche sottoposta a sollecitazioni maggiori: le pressioni esercitate dal terreno su di essa si possono avvicinare a valori di spinta passiva. In queste condizioni si verifica inoltre un'azione di compattazione del terreno.

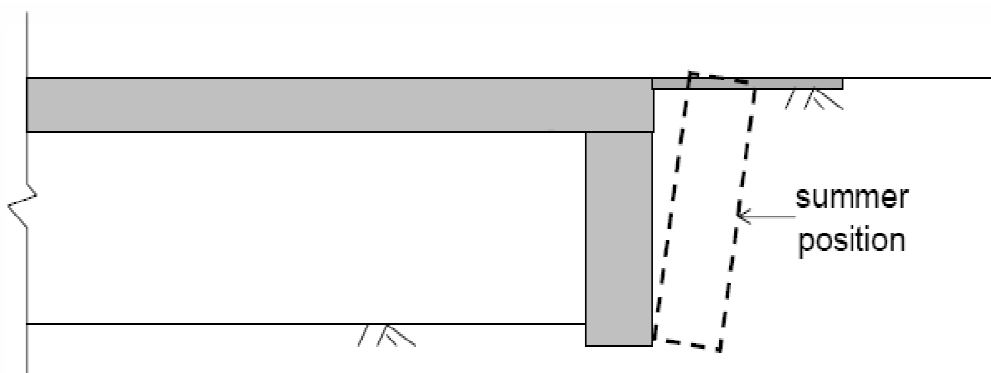


Figura 5.6: Movimenti delle spalle in seguito all'allungamento della sovrastruttura (*Horvath, 2000*)

A causa invece di un accorciamento della sovrastruttura la spalla tende ad allontanarsi dal terreno dietro le spalle. In questa situazione è possibile che dietro le spalle si crei uno spazio vuoto, tanto che la pressione esercitata dal terreno sul muro diminuisce e può anche tendere a zero (*Broms & Ingleson, 1971*). In ogni caso il

movimento compiuto dalle spalle è sempre una roto-traslazione in cui la rotazione avviene ancora attorno ad una retta passante per la base della spalla.

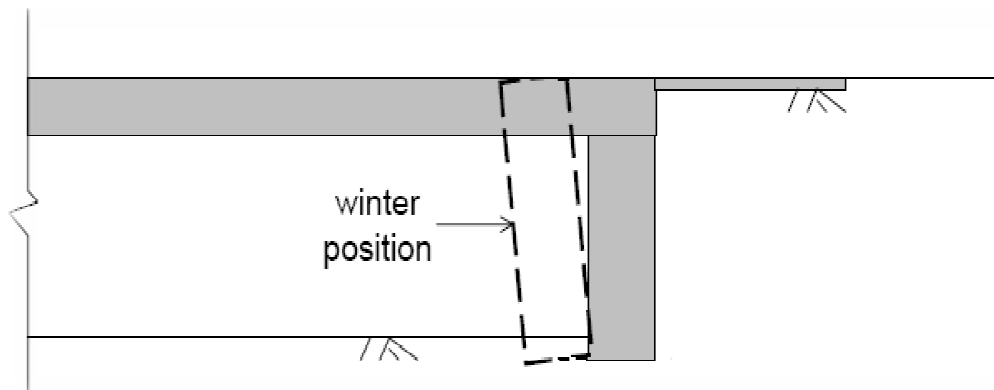


Figura 5.7: Movimenti delle spalle in seguito all'accorciamento della sovrastruttura (Horvath, 2000)

In questa condizione si possono verificare dei movimenti del terreno dietro le spalle, che tende a cadere sulla spalla stessa. Conseguenze visibili di ciò possono essere:

- un visibile abbassamento della superficie di questo terreno;
- una crescita della spinta.

Al fine di ovviare la prima di queste due problematiche si possono installare, come raffigurato nelle precedenti Figure, delle solette di tensione (le cosiddette *approach-slab*, o *run-on slab*). Si tratta di piastre in calcestruzzo poste sotto la superficie stradale dietro le spalle del ponte. Tali elementi sono connessi alla struttura principale e in questo modo garantiscono una migliore e più confortevole transizione fra la percorrenza dell'impalcato e quella dell'adiacente argine.

Con questo accorgimento non si limitano i cedimenti, ma si riesce invece a limitarne le conseguenze negative.

Questi cedimenti sono solo la parte più visibile di un ampio sistema di movimenti di masse di terreno che si verifica in seguito allo spostamento periodico delle spalle. Questo fenomeno è noto in letteratura con il nome di "*ratcheting behaviour*" (England, 1994 e England and Dunstan, 1994, citati in Horvath, 2000; Lock, 2000, e altri). Diversi testi ne presentano spiegazioni altrettanto diverse e non sempre in completo accordo fra loro. Si sceglie di presentare la modellazione proposta da England, 2001, derivante da una campagna di rilevamenti compiuti su Ponti Integrali reali.

Il terreno dietro la spalla viene suddiviso in due zone mediante un piano di scorrimento ("*shear slip band*", Lock, 2002) che passa per la base della spalla e forma un angolo di circa 30° con il muro verticale della stessa. Per comodità di descrizione la zona di terreno sopra tale piano viene denominata *zona 1*, mentre l'altra *zona 2*.

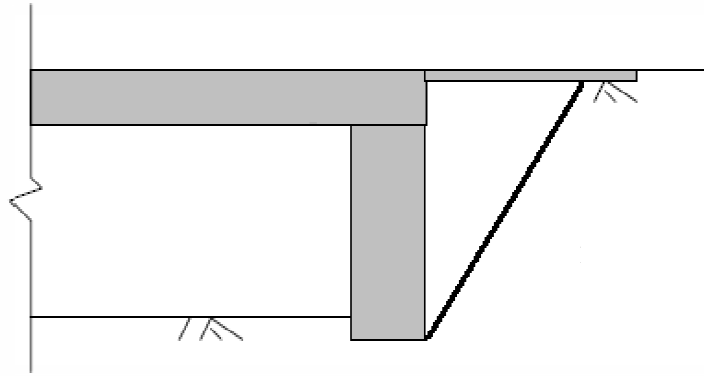


Figura 5.8: Suddivisione del terreno dietro una spalla in seguito alla formazione di un piano di taglio

- **ZONA 1:**

Durante i movimenti di allungamento della sovrastruttura, e quindi di allontanamento delle spalle, il terreno della *zona 1* viene ripetutamente compresso; al contrario, durante gli accorciamenti del ponte, la stessa zona può espandersi volumetricamente. Inizialmente il ripetersi di questo processo provoca un lento addensamento generale del terreno presente; dopo numerosi cicli invece l'addensamento cessa, ma si sviluppano (o continuano a farlo se già iniziati) dei cedimenti del terreno in superficie.

Inoltre, al termine di ciascun allungamento del ponte, dalla *zona 1* si può sviluppare un flusso verso l'esterno e una piccola massa di terreno è forzata ad entrare nel terreno retrostante (*zona 2*). Durante la successiva fase di accorciamento tale massa non prende parte al processo di espansione prima menzionato; si sviluppa invece un flusso di terreno verso il basso, che sfrutta l'apporto della forza di gravità.

Ricapitolando, come "flusso totale" a lungo termine si considera quindi un movimento di terreno verticalmente verso il basso e orizzontalmente ad allontanarsi dal retro della spalla, cioè verso la *zona 2*.

- **ZONA 2:**

Il terreno posto sotto il piano di scorrimento subisce anch'esso sollecitazioni cicliche. Conseguenza di ciò è un lento e progressivo addensamento; inoltre tale zona riceve la massa di terreno proveniente dalla *zona 1* durante le fasi di allungamento della sovrastruttura. Per questo, oltre la compattazione, si possono verificare dei rigonfiamenti in superficie; l'effetto più importante è solitamente collocato ad una distanza dal retro della spalla pari circa all'altezza della spalla stessa.

Il meccanismo di rottura appena descritto si forma solo per terreni aventi densità maggiore di un dato limite; tuttavia i cedimenti (che aumentano all'aumentare degli allungamenti e accorciamenti della sovrastruttura) non risentono molto della densità

iniziale del terreno dietro le spalle quand'essa è sopra un certo limite (*England, 2000* citato in *Lock, 2002*). Posta:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (5.1)$$

dove il simbolo e rappresenta l'indice dei vuoti, cioè la frazione di volume d'aria sul volume della fase solida del terreno; tale limite si aggira intorno a:

$$D_r \cong 90 - 95 \% \quad (5.2)$$

che sono i valori più frequentemente indotti dalla compattazione. Non è allora conveniente compattare il terreno per aumentare ulteriormente l'indice D_r quand'esso è già pari almeno a 90%.

5.3 Schema di un Ponte Semi-integrale

“*Semi-Integral or Integral backwall Bridges typically have sliding bearings, but no expansion joints.*” (*Lock, 2002*).

I Ponti Semi-integrali si possono immaginare come una sorta di compromesso fra i ponti convenzionali e i Ponti Integrali di tipologia *fully - integral*. Nonostante i giunti di espansione siano rimossi dallo schema strutturale, non si impiega una connessione piena fra sovrastruttura e spalle, ma si utilizzano ancora gli appoggi sfruttati anche nei ponti convenzionali. Il contatto fra parte attiva e parte passiva avviene in questo caso, oltre che mediante l'appoggio, anche fra l'estremità della sovrastruttura e il terreno.

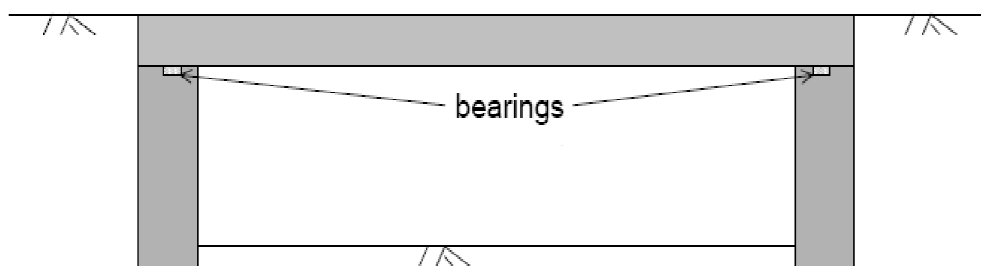


Figura 5.9: Schema strutturale di base di un Semi-Integral Bridge (*Horvath, 2000*)

Grazie a questo diverso tipo di connessione fra sovrastruttura e spalla, quest'ultimo elemento non risente, a differenza di quel che accade nei ponti *fully-integral*, delle variazioni di lunghezza della sovrastruttura, poiché non modifica la sua posizione iniziale. Inoltre non c'è continuità flessionale fra sovrastruttura e spalla e per questo le fondazioni sono meno sollecitate (*Hoppe, 1996*, citato in *Lock, 2002*).

La manutenzione degli appoggi è solitamente meno complicata rispetto ai ponti convenzionali; infatti, in questo tipo di strutture, dove non sono presenti *expansion joints*, l'acqua non può entrare in contatto con gli appoggi stessi (Horvath, 2000).

Un dettaglio spesso impiegato nei ponti semi-integrali è l'*end screen*: si tratta di un setto verticale (veletta) collegato a sbalzo con l'estremità dell'impalcato. In questo modo la spinta del terreno, dovuta all'allungamento della sovrastruttura, è esercitata su un'area maggiore (Howard, 2000).

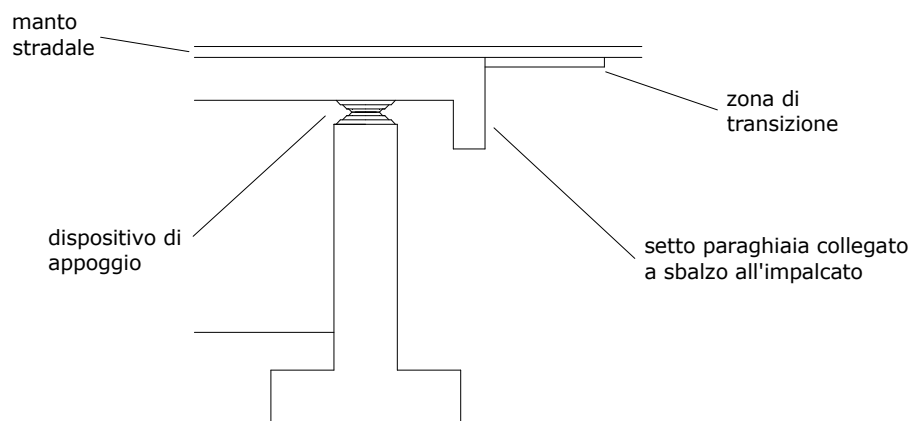


Figura 5.10: Schema strutturale dell'estremità di un Semi-integral Bridge con *end screen*

Un'altra modalità di realizzare il nodo spalla – impalcato prevede un unico getto per la piastra dell'impalcato e la testa della spalla (Figura 5.11). Data la particolare geometria di questo getto, che cioè ha una certa distanza (*gap*) dalla testa delle travi, in questo caso l'appoggio installato fra travi principali e sottostruttura permette anche rotazioni relative fra impalcato e spalla. Con questo schema il terreno non esercita spinte passive sulla struttura, che infatti non si avvicina ad esso nemmeno se sottoposta ad allungamenti (Connal, 2004).

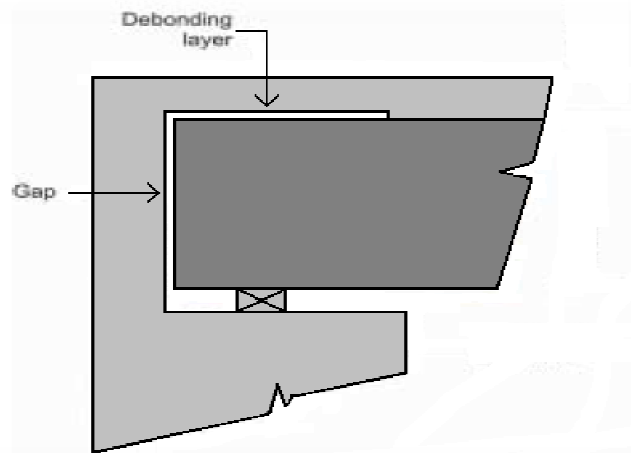


Figura 5.11: Possibile schema strutturale dell'estremità di un Semi-Integral Bridge (Connal, 2004)

Per quel che riguarda le fondazioni, nei Ponti Semi-integrali, diversamente dalle strutture *fully-integral*, un'unica fila di pali non è la soluzione ideale. Risultano invece più appropriati i pali battuti oppure le fondazioni dirette su strati resistenti.

Continua invece a essere solitamente presente l'*approach slab* (NJDOT Design Manual for Bridges and Structures, 1999).

Anche su queste strutture, è comunque possibile il concretizzarsi di una spinta non lontana da quella passiva; inoltre non è da escludere una deformazione plastica del terreno dietro le spalle (Lock, 2002).

5.4 Zone di transizione

Ci si riferisce alle zone esterne al limite posteriore delle spalle, in cui avviene il passaggio fra la percorrenza di un tratto stradale in rilevato e la percorrenza del ponte. In questa posizione si concentrano due fenomeni da tenere in considerazione:

- la presenza di una soletta di transizione;
- le problematiche della pavimentazione.

Per soletta di transizione si intende una lastra di calcestruzzo posta sopra il terreno e collegata alla spalla. Gli scopi di queste installazioni sono diversi; fra essi si possono citare:

- evitare la percezione fisica dei cedimenti del terreno che, in seguito ad un meccanismo di rottura, in molti casi si verificano proprio sul retro delle spalle dei Ponti Integrali;
- limitare la compattazione del terreno in seguito ai continui transiti dei veicoli;

- evitare la filtrazione dell'acqua nel terreno di riempimento e i conseguenti problemi di erosione del terreno stesso;
- evitare il contatto fra dispositivi d'appoggio e agenti aggressivi nei Ponti Semi – integrali.

L'installazione di questi dispositivi richiede diverse scelte progettuali, tra cui:

- il vincolo da realizzare fra spalla e soletta;
- la lunghezza della soletta stessa;
- la progettazione come piastra appoggiata al terreno per tutta la sua lunghezza o solo alle estremità.

Per il primo punto si specifica che è necessario vincolare la cosiddetta *approach slab* alla struttura del ponte a causa delle forti sollecitazioni che essa subisce sia in seguito ai movimenti longitudinali sia in seguito al transito dei veicoli. In caso contrario infatti, esempi reali dimostrano che a breve termine la funzionalità dell'elemento viene meno. Le soluzioni più impiegate di vincolo sono:

- realizzare una mensola a sbalzo sul retro della spalla, su cui appoggiare la soletta di transizione;
- aumentare la larghezza della spalla in corrispondenza del giunto con la sovrastruttura, in modo tale da ottenere lo spazio fisico su cui appoggiare la soletta.

In entrambi i casi sono solitamente previste delle armature di continuità, in modo tale da bloccare gli spostamenti longitudinali ma non vincolare invece le rotazioni. Si vedano a tal proposito i dettagli costruttivi di queste zone in Appendice.

Per quanto riguarda invece la lunghezza della soletta è necessario prevedere l'estensione dei cedimenti dietro le spalle. Tale grandezza è a sua volta funzione del terreno presente e dei movimenti longitudinali previsti. Approssimativamente una lunghezza tipica va da 3 a 5 metri (*Connal, 2004*).

Dai cedimenti previsti dipende anche lo schema statico di progettazione. Se infatti la lunghezza della soletta è maggiore rispetto all'estensione dei cedimenti, è possibile appoggiare l'estremità non adiacente alla spalla su una trave trasversale, in grado di limitare gli abbassamenti relativi tra i diversi punti (Figura 5.12).

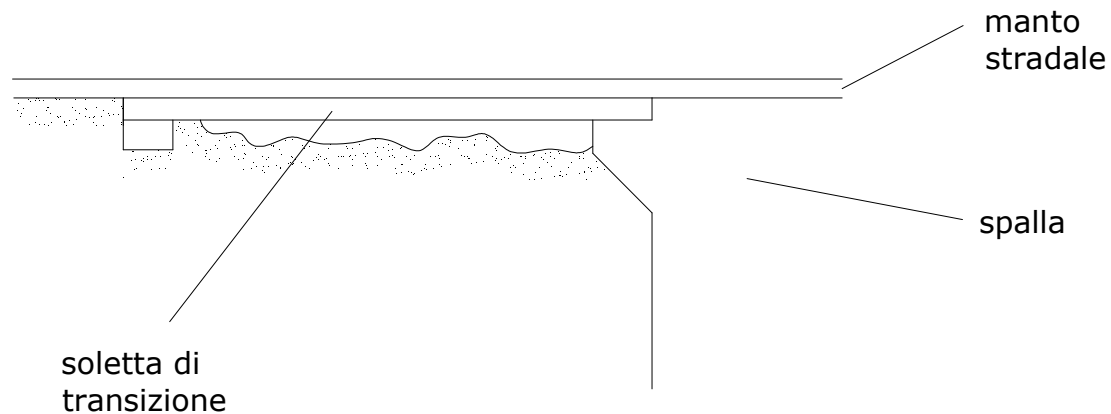


Figura 5.12: Possibilità di realizzazione della soletta di transizione

Al contrario tale soluzione non è da impiegare se vi è la possibilità che i cedimenti possano estendersi anche oltre la lunghezza della soletta; in questo caso la progettazione è quella di una piastra appoggiata su suolo elastico sottoposta a delle impronte di carico: le situazioni più sfavorevoli prevedono la disposizione di tali impronte o al centro o ai bordi (*Colleparidi, Coppola, Troli, 1998*). In realtà in questo caso il dimensionamento può avvenire anche modellando l'elemento come una semplice trave (sempre appoggiata su suolo elastico).

Da un report fra i Dipartimenti dei Trasporti statunitensi del 1999, risulta che più del 70% di essi utilizzava questi elementi nella maggior parte dei Ponti Integrali realizzati. Essi tuttavia fecero anche notare come una corretta valutazione dei cedimenti risulti necessaria per evitare continui e costosi interventi di manutenzione proprio sulla soletta (*Lock, 2000*).

L'altra questione precedentemente citata è quella della pavimentazione delle zone di estremità. Si fa riferimento in particolare al fenomeno noto in letteratura come *growth / pressure (G/P) Phenomenon*, di cui si fornisce ora una rapida spiegazione.

In seguito alle variazioni termiche e al ritiro, i tratti di pavimentazione "rigida" tra due giunti di espansione subiscono delle variazioni di lunghezza, assorbite dalle contrazioni o dalle elongazioni di tali giunti. Questo movimento è quindi di carattere ciclico. Nel momento in cui i giunti sono aperti (quando devono cioè assorbire degli accorciamenti della pavimentazione), si può verificare l'infiltrazione di detriti al loro interno: ciò causa una parziale chiusura del giunto. Lo stesso fenomeno può avvenire anche in corrispondenza delle eventuali fessurazioni presenti nella pavimentazione (Figura 5.13).

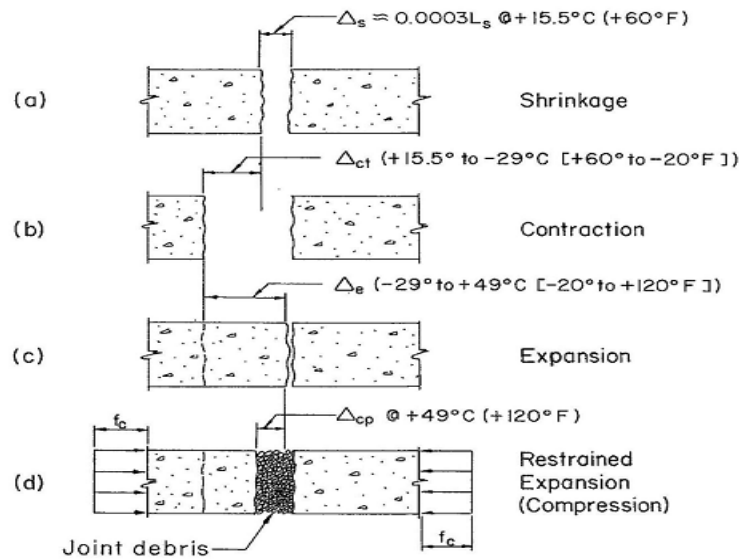


Figura 5.13: Riempimento delle fessurazioni della pavimentazione a causa dei detriti (Burke, 2009)

Nel momento in cui i giunti (o le fessure) si contraggono in seguito ad un aumento di temperatura, si trovano in condizioni diverse da quelle di installazione, in quanto lo possono fare solo in parte. Questo accade nel momento in cui i detriti presenti hanno una certa resistenza a compressione; situazione piuttosto frequente. La presenza di questi detriti provoca, nel momento in cui dovrebbero essere assorbiti gli allungamenti della pavimentazione, la nascita di vincoli all'espansione, che generano sforzi di compressione nella pavimentazione. Con il ripetersi dei cicli di allungamento/accorciamento, e quindi con l'aumentare del deposito dei detriti (a sua facilitato dall'usura delle guarnizioni dei giunti) tali pressioni assumono valori sempre maggiori, fino a raggiungere il limite di resistenza della pavimentazione. Nella seguente figura si mostra la crescita delle massime pressioni annuali con il passare degli anni.

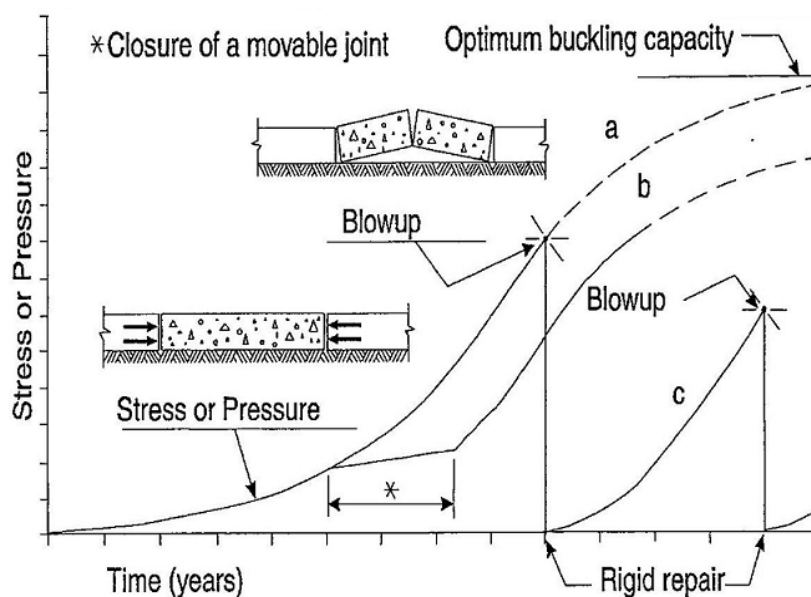


Figura 5.14: Andamento qualitativo delle pressioni in una pavimentazione (Burke, 2009)

Le pressioni in questione possono arrivare a 7 MPa che, con una pavimentazione avente sezione di dimensioni comuni, equivale a considerare una forza di 1200 tonnellate; tali valori sono nettamente maggiori delle resistenze previste per la pavimentazione in fase di progetto.

I tratti verticali nella Figura 5.14 indicano uno scarico delle compressioni nella pavimentazione: tale situazione segue la rottura della pavimentazione stessa in corrispondenza di una debolezza localizzata (ad esempio una fessurazione generata nelle fasi di accorciamento). Queste rotture, dati i notevoli sforzi presenti, possono spesso generare una discontinuità ed un netto sollevamento della superficie stradale (*blowup*).



Figura 5.15: Rottura della pavimentazione sull'autostrada M11 ad Harlow -UK- (Burke, 2009)

Sebbene sia spesso trascurato in fase di progettazione, si tratta di un fenomeno discretamente diffuso di cui è possibile trovare diversi esempi, fra cui: l'*Old Third Street Viaduct* di Cincinnati (Ohio), il *John F. Kennedy Memorial Bridge* di Louisville (Kentucky), il *Pecos River Bridge* di Carlsbad (New Mexico) e molti altri. Nei tre casi citati notevoli problemi in seguito a questo fenomeno si sono verificati rispettivamente 11, 27 e 30 anni dopo la messa in opera: tempi relativamente brevi (Burke, 2009).

Tale fenomeno si verifica inoltre in modo simile sia su ponti con schema convenzionale sia su viadotti continui con i giunti di espansione solo alle estremità. In entrambi i casi vi possono essere anche gravi danni a livello strutturale, quali la fessurazione o anche lo spostamento permanente delle spalle e delle pile: in pratica i giunti di espansione non svolgono più alcuna funzione.

I Ponti Integrali, oltre che queste pressioni che nascono in pavimentazioni rigide ad essi sovrapposte, presentano anche le pressioni causate dall'impossibilità di assorbire le espansioni della struttura vera e propria. Si tratta cioè di stati di sforzo di entità ancora maggiore. Tuttavia, in virtù dell'assenza di giunti di espansione, quelle dei Ponti Integrali si possono ritenere più resistenti alle pressioni longitudinali rispetto alle pavimentazioni adiacenti. Quindi queste strutture sono solitamente in grado di resistere senza conseguenze macroscopiche agli sforzi generati sia dalla sovrastruttura che dalla pavimentazione. La problematica si sposta pertanto sulle zone di transizione esterne alla struttura vera e propria.

La soluzione ideale, valida anche e soprattutto per i ponti di tipologia integrale, consiste nel collocare fra soletta di transizione e pavimentazione rigida esterna al ponte dei giunti trasversali costituiti da calcestruzzo con particolari capacità di deformazione in compressione. La larghezza di tali elementi è solitamente compresa fra 0,3 e 1,2 metri.

5.5 Limitazioni

Quelle presentate a seguire sono condizioni valide per qualsiasi schema di *Integral Bridge*.

5.5.1 Lunghezza

Le limitazioni sulla lunghezza massima di un Ponte Integrale sono in continuo aggiornamento; infatti le convincenti risposte ottenute permettono di acquisire una maggiore confidenza nel loro utilizzo.

Ciò è dimostrato dalle normative di diversi paesi, che infatti, con il passare degli anni, hanno adottato limitazioni meno restrittive.

Non è possibile fornire un limite universale e sempre valido, tuttavia si precisa che tale limitazione è solitamente funzione del materiale impiegato. Per una struttura in acciaio la lunghezza massima è infatti genericamente minore rispetto a quella ritenuta tale per i ponti in calcestruzzo, poiché è più sensibile alle variazioni di temperatura (Paragrafo 4.2.1). Più precisamente ha cicli di allungamento – accorciamento aventi ampiezze e frequenze maggiori, con i conseguenti problemi già visti.

In Gran Bretagna:

- la normativa *BA 42/96* non teneva conto della differenza di comportamento fra acciaio e calcestruzzo, e proponeva una limitazione unica. La lunghezza massima consigliata della struttura era 60 metri;

- unitamente a ciò si suggeriva l'impiego di Ponti Integrali per tutte le luci inferiori appunto a 60 metri;
- tale limite parve troppo restrittivo, e le successive ricerche (fra cui *England, 2000*) formularono la proposta di un limite meno conservativo. A tal fine diversi monitoraggi registrarono ottime prestazioni anche su luci maggiori di 60 metri: è il caso del *M1-A1 Yorkshire Link (Brookes, 2000, citato in Lock, 2002)*.

Negli USA invece:

- nel 1946 la limitazione posta dallo stato dell'Ohio era 53,3 metri;
- nel 1973 quattro stati americani resero possibili costruzioni in calcestruzzo fino a 300 feet, cioè 91,4 metri (*Burke, 2009*);
- nel 1980, in diversi stati, i limiti sulla lunghezza degli *Integral Bridges* erano 91,4 metri per strutture in acciaio; 152 metri per strutture in cemento armato; addirittura 183 per strutture precomprese (*FHWA, 1980; citato in Lock, 2002*);
- ancora nel 2001 molti stati limitavano le lunghezze a 300 feet (91,4 metri) per sovrastrutture in acciaio e a 600 feet (182,9 metri) per sovrastrutture precomprese. Pochi stati, come il Tennessee, usavano con successo lunghezze maggiori (*Precast/Prestressed Concrete Institute, 2001*);
- sono comunque stati realizzati diversi Ponti Integrali in acciaio fino a 120 metri, e in calcestruzzo fino a 240 metri (*Vasant C. Mistry, 1997*).

Si riporta una tabella con i limiti di lunghezza degli *Integral Bridges* con travi prefabbricate, adottati dai diversi stati americani (*Precast/Prestressed Concrete Institute, 2001*). Dove non è riportata alcuna lunghezza-limite è l'entità dello spostamento massimo longitudinale previsto a sancire la fattibilità o meno della struttura; solitamente in questi casi le limitazioni risultano meno severe.

State	Length limit [m]	State	Length limit [m]
Arkansas	79	Louisiana	305
California	-	South Dakota	213
Georgia	125	Missouri	183
Hawaii	76	Pennsylvania	183
Illinois	91	South Carolina	152
Indiana	91	Virginia	152
Idaho	122	Kansas	137
Iowa	91	Washington	137
Kansas	137	Georgia	125
Kentucky	122	Idaho	122
Louisiana	305	Kentucky	122
Maine	46	North Dakota	122
Michigan	-	Ohio	114
Missouri	183	Wyoming	110
Massachusetts	91	Illinois	91
North Dakota	122	Indiana	91
Nevada	61	Iowa	91
New York	91	Massachusetts	91
Ohio	114	New York	91
Oklahoma	64	Utah	91
Pennsylvania	183	Wisconsin	91
Oregon	62	Arkansas	79
South Dakota	213	Hawaii	76
South Carolina	152	Oklahoma	64
Tennessee	-	Oregon	62
Utah	91	Nevada	61
Virginia	152	Maine	46
Wyoming	110	California	-
Washington	137	Michigan	-
Wisconsin	91	Tennessee	-

Tabella 5.1: Lunghezze massime permesse dei Ponti Integrali negli stati USA:

-a sinistra in ordine alfabetico e a destra in ordine di lunghezza-

(Precast/Prestressed Concrete Institute, 2001)

A parte rari casi, si tratta di lunghezze che, se confrontate con le lunghezze limite di altre tipologie di ponte, sono piuttosto modeste.

Se ne deduce che gli *Integral Bridges* sono concepiti come strutture da utilizzare su larga scala, anche (e forse soprattutto) in ambito cittadino. *Burke, 2009:*

“...Integral Bridges have been found to be ideal structures for state and country secondary road systems. With thoughtful design and crafting, they are becoming popular structures for rural and urban primary [...] road systems as well.”

5.5.2 Obliquità

Ci si riferisce al massimo possibile angolo orizzontale fra perpendicolare alle spalle e asse longitudinale della sovrastruttura. La limitazione è dovuta al fatto che, se un angolo troppo alto fosse permesso, l'interazione terreno-spalla diverrebbe molto complessa.

In particolare nelle stagioni più calde vi sarebbe una differenza marcata fra le pressioni esercitate in corrispondenza degli angoli acuti (minori) e quelle in corrispondenza degli angoli ottusi (maggiori).

A tal proposito, e con obiettivo qualitativo, si propone il diagramma delle pressioni, continuato nel tempo, di un Ponte Integrale dello stato del Maine. Si tratta del *Forks Bridge*, ponte ad unica campata con impalcato in acciaio realizzato nel 1989. L'angolo di obliquità è pari a 20°. Dal monitoraggio compiuto per tre anni risulta che le differenze di pressione, nei periodi più caldi, sono notevoli (*Elgaaly & Sandford, 1992* citato in *Lock, 2002*).

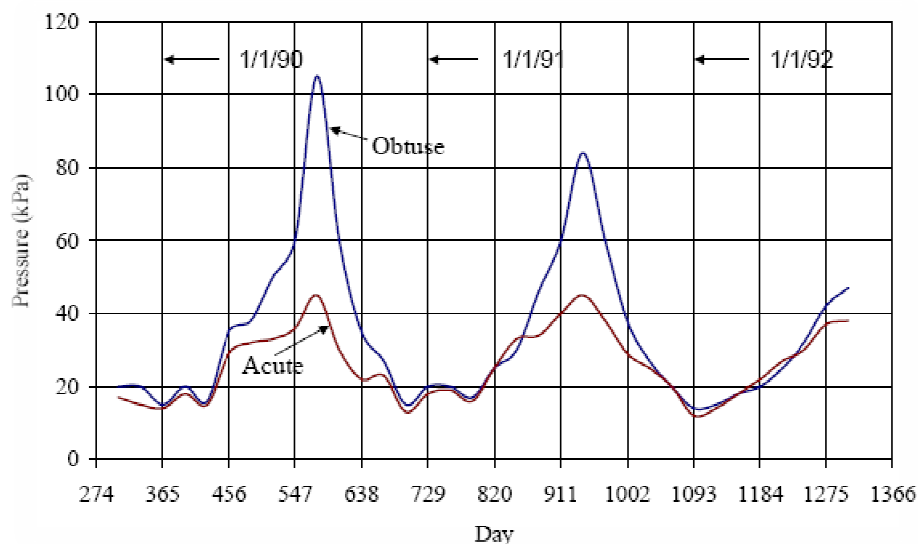


Figura 5.16: Differenza fra le pressioni sulla stessa spalla di un ponte inclinato
(*Elgaaly & Sandford, 1992*)

Il comportamento di Ponti Integrali molto inclinati risulta meno prevedibile e con ogni probabilità le spinte aumentano la loro entità e la loro eccentricità (*Vasant C. Mistry, 1997*).

Dal controllo e monitoraggio di trenta Ponti Integrali con diversi angoli di obliquità ad opera di *Alampalli & Yannotti, 1998*, risulta che maggiore è l'obliquità dell'impalcato, minore è la bontà delle condizioni e delle prestazioni dell'impalcato stesso, dell'*approach slab* e delle spalle (*Roman, Khodair, Hassiotis, 2002*).

È ipotizzabile inoltre il concretizzarsi di una spinta laterale passiva, che causa una tendenza alla rotazione del ponte sul piano orizzontale; ciò sovraccarica le fondazioni e i muri delle spalle (*Connal, 2004*).

Praticamente tutti gli stati che utilizzano *Integral Bridges* hanno posto il limite superiore dell'angolo di obliquità pari a 30° . Le uniche eccezioni sono rappresentate da qualche stato americano come Nevada, California e Washington, che invece hanno un limite di 40° (*Hällmark, 2006*).

Si ritiene improbabile che sviluppi futuri possano portare ad un innalzamento di questa limitazione.

PARTE TERZA

6. Analisi delle problematiche: generalità

Nel proseguo del lavoro si affrontano in maniera più dettagliata alcune delle problematiche presentate precedentemente, fornendo spiegazioni, analisi, o quantomeno spunti tratti dalla letteratura tecnica a riguardo.

La concezione legata a questa tipologia di ponti comporta notevoli variazioni nei processi di ideazione, realizzazione e conservazione dell'opera. Ciò ha importanti ricadute sulla tipologia di problematiche tipiche dei Ponti Integrali; in particolare, rispetto ai ponti di tipologia convenzionale, si aggiungono aspetti geotecnici nelle analisi e nelle valutazioni. Infatti l'interazione fra struttura e terreno si complica notevolmente, poiché l'assenza degli *expansion joints*, nel caso di strutture *fully integral*, sposta il confine fra parti attive e parti passive all'interfaccia spalla - terreno.

Il terreno dietro le spalle ha quindi una funzione più rilevante, e deve essere considerato in buona parte delle analisi riguardanti tali ponti.

Rispetto ai ponti di natura convenzionale, assumono poi una rilevanza maggiore anche gli aspetti "stradali". La pavimentazione infatti è spesso sollecitata in misura maggiore e attenzione deve essere posta anche ai possibili movimenti della superficie del terreno dietro le spalle.

Ciascuno dei prossimi tre capitoli fa riferimento specifico ad una delle tipologie di Ponti Integrali delineate in precedenza.

In particolare si esaminano i seguenti temi:

- interazione terreno – struttura per Ponti Integrali a portale su fondazione dirette (TIPO A1);
- analisi di viadotti integrali soggetti a distribuzioni di distorsioni (TIPO B1);
- descrizione di un caso reale di ponte esistente reso Integrale (TIPO C1).

7. Strutture a portale su fondazioni dirette (TIPO A1)

Uno degli aspetti strutturali che caratterizzano il comportamento delle strutture a portale è l'interazione delle pareti delle spalle col terreno di riempimento.

7.1 Problematiche geotecniche: approfondimenti teorici

Per effetto della continuità di queste strutture col terrapieno e della loro ciclica variazione di lunghezza, si vengono a creare alcune situazioni particolari.

Per il ripetersi ciclico degli spostamenti che comporta allontanamenti o avvicinamenti della spalla al terreno si può assumere che:

- a ciclo compiuto, il sistema non ritorna nelle medesime condizioni in cui era originariamente;
- il processo ciclico è sistematico e si ripete nel tempo con le escursioni di temperatura stagionali e diurne.

Le variazioni di temperatura diurne non vengono solitamente considerate a causa della loro piccola durata. Infatti la temperatura propria del ponte non coincide con quella atmosferica, ma è soggetta ad un'isteresi che richiede un certo tempo (mediamente 12 ore) affinché il sistema assorba o liberi calore e raggiunga l'equilibrio termico.

Anche da diverse analisi sperimentali rintracciabili in letteratura, risulta che l'unica variazione termica da considerare è quella stagionale (*England, Tsang, 2000; Lock, 2002*).

Si trattano nel seguito le spinte sul retro della spalla e i cedimenti. Pur essendo due aspetti diversi di uno stesso fenomeno si sceglie, per ragioni di semplicità, di trattarli separatamente.

7.1.1 Spinte dietro le spalle

Come detto tali spinte sono legate agli spostamenti relativi fra spalla e terreno. I movimenti della spalla (Paragrafo 5.2) sono solitamente la combinazione di una traslazione longitudinale e di una rotazione attorno all'asse trasversale passante per la base della spalla stessa.

Non esiste pertanto un valore costante del rapporto k fra sforzo orizzontale e sforzo verticale nello stesso punto. Infatti, a seconda della profondità, il terreno è soggetto a degli spostamenti diversi.

Da analisi sperimentali risulta che, specie nella parte superiore della spalla le spinte sono notevoli. In molti casi si tratta di valori vicini alla spinta passiva, nonostante quest'ultima si sviluppi solo in seguito a spostamenti consistenti (*Broms & Ingelson, 1971*). Rispetto ai ponti convenzionali le spinte possono essere maggiori di un intero ordine di grandezza (*Horvath, 2000*). Non è quindi possibile affidarsi solamente a fattori di sicurezza.

Il problema evolve durante la vita della struttura. La spinta rintracciabile nel momento iniziale non si ripete successivamente a parità di spostamento imposto. Tipicamente la tendenza è quella di spinte che aumentano con il ripetersi dei cicli stagionali e che potrebbero portare al collasso anche dopo decenni (*Horvath, 2000*).

Ciò potrebbe sembrare scorretto pensando che gli allungamenti longitudinali della sovrastruttura diminuiscono nel tempo a causa del ritiro. Tuttavia quando la sovrastruttura si accorcia il terreno dietro le spalle (quantomeno quello posto al di sopra di un piano inclinato passante per la base della spalla) tende a cadere in basso, per effetto del peso proprio.

Ad un nuovo allungamento dell'impalcato le spalle vengono spinte contro il terreno. A questo punto intervengono due possibilità:

- **Possibilità A:**
il terreno, compiendo lavoro contro l'azione del peso, risale verso l'alto tendendo a tornare nella sua posizione originaria;
- **Possibilità B:**
il terreno non torna nella posizione originaria ma si compatta. Questo meccanismo necessita di un minore quantitativo di energia.

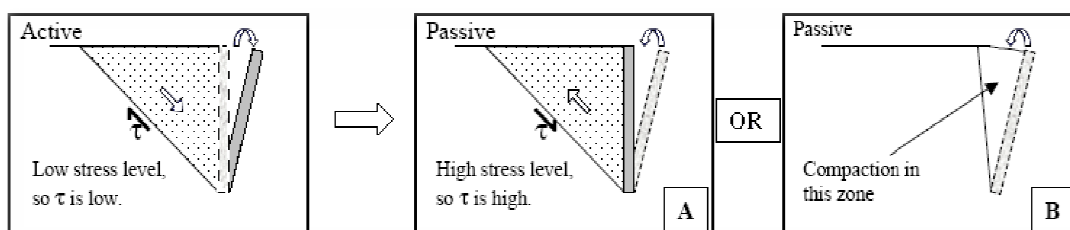


Figura 7.1: Rappresentazione dei possibili meccanismi del terreno dietro le spalle (*Lock, 2002*)

Il meccanismo descritto con la possibilità B appare il più frequente.

Quindi con il ripetersi ciclico di tale meccanismo non è da escludere una spinta crescente, nonostante lo sviluppo del ritiro.

Al fine di quantificare questi sforzi sul retro delle spalle, si presentano, nei prossimi due paragrafi, due approcci in parte basati su rilievi sperimentali: *Springman, 1996* ed *England, 2000*.

7.1.1.1 Springman, 1996:

Con riferimento a tre diverse tipologie di strutture si mostra l'andamento del coefficiente k in funzione della profondità della spalla conseguente ad un allungamento della sovrastruttura.

Portali su fondazioni dirette (tipo A1):

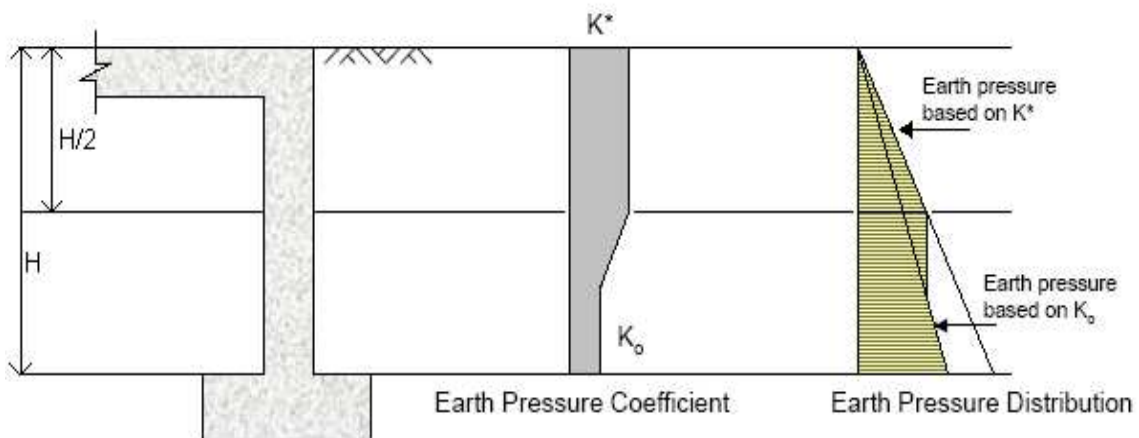


Figura 7.2: Coefficiente "k" e distribuzione delle pressioni dietro le spalle (Lock, 2002)

Portali con spalla incastrata nel terreno o su fondazioni a setto (tipo A2):

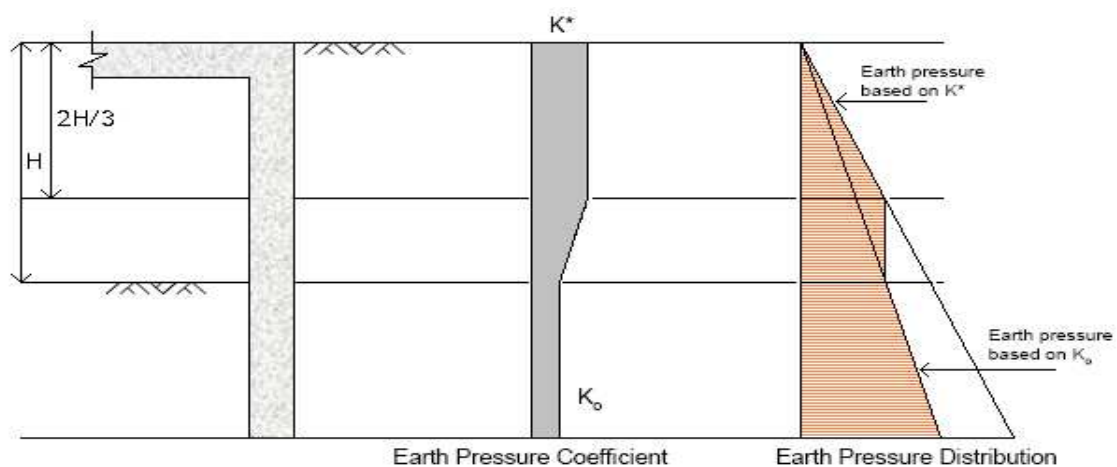


Figura 7.3: Coefficiente "k" e distribuzione delle pressioni dietro le spalle (Lock, 2002)

Impalcati su due appoggi e con velette di estremità a sbalzo oppure con traverso di testa in appoggio diretto (tipi A4, A5 e A7):

Si può assumere con buona approssimazione che si attivi il meccanismo di spinta passiva.

I parametri k^* e k_0 , con cui si è delineato l'andamento del rapporto fra sforzo orizzontale e sforzo verticale, sono così definiti:

- k^* è funzione dell'altezza fuori terra della spalla (H) e dello spostamento misurabile in sommità alla spalla stessa (d), pari a metà dell'allungamento della sovrastruttura. In particolare:

$$k^* = \left(\frac{d}{0,05 * H}\right)^{0,4} * k_P \quad (7.1)$$

Il parametro k_P è il coefficiente di spinta passiva:

$$k_P = \frac{(1 + \text{sen}\phi')}{(1 - \text{sen}\phi')} \quad (7.2)$$

Se l'angolo d'attrito di interfaccia muro-terreno (δ) è diverso da zero (se il muro non è liscio), si suggerisce la seguente formulazione:

$$k_P = \left(\frac{1 + \text{sen}\phi' * \cos(\Delta + \delta)}{1 - \text{sen}\phi'}\right) * e^{(\Delta + \delta) * \text{tg}\phi'} \quad (7.3)$$

$$\text{dove} \quad \text{sen}\Delta = \frac{\text{sen}\delta}{\text{sen}\phi'} \quad (7.4)$$

Deve inoltre essere:

$$k^* \geq k_0 \quad (7.5)$$

$$k^* \geq \frac{k_P}{3} \quad (7.6)$$

- k_0 è il *coefficiente di pressione a riposo*, e infatti è utilizzato per la parte bassa del diagramma, dove gli spostamenti sono minori:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \quad (7.7)$$

Con il simbolo ϕ' ci si riferisce all'angolo di attrito del terreno dietro le spalle.

Questo approccio appena presentato fu la prima evoluzione sperimentale dello studio di *Card&Carder, 1993* in cui, più semplicemente, si proponeva di considerare un'interpolazione lineare lungo l'altezza fra i coefficienti k_0 e k_p .

Le formulazioni riportate derivano da test sperimentali svolti variando:

- la rigidezza;
- la rugosità delle spalle;
- il parametro $\theta = \frac{d}{2*H}$ (7.8)

I risultati mostrano come, aumentando la rugosità e/o la rigidezza, la spinta laterale del terreno aumenta. Nelle formulazioni sopra riportate tuttavia l'unico parametro influente, oltre all'angolo di attrito, è θ .

Nonostante queste indagini siano influenzate da numerosi fattori, si ritiene che genericamente lo *stress ratio* effettivo, anche nelle condizioni più sfavorevoli (100 cicli di spostamento con $\theta \geq 0,5\%$ su muro rigido e rugoso) non raggiunga il limite della spinta passiva.

Altri contributi dovuti allo stesso *Springman* sono l'aver osservato che:

- il valore della spinta tende ad aumentare con il ripetersi dei cicli di spostamento imposto in seguito all'addensamento del terreno (*Breña, Bonczar, Civjan, DeJong, Crovo, 2007*);
- al verificarsi di un allontanamento della spalla dal terreno, le pressioni tendono a raggiungere valori di spinta attiva con la formazione di un varco (*gap*) fra muro e terreno.

7.1.1.2 England, 2000:

Quanto si propone è il risultato di una serie limitata di sperimentazioni e di analisi numeriche su modelli di ponti:

- di diverse lunghezze,
- con diverse variazioni stagionali di temperatura;
- con diversi terreni.

Nella figura sottostante (*England, 2000*) si propongono i risultati sperimentali rintracciati su un modello avente un'altezza di spalla pari a 52 centimetri. Sono diagrammati, in funzione dell'altezza, il coefficiente k (a sinistra) e la pressione esercitata sul retro della spalla (a destra).

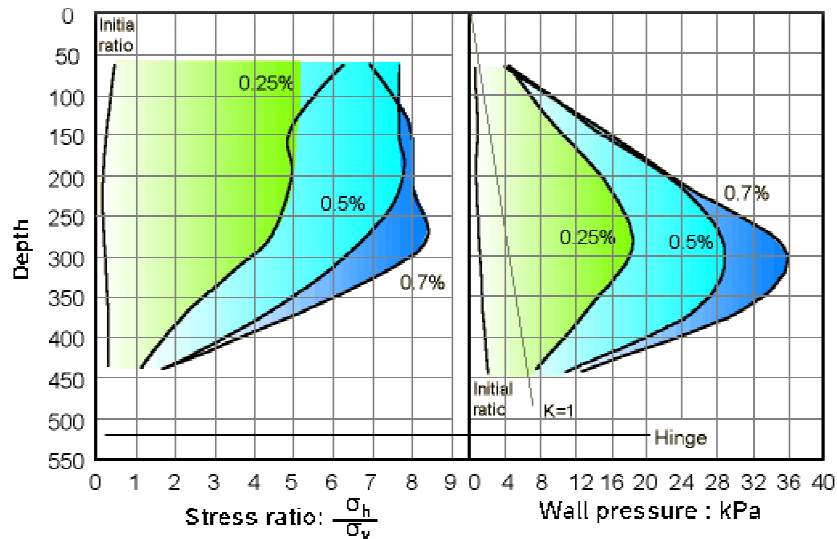


Figura 7.4: Risultati sperimentali della ricerca di England, 2000

Dall'analisi di diagrammi di questo genere è proposta una nuova formulazione k^* , valida per muri ritenibili incernierati alla base:

$$k^* = k_0 + \left(\frac{d}{0,03 \times H} \right)^{0,6} \times k_p \quad (7.9)$$

I parametri implicati assumono lo stesso significato rispetto alla formulazione di *Springman* (6.1). Tuttavia, data la presenza del termine k_0 , tale formulazione è da considerarsi concettualmente più corretta: infatti anche in assenza di spostamento orizzontale d si ha comunque un regime di sforzi orizzontali.

In Figura 7.5 è presentato il confronto con i dati sperimentali ritracciati su un modello al quale si sono stati imposti 120 cicli di spostamento. Si riscontra un'ottima rispondenza.

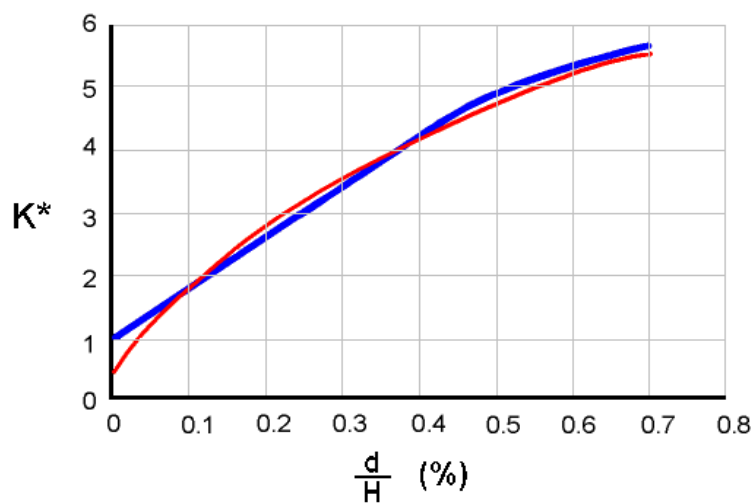


Figura 7.5: In blu la curva sperimentale; in rosso quella rintracciata con la formula di England (England, 2001)

La condizione aggiuntiva formulata da *Springman*, vale a dire:

$$k^* \geq \frac{k_p}{3} \quad (7.6)$$

è ritenuta troppo conservativa e pertanto non viene considerata. È invece ritenuta valida l'altra limitazione:

$$k^* \geq k_0 \quad (7.5)$$

che è automaticamente rispettata dalla formulazione di *England*.

Dai confronti sperimentali compiuti risulta una maggiore aderenza al dato sperimentale, (quantomeno per angoli d'attrito non troppo grandi) come si può notare dal seguente grafico (*Lock, 2002*).

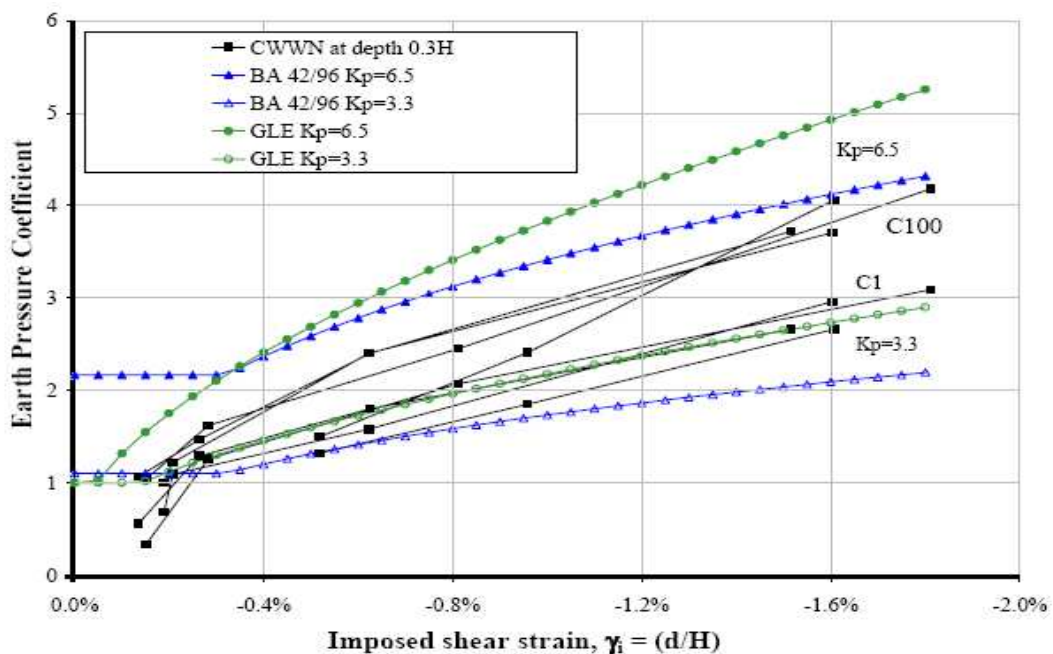


Figura 7.6: In verde le curve trovate con la formulazione di England;
in blu quelle con quella di Springman (*Lock, 2002*)

Altre considerazioni emerse da questo studio sono:

- il coefficiente k varia rapidamente durante i primi cicli di spostamento imposto; in breve tempo supera infatti il valore $k = 1$ di spinta idrostatica (in questo caso $\sigma_H = \sigma_V$). Successivamente tende ad aumentare con una funzione simile a quella logaritmica. Il numero di cicli necessario per raggiungere la condizione di pseudo - stabilità è funzione delle dimensioni del ponte e delle variazioni di *EBT*, sia stagionali che giornaliere;

- il coefficiente k è scarsamente influenzato dalle variazioni giornaliere dell'indice EBT , tuttavia si ritiene che esse velocizzino e aumentino l'addensamento del terreno;
- il coefficiente k è scarsamente influenzato sia dalla densità iniziale del terreno che dalle condizioni climatiche del momento in cui la costruzione è realizzata;
- ulteriori esperimenti, consistenti nell'imporre prima e togliere poi degli spostamenti sulla sommità della spalla, mostrano come lo sforzo orizzontale pseudo - stabile a lungo termine, dipenda dall'entità dello spostamento stesso, ma non molto dalla storia precedente di sforzi e/o deformazioni. Nella figura sottostante infatti, a parità di spostamento imposto, gli sforzi orizzontali hanno lo stesso asintoto orizzontale indipendentemente dal punto di partenza della curva.

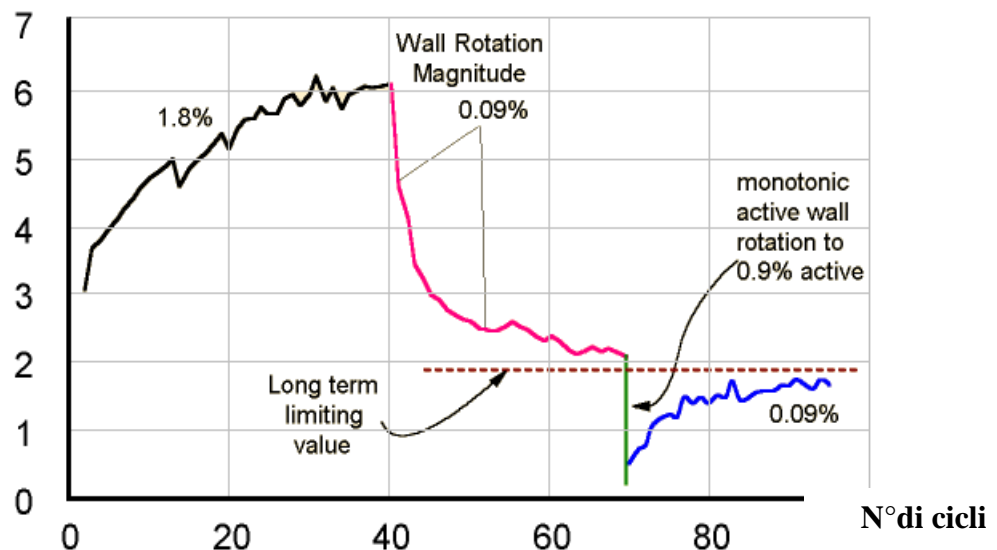


Figura 7.7: Grafico “coefficiente k – N° di cicli” (England, 2000)

7.1.1.3 Confronti:

Si propone il raffronto effettuato fra le formule sperimentali elaborate dai due autori; i risultati non sono del tutto analoghi. Questo raffronto viene proposto sia in forma tabulare che in forma grafica:

Φ	25°		30°		35°		40°		47.16°	
	SPR.	SPR. corretto	SPR.	SPR. corretto	SPR.	SPR. corretto	SPR.	SPR. corretto	SPR.	SPR. corretto
K_p	2,463		3,000		3,690		4,599		6,5	
$K_p/3$	0,821		1,000		1,230		1,533		2,167	
K_0	0,577		0,500		0,426		0,357		0,267	
d/H [%]	SPR.	ENGL.	SPR.	ENGL.	SPR.	ENGL.	SPR.	ENGL.	SPR.	ENGL.
0	0	0,577	0	0,500	0	0,426	0	0,357	0	0,267
0,2	0,679	1,063	0,828	1,091	1,018	1,153	1,269	1,263	1,794	1,547
0,4	0,897	1,313	1,092	1,395	1,344	1,528	1,675	1,730	2,367	2,207
0,6	1,055	1,515	1,285	1,642	1,580	1,831	1,969	2,108	2,784	2,742
0,8	1,184	1,692	1,441	1,857	1,773	2,096	2,210	2,438	3,123	3,208
1	1,294	1,852	1,576	2,052	1,939	2,334	2,416	2,736	3,415	3,629
1,2	1,392	1,999	1,695	2,231	2,085	2,556	2,599	3,011	3,673	4,018
1,4	1,481	2,137	1,803	2,399	2,218	2,762	2,764	3,268	3,906	4,381
1,6	1,562	2,267	1,902	2,557	2,339	2,957	2,916	3,511	4,121	4,725
1,8	1,637	2,391	1,994	2,708	2,452	3,143	3,056	3,742	4,320	5,051
2,0	1,708	2,509	2,079	2,852	2,558	3,320	3,188	3,963	4,505	5,363

TABELLA DEL CONFRONTO SPERIMENTALE:

Simbologia:

- *SPR.* → k^* ottenuto con la formulazione di Springman;
- *SPR. (corretto)* → k^* ottenuto con la formulazione di Springman, e corretto con le due condizioni (6.5) e (6.6);
- *ENGL.* → k^* ottenuto con la formulazione di England;

Nota:

➤ Ciascun campo è riferito ad un valore scelto dell'angolo di attrito ϕ (25°, 30°, 35°, 40°), da cui sono stati ricavati tutti gli altri coefficienti; l'ultimo campo invece è determinato a partire da un valore fissato di k_p , (6,5) corrispondente a quel che è definito il massimo coefficiente della spinta passiva.

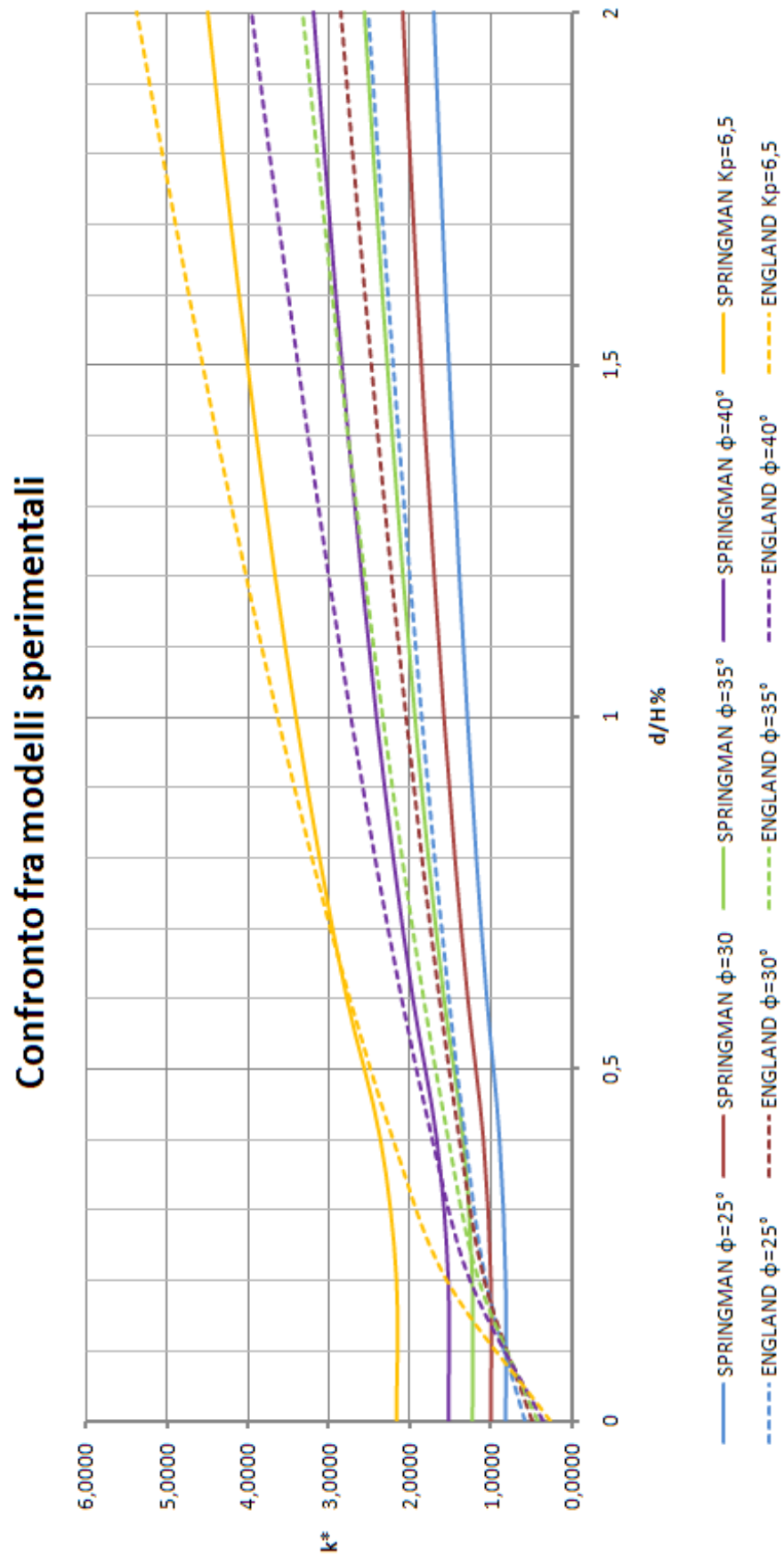


Figura 7.8: Confronto grafico tra i coefficienti di spinta

Ancora a testimonianza di queste incertezze si propone l'esempio di un Ponte Semi-integrale della Virginia, con lunghezza totale di 98 metri su due campate; le campagne sperimentali a riguardo sono opera di *Hoppe & Gomez, 1996*, citate in *Lock, 2002*. Il ripetersi del fenomeno ha portato al progressivo incremento delle pressioni sul retro delle spalle fino a raggiungere valori del coefficiente k superiori a quelli proposti sia da *Springman* che da *England*. Si sono registrati valori vicini alla piena spinta passiva e inoltre, in questo caso, tali pressioni variavano notevolmente su base giornaliera. Va sottolineato che si tratta di un Ponte Integrale con luci relativamente elevate per questa tipologia.

Per luci minori le formulazioni riportate hanno mostrato un buon grado di affidabilità.

Successive misurazioni sono positive per Ponti Integrali in servizio da più di un decennio, anche per una migliore valutazione dell'angolo d'attrito d'interfaccia muro – terreno (*Lock, 2002*).

Quanto detto fin ora è appropriato per i Ponti Integrali in cui terreno e spalle sono in contatto fra loro. Esistono altre soluzioni:

- fra muro e terreno è possibile lasciare uno spessore libero, chiamato *gap* (soluzione usuale ad esempio in North Dakota; *Roman, Khodair, Hassiotis, 2002*);
- è possibile anche inserire elementi geo-sintetici (geo-tessili e/o geo-griglie) di diverse forme, dimensioni e materiali che lavorano come un ammortizzatore. Si tratta di una vera connessione strutturale (*Wahls, 1990* citato in *Roman, Khodair, Hassiotis, 2002* e *Horvath, 2000*).

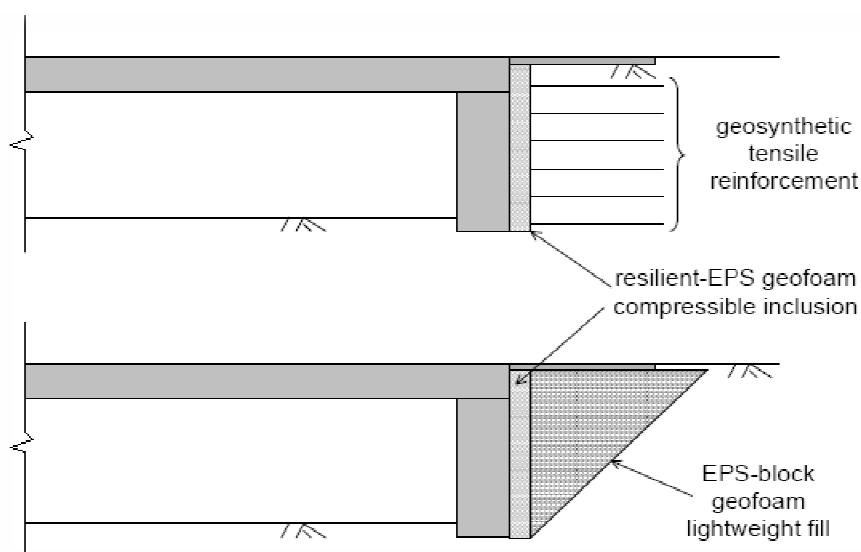


Figura 7.9: Possibili soluzioni con l'uso di materiali geo-sintetici (*Horvath, 2000*)

Esempi di queste applicazioni si possono trovare:

- in Oregon si usa un terreno rinforzato con uno spazio libero adiacente al muro della struttura;
- in Wyoming si sono avuti risultati soddisfacenti con uno spazio di 50/100 mm fra la spalla e il terreno di riempimento, rinforzato con materiale geotessile;
- in Michigan si è usata una schiuma ad alta densità dietro il ponte;
- in Colorado si usa una colata di terreno misto a schiuma a bassa densità e un giunto di espansione all'estremità della soletta di transizione, capace di assorbire movimenti di 50/100 mm (*Kunin & Alampalli, 1999*).

In questi casi però il meccanismo di rottura alle spalle del muro non è quello descritto e le formulazioni proposte non possono essere applicate.

7.1.2 Cedimenti:

La diffusione di questo fenomeno è frequente. Un'indagine compiuta da *Reid, 1998* su 140 Ponti Integrali del South Dakota ha rilevato, quasi nella totalità dei casi, dei cedimenti in corrispondenza dell'eventuale soletta di transizione. Tali abbassamenti andavano da 13 fino a 360 mm. Risultati analoghi sono evidenti anche su modelli in scala.

Anche in questo caso il fenomeno è notevolmente influenzato da diversi parametri, quali:

- le variazioni di lunghezza della sovrastruttura;
- le caratteristiche del terreno dietro le spalle;
- le eventuali lavorazioni compiute su di esso;
- l'altezza della spalla;
- la presenza o meno di una soletta di transizione.

A riguardo di quest'ultimo fattore si precisa che non influisce sull'entità del cedimento. Tuttavia quest'ultima influenza invece in maniera sensibile la manifestazione del problema, attenuandone gli effetti.

Su questo elemento sono fra l'altro piuttosto frequenti problemi di manutenzione (non è tipicamente progettata per resistere alla perdita di contatto con il terreno), tuttavia una sua assenza avrebbe conseguenze negative, quali:

- la formazione di un dislivello sulla pavimentazione in corrispondenza delle estremità delle spalle ("*bump at the end of the bridge*");
- l'aumento del numero dei danneggiamenti alle sospensioni delle automobili;

- la perdita di confort di viaggio.

Il problema dei cedimenti solitamente si sviluppa quasi immediatamente dopo la messa in opera della struttura in una fase precedente rispetto al pieno sviluppo delle pressioni sul retro delle spalle.

Si esaminano i risultati di alcune ricerche.

7.1.2.1 Springman, 1996:

I risultati ottenuti sono il frutto di modellazioni su scala ridotta, in cui si sono state riprodotte una vasta gamma di condizioni reali. Fra i diversi modelli studiati si sono considerate:

- due tipologie di spalla (*spread-base wall* e *embedded wall*);
- tre diverse densità del terreno ($D_r = 35\%$, 80% , 95%);
- due diverse rigidità della spalla;
- due diverse rugosità;
- diverse situazioni di sollecitazione, consistenti nell'imposizione di diversi spostamenti alla sommità della spalla.

La sollecitazione più significativa è quella corrispondente all'imposizione di 100 cicli di spostamento allo SLU (secondo *Lock, 2002*: $\theta_{SLU} = d/(2 \cdot H) = 0,57\%$). Per la verità sono state ricreate anche situazioni più severe (100 cicli in cui ciascuno spostamento imposto aveva periodo di ritorno pari a 120 anni); tuttavia in questa condizione l'aumento dell'entità dei cedimenti e della loro diffusione non hanno rilevanza pratica, poiché si è ricreata la situazione prevedibile dopo 12000 anni.

In tutti i modelli i risultati sono valutati mediante l'impiego di segnalatori colorati inseriti con geometria regolare all'interno del terreno senza provocarne l'alterazione delle caratteristiche fisiche. Prima, durante (in diverse fasi successive) e dopo la sollecitazione, la situazione viene fotografata e pertanto ne viene rilevata la posizione. Interpolando poi i movimenti dei markers adiacenti si rintraccia un vettore di spostamenti del terreno e si colgono le deformazioni in atto. In Figura 7.10 si propone un esempio visivo e qualitativo di tali elaborazioni.

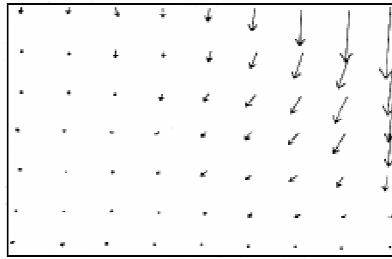


Figura 7.10: Campo di spostamenti nel terreno, rintracciato con dei markers (Lock, 2002)

A seguire si riportano alcune conclusioni dell'analisi di *Springman* in questione:

- nella seguente Figura 7.11 si propongono dei valori di cedimento rintracciati, sullo stesso modello, per terreno denso (a sinistra) e per terreno sciolto (a destra). I diagrammi sono relativi ad una spalla con fondazione diretta (*spread-base*):

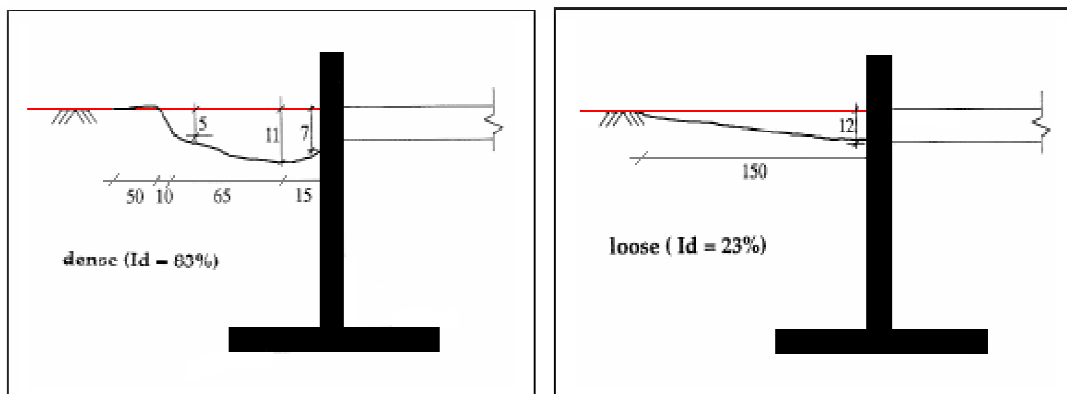


Figura 7.11: Cedimenti su di una spalla *spread-base* (Lock, 2002)

Quelle rappresentate sono due situazioni estreme, poiché la differenza fra le densità è notevole. Tuttavia anche la differenza fra i risultati è rilevante.

Nel caso di terreni relativamente sciolti (*loose*) l'entità del cedimento è maggiore (12 centimetri contro 11), ma soprattutto si ha una lunghezza dell'area interessata dal fenomeno consistentemente maggiore (150 centimetri contro 80). Questo fatto deve essere tenuto in considerazione anche per la progettazione della soletta di transizione

Nella situazione di terreno denso invece vi è la presenza di rigonfiamenti in superficie (*heaves*).

- si mostra un diagramma vettoriale dei cedimenti relativi ad un terreno che ha subito uno specifico trattamento di compattazione ($D_r = 95\%$). Anche in questo caso vi è la presenza di rigonfiamenti sulla superficie ad una certa distanza dal muro verticale della spalla, posto sulla destra della figura.

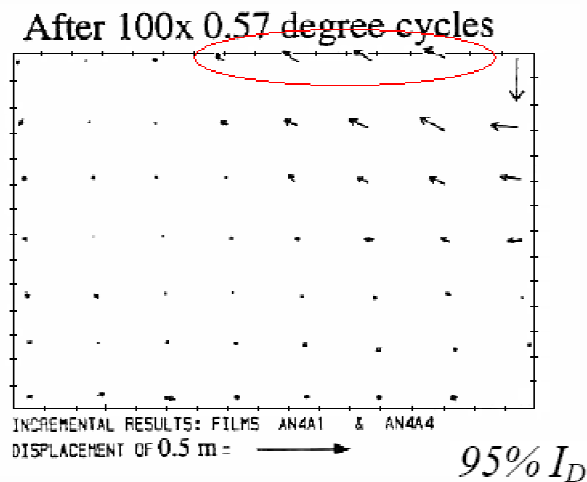


Figura 7.12: Dentro il contorno rosso si notano i rigonfiamenti in superficie (Lock, 2002)

Tali rigonfiamenti derivano dalla formazione di un piano di scorrimento obliquo; in questo modo, in seguito ai movimenti della struttura, una porzione del terreno presente inizialmente nella zona più vicina al muro è spinta lontano dalla spalla e viene inglobata nella zona più distante, che subisce poi fenomeni di addensamento. Nel momento in cui cessa tale aumento della densità subentra necessariamente un aumento di volume, che si manifesta con questi rigonfiamenti. Se il terreno è già inizialmente molto denso non può avvenire un ulteriore addensamento; in questo caso si verificano subito gli aumenti di volume;

- oltre all'entità dei cedimenti occorre valutare anche la loro estensione e in particolare la massima distanza dalla sommità della spalla. A tal proposito si presentano due diagrammi che riportano in ascissa l'angolo di rotazione della spalla e in ordinata rispettivamente la lunghezza e l'area della zona interessata dai cedimenti.

In entrambi i casi il parametro I_d corrisponde alla densità D_r precedentemente introdotta. Inoltre i valori in ordinata sono adimensionalizzati: il parametro di lunghezza utilizzato per compiere questa operazione è H , altezza della spalla.

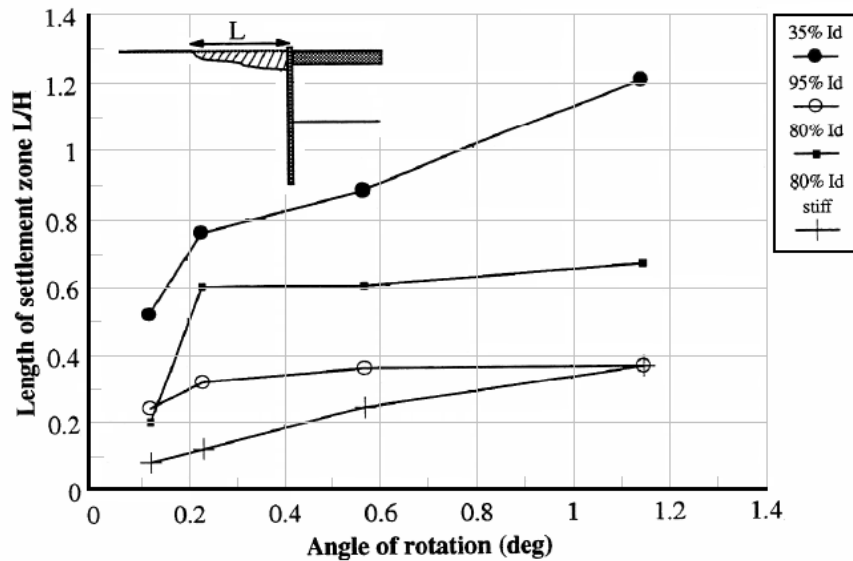


Figura 7.13: Lunghezza della area interessata da cedimenti (Lock, 2002)

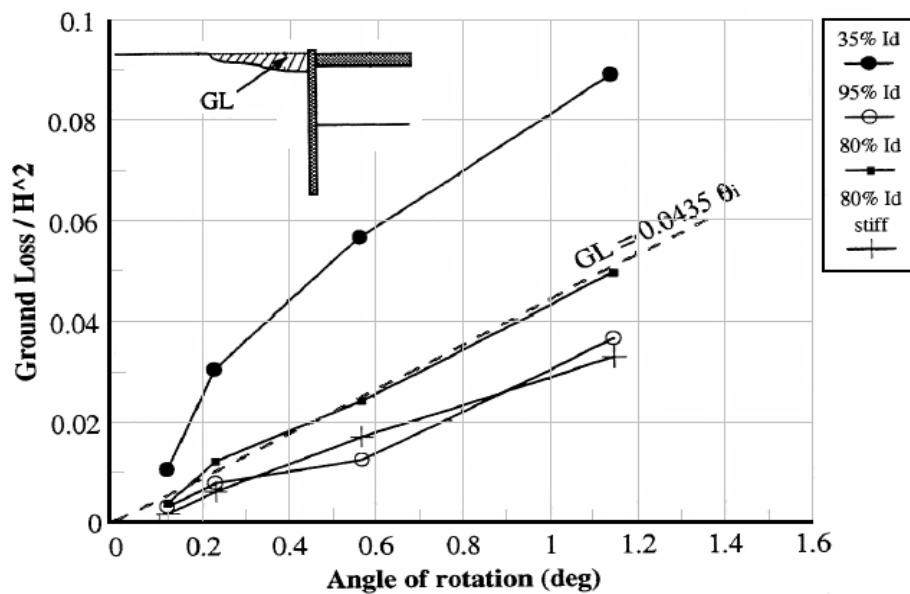


Figura 7.14: Entità dell'area interessata dai cedimenti (Lock, 2002)

In entrambi i grafici la curva relativa al terreno avente densità $D_r = 35\%$ (terreno sciolto, senza alcun trattamento di addensamento pregresso) ha andamento molto diverso rispetto alle altre. Le differenze sono notevoli specie all'aumentare della sollecitazione, in corrispondenza e oltre gli angoli delle rotazioni imposte 100 volte ciclicamente allo SLU. L'utilizzo di un terreno con queste caratteristiche è quindi fortemente sconsigliato, in quanto probabile causa di cedimenti troppo estesi.

Escludendo il terreno sciolto, dal primo grafico si deduce che una lunghezza tipica dell'area interessata dai cedimenti è pari a circa 3/5 dell'altezza della spalla.

In entrambi i diagrammi una rigidità maggiore della spalla (individuata dalle curve *stiff*) contribuisce poi a rendere i cedimenti meno diffusi. La diffusione dei cedimenti tende inoltre ad aumentare con l'aumentare della rugosità del muro.

- dopo circa 100 cicli di spostamento, l'estensione della zona interessata dai cedimenti non aumenta ulteriormente. Coerentemente a ciò, anche in diverse situazioni reali, si è notato che, già nella prima fase post - realizzazione, si verificano spesso dei cedimenti su buona parte dell'area che ne sarà interessata anche a lungo termine. Ciò è vero per terreni densi; in caso contrario infatti l'allargamento della zona interessata perdura più a lungo, cioè anche dopo i primi 100 cicli; più lunga è infatti la fase di addensamento. Un limite convenzionale fra questi due diversi comportamenti è $D_r = 80\%$; una densità inferiore è raramente accettata;

7.1.2.2 England, 2000:

Il contributo principale di questo studio è la definizione del meccanismo di rottura dietro le spalle. A ciò si affiancano altre analisi sperimentali aventi come obiettivo la caratterizzazione e la quantificazione dei cedimenti. Questi i principali contenuti:

- i parametri che influenzano maggiormente l'entità dei cedimenti sono:
 - le variazioni di temperatura stagionali: dipendenza diretta e facilmente rintracciabile;
 - le variazioni di temperatura giornaliere: incrementano gli abbassamenti (causano infatti lo sviluppo di movimenti maggiori e più frequenti), ma si tratta di una dipendenza lieve e incerta, sebbene più evidente di quella degli stessi ΔT giornalieri sulle pressioni;
 - la densità iniziale del terreno: tuttavia con riferimento a densità iniziali al di sopra di un certo limite (già rintracciato) il cedimento non pare particolarmente sensibile a questa grandezza.
- è complicato rintracciare un limite superiore per l'entità dei cedimenti. Al ripetersi degli spostamenti imposti (anche dopo 100 cicli) si possono verificare abbassamenti ulteriori, specie a distanze ridotte dalla spalla. A tal proposito si richiamano le seguenti Figure 7.15 e 7.16.

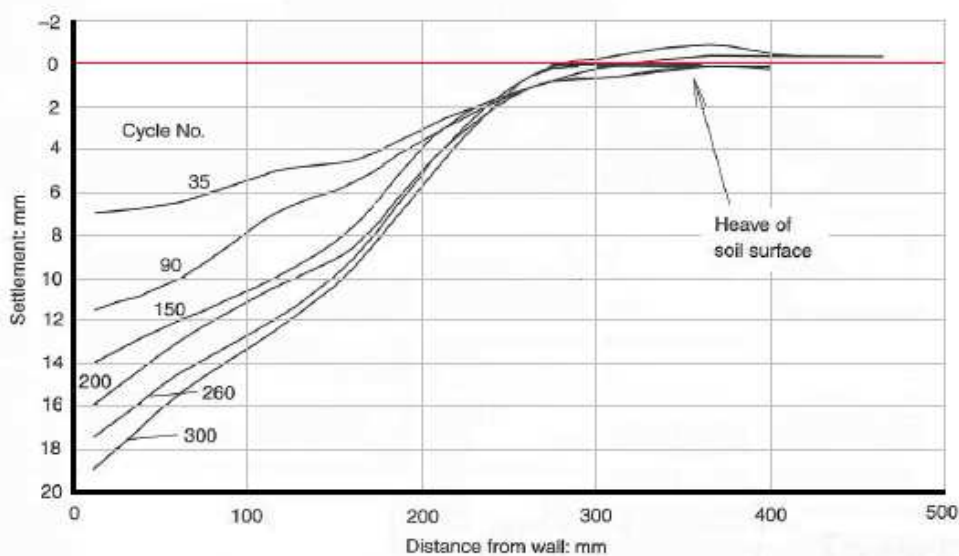
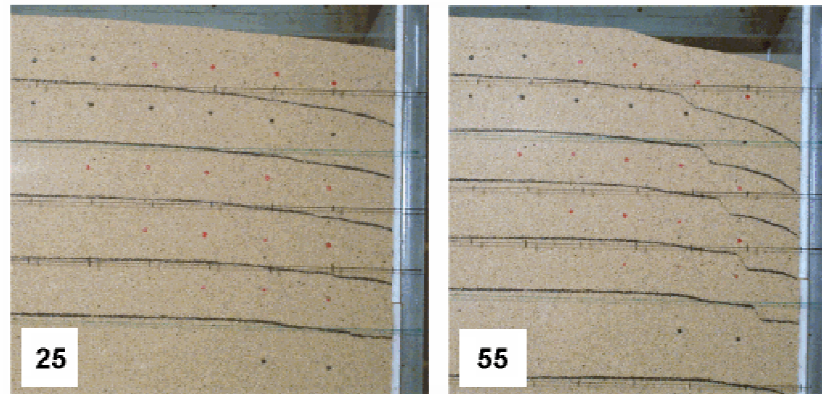


Figura 7.15 e 7.16: Evoluzione dei cedimenti con il ripetersi dei cicli [$I_D = 95\%$] (Lock, 2002)

Si nota una rilevante differenza fra le curve relative a 150 e di 300 cicli. Le analisi standard su questo tipo di problema, come visto anche in *Springman, 1996*, si fermano a 100, o 120, cicli. Sebbene un numero maggiore di cicli descriva sollecitazioni maggiori di quelle che solitamente si concretizzano effettivamente, è rilevante notare l'assenza di un limite massimo;

- nella Figura 7.16 vi è la presenza di rigonfiamenti ad una distanza dalla spalla circa pari all'altezza della spalla stessa. Anche in queste sperimentazioni ciò si concretizza, in terreni molto densi: in questo caso $D_r = 95\%$. In questi terreni infatti si verifica, dopo un'ulteriore compattazione, un inserimento di una porzione di terreno originariamente posto sopra il piano di scorrimento dentro la zona inferiore;
- anche dopo numerosi cicli, i cedimenti del terreno sono relativamente contenuti se $\frac{d}{H} \leq 0,25\%$ dove con d si intende l'allungamento della sovrastruttura e con H l'altezza della spalla. Questa situazione è indicativa per strutture di lunghezza

attorno ai 50 / 60 metri. In questi casi difficilmente si crea un piano di scorrimento e l'unica conseguenza visibile è quella di alcuni abbassamenti, non molto marcati, nella zona più adiacente al muro della spalla.

7.1.2.3 Osservazioni:

In letteratura si rintracciano altri riferimenti ai cedimenti del terreno in corrispondenza delle spalle di Ponti Integrali.

Owen Williams, responsabile del progetto della *M1 motorway* fra gli anni 1958 e 1959, comprendente 88 Ponti Integrali a portale, già pochi anni dopo la loro realizzazione cataloga come frequente il caso in cui cedimenti differenziali dietro le spalle hanno rappresentato un problema, nonostante particolare cura sia stata posta nella compattazione di queste aree (*Lock, 2002*). Tuttavia la quasi totalità di queste strutture non dimostra, dopo 50 anni, segni evidenti di problemi strutturali causati dai cedimenti.

Spesso, unitamente a problemi di cedimento, si evidenziano anche problemi di cattivo drenaggio, conseguenti alla fessurazione e al dilavamento del materiale installato specie in corrispondenza dell'estremità esterna dell'eventuale *soletta di transizione*; punto in cui inizia la pavimentazione stradale standard (*Siekmeier, 2002*, citato in *Lock, 2002*; *Connal, 2004*). A tale proposito è importante posizionare solamente terreno granulare ben drenato (solitamente con angolo ϕ di attrito interno compreso fra 30° e 35°) e installare appositi dreni sotto ed attorno le spalle e sotto i muri d'ala (*Vasant C. Mistry, 1997*).

Anche per il problema dei cedimenti esistono soluzioni che prevedono l'utilizzo di materiali geo-sintetici. Ci si riferisce anzi alle stesse applicazioni impiegabili per risolvere il problema delle pressioni. Fino a due decenni fa non era stata individuata un'applicazione valida per entrambi i problemi; al contrario una soluzione valida per l'abbattimento delle pressioni comportava un peggioramento dei comportamenti in termini di cedimento.

7.2 Metodi di analisi globale

In questa sezione si propongono dei metodi ritenuti in grado di considerare il comportamento della struttura collaborante col terreno dietro le spalle. In prima istanza ci si riferisce ad approcci semplificati; successivamente si considera un approccio agli elementi finiti.

7.2.1 Lehane, Keogh, O'Brien, 1999

Il metodo in questione ha come obiettivo la modellazione di un portale di tipologia integrale con fondazioni superficiali soggetto anche a variazioni termiche. Più precisamente si vuole affrontare lo studio di queste strutture con analisi elastiche, in cui la presenza del terreno è tenuta in considerazione senza l'introduzione di un continuo tridimensionale.

I punti fondamentali della modellazione sono:

- caratterizzazione del terreno dietro le spalle, ipotizzato privo di coesione, mediante la determinazione di un appropriato modulo elastico (E_s);
- derivazione di una matrice approssimata in grado di rappresentare le rigidità traslazionali e rotazionali offerte dal sistema spalla - terreno all'impalcato della struttura. Tale matrice comprende pertanto il modulo elastico del terreno e la rigidità flessionale della spalla (EI_a);
- utilizzo della matrice derivata al punto precedente al fine di sviluppare un modello semplificato in grado di stimare gli effetti di una variazione termica con un'analisi elastica lineare.

7.2.1.1 Caratterizzazione del terreno

Gli autori derivano da altri studi compiuti negli anni compresi fra il 1991 e il 1994 alcune considerazioni riguardo il comportamento del terreno granulare posto sul retro delle spalle dei Ponti Integrali:

- la rigidità del terreno aumenta all'aumentare della densità, o al diminuire dell'indice dei vuoti (e). Quantitativamente questa dipendenza viene descritta mediante la funzione $F(e)$, che si può ritenere proporzionale alla rigidità del terreno; dove:

$$F(e) = \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (7.10)$$

L'indice dei vuoti e è legato alla "densità a secco" ρ_d (dry density: ossia peso della parte solida su volume totale) mediante l'espressione:

$$\rho_d = \frac{G_s \times \rho_w}{(1 + e)} \quad (7.11)$$

in cui ρ_w è la densità dell'acqua e G_s è la gravità specifica del terreno (si assume $G_s \cong 2,65$);

- la rigidità stessa inoltre può essere ritenuta proporzionale alla radice quadrata della media degli sforzi effettivi agenti nelle tre direzioni principali di sforzo

(p'); si nota che nel caso di deformazioni consistenti, superiori cioè a 0,1% la dipendenza diviene lineare;

- si nota anche che la rigidità del terreno diminuisce di un fattore compreso fra 2 e 4 per ogni “log cycle increase” della deformazione verticale oltre il limite elastico. In altri termini una tale riduzione della rigidità non è lontana dall’essere proporzionale al logaritmo in base 10 della deformazione verticale. A tal proposito si consideri la seguente Figura 7.17 presente in *Lehane, Keogh, O’Brien, 1999* e tratta da *Lo Presti, 1994*:

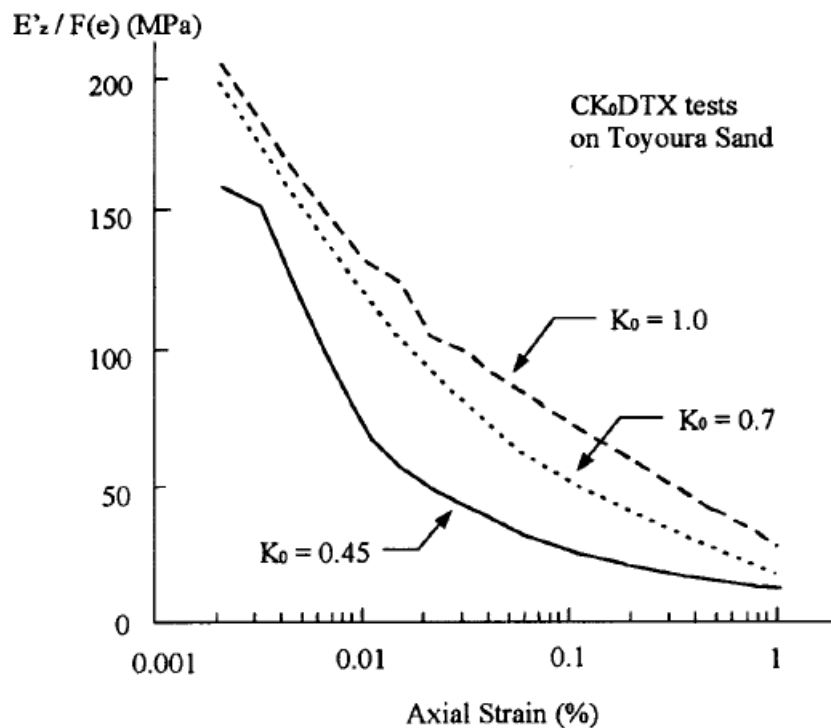


Figura 7.17: Andamento del modulo di rigidità secante verticale in funzione della deformazione verticale (*Lehane, Keogh, O’Brien, 1999*)

- da prove svolte in laboratorio si modella anche una relazione fra la rigidità del terreno e la deformazione a taglio γ :

$$E = f(\gamma^{-n}) \quad (7.12)$$

con n compreso fra 0,3 e 0,45 e solitamente individuato nel valore medio di 0,4.

Da queste osservazioni si deduce come la rigidità di un terreno possa essere ritenuta funzione della densità (o dell’indice dei vuoti), dello stato di sforzo e dello stato di deformazione.

Assumendo inoltre che il grado di non linearità della rigidità in funzione della deformazione sia approssimativamente costante per tutti i terreni (cioè accettando $n = 0,4$); che il modulo di Poisson sia individuabile in:

$$\nu = 0,25; \quad (7.13)$$

e che la rigidità del terreno sia costante con la profondità (*Springman, 1996*); si ottiene la seguente formulazione finale del modulo elastico E_s :

$$E_s \cong 2,5 \times G = 150 \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{atm}} \right)^{0,5} \times \left(\frac{0,01}{\gamma} \right)^{0,4} \quad (7.14)$$

dove:

- γ è espressa in percentuale ed è compresa fra 0,005% e 1%; solitamente è valutabile come:

$$\frac{\delta}{2H} \leq \gamma \leq \frac{2\delta}{3H} \quad (7.15)$$

dove δ è la metà dell'allungamento termico sull'impalcato ed H è l'altezza della spalla;

- p_{atm} è la pressione atmosferica, nella medesima unità di misura in cui si esprime p' .

La seguente figura riporta graficamente i risultati dell'espressione (7.14) per alcuni valori caratteristici:

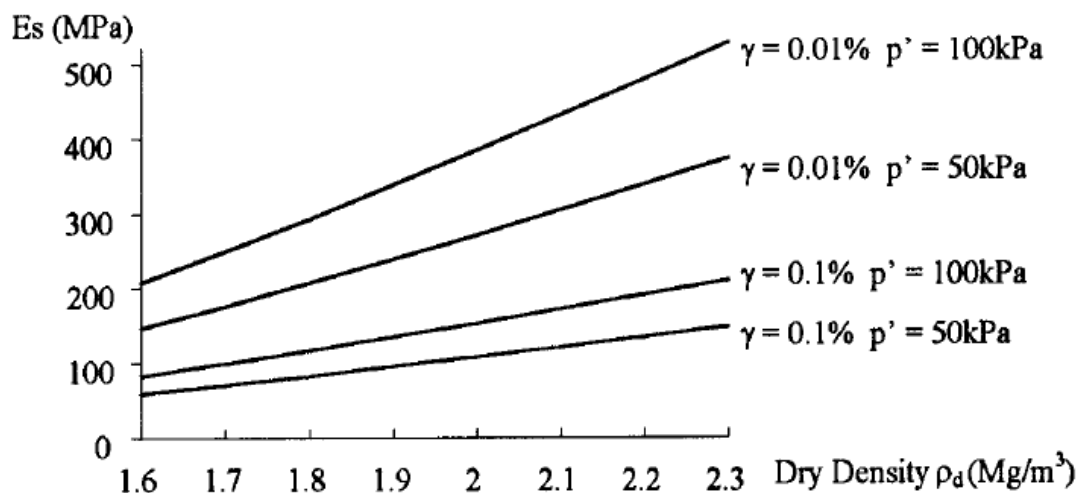


Figura 7.18: Grafico utilizzabile per la determinazione di E_s (*Lehane, Keogh, O'Brien, 1999*)

Nell'utilizzo del grafico proposto, o della formulazione riportata, occorre considerare come vi sia un aumento della densità del terreno con il ripetersi dei cicli di variazione termica; tale incremento può arrivare al 10 % del valore iniziale. Per questo motivo è consigliato assumere un massimo credibile del modulo di rigidezza; questo modo di agire è considerato a favore di sicurezza per la struttura e riesce a considerare un'evoluzione temporale del problema.

7.2.1.2 Determinazione della matrice di rigidezza spalla-terreno approssimata

Modellando il terreno come un continuo elastico bidimensionale avente rigidezza E_s si può formulare una matrice di rigidezza equivalente. Un processo analogo è svolto anche per la spalla, modellata invece come una trave elastica.

Successivamente, da analisi svolte su una mesh in cui sono presenti sia la spalla che il terreno, si ottiene un'unica matrice di rigidezza per l'intero sistema. Tale matrice rappresenta i vincoli alla traslazione orizzontale e alla rotazione che il binomio spalla - terreno offre all'impalcato nei casi in cui proprio uno spostamento orizzontale δ o una rotazione θ sono imposti.

Compiendo analisi di questo genere su diversi modelli in cui i materiali e le grandezze geometriche vengono fatte variare, si possono determinare due dipendenze fondamentali sia per le forze che per i momenti nati in seguito agli spostamenti imposti; essi sono funzione di:

- EI_a → rigidezza flessionale della spalla;
- $r = \frac{E_s}{EI_a}$ → rapporto fra il modulo elastico del terreno e la rigidezza della spalla.

Al contrario la profondità del blocco di terreno considerato e l'altezza della spalla non hanno una pesante influenza sulla matrice di rigidezza ottenuta.

Da analisi numeriche sui dati così ottenuti si approssima la matrice di rigidezza del sistema spalla - terreno come:

$$EI_a \times \begin{bmatrix} \frac{r^{0,75}}{3,5} & -\frac{r^{0,5}}{3} \\ -\frac{r^{0,5}}{3} & r^{0,25} \end{bmatrix} \quad (7.16)$$

Indicando rispettivamente con F_H ed M la forza e il momento applicati alla sommità della spalla, il sistema nella forma completa è quindi:

$$EI_a \times \begin{bmatrix} \frac{r^{0,75}}{3,5} & -\frac{r^{0,5}}{3} \\ -\frac{r^{0,5}}{3} & r^{0,25} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_H \\ M \end{Bmatrix} \quad (7.17)$$

7.2.1.3 Sviluppo del modello semplificato

Si confronta ora la matrice di rigidezza del sistema impalcato - spalla - terreno (derivata dall'equazione (7.16)) con quella di un telaio che modella un ponte con pile di altezza H incerniate alla base, che, come riportato nella seguente figura, non vede invece la presenza del terreno:

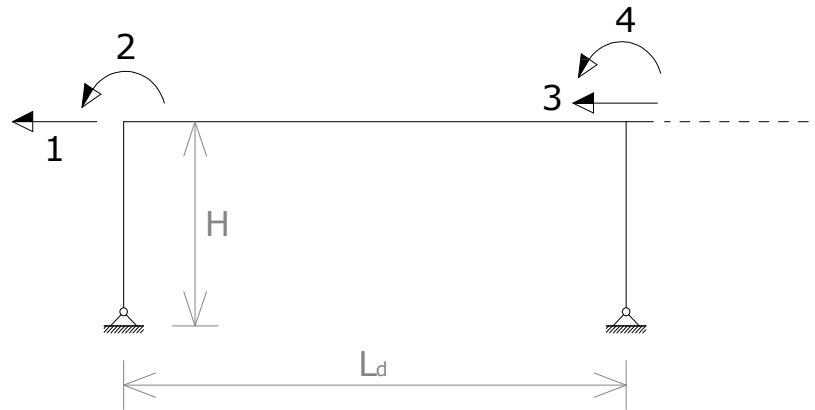


Figura 7.19: Schema del telaio con cui modellare il ponte

Per questo telaio la matrice di rigidezza è la seguente:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA_d}{L_d} + \frac{3EI_a}{H^3} & -\frac{3EI_a}{H^2} & \dots & \dots \\ -\frac{3EI_a}{H^2} & \frac{4EI_d}{L_d} + \frac{3EI_a}{H} & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \dots & \dots \end{bmatrix} \quad (7.18)$$

dove A_d , L_d ed I_d sono rispettivamente l'area sezionale, la lunghezza e il momento di inerzia della sovrastruttura.

Secondo quanto visto al precedente paragrafo invece, nel caso in cui è considerato anche il terreno dietro la spalla, la matrice di rigidezza risulta:

$$[K_c] = \begin{bmatrix} \frac{EA_d}{L_d} + \frac{EI_a r^{0,75}}{3,5} & -\frac{EI_a r^{0,5}}{3} & \dots & \dots \\ -\frac{EI_a r^{0,5}}{3} & \frac{4EI_d}{L_d} + EI_a r^{0,25} & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \dots & \dots \end{bmatrix} \quad (7.19)$$

Eguagliando le due matrici (7.18) e (7.19) si modella il contributo del terreno dietro le spalle pur non ricorrendo ad un'analisi ad elementi finiti. A tale scopo si definisce un'altezza equivalente della spalla (H_e) e si inserisce una molla traslazione di rigidezza k^* in direzione orizzontale in sommità della spalla stessa. Il telaio risulta pertanto essere:

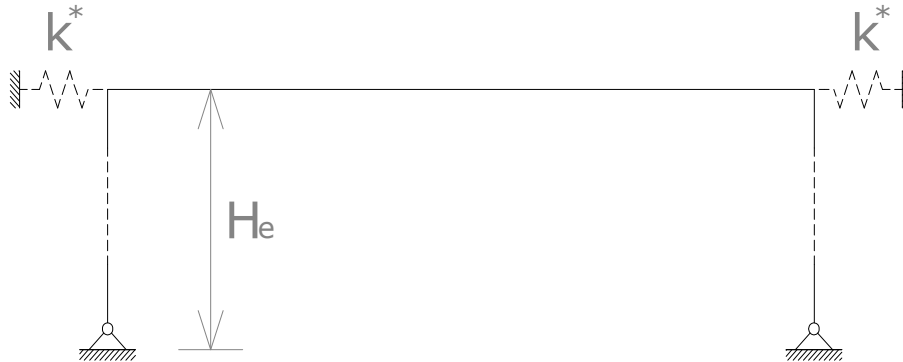


Figura 7.20: Telaio modificato al fine di considerare il contributo del terreno

Imponendo l'uguaglianza di tutti i termini corrispondenti delle due matrici (7.18) e (7.19), eccetto il termine (1;1), si determina l'altezza equivalente della spalla come:

$$H_e = 3 \times r^{-0,25} \quad (7.20)$$

Imponendo invece l'uguaglianza proprio del termine (1;1) si determina la rigidezza k^* della molla traslazionale. L'uguaglianza da rispettare è:

$$K(1;1) + k^* = K_c(1;1)$$

cioè:

$$\frac{EA_d}{L_d} + \frac{3EI_a}{H^3} + k^* = \frac{EA_d}{L_d} + \frac{EI_a r^{0,75}}{3,5} \quad (7.21)$$

da cui:

$$k^* = \frac{11 \times EI_a \times r^{0,75}}{63} \cong \frac{EI_a \times r^{0,75}}{6} \quad (7.22)$$

7.2.2 Modellazione 2D ad elementi finiti

Si tratta ora lo stesso problema mediante un'analisi ad elementi finiti stato piano nelle deformazioni.

Il terreno è modellato mediante elementi *plate* a quattro nodi, cui viene assegnato un modello costitutivo elastoplastico alla *Mohr-Coulomb*. Le dimensioni degli elementi invece variano a seconda della distanza dalla struttura; dimensioni minori sono infatti

utilizzate per modellare le aree a maggior gradiente di sforzo. I parametri richiesti sono il peso specifico, l'angolo d'attrito, la coesione e il modulo elastico del terreno stesso.

La struttura può essere modellata:

- mediante elementi *plate*, vale a dire suddividendo la superficie effettiva in elementi bidimensionali;
- mediante elementi *beam*, vale a dire attribuendo ai diversi elementi strutturali il modello di trave, con le opportune grandezze sezionali.

Un altro aspetto da considerare è la modellazione dell'interfaccia struttura – terreno. La soluzione migliore è apparsa quella di disporre degli elementi *point contact – normal*: si tratta di elementi trave, dotati solamente di rigidità assiale, in grado però di sviluppare anche forze di attrito. Lo schema meccanico è il seguente:

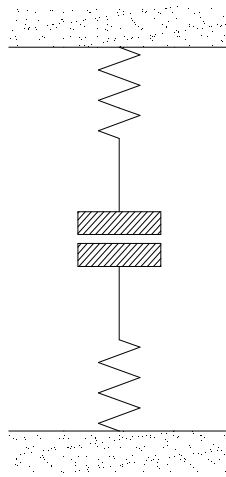


Figura 7.21: Schema di un elemento point-contact – normal

La superficie del pattino è da intendersi scabra; se l'elemento è compresso esso è in grado di sviluppare una forza tangenziale. Tale caratteristica è determinata da due coefficienti di attrito: $C1$ e $C2$, che individuano i massimi rapporti possibili fra il taglio in una delle due direzioni principali perpendicolari all'elemento e l'azione assiale. Se l'elemento è teso la rigidità è nulla.

I parametri da inserire per caratterizzare questi elementi sono quindi la rigidità assiale e i coefficienti di attrito (considerabili pari alla tangente dell'angolo d'attrito di interfaccia muro – terreno).

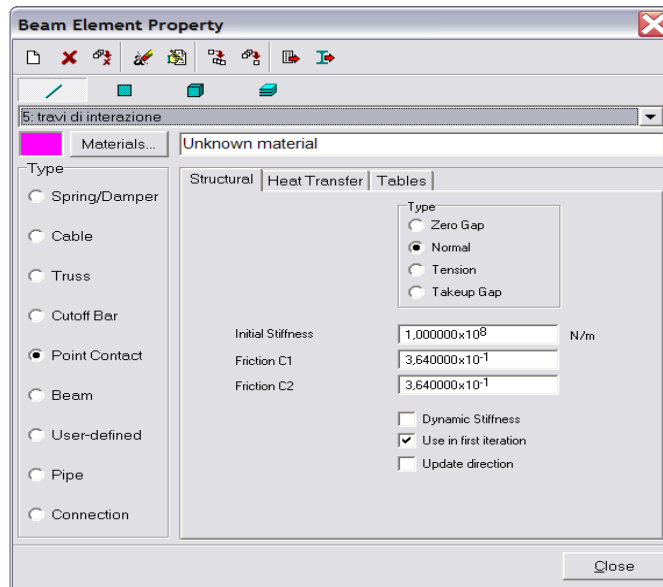


Figura 7.22: Schermata di Straus7 per l'utilizzo di elementi *point contact* – *normal*

7.3 Applicazione ad un caso reale: i ponti di raccordo pista dell'aeroporto di Malpensa

L'applicazione riguarda il ponte Ovest del nuovo raccordo Sud dell'aeroporto milanese di Malpensa. Tale raccordo, realizzato al fine di permettere una migliore movimentazione a terra degli aeromobili, ha percorso ad U (lunghezza complessiva pari a 2500 metri) e prevede un doppio scavalco del tratto in trincea delle Ferrovie Nord, che collegano l'aeroporto a Milano. Nella seguente figura è mostrata la planimetria del raccordo:

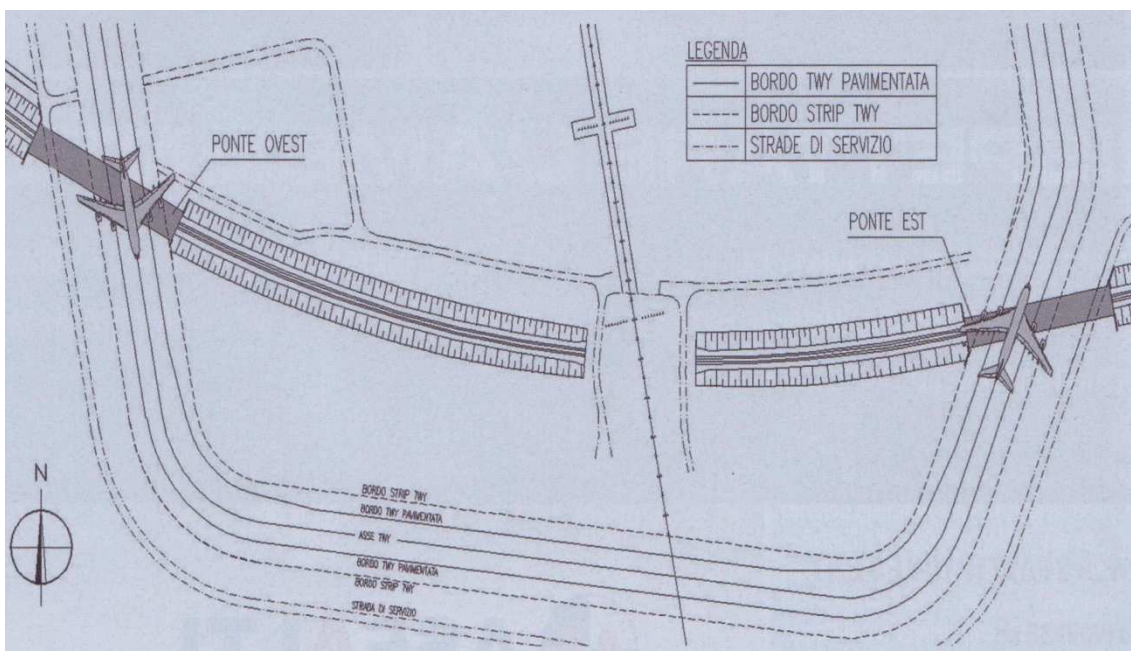


Figura 7.23: Malpensa: planimetria del raccordo (Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

7.3.1 Descrizione dell'opera

7.3.1.1 Generalità

L'asse del ponte è rettilineo e la sezione è a portale, avente larghezza interna netta costante pari a 21,50 metri: spazio compatibile con la dimensione della trincea ferroviaria, che dovrà ospitare tre linee di binari ed una via di servizio camionabile. In figura si mostra la sezione tipica del viadotto:

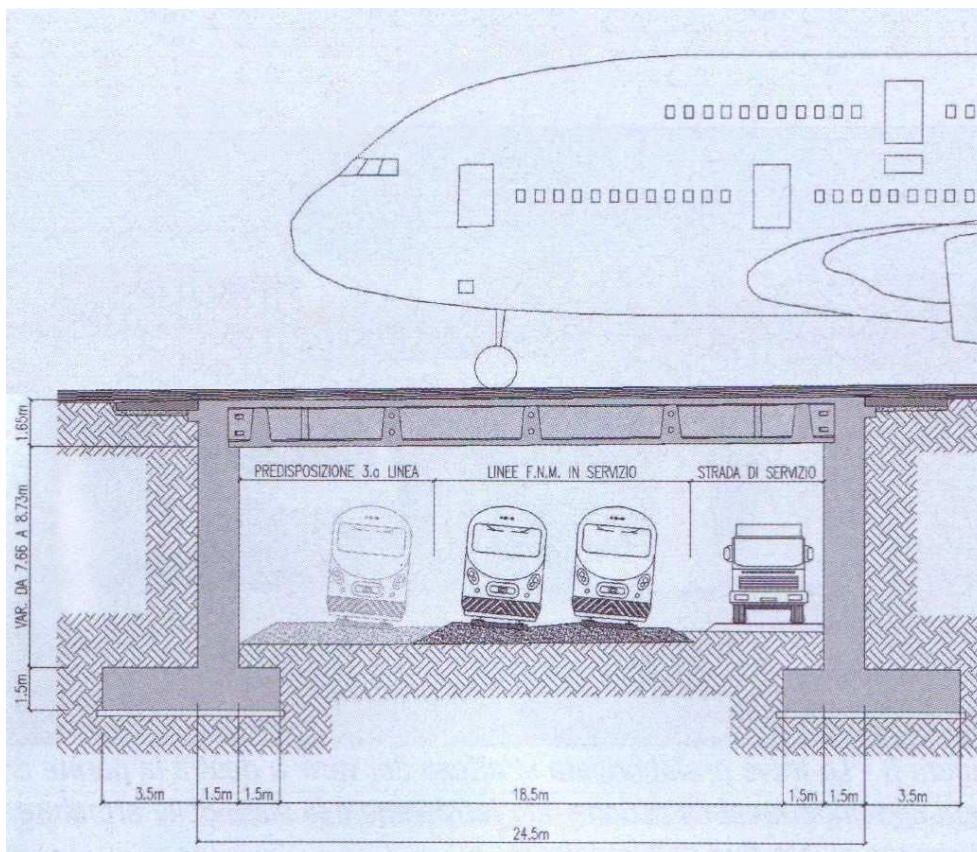


Figura 7.24: Sezione del ponte di Malpensa Ovest, sormontato dall'Airbus 380
(Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

In direzione trasversale invece la larghezza della struttura è di 146 metri.

Le fondazioni, visto le buone caratteristiche del suolo, sono superficiali a nastro continuo. Le soles hanno larghezza totale di 6,5 metri, di cui 1,5 metri a sbalzo verso l'interno della trincea e 3,5 a sbalzo verso l'esterno, ed altezza pari a 1,5 metri.

Lo spessore delle spalle è di 1,5 metri; l'altezza delle spalle stesse è variabile. Tali spalle sono state realizzate mediante una successione di setti verticali larghi 8 metri ciascuno, separati da giunti di discontinuità verticali. In questo modo la rigidità flessionale dell'opera risulta minore: gli eventuali cedimenti differenziali in direzione trasversale sono assorbiti in maniera più flessibile e le fessurazioni sono minori rispetto a quelle che si avrebbero su una parete continua (Comaita, Malerba, Paracchini, 2008). Sia il nodo fra fondazioni e spalle che quello fra spalle e sovrastruttura sono continui.

Per quel che riguarda l'impalcato si precisa che si tratta di un ponte obliquo poiché l'asse del ponte non è ortogonale al tracciato ferroviario; in particolare si è scelto comunque di disporre le travi prefabbricate ortogonalmente ai muri delle spalle in modo da ottenere una pianta rettangolare con due triangoli in eccesso ai bordi.

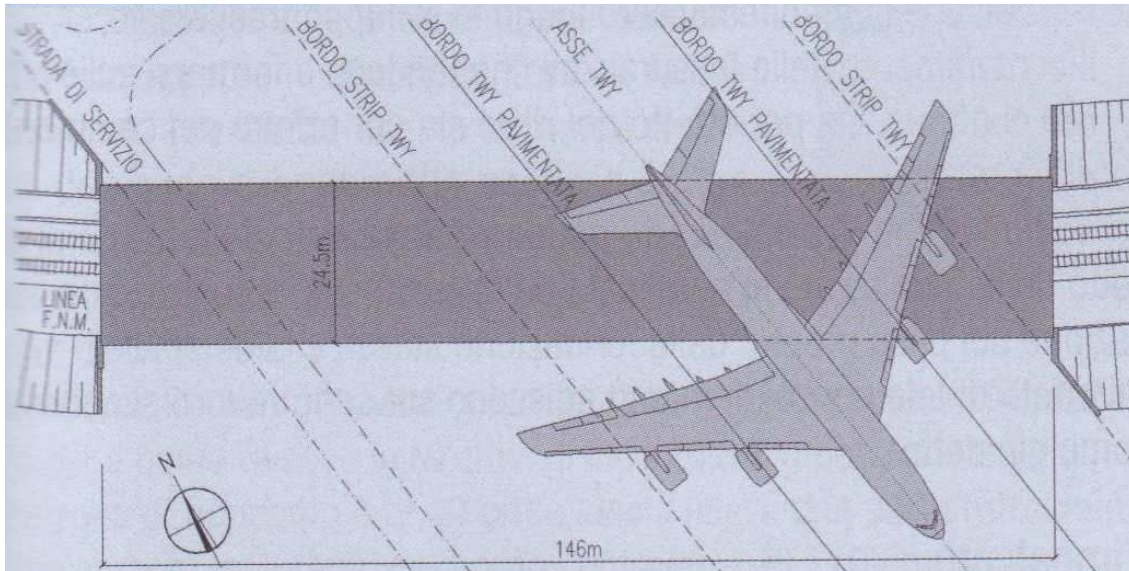


Figura 7.25: Planimetria del ponte Ovest (Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

Le travi sono collegate da cinque traversi equidistanti che migliorano la collaborazione trasversale:



Figura 7.26: Impalcato con traversi (Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

Le 73 travi prefabbricate hanno lunghezza fuori tutto pari a 22,3 metri e sono appoggiate sui muri delle spalle per una lunghezza di appoggio di 0,4 metri. Nei restanti 1,1 metri è realizzato il traverso di testata. Le travi installate (diversamente da quanto

previsto in sede di progetto) hanno sezione simile a delle travi a U, non fosse per due laterali inferiori; hanno altezza di 1,4 metri e larghezza di 2 metri ciascuna. Il lato superiore è realizzato successivamente con una soletta di solidarizzazione di altezza variabile fra 0,25 e 0,49 metri, con la quale viene completata la sezione di impalcato. Nella seguente figura si mostrano le travi descritte:

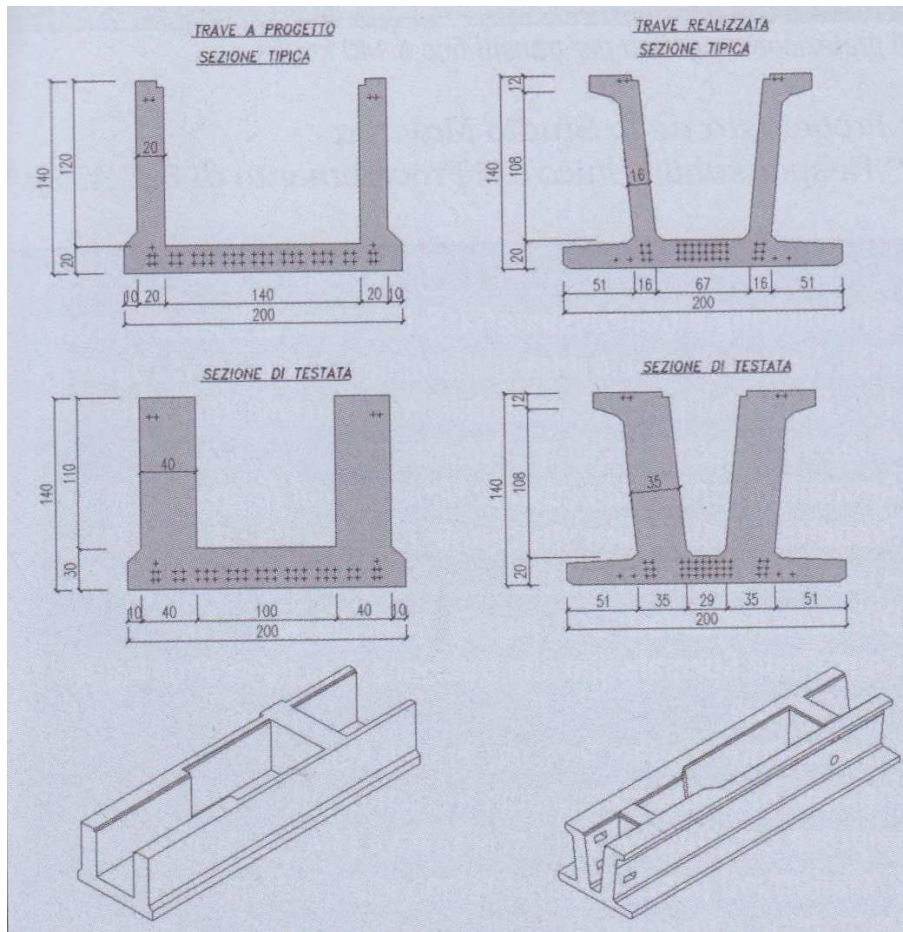


Figura 7.27: Travi di progetto a sinistra e travi effettivamente installate a destra
(Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

Sia le travi che i traversi sono precompressi rispettivamente con 44 trefoli aderenti e con due cavi scorrevoli composti da 12 trefoli da 0,6”.

In tal modo si realizza un impalcato cellulare con forti collegamenti trasversali ed elevata rigidezza sia flessionale che torsionale. Si è così inteso realizzare un’efficace azione collaborante fra le diverse travi. Con il getto di seconda fase poi – che riguarda traversi di campata, di testata e soletta – si realizza la continuità fra impalcato e muri andatori che, collaborando con la soletta, realizzano una struttura a portale più rigida di un sistema in semplice appoggio.

I calcestruzzi utilizzati hanno resistenza: $R_{ck} = 55 \text{ MPa}$ per i prefabbricati con funzioni portanti prevalenti e $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ per le opere di sostegno e le fondazioni.

Particolare attenzione è stata inoltre posta nella definizione di un'opportuna sequenza dei getti, resa difficoltosa anche dalla necessità di non poter interrompere il traffico ferroviario.

Agli estremi della pavimentazione dell'impalcato (notevolmente più rigida rispetto a quella di accesso al ponte) è stata posta una banda di lastre sommerse al fine di assicurare la regolarità del transito. Tali lastre poggiano per tutta la loro estensione su uno strato di 0,2 metri di misto cementato e, in corrispondenza dell'estremità adiacente alla spalla, su una mensola tozza in aggetto alla parete della spalla stessa.

Dettagliate e puntuali anche le opere di impermeabilizzazione e di protezione dell'opera.

7.3.1.2 Geometria

Si riportano le caratteristiche geometriche delle sezioni tipiche della trave corrente dell'impalcato, utilizzate poi per la definizione delle rigidità dei modelli di calcolo.

- **Trave prefabbricata:**

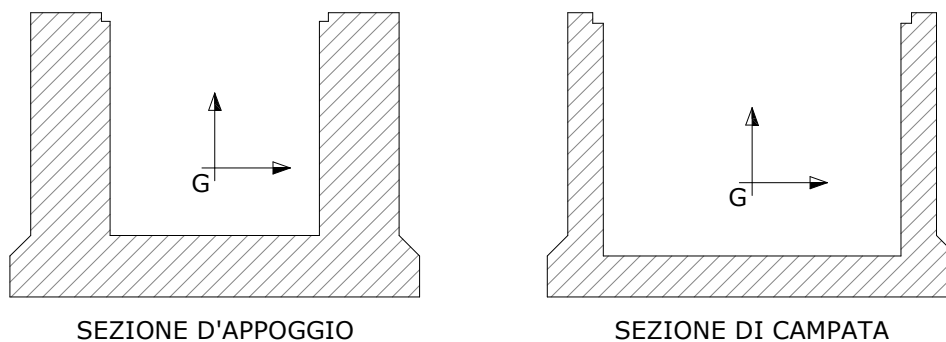


Figura 7.28: Travi prefabbricate previste da progetto

SEZIONE D'APPOGGIO		SEZIONE DI CAMPATA	
y_g	56,67 cm	y_g	48,18 cm
A	14800 cm ²	A	8800 cm ²
I_x	26804414 cm ⁴	I_x	16584242 cm ⁴
I_y	77493333 cm ⁴	I_y	52373333 cm ⁴
I_t	6593333 cm ⁴	I_t	1120000 cm ⁴
$W_{x(sup)}$	321666 cm ³	$W_{x(sup)}$	180617 cm ³
$W_{x(inf)}$	472991 cm ³	$W_{x(inf)}$	344214 cm ³
W_y	774933 cm ³	W_y	523733 cm ³
W_t	164833 cm ³	W_t	56000 cm ³

- **Trave in esercizio:**

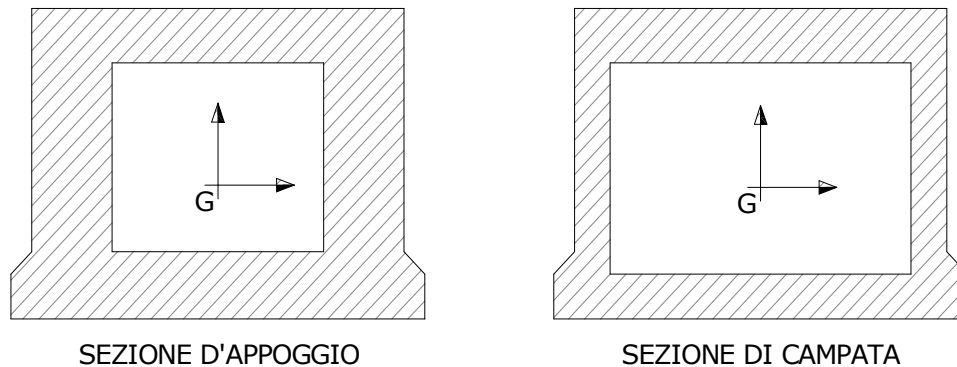


Figura 7.29: Travi in esercizio previste da progetto

SEZIONE D'APPOGGIO		SEZIONE DI CAMPATA	
y_g	80,83 cm	y_g	85,98 cm
A	19800 cm ²	A	13800 cm ²
I_x	61421250 cm ⁴	I_x	51541793 cm ⁴
I_y	94160000 cm ⁴	I_y	69040000 cm ⁴
I_t	94893559 cm ⁴	I_t	83841231 cm ⁴
$W_{x(sup)}$	729728 cm ³	$W_{x(sup)}$	652263 cm ³
$W_{x(inf)}$	759882 cm ³	$W_{x(inf)}$	599463 cm ³
W_y	941600 cm ³	W_y	690400 cm ³
W_t	3795742 cm ³	W_t	3353649 cm ³

In entrambi i casi in esame:

- y_g è la quota del baricentro, misurata dall'estremo inferiore della sezione;
- A è l'area della sezione;
- I_x e I_y sono i momenti di inerzia della sezione valutati rispetto agli assi x e y ;
- $W_{x(sup)}$, $W_{x(inf)}$ e W_y sono i moduli di resistenza della sezione rispetto agli assi e alle posizioni indicate;
- I_t è il modulo d'inerzia torsionale, valutato per la sezione aperta con l'espressione $I_t = \frac{\sum b_i \times a_i^3}{3}$, in cui a_i e b_i sono rispettivamente lunghezze e spessore dei tre diversi tratti; per la sezione chiusa si assume invece $I_t = \frac{4 \times a^2 \times b^2}{2 \times (a+b)} \times t$, dove a e b sono larghezza e altezza della sezione e t è lo spessore dei diversi tratti.

7.3.1.3 Materiali

- **Travi prefabbricate:**

Classe di resistenza	$R_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo degli inerti	20 mm
Massimo rapporto acqua-cemento	< 0,48
Additivi	superfluidificante

- **Fondazioni, spalle, traversi, soletta:**

Classe di resistenza	$R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$
Classe di consistenza	S3
Diametro massimo degli inerti:	
- fondazioni e spalle	30 mm
- traversi e soletta	20 mm
Massimo rapporto acqua-cemento	< 0,50
Additivi	superfluidificante

- **Acciaio per armatura delle strutture in c.a e c.a.p.:**

<i>Barre ad aderenza migliorata del tipo FeB44k</i>	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

- **Acciaio per precompressione:**

<i>Cavi da 12 trefoli da 0,6'', sezione 150 mm² in acciaio inossidato e stabilizzato</i>	
Tensione di rottura	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica all'1% sotto carico	$f_{p1k} \geq 1670 \text{ MPa}$
Testate di ancoraggio	ALGA 12T15

7.3.1.4 Carichi

- **Pesi propri:**

I pesi specifici dei materiali presenti sono riassunti nella seguente tabella:

Opere in c.a. e c.a.p.	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Manto stradale	$\gamma_a = 25 \text{ kN/m}^3$

Si elencano ora i carichi di progetto per i diversi componenti. I pesi di trave, soletta, finiture, spalle e fondazione sono specificati per una profondità pari a 2 metri, cioè alla larghezza della singola trave. Per il traverso si intende invece il carico per metro lineare di profondità:

CARICO	DESCRIZIONE	VALORE DI PROGETTO
Trave	<i>Carico uniformemente distribuito su due zone:</i>	
	- Sezione d'appoggio	37 kN/m
	- Sezione di campata	22 kN/m
Soletta	Carico uniformemente distribuito per spessore di 0,25 metri	18,25 kN/m
Spalla	Carico uniformemente distribuito per uno spessore di 1,5 metri	75 kN/m
Fondazione	Carico uniformemente distribuito per uno spessore di 1,5 metri	75 kN/m
Traverso	Carico concentrato sulla trave	14 kN/m

- **Pesi permanenti:**

Da progetto, in un'unica definizione vengono collocati tutti i pesi permanenti degli elementi non aventi funzioni strutturali:

CARICO	DESCRIZIONE	VALORE DI PROGETTO
Finiture	Carico uniformemente distribuito comprendente finiture, sopra spessori, asfaltatura e opere accessorie varie	16 kN/m

- **Carichi accidentali:**

L'impalcato è destinato al transito di aeromobili. Per determinare i valori di progetto si considera in particolare il modello più pesante e ingombrante, vale a dire l'Airbus 380. A seguire, nelle figure 7.30 e 7.31, si propone la disposizione dei carrelli di questo aeromobile e il peso scaricato a terra da ciascuno di essi:

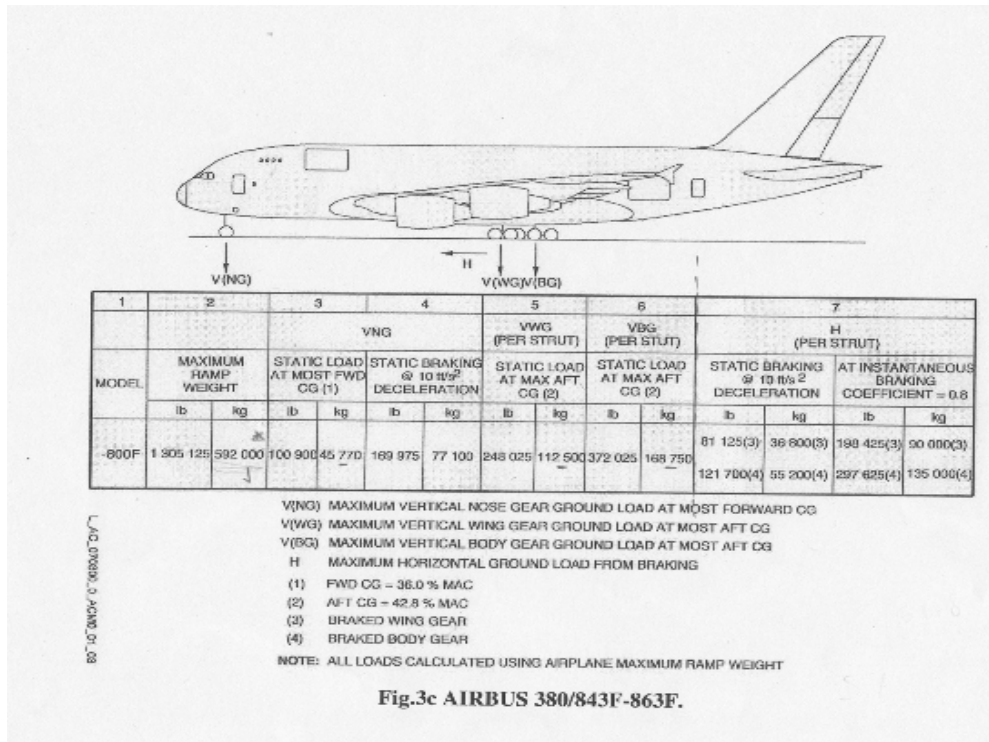


Fig.3c AIRBUS 380/843F-863F.

Figura 7.30: Disposizione dei carrelli dell'Airbus 380

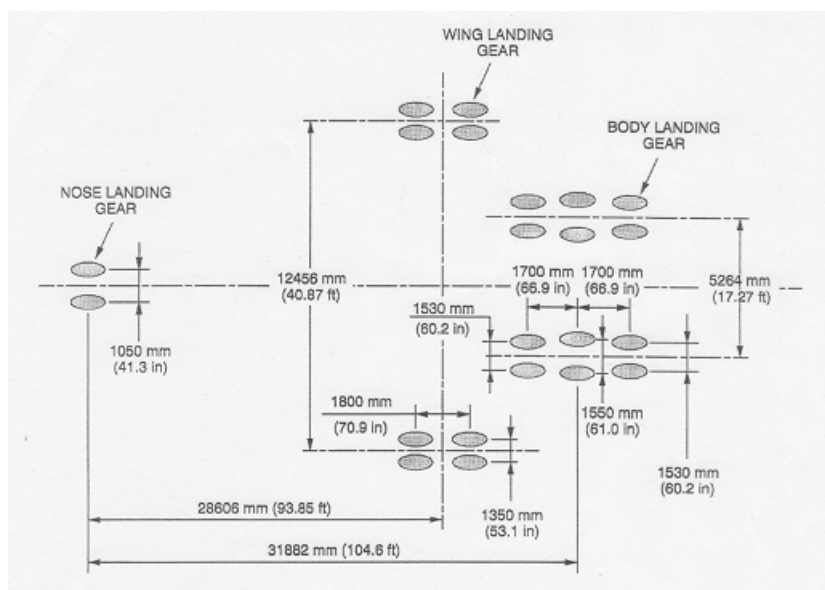


Figura 7.31: Pesì scaricati a terra dall'Airbus 380 (Comaita, Malerba, Paracchini, 2008)

7.3.1.5 Temperatura

Ai fini del dimensionamento e delle verifiche dell'opera è da mettere in conto anche la presenza di un gradiente termico. La valutazione dell'andamento della temperatura viene fatta a partire dal diagramma proposto da Priestly, 1976 per sezioni a cassone.

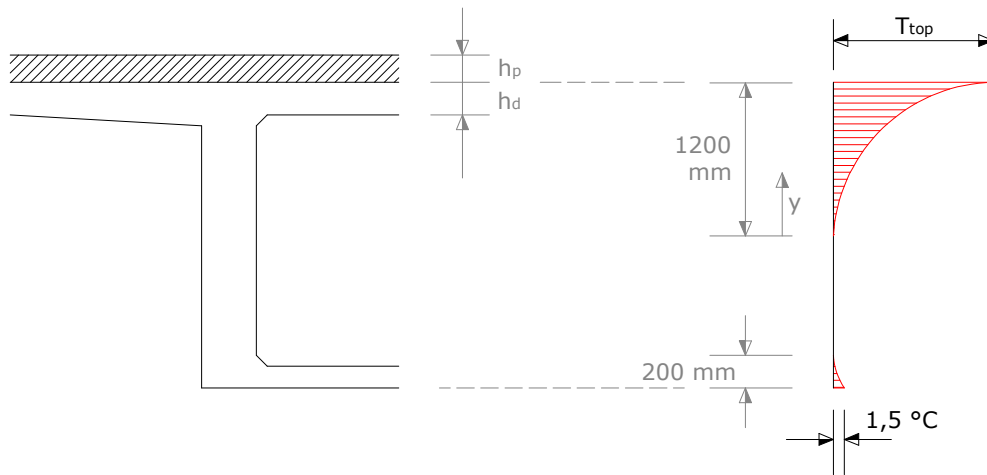


Figura 7.32: Andamento della temperatura in funzione dell'altezza della sezione (Priestly, 1976)

Nella precedente figura h_p e h_d sono rispettivamente gli spessori della pavimentazione e della soletta; T_{top} invece è la massima temperatura, ipotizzata a quota 1200 mm. Secondo il modello considerato la temperatura ad una data ordinata y è data dalla formulazione:

$$T(y) = T_{top} \times \left(\frac{y}{1200}\right)^5 \quad (7.23)$$

Nel caso del ponte di Malpensa si può ipotizzare che la temperatura massima, all'extradosso della pavimentazione, sia $T_{top} = 65^\circ\text{C}$. Il coefficiente di dilatazione termica si assume pari ad $\alpha_T = 1,0 \times 10^{-5}^\circ\text{C}$.

7.3.1.6 Terreno

Dalla relazione di progetto dell'opera si evincono i dati della seguente tabella, riportanti le caratteristiche geotecniche medie dei terreni in esame:

Livello	Q_l [m]	N	γ [kN/m ³]	φ [°]	D_r [%]	m	n	ν
PRIMO	-8,1/-9,4	>15	19	>30	>45	>400	0,5	0,35
SECONDO		>25	19	>34	>75	>800	0,5	0,35

dove:

- Q_l è la quota del letto dello strato;
- N è il numero di colpi della prova penetrometrica utilizzata;
- γ è il peso di volume;
- φ è l'angolo d'attrito calcolato secondo la relazione del *Road Bridge Specification*;

- D_r è la densità relativa, calcolata empiricamente;
- m ed n sono parametri necessari per ricavare il gradiente del modulo elastico E secondo la relazione di *Jambu*;
- ν è il modulo di Poisson.

La stessa relazione progettuale caratterizza le fondazioni presenti, definendone le capacità portanti. Questi calcoli si omettono; viene invece riportato il modulo di elasticità verticale del terreno, riferito a terreno alla *Boussinesque*. Per fondazioni nastriformi si propone:

$$E_{Boussinesque} = 62,818 \text{ MPa}$$

L'angolo d'attrito d'interfaccia terreno-muro δ viene determinato, coerentemente con quanto previsto nel *DM 2008*, secondo la relazione:

$$\delta = \frac{2}{3} \times \varphi \quad (7.24)$$

7.3.2 Semplificazioni introdotte

Si considera nelle analisi una profondità di telaio pari ad 1 metro. Ne consegue che:

- nello studio del telaio che modella la struttura mediante l'utilizzo di travi, si scelgono le seguenti lunghezze:
 - lunghezza ala esterna della fondazione: 4,25 m;
 - lunghezza ala interna della fondazione: 2,25 m;
 - lunghezza impalcato: 23 m;
 - altezza spalla: 10,08 m.
- rimane da definire il contributo dei carichi accidentali, individuati da forze puntali aventi massima distanza trasversale d_t (individuata in corrispondenza delle impronte delle ali) pari a 12,456 metri. Proprio in virtù di questa distanza si ritiene che la profondità B del telaio su cui gli effetti del passaggio dell'aeromobile si manifestano sia pari a:

$$B = \frac{l}{2} + d_t + \frac{l}{2} \cong 36 \text{ m} \quad (7.25)$$

Su un telaio con le inerzie calibrate su questa profondità si valuta il momento flettente massimo provocato dalle forze puntuali dell'Airbus. Dato che la distanza longitudinale fra le impronte più esterne, cioè fra *nose gear* e *body gear*, è di 31,882 metri; e che questa dimensione è maggiore della lunghezza totale dell'impalcato (22,3 metri); non è possibile disporre contemporaneamente tutte le impronte sulla struttura. Si sceglie pertanto di trascurare il peso della punta dell'aereo, poiché di entità minore rispetto agli altri pesi. Immaginando inoltre un passaggio non obliquo dell'aereo stesso, si riconducono le quattro impronte a due sole, poiché le due impronte delle ali e le due del corpo hanno fra loro la stessa coordinata longitudinale.

Collocando sulla struttura le forze in modo tale da massimizzare il momento flettente si ottiene:

x	8,8792 m
M_{\max}	15862911,34 Nm

dove x è la coordinata longitudinale della forza più vicina all'estremo di sinistra. Sullo stesso impalcato si pone un carico uniformemente distribuito andandone a ricercare il valore in modo tale da ottenere lo stesso momento flettente massimo. Si trova:

q^*	525680 N/m
M_{\max}	15862937,57 Nm
errore	0,00017 %

Poiché il telaio studiato nelle analisi ha profondità unitaria si divide poi il carico distribuito q^* per la profondità di telaio B , ottenendo:

q	14602,22 N/m
-----	--------------

- la modellazione della temperatura avviene in due passi; dapprima, applicando l'equazione (7.23) allo strato di pavimentazione si risale alla temperatura dell'extradosso della soletta:

$$T_{sup.soletta}(y = 1100) = T_{top} \times \left(\frac{y}{1200}\right)^5 = 65 \times \left(\frac{1100}{1200}\right)^5 = 42,1 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Successivamente la stessa equazione (7.23) è applicata alla soletta e alla trave, ottenendo la distribuzione di temperatura riportata nella seguente tabella:

y [mm]	°C	y [mm]	°C	y [mm]	°C
1200	42,1	800	5,5	400	0,2
1150	34,0	750	4,0	350	0,1
1100	27,2	700	2,8	300	0,0
1050	21,6	650	2,0	250	0,0
1000	16,9	600	1,3	200	0,0
950	13,1	550	0,9	150	0,0
900	10,0	500	0,5	100	0,0
850	7,5	450	0,3	50	0,0

Tabella 7.1: Andamento della temperatura in funzione della profondità della trave

Il gradiente di temperatura è fortemente non lineare. Per le analisi si considera un gradiente lineare equivalente: avente cioè la stessa area e lo stesso baricentro di quello non lineare, ma descritto unicamente dalle temperature di bordo T_a e T_b .

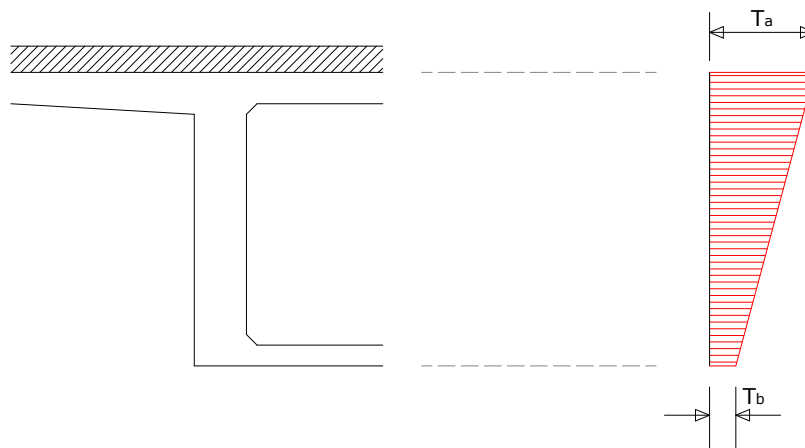


Figura 7.33: Andamento linearizzato della temperatura

Imponendo tali uguaglianze si ottiene:

$$T_a = 8,90^{\circ}\text{C}$$

$$T_b = 1,36^{\circ}\text{C}$$

L'applicazione di una variazione di temperatura di 10°C , come previsto dal *D.M. '90*, è quindi coerente con quanto visto. Stimando infatti una temperatura ambientale al momento del getto compresa fra 12 e 17°C risulterebbe una temperatura massima della struttura compresa fra 22 e 27°C : si ritiene che tale intervallo rispecchi il comportamento dell'opera e sia coerente con la sua esposizione.

Anche per il gradiente negativo si considera -10°C , poiché si ritiene che la temperatura della struttura non scenda al di sotto dei 5°C .

- le analisi non tengono conto della sequenza delle fasi costruttive e dei cambiamenti di schema statico.

7.3.3 Analisi secondo Springman

Il ponte Ovest di Malpensa viene studiato mediante l'approccio di *Springman*, descritto nel Paragrafo 7.1.1.1. In questo caso è prevista un'analisi lineare dell'opera, sulla quale vengono applicati dei diagrammi di spinta al fine di simulare la presenza del terreno. È quindi possibile combinare i carichi, o parte di essi, con il contributo della temperatura e con quello appunto del terreno.

I vincoli posti sulla struttura sono degli appoggi alle estremità delle sole di fondazione; si è ritenuta questa scelta più corretta rispetto al posizionamento, negli stessi punti, di vincoli ad incastro. L'unico risultato a risentire fortemente di questa scelta è l'andamento del momento flettente sulla suola stessa di fondazione e sulla parte bassa della spalla; si è infatti verificato che tutte le azioni interne sull'impalcato non ne risultano influenzate in maniera rilevante. Se scelte progettuali si dovessero basare solamente su analisi del genere si propone comunque di considerare l'involuppo delle azioni fra i due diversi schemi.

Secondo quanto visto ai paragrafi precedenti riguardanti carichi e variazione termica, si presentano ora i risultati di questa analisi lineare, suddivisa in condizioni di carico:

CARICHI APPLICATI

(risultati validi anche per l'analisi di England):

TELAIO: PESI PROPRI	
Momento in campata	722292,01 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-784474,33 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-88676,71 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,0331 mm
TELAIO: PESI PERMANENTI	
Momento in campata	246611,53 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-282388,47 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-37047,36 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,0138 mm

TELAIO: CARICHI ACCIDENTALI	
Momento in campata	450134,47 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-515437,33 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-67621,72 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,0253 mm

A seguire si propone un tabella riportante le stesse grandezze valutate per una combinazione di carico in cui i coefficienti di amplificazione, tratti dal D.M. 14/01/2008, sono:

Pesi propri	$\gamma_{G1} = 1,1$
Pesi permanenti	$\gamma_{G2} = 1,5$
Carichi accidentali	$\gamma_Q = 1,35$

TELAIO: CARICHI	
Momento in campata	1772120,04 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-1982345,59 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-244404,74 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,0913 mm

TEMPERATURA

(risultati validi anche per l'analisi di England):

L'allungamento termico previsto comporta invece i seguenti contributi:

TELAIO: TEMPERATURA	
Momento in campata	-123218,39 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-123218,39 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-45139,07 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 1,1331 mm

CARICHI E TEMPERATURA

(risultati validi anche per l'analisi di England):

Si considerano abbinatamente il contributo dato dall'applicazione di tutti i carichi (amplificati come mostrato) e della variazione termica:

TELAIO: CARICHI E TEMPERATURA	
Momento in campata	1648901,65 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2105563,98 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-289543,82 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 1,0419 mm

TERRENO

Date la variazione termica di 10°C indicata nel Paragrafo 7.3.2 si ricava il seguente allungamento su ciascuna estremità della struttura (immaginando che non vi siano vincoli all'espansione):

$$d = \frac{\alpha_T \times \Delta T \times L}{2} = 0,00115 \text{ m} \quad (7.26)$$

Con questo dato, conoscendo le caratteristiche geotecniche del terreno esposte al Paragrafo 7.3.1.6 e utilizzando le equazioni (7.1 e 7.3), si ottengono i seguenti coefficienti di spinta orizzontale.

k^*	0,5365
$k_p/3$	1,5442
k_0	0,5000

Combinandoli secondo quanto previsto, si ricava la seguente distribuzione di pressioni da applicare sul retro della spalla per simulare la presenza del terreno:

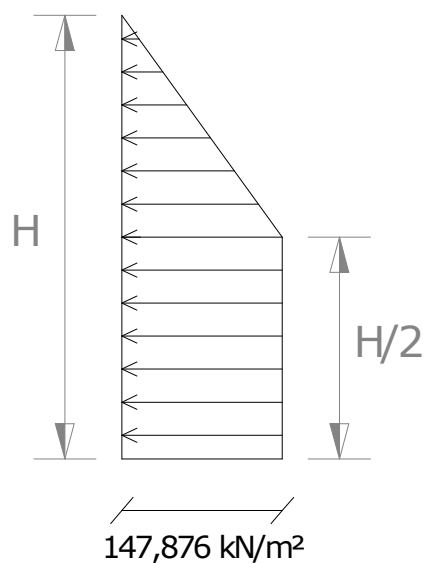


Figura 7.34: Diagramma delle pressioni dietro la spalla con *Springman*

La risultante di questo diagramma di pressioni è:

$$S = 1117,9445 \text{ kN/m}$$

e il suo punto di applicazione dista dalla base della spalla:

$$b = \frac{7}{18} H = 3,920 \text{ m}$$

L'applicazione di questi diagrammi di pressione dietro le spalle (Figura 7.34) al fine di considerare la presenza del terreno rende il seguente contributo:

SPRINGMAN: TERRENO	
Momento in campata	-196014,43 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-196014,43 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-329189,15 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,1229 mm

CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO

Combinando l'ultimo contributo presentato con la combinazione di carico e la temperatura:

SPRINGMAN: CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO	
Momento in campata	1452887,22 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2301578,41 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-618732,97 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 0,9189 mm

7.3.4 Analisi secondo England

L'analisi dei carichi verticali e della variazione di temperatura sono le stesse presentate al paragrafo precedente.

TERRENO

Diversa invece la valutazione della presenza del terreno dietro le spalle. Anche in questo caso è proposto un diagramma di pressioni (Paragrafo 7.1.1.2) da applicare sul retro delle spalle nel caso in cui la sovrastruttura del Ponte Integrale subisca incrementi termici. Si ritiene ancora valido l'allungamento determinato con l'equazione (7.26) e, utilizzando i parametri geotecnici del Paragrafo 7.3.1.6 e l'equazione (7.9), si ottengono i seguenti coefficienti di spinta orizzontale e il seguente diagramma di spinta:

k^*	0,7480
k_0	0,5000

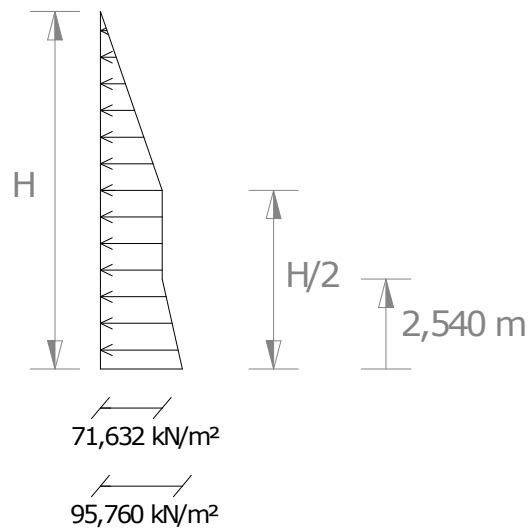


Figura 7.35: Diagramma delle pressioni dietro la spalla con *England*

La risultante di questo diagramma di pressioni è:

$$S = 572,1799 \text{ kN/m}$$

e il suo punto di applicazione dista dalla base della spalla:

$$b = 3,755 \text{ m}$$

Applicando il diagramma determinato al telaio si ottiene:

ENGLAND: TERRENO	
Momento in campata	-96002,89 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-96002,89 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-160444,02 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	- 0,0599 mm

CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO

Sommando il contributo appena determinato a quelli di temperatura e carichi si ottiene:

ENGLAND: CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO	
Momento in campata	1552898,76 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2201566,87 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-449987,83 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 0,9819 mm

7.3.5 Analisi secondo Lehane, Keogh, O'Brien

Tramite le caratteristiche geometriche dell'opera, riportate al Paragrafo 7.3.1.2, e quelle geotecniche riportate al Paragrafo 7.3.1.6, si determinano le grandezze necessarie per l'avvio del procedimento formulato da questi autori.

L'analisi delle caratteristiche geotecniche, presentata al Paragrafo 7.2.1.1, porta alla determinazione di un modulo elastico pari a:

$$E_s = 250 \text{ MPa}$$

Tale valore è diverso dal modulo elastico alla *Boussinesque* indicato nel Paragrafo 7.3.1.6. Questo nuovo valore tiene conto dell'interazione per allungamento termico con la sovrastruttura. Questa operazione è necessaria, in quanto tutto il modello è funzione di questa scelta e inoltre lascia intendere come questo approccio possa essere utilizzato solo in presenza di un allungamento di origine termica.

Le grandezze ottenute, introdotte nel Paragrafo 7.2.1.2, sono le seguenti:

t_a	1,5 m
I_a	0,28125 m ⁴
E	36050000 kPa
r	0,0246571
H_e	7,571 m
k^*	105148530,15 N/m

dove:

- t_a → spessore della spalla;
- I_a → momento di inerzia della spalla;
- E → modulo elastico del calcestruzzo;
- r → rapporto fra modulo elastico del terreno e rigidezza flessionale della spalla;
- H_e → altezza di calcolo della spalla;
- k^* → rigidezza della molla traslazionale introdotta.

TEMPERATURA E TERRENO

Se sulla struttura così modellata viene imposta la variazione termica determinata in precedenza si ottengono i seguenti risultati. In questo caso si considera quindi la presenza del terreno e il contributo termico; non sono invece considerati i carichi verticali:

LEHANE: TEMPERATURA E TERRENO	
Momento in campata	-114070,31 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-114070,31 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-130848,86 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 1,1011 mm

CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO

Se invece, oltre alla temperatura, vengono fatti agire anche tutti i carichi verticali, amplificati con i coefficienti visti al Paragrafo 7.3.3, si ottiene:

LEHANE: CARICHI, TEMPERATURA E TERRENO	
Momento in campata	1582183,63 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2144559,58 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-388907,22 N
Spostamento orizzontale del nodo spalla-impalcato	+ 1,0047 mm

7.3.6 Modellazione 2D ad elementi finiti

La stessa struttura del ponte viene modellata anche con elementi *plate* a quattro nodi con legame costitutivo alla *Mohr-Coulomb* per il terreno, mentre si sceglie di operare con elementi *beam* per la struttura, che risulta suddivisa in: fondazioni, spalle, sovrastruttura in prossimità dell'appoggio e sovrastruttura in campata. Elementi *beam - point contact - normal* sono inoltre utilizzati per modellare le condizioni di interfaccia terreno - struttura sia sul retro delle spalle, sia sotto il livello della fondazione (*caso a*).

Poiché sia la struttura che le azioni applicate sono simmetriche, si sceglie di non rappresentare l'intera opera, bensì di sfruttare la suddetta condizione di simmetria, modellandone solamente una metà. Le dimensioni del modello esternamente alla struttura sono state scelte in modo tale che il terreno sia, in prossimità dei bordi, pressoché indisturbato dalla presenza del ponte. In particolare il bordo inferiore è posto 18 metri sotto il livello della fondazione, mentre il bordo verticale esterno alla struttura a 20 metri di distanza dalla spalla.

I vincoli posti sulla *mesh* così definita sono:

- incastri sul bordo inferiore;
- carrelli che permettono le traslazioni verticali e le rotazioni nel piano x-y lungo il limite verticale esterno alla struttura;
- pattini che permettono unicamente le traslazioni verticali lungo il limite verticale interno alla struttura: in questo caso si sfrutta la condizione di simmetria.

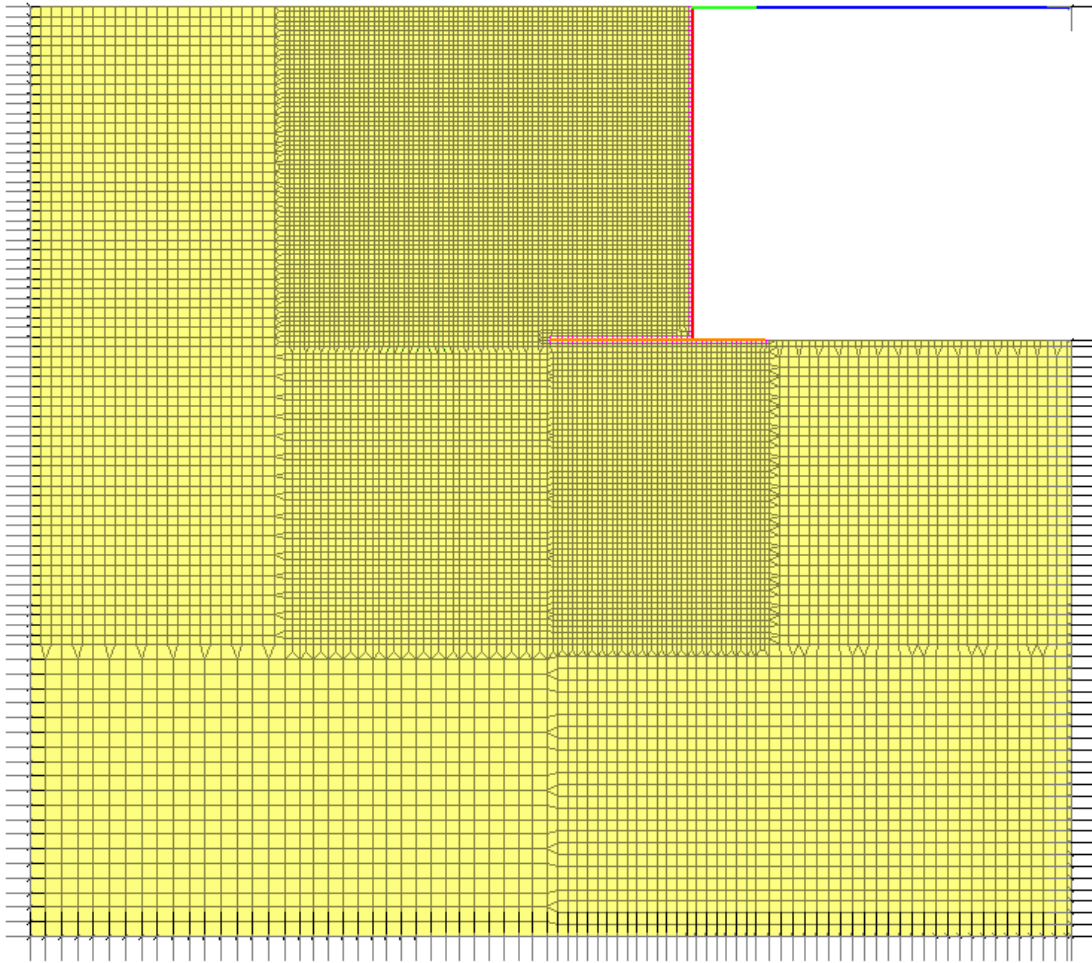


Figura 7.36: Modellazione 2D ad elementi finiti

Riguardo la rigidità assiale degli elementi *beam – point contact – normal* si precisa che essa è determinata a partire da modellazioni di prova eseguite su di un muro di sostegno. Viene scelto il valore di $k = 10^8 \text{ N/m}$, in modo tale da creare degli elementi di interfaccia molto rigidi che non si deformino facilmente. Con questa scelta infatti, nelle modellazioni di prova, i diagrammi e le entità delle spinte risultano coerenti con quanto previsto in letteratura.

Tutte le scelte fatte sugli altri parametri richiesti per procedere con l'analisi sono invece diretta conseguenza dei dati esposti ai paragrafi precedenti.

Si presentano ora i risultati in forma tabulare di queste modellazioni.

TERRENO E CARICHI (a)

Sono presenti tutti i carichi della struttura (pesi propri, permanenti e carichi accidentali) e il peso del terreno. Non viene considerata la variazione termica:

MESH 2D: TERRENO E CARICHI		
Momento in campata	1632102,58	Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2094640,22	Nm
Azione assiale nell'impalcato	-373704,32	N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	- 0,1604	mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	- 0,1606	mm
Spinta del terreno sulla spalla	-479281,38	N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	3,946	m

TERRENO E TEMPERATURA (a)

Successivamente, sullo stesso modello, unitamente al solo peso del terreno, viene fatta agire la componente termica di $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$, non considerando alcun carico verticale:

MESH 2D: TERRENO E TEMPERATURA		
Momento in campata	-661563,93	Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-661563,93	Nm
Azione assiale nell'impalcato	-73016,03	N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	+ 1,1227	mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	+ 1,1226	mm
Spinta del terreno sulla spalla	-366431,64	N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	3,036	m

TERRENO, CARICHI E TEMPERATURA (a)

Infine i carichi sulla struttura, il peso del terreno e la componente termica vengono considerati contemporaneamente:

MESH 2D: TERRENO, CARICHI E TEMPERATURA		
Momento in campata	1514772,16	Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2211970,63	Nm
Azione assiale nell'impalcato	-415080,24	N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	+ 0,9950	mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	+ 0,9949	mm
Spinta del terreno sulla spalla	-499396,15	N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	4,054	m

Tutti questi tre casi studiati vengono poi riproposti aggiungendo un vincolo; si incastra cioè la suola di fondazione, ricreando la situazione idealizzata in cui il terreno al di sotto sia infinitamente rigido (*caso b*). A seguire si presentano i risultati ottenuti:

TERRENO E CARICHI (b)

MESH 2D: CARICHI (caso b)	
Momento in campata	1512744,71 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2213998,08 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-429538,41 N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	- 0,1396 mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	-0,1399 mm
Spinta del terreno sulla spalla	-580728,40 N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	2,742 m

TERRENO E TEMPERATURA (b)

MESH 2D: TEMPERATURA (caso b)	
Momento in campata	-912919,60 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-912919,60 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-343105,40 N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	+ 1,0219 mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	+ 1,0217 mm
Spinta del terreno sulla spalla	-557644,36 N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	2,813 m

TERRENO, CARICHI E TEMPERATURA (b)

MESH 2D: CARICHI E TEMPERATURA (caso b)	
Momento in campata	1431726,84 Nm
Momento sul nodo spalla-impalcato	-2295015,96 Nm
Azione assiale nell'impalcato	-456308,75 N
Spostamento orizzontale della struttura sul nodo spalla-impalcato	+ 0,9796 mm
Spostamento orizzontale del terreno adiacente al nodo spalla-impalcato	+ 0,9794 mm
Spinta del terreno sulla spalla	-584038,01 N/m
Braccio della spinta dalla base della spalla	2,753 m

7.3.7 Confronti

A seguire si propongono alcune sintesi grafiche ricavate dalle analisi descritte in precedenza. In particolare i confronti sono svolti su:

- **SPINTE DEL TERRENO:**
 - nel caso in cui sulla struttura vengano fatti agire sia i carichi verticali (con i valori di combinazione), sia la variazione termica: Figura 7.37;
 - nei casi in cui vengano fatti agire solamente i carichi verticali (con i valori di combinazione) e solamente la variazione termica: Figura 7.38;
 - confrontando i coefficienti di spinta orizzontale k trovati con i diversi metodi, nei casi in cui vengono fatti agire sia i carichi sia la temperatura: Figura 7.39.

- **AZIONI INTERNE:**

nei casi in cui la struttura sia sottoposta: ai soli carichi verticali (colonna “carichi”); alla sola variazione termica – anche senza i pesi propri - (colonna “temperatura”); sia ai carichi verticali che alla variazione termica (colonna “carichi e temperatura”):

 - *Momento flettente*: Figura 7.40;
 - *Taglio*: Figura 7.41;
 - *Azione assiale*: Figura 7.42.

In tutti i casi si riportano i valori per tre punti caratteristici.

- **SPOSTAMENTI:**
 - della struttura nei casi in cui siano applicati: i soli carichi verticali (colonna “carichi”); la sola variazione termica (colonna “temperatura”); sia i carichi verticali che la variazione termica (colonna “carichi e temperatura”): Figura 7.43;
 - del terreno modellato con la *Mesh 2D (caso A)*; riferiti alla situazione in cui alla struttura sono applicati sia i carichi verticali sia la variazione termica. Spostamenti verticali e orizzontali: Figura 7.44.

- **SFORZI:**
 - del terreno modellato con la *Mesh 2D (caso A)*; riferiti alla situazione in cui alla struttura sono applicati sia i carichi verticali sia la variazione termica. Sforzi verticali e orizzontali: Figura 7.45.

Figura 7.37

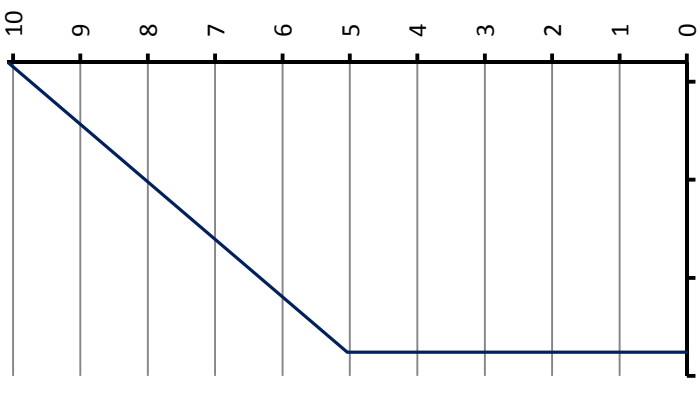
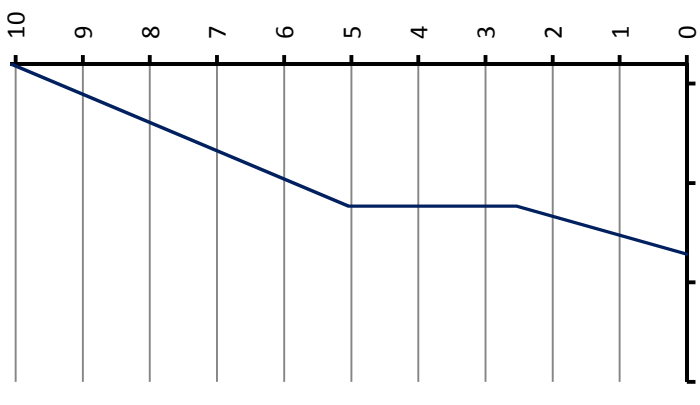
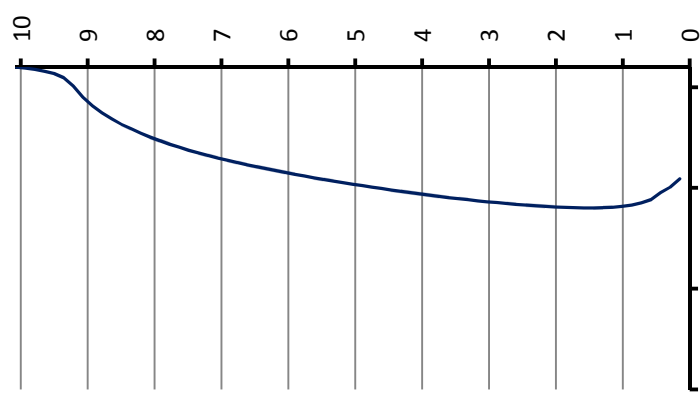
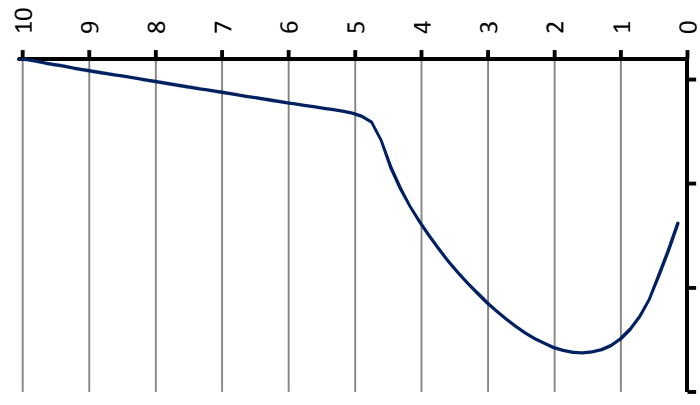
SIA CARICHI CHE TEMPERATURA			
SPRINGMAN	ENGLAND	MESH 2D (caso a)	MESH 2D (caso b)
 <p style="text-align: center;">Pressione (kN/m²)</p> <p style="text-align: right;">Spinta: 1117,945 kN</p>	 <p style="text-align: center;">Pressione (kN/m²)</p> <p style="text-align: right;">Spinta: 572,180 kN</p>	 <p style="text-align: center;">Pressione (kN/m²)</p> <p style="text-align: right;">Spinta: 499,362 kN</p>	 <p style="text-align: center;">Pressione (kN/m²)</p> <p style="text-align: right;">Spinta: 584,034 kN</p>
Braccio (dalla base): 3,920 m	Braccio (dalla base): 3,755 m	Braccio (dalla base): 4,054 m	Braccio (dalla base): 2,753
<i>Diagramma posto sul telaio</i>	<i>Diagramma posto sul telaio</i>	<i>Diagramma ricavato dal modello</i>	<i>Diagramma ricavato dal modello</i>

Figura 7.38

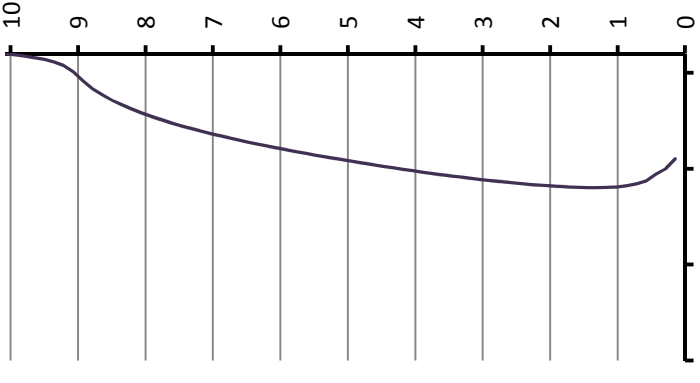
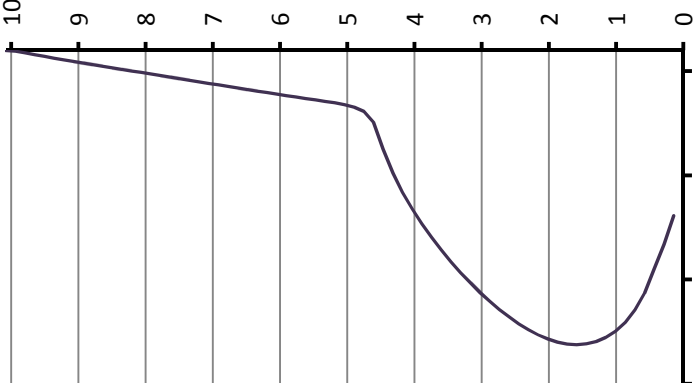
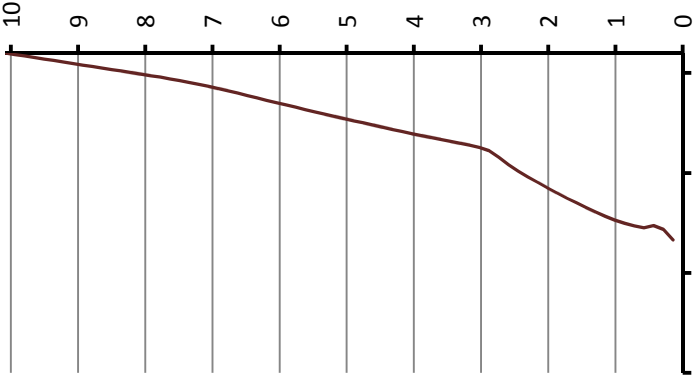
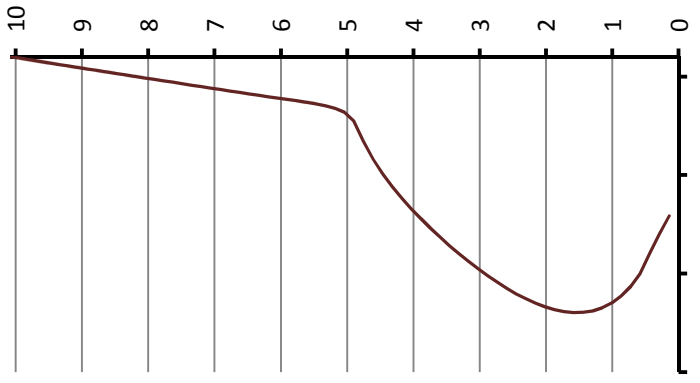
SOLO CARICHI		SOLO TEMPERATURA	
MESH 2D (caso a)	MESH 2D (caso b)	MESH 2D (caso a)	MESH 2D (caso b)
 <p>Spinta: 479,281 kN Braccio (dalla base): 3,946 m <i>Diagramma ricavato dalla mesh</i></p>	 <p>Spinta: 580,728 kN Braccio (dalla base): 3,755 m <i>Diagramma ricavato dalla mesh</i></p>	 <p>Spinta: 366,431 kN Braccio (dalla base): 2,741 m <i>Diagramma ricavato dal modello</i></p>	 <p>Spinta: 557,644 kN Braccio (dalla base): 2,813 m <i>Diagramma ricavato dal modello</i></p>

Figura 7.39

Coefficients di spinta orizzontale

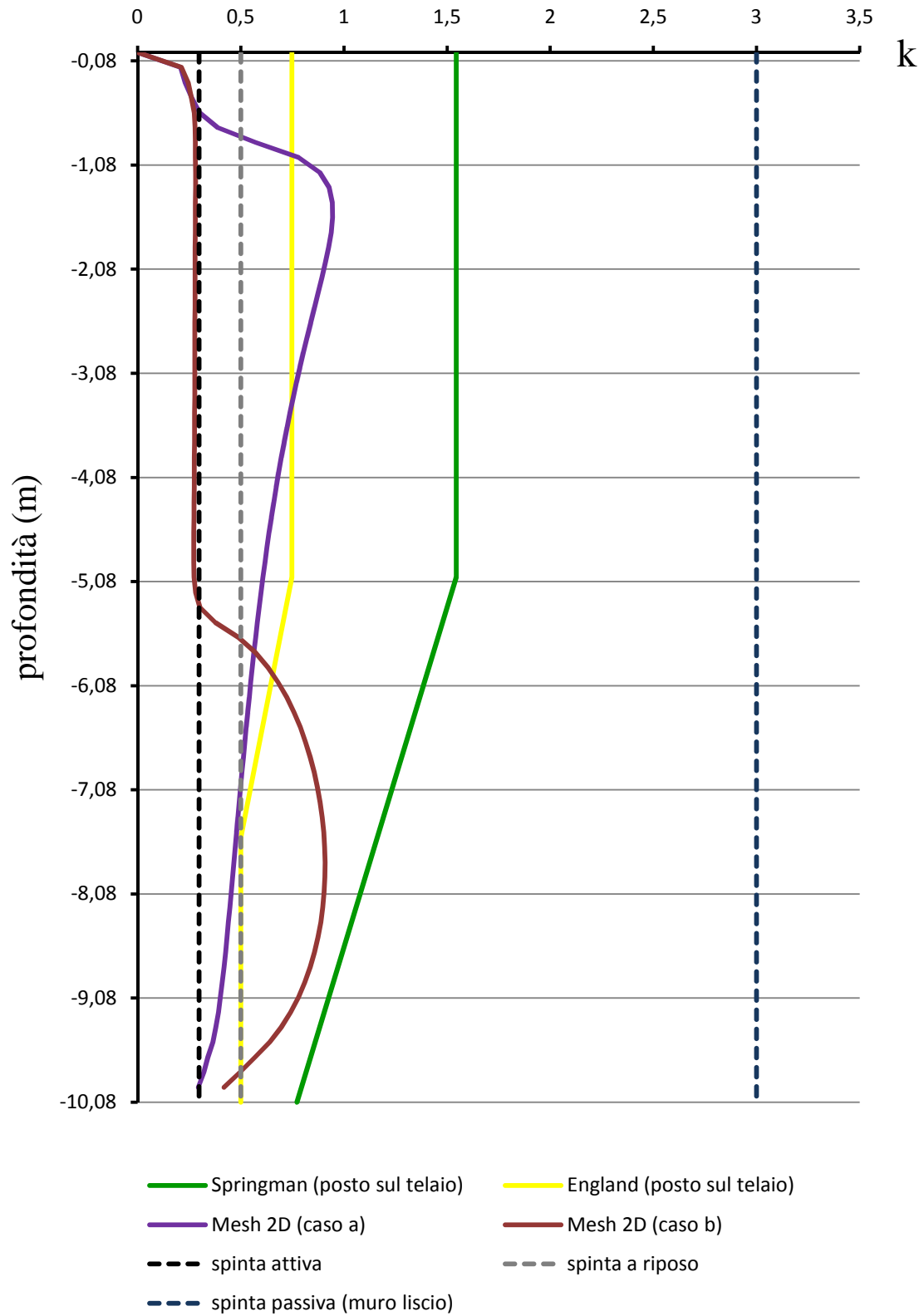
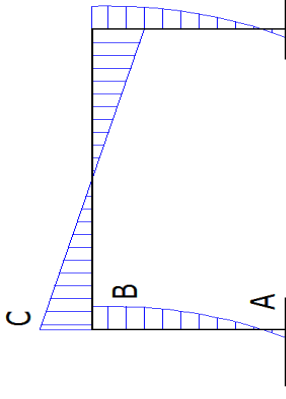
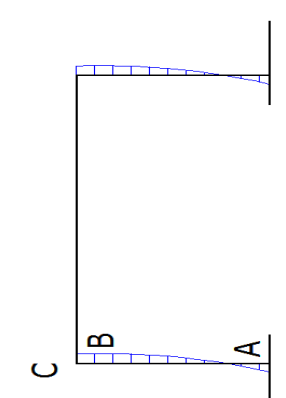
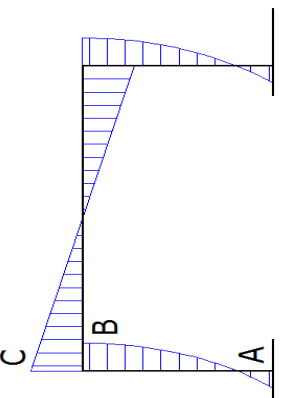


Figura 7.40

<u>MOMENTO FLETTENTE</u> (kNm)	CARICHI			TEMPERATURA			CARICHI E TEMPERATURA		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
TELAIO (non c'è il terreno)	481,256	-1982,346	1772,120	331,783*	-123,218	-123,218	815,698	-2110,528	1652,387
SPRINGMAN	-	-	-	-928,347	-319,233	-319,233	-447,378*	-2306,543	1456,373
ENGLAND	-	-	-	-295,721	-219,221	-219,221	266,706**	-2202,939	1550,696
LEHANE	-	-	-	(0)	(-114,070)	-114,070	(0)	-2146,414	1579,970
MESH 2D (caso a)	290,451**	-2094,640	1632,103	-1038,148	-661,564	-661,564	512,107**	-2211,971	1514,772

*:segno opposto rispetto a quanto disegnato in figura; **:valore massimo, sebbene non al piede della spalla;

Figura 7.41

TAGLIO (kN)	CARICHI			TEMPERATURA			CARICHI E TEMPERATURA		
									
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
TELAIO (non c'è il terreno)	-244,405*	-244,405	674,281	-45,139*	-45,139	0	-290,078*	-290,078	675,686
SPRINGMAN	-	-	-	743,616	-374,328	0	498,677	-619,267	675,686
ENGLAND	-	-	-	366,596	-205,583	0	122,083	-450,095	674,870
LEHANE	-	-	-	(-15,067*)	(-15,067)	0	(-283,505*)	(-283,505)	670,089
MESH 2D (caso a)	207,024	-373,671	669,459	293,416	-73,006	0	168,954	-415,068	669,459

*:segno opposto rispetto a quanto disegnato in figura; **:valore massimo, sebbene non al piede della spalla;

Figura 7.42

AZIONE ASSIALE (kN) (positiva se di trazione)	CARICHI			TEMPERATURA			CARICHI E TEMPERATURA		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
TELAIO (non c'è il terreno)	-1090,080	-674,281	-244,405	0	0	-45,139	-1088,676	-672,876	-290,078
SPRINGMAN	-	-	-	0	0	-374,328	-1088,676	-672,876	-619,267
ENGLAND	-	-	-	0	0	-205,583	-1090,670	-674,870	-450,095
LEHANE	-	-	-	(0)	(0)	-130,849	(-982,393)	(-670,089)	-389,007
MESH 2D (caso a)	-1294,188	-669,471	-373,704	-135,469	0	-73,016	-1294,256	-669,463	-415,080

Figura 7.43

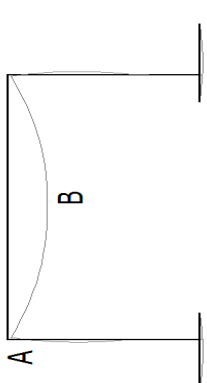
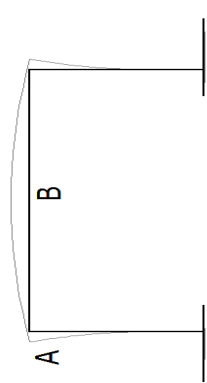
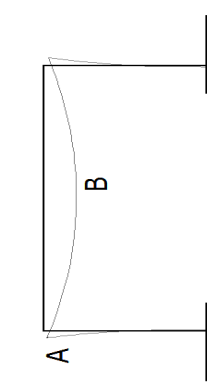
<u>SPOSTAMENTI</u> (mm) Positivi se verso destra e verso il basso	CARICHI		TEMPERATURA		CARICHI E TEMPERATURA	
						
	A (orizzontale)	B (verticale)	A (orizzontale)	B (verticale)	A (orizzontale)	B (verticale)
TELAIO (non c'è il terreno)	0,087	7,785	-1,133	-0,712	-1,039	7,055
SPRINGMAN	-	-	-1,010	-2,019	-0,916	5,749
ENGLAND	-	-	-1,073	-1,353	-0,979	6,414
LE HANE	-	-	-1,101	(-0,689)	(-1,003)	5,964
MESH 2D (caso a)	0,140	6,926	-1,123	-5,832	-0,995	6,206

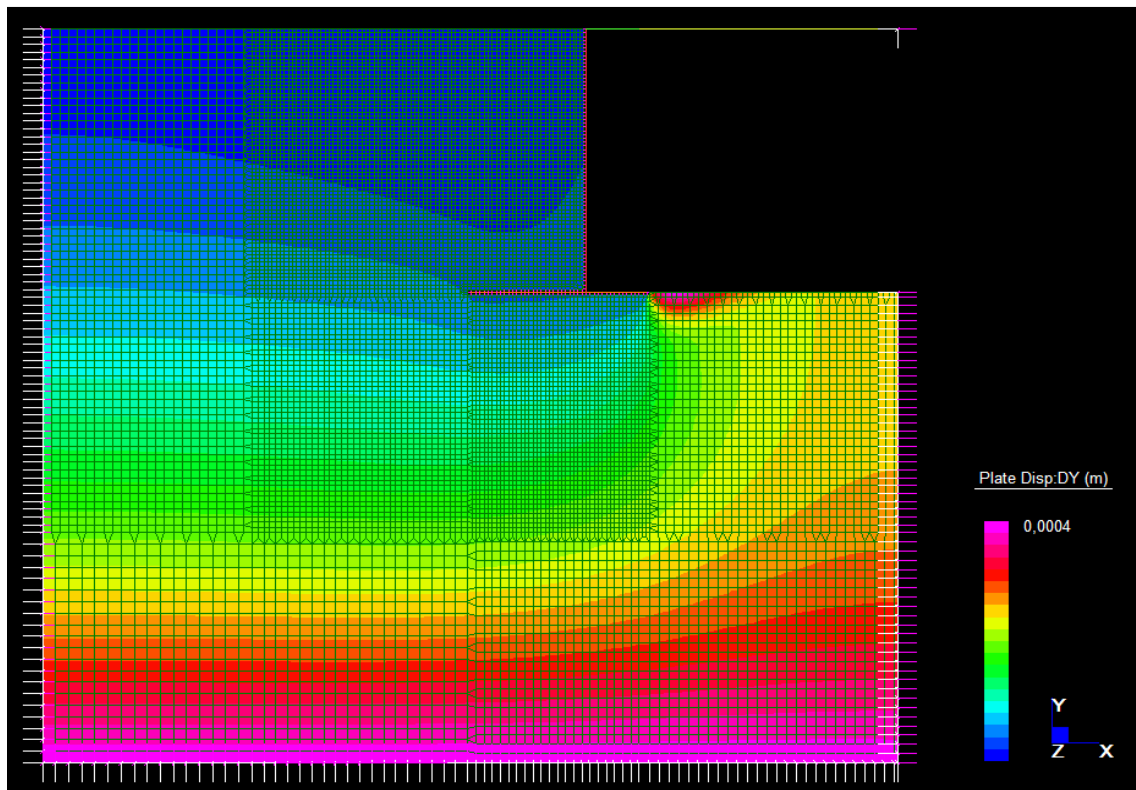
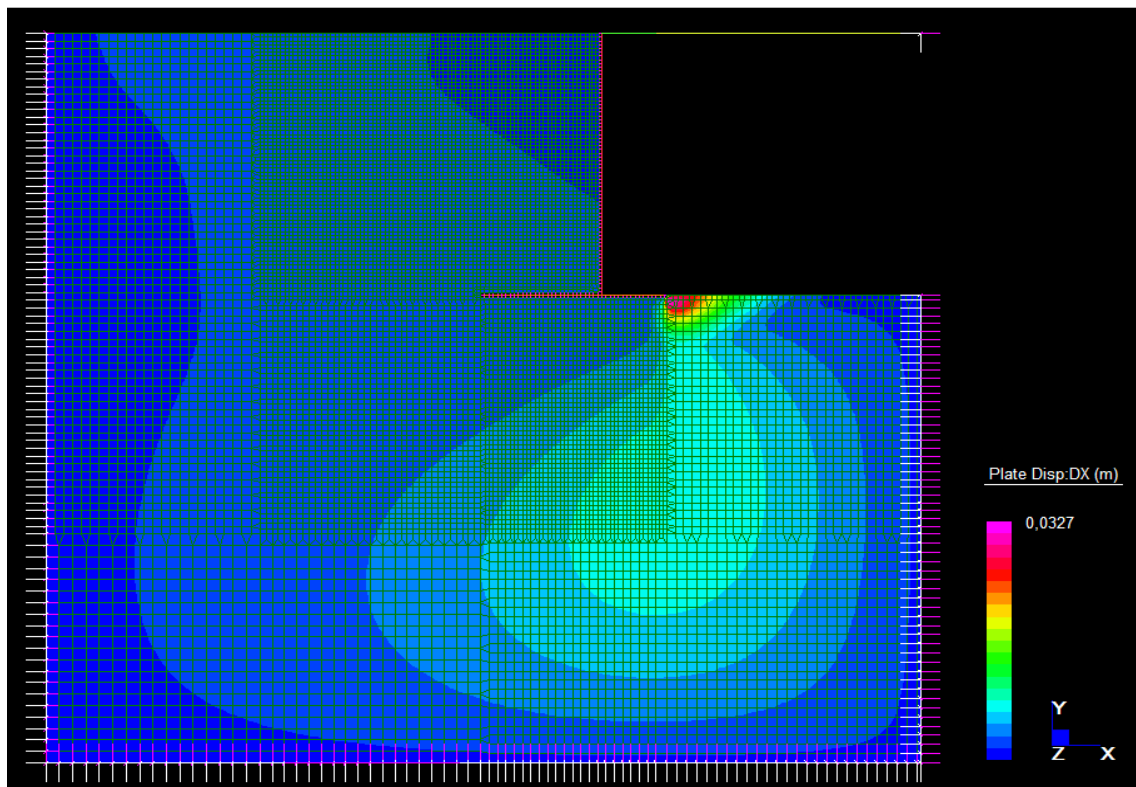
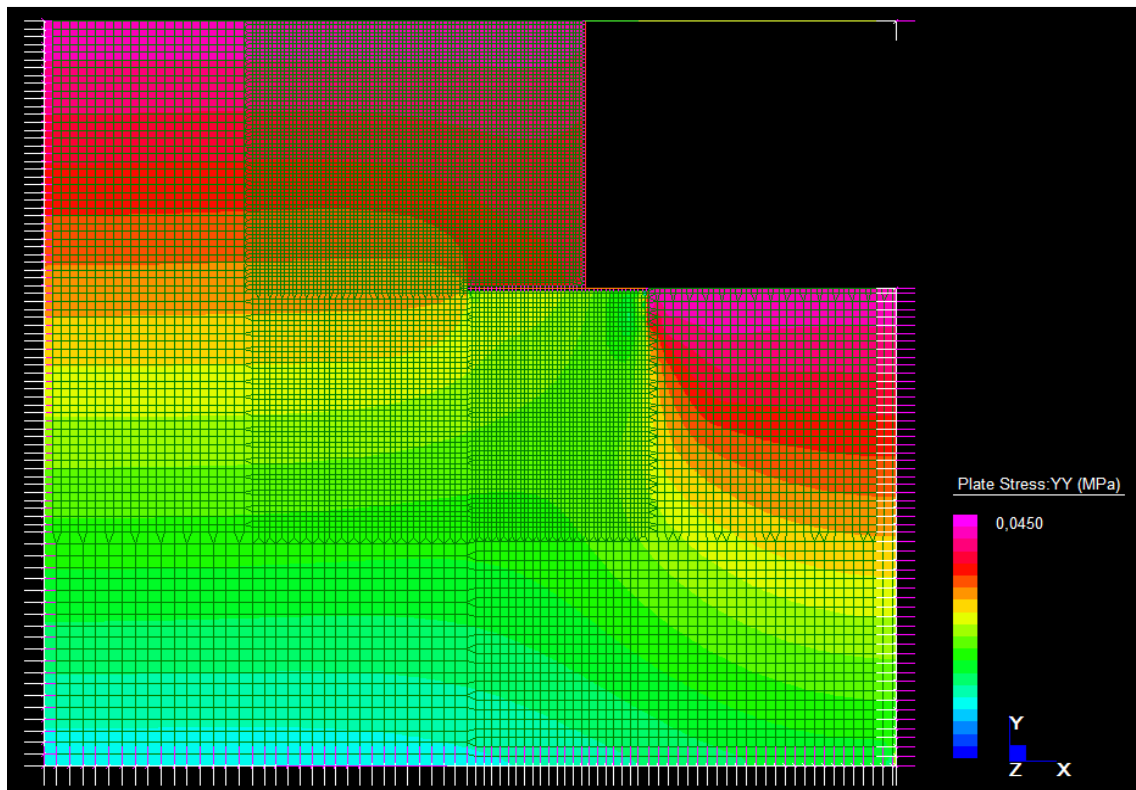
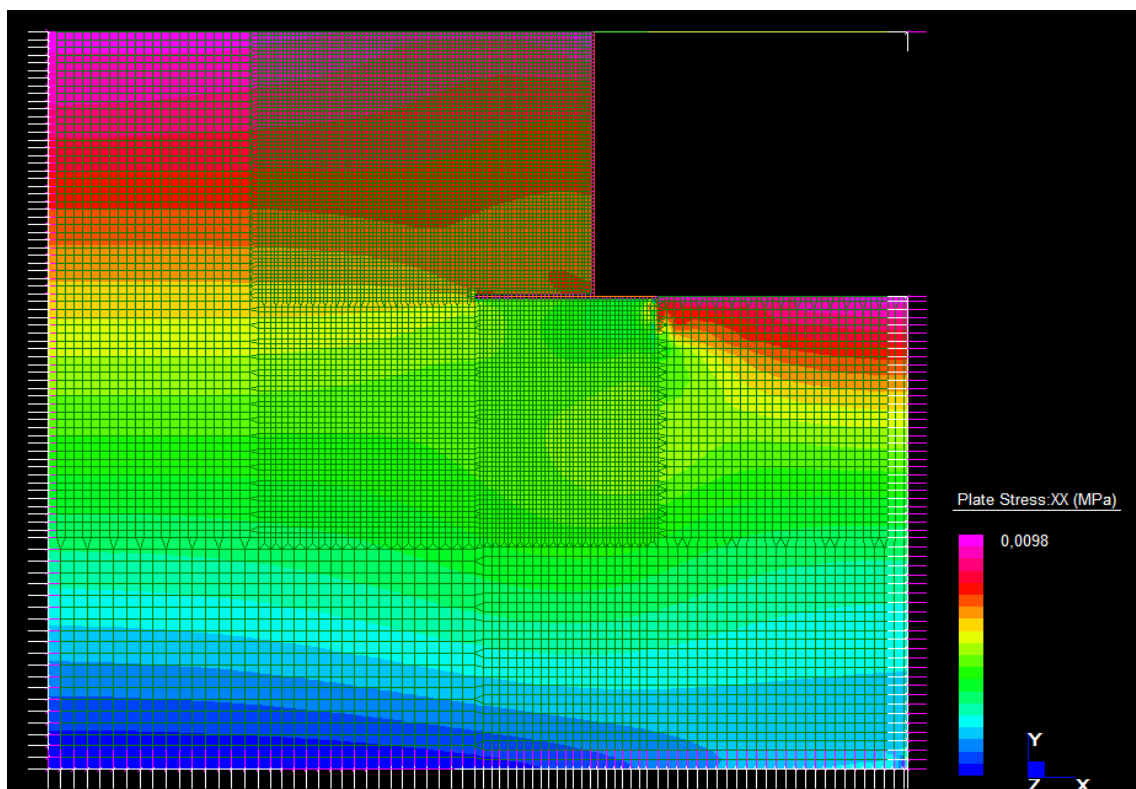
Figura 7.44**MESH 2D (caso a) – CARICHI E TEMPERATURA - Spostamenti verticali****MESH 2D (caso a) – CARICHI E TEMPERATURA – Spostamenti orizzontali**

Figura 7.45**MESH 2D (caso a) – CARICHI E TEMPERATURA - Sforzi verticali:****MESH 2D (caso a) – CARICHI E TEMPERATURA - Sforzi orizzontali:**

Commenti ai risultati:

- SPINTE DEL TERRENO:

Il valore di spinta del terreno derivato da *Springman* sembra essere fuori scala rispetto agli altri modelli. La condizione $k \geq k_p/3$ impone l'utilizzo di un coefficiente di spinta orizzontale troppo elevato, quantomeno in condizioni di allungamenti termici relativamente piccoli.

Con il modello di *England* invece la risultante della spinta del terreno e anche l'andamento del diagramma sono in buon accordo con l'analisi ad elementi finiti, che, in quanto testata anche su un muro di sostegno può essere ritenuta discretamente affidabile (si veda anche l'andamento simile dei coefficienti k). In entrambi i casi l'allungamento modesto della sovrastruttura non comporta alti picchi di pressione e, anche con questo modello, la condizione di spinta passiva non è avvicinata.

- AZIONI INTERNE:

Nei casi (ideali) in cui si sono considerati solamente il contributo del terreno e le variazioni di temperatura applicando le risposte di tutti i modelli non sembrano fornire valori attendibili.

Invece nella condizione in cui sono applicati anche i carichi verticali i risultati sono più coerenti. Con *Springman*, in seguito all'alto valore di spinta introdotto, vi è una probabile sopravvalutazione dell'azione assiale sull'impalcato e del momento nel giunto spalla – impalcato.

Con *England* invece vi è un'ottima rispondenza con l'analisi *Mesh 2D (caso a)* ad elementi finiti, specie sulle azioni flettenti dell'impalcato (differenza sul momento in campata: 2,0%; differenza sul momento al giunto spalla – impalcato: 0,4%) In quest'ultimo caso inoltre anche gli andamenti delle altre azioni interne paiono accettabili.

Il metodo di *Lehane* è da ritenersi valido unicamente per studiare il comportamento dell'impalcato; quello delle spalle è invece eccessivamente condizionato dal vincolo posto alla base e dall'assenza di spinte sul retro. Con questo modello, sempre nel caso in cui sia i carichi verticali che la variazione termica siano applicati, è discreta la concordanza con gli altri modelli: leggera sottovalutazione dell'azione assiale di impalcato e del momento nel giunto spalla – impalcato (rispettivamente 3,0% e 6,5% rispetto alla *Mesh 2D (caso a)* ad elementi finiti).

Il modello *Mesh 2D (caso a)* ad elementi finiti mostra chiaramente come sia la presenza del terreno dietro le spalle, sia la variazione termica provochino la crescita, in valore assoluto, del momento flettente sul nodo spalla – impalcato e la diminuzione del momento in campata.

Le prove compiute modificando la Mesh ad elementi finiti inserendo degli incastri sotto la suola di fondazione (*caso b*) rendono risultati tutto sommato analoghi a quelli del *caso a*. Le differenze più rilevanti sono:

- una traslazione del diagramma del momento flettente verso l'alto (momento maggiore sul nodo spalla – impalcato);
- una crescita del taglio sulla base della spalla;
- un aumento dell'azione assiale sull'impalcato.

Tutte queste differenze risultano comunque inferiori al 10%. Per un eventuale progettazione sarebbe opportuno procedere con l'involuppo delle azioni interne fra *caso a* e *caso b*. In entrambi i casi il terreno circostante la struttura non mostra un evidente meccanismo di rottura (ad esempio un piano di scorrimento); ciò è probabilmente causa di un troppo ridotto allungamento della sovrastruttura (Paragrafo 7.1.2.2).

Analisi più avanzate potrebbero prendere in considerazione anche l'evoluzione temporale del fenomeno, sia dal punto di vista dell'applicazione dei pesi, sia per le modificazioni delle caratteristiche del terreno.

Si analizzano ora gli andamenti dei momenti sulle spalle della struttura. Per prima cosa si propongono i diagrammi tratti dallo studio del semplice telaio (senza suole di fondazione) su cui vengono fatti agire i carichi e la variazione di temperatura, ma non viene invece considerata la presenza del terreno. La linea continua mostra il caso di spalla incernierata alla base, mentre la linea tratteggiata il caso di struttura incastrata.

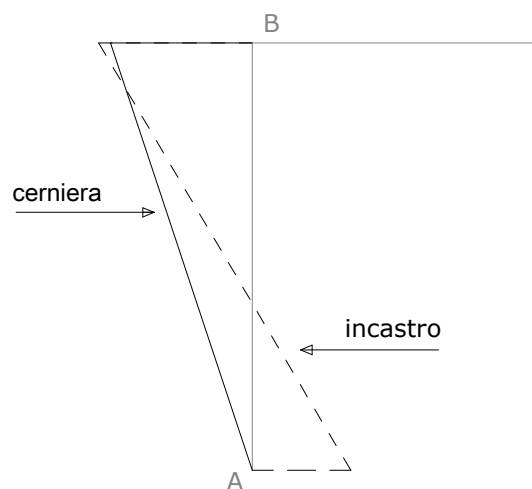


Figura 7.46: Diagrammi dei momenti sulla spalla senza considerare il terreno

I momenti di estremità, espressi in kNm , sono:

	cerniera	incastro
A	0	1392,02
B	-2010,10	-2176,46

Il regime flessionale è quindi compreso entro l'involuppo mostrato a seguire:

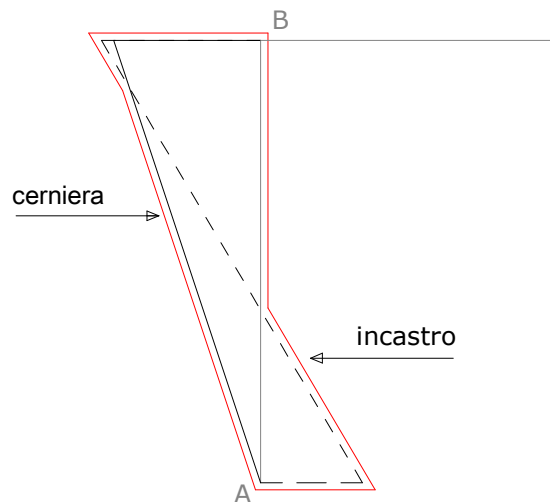


Figura 7.47: Involuppo dei momenti sulla spalla trovati senza considerare il terreno

Si propongono ora i diagrammi di momento della spalla sottoposta anche a pressioni orizzontali che simulino l'effetto del terreno. In particolare si considera un coefficiente k_0 di spinta orizzontale a riposo. Anche per questo caso si propone una linea continua che mostra il caso di spalla incernierata alla base, e una linea tratteggiata per il caso di struttura incastrata; si aggiunge inoltre l'involuppo determinato in precedenza.

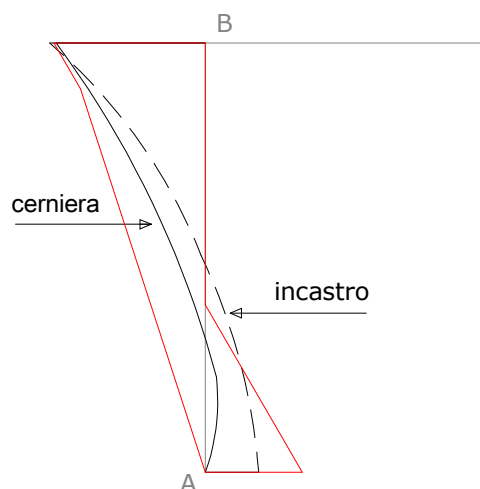


Figura 7.48: Diagramma dei momenti sulla spalla considerando la spinta del terreno a riposo

I momenti di estremità, espressi in kNm , sono:

	cerniera	incastro
A	0	764,22
B	-2143,90	-2235,16

Si nota che l'unico tratto in cui i diagrammi di Figura 7.48 non rientrano nell'involuppo precedentemente determinato non considerando il terreno è la sommità della spalla; la differenza inoltre è molto lieve (2,68%).

L'azione flettente sulla spalla sembra quindi non essere influenzata dalla presenza del terreno.

Sul diagramma dell'involuppo mostrato in Figura 7.47 si pongono ora gli andamenti dei momenti rintracciati con i metodi presentati in precedenza.

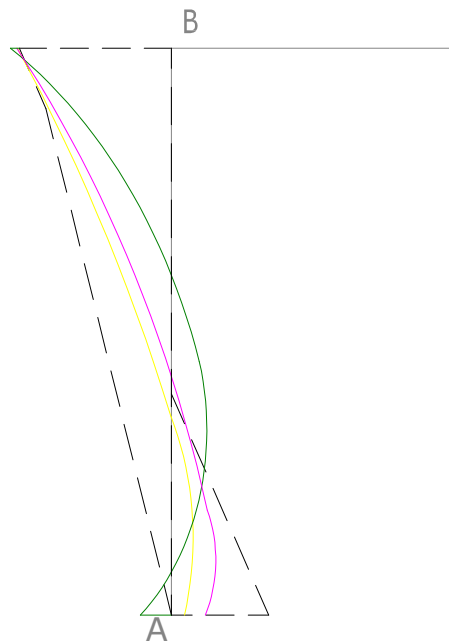


Figura 7.49: Andamenti dei momenti sulla spalla secondo i metodi presentati

La legenda della figura proposta è la seguente:

- linea tratteggiata nera: involuppo dei momenti fra caso incastrato e caso incernierato trovati sulla spalla non considerando il terreno;
- linea verde: diagramma dei momenti con *Springman*;
- linea gialla: diagramma dei momenti con *England*;
- linea viola: diagramma dei momenti con la *Mesh 2D* ad elementi finiti (*caso a*).

Si intuisce come, anche secondo i modelli considerati, il momento sulla spalla può essere colto in maniera adeguata dall'involuppo fra le due diverse condizioni di vincolo, anche non considerando il terreno. Infatti anche una più precisa determinazione non avrebbe comunque rilevanza pratica, considerando il vincolo fornito dalle lunghezze di aderenza delle diverse barre.

Un discorso analogo non è invece valido per il taglio sulla spalla. A tal proposito si propongono i diagrammi nei casi di cerniera (linea continua) e di incastro (linea tratteggiata) alla base, senza considerare il terreno dietro le spalle.

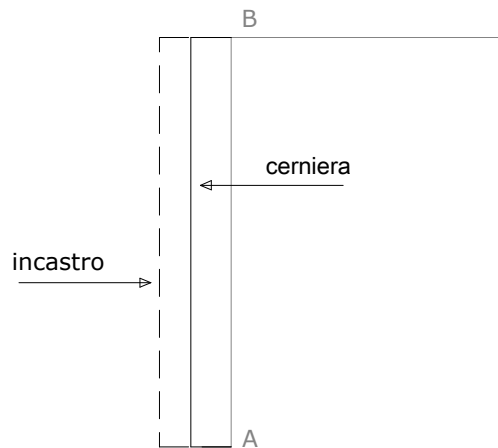


Figura 7.50: Diagrammi dei tagli sulla spalla senza considerare il terreno

I tagli sono costanti su tutta l'altezza della spalla ed, espressi in kNm, sono:

	cerniera	incastro
Taglio	-199,41	-354,02

Si propongono ora i diagrammi del taglio della spalla sottoposta anche a pressioni orizzontali che simulino l'effetto del terreno. In particolare si considera ancora il coefficiente k_0 di spinta orizzontale a riposo. Anche per questo caso si propongono i casi di spalla incernierata (linea continua) e spalla incastrata (linea tratteggiata) alla base; inoltre si sovrappone in rosso l'involuppo dei diagrammi di Figura 7.49 (che corrisponde al diagramma relativo alla condizione di incastro).

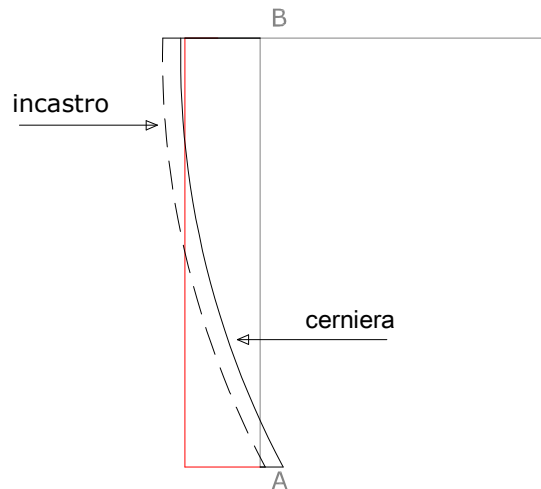


Figura 7.51: Diagramma dei tagli sulla spalla considerando la spinta del terreno a riposo

I tagli di estremità, espressi in kNm, sono:

	cerniera	incastro
A	109,06	24,51
B	-373,57	-458,12

Sulla sommità della spalla entrambe queste curve (trovate considerando il terreno) non rientrano nell'inviluppo tracciato. Inoltre la differenza fra tale inviluppo ed il taglio nella condizione di incastro con applicate le pressioni del terreno è piuttosto notevole (maggiore del 20%). Sulla base della spalla inoltre si ha un taglio di segno opposto.

Si propongono ora gli andamenti dei tagli rintracciati con i metodi considerati, confrontandoli con lo stesso inviluppo.

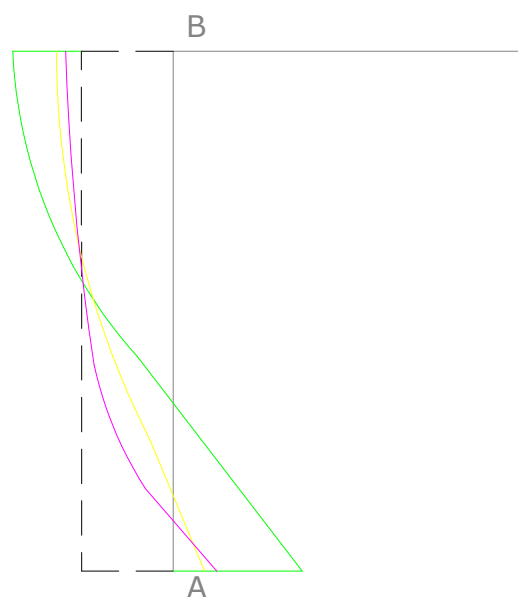


Figura 7.52: Andamenti dei tagli sulla spalla secondo i metodi presentati

La legenda della figura proposta è la seguente:

- linea tratteggiata nera: inviluppo dei momenti fra caso incastrato e caso incernierato trovati sulla spalla non considerando il terreno;
- linea verde: diagramma dei momenti con *Springman*;
- linea gialla: diagramma dei momenti con *England*;
- linea viola: diagramma dei momenti con la *Mesh 2D* ad elementi finiti (*caso a*).

Anche da questo confronto si capisce come l'azione di taglio sulla spalla sia influenzata considerevolmente dalla presenza del terreno, che risulta necessaria al fine di ottenere valori appropriati: le differenze fra le curve dei modelli considerati e l'inviluppo trovato non considerando il terreno è, in sommità alla spalla, nell'ordine del 20 %.

Inoltre considerare una spinta attiva sembra un approccio valido per la sommità della spalla ma non per la base, dove le differenze con i metodi testati non sono sottovalutabili.

Come è possibile notare dai valori tabulati nelle Figure 7.40 e 7.41, il confronto fra le azioni interne trovate senza considerare la presenza del terreno e quelle dei modelli presentati, non mostra grandi differenze anche per quel che riguarda il momento e il taglio sull'impalcato, su cui gli effetti dell'interazione tra spalle e terrapieni sembrano quindi (almeno in questo caso) trascurabili.

Le differenze riguardo l'azione assiale sull'impalcato sono invece più marcate.

Si riportano ora dei confronti di massima fra quanto ottenuto dall'applicazione degli approcci citati e dei risultati sperimentali presenti in letteratura. Si precisa come tali risultati si riferiscano a strutture e situazioni diverse da quella studiata in questo lavoro; pertanto il confronto può essere compiuto solo a livello di "ordine di grandezza".

Si considera ad esempio il coefficiente di spinta orizzontale k . Come mostrato in Figura 7.39, sia dall'approccio ad elementi finiti (*Mesh 2D caso a*) sia da quello secondo England (più credibile degli altri), il valore di questo coefficiente risulta compreso fra 0,5 ed 1 per buona parte dell'altezza della spalla. Dalle misurazioni sperimentali presenti in *Lock, 2002* il valore dello stesso coefficiente nel caso di $\gamma = d/H \leq 0,2\%$ (valore appropriato per il caso in esame) sembra essere del tutto analogo (Figura 7.6). Anche altri rilievi sperimentali, citati in *England, 2001*, conducono a risultati simili (Figura 7.53)

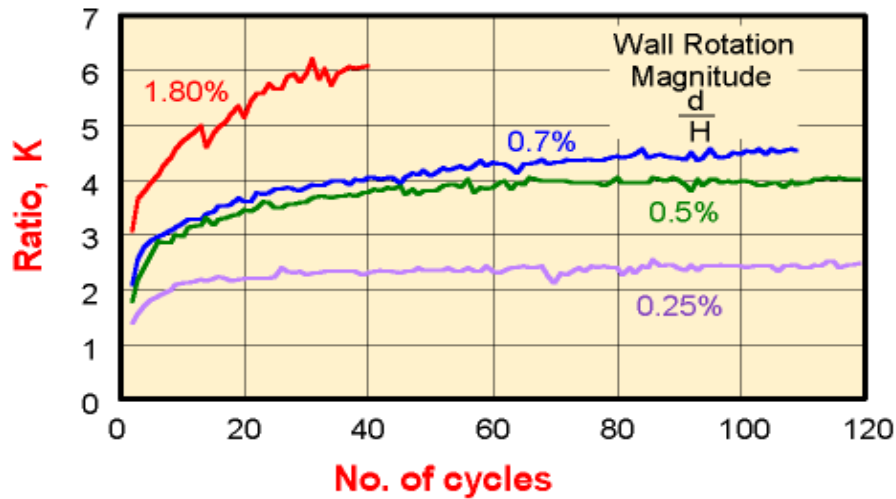


Figura 7.53: Andamento sperimentale del coefficiente k (England, 2001)

Si rintracciano valori sperimentali anche per quel che riguarda la pressione sul retro delle spalle.

Con i metodi presentati tali pressioni variano lungo l'altezza della spalla. Ad esempio con l'approccio ad elementi finiti (caso a), il valore massimo si ha circa 1,5 metri sopra la base della spalla ed è di 70 kPa; sulla base stessa la pressione scende a 55 kPa.

In *Lock, 2002* sono presenti i risultati di misurazioni effettuate con celle di pressione sulla spalla di un Ponte Integrato di West Lafayette (Indiana), struttura dalle dimensioni non troppo diverse da quelle del ponte di Malpensa. Dopo un anno dall'installazione, il valore massimo di pressione registrato ad una profondità dal piano campagna pari a metà dell'altezza della spalla è stato di 72 kPa (Figura 7.54), sulla base della spalla di 62 kPa.

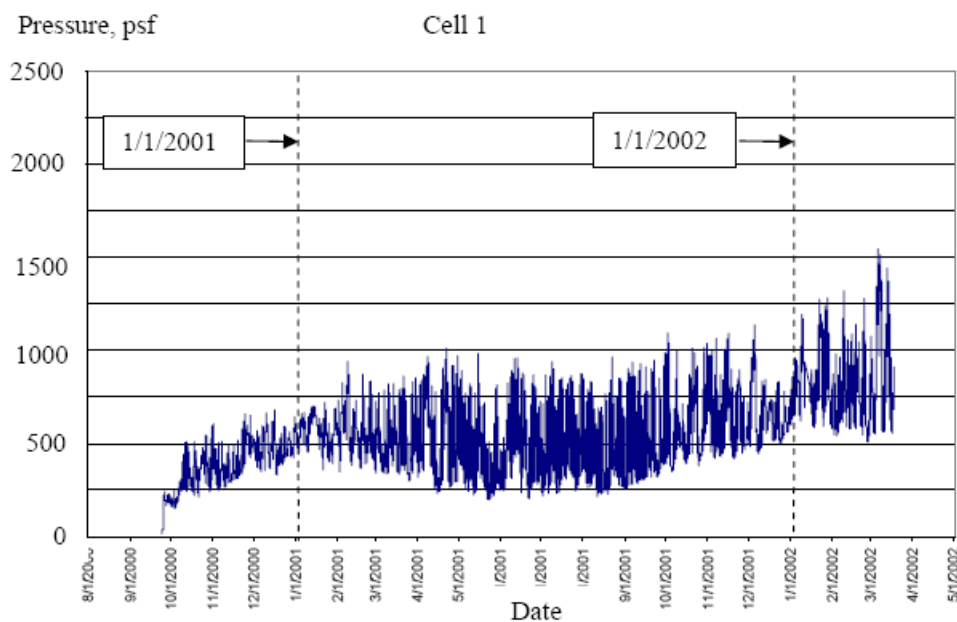


Figura 7.54: Pressioni sperimentali sul retro della spalla di un Ponte Integrato dell'Indiana (Lock, 2002)

8. Viadotti continui (TIPO B1)

8.1 Introduzione

Su terreni pianeggianti, ma caratterizzati da lievi asperità locali o da scadenti caratteristiche del suolo di fondazione, la regolarità che si vuole assegnare ad un tracciato stradale porta a realizzare viadotti con impalcati a quota relativamente bassa dal piano campagna, scanditi da una sequenza di campate che si ripete per centinaia di metri superando, da estremo ad estremo, anche la lunghezza del chilometro.

Nel passato tali viadotti erano generalmente realizzati con impalcati composti da travi prefabbricate, completate da soletta e traversi. In parallelo si sviluppò anche la tipologia degli impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo. Per lungo tempo tali opere furono realizzate secondo lo schema statico di cerniera-carrello per ogni singola travata. In altri termini non si trattava di strutture continue e il passaggio tra una travata e l'altra comportava l'adozione di un dispositivo di giunto. I principali motivi che portavano ad evitare la realizzazione di travate continue erano imputabili alla preferenza per schemi semplici, ad una certa diffidenza sull'efficacia dei dispositivi tecnologici che consentivano di realizzare strutture precomprese continue, al problema del controllo della fessurazione nei tratti di soletta soggetti a momento negativo.

Negli anni seguenti, una più approfondita conoscenza dei materiali e delle tecnologie ed un maggior controllo della qualità nella fase di esecuzione delle opere, portarono gradualmente alla sempre più frequente adozione di strutture a travata continua ed alla conseguente eliminazione dei giunti in corrispondenza degli appoggi interni.

Tale transizione è maturata prima nel campo delle strutture in CAP ed ha trovato il suo pieno compimento nella tipologia dei ponti realizzati per estrusione.

Per quanto riguarda invece i ponti a struttura mista rimanevano i problemi legati all'evoluzione degli stati di sollecitazione conseguenti ai fenomeni reologici ed a quelli legati alla vulnerabilità degli extradossi di soletta soggetti a trazione. Dopo aver sperimentato la scarsa efficacia di molti accorgimenti volti ad attenuare gli effetti conseguenti ai fenomeni appena citati, tra i quali ad esempio il ricorso a tecniche coattive attuate in modi diversi, la tendenza attuale è quella di accettare la risposta di questi sistemi così come sono, cercando di limitare gli effetti della fessurazione e proteggendo l'extradosso di soletta mediante adeguati sistemi di impermeabilizzazione.

In questo capitolo si intenderanno come Ponti Integrali ponti anche di notevole lunghezza, su più campate, privi di giunti in corrispondenza degli appoggi interni, ma comunque dotati di giunti alle due estremità. Infatti l'elevata escursione di spostamento, associata agli effetti differiti e ai cicli stagionali di temperatura non può essere dissolta con gli accorgimenti visti in precedenza per i Ponti Integrali riferiti a luci medio-piccole.

Nella trattazione che segue il viadotto è visto come una trave continua su più appoggi e l'oggetto di studio è il suo regime tensionale per effetto di distorsioni impresse. In particolare con riferimento all'elemento trave isolato si pongono in evidenza gli effetti delle distorsioni dovute a:

- distribuzioni generiche, anche non lineari, di temperatura sull'altezza della sezione;
- precompressione associata ad un generico tracciato di cavi;
- effetti di ritiro e viscosità in sezioni composte acciaio-calcestruzzo.

Dopo aver impostato con il metodo delle forze il sistema risolvete, che esprime la congruenza fra gli estremi dei diversi elementi di trave, tramite alcuni sviluppi matriciali si porranno in evidenza alcune proprietà di validità generale che consentono di definire a priori comportamenti caratteristici di questi sistemi.

Alcuni esempi illustreranno l'applicazione ad una tipologia di ponte di corrente realizzazione.

8.2 Travi continue soggette a distribuzioni di distorsioni

Si esamina l'effetto di distorsioni impresse per i casi di temperatura, precompressione ed effetti differiti in strutture miste.

Si inizia la trattazione richiamando una formulazione di ampia generalità (*Ghali, 1994*) tra sforzi e deformazioni su sezioni non omogenee.

8.2.1 Sforzi e deformazioni in una sezione composta

Si considera una generica sezione composta da materiali aventi diverse caratteristiche elastoviscose. A tal fine si prende in esame la sezione mostrata in Figura 8.1 ed il sistema di riferimento ivi indicato.

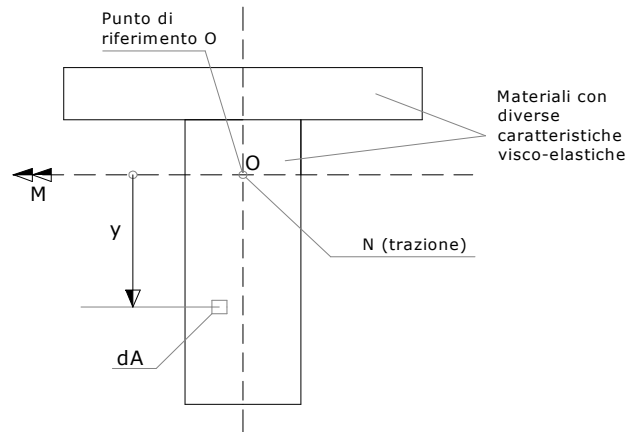


Figura 8.1: Schema della generica sezione composta

Inoltre si riportano le ipotesi con cui si intende operare:

- le sezioni ruotano restando piane;
- vi è perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
- non si ha parzializzazione delle parti in calcestruzzo.

Per l'ipotesi di planarità della sezione in configurazione deformata sussiste la formulazione:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \psi \times y = [1 \quad y] \times \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \psi \end{bmatrix} \quad (8.1)$$

dove ε_0 è la distorsione del punto di riferimento e ψ la curvatura. Si introducono anche la seguente simbologia:

- E_i → modulo elastico dell'*i-esima* parte della sezione;
- A_i → area dell'*i-esima* parte della sezione;
- B_i → momento statico dell'*i-esima* parte della sezione rispetto al *punto di riferimento O*;
- I_i → momento d'inerzia dell'*i-esima* parte della sezione rispetto al *punto di riferimento O*;

e le seguenti grandezze:

- E_{rif} → modulo di elasticità di riferimento; tale grandezza può assumere valore arbitrario;
- α_i → coefficiente di omogeneizzazione, cioè rapporto tra il modulo elastico dell'*i-esima* parte e il modulo elastico di riferimento.

Con riferimento a note relazioni di geometria delle masse, si pone:

$$A \times E_{rif} = \sum_i A_i \times E_i \rightarrow A = \frac{1}{E_{rif}} \times \sum_i A_i \times E_i = \sum_i \alpha_i \times A_i \quad (8.2)$$

$$B \times E_{rif} = \sum_i B_i \times E_i \rightarrow B = \frac{1}{E_{rif}} \times \sum_i B_i \times E_i = \sum_i \alpha_i \times B_i \quad (8.3)$$

$$I \times E_{rif} = \sum_i I_i \times E_i \rightarrow I = \frac{1}{E_{rif}} \times \sum_i I_i \times E_i = \sum_i \alpha_i \times I_i \quad (8.4)$$

dove le grandezze ricavate (A , B , I) sono rispettivamente area, momento statico e momento di inerzia della sezione composta.

Lo sforzo della generica fibra appartenente alla i -esima parte è:

$$\sigma = E_i \times (\varepsilon_0 + \psi \times y) \quad (8.5)$$

Per equilibrio alla traslazione ed alla rotazione si ottengono l'azione assiale applicata nel punto O (N) e il momento flettente (M):

$$N = \int_A \sigma dA = \varepsilon_0 \times \sum_{i=1}^m \left(E_i \times \int_{A_i} dA \right) + \psi \times \sum_{i=1}^m \left(E_i \times \int_{A_i} y dA \right) \quad (8.6)$$

$$M = \int_A \sigma \times y dA = \varepsilon_0 \times \sum_{i=1}^m \left(E_i \times \int_{A_i} y dA \right) + \psi \times \sum_{i=1}^m \left(E_i \times \int_{A_i} y^2 dA \right)$$

Con le notazioni precedentemente introdotte si ottiene:

$$N = E_{rif} \times (A \times \varepsilon_0 + B \times \psi) \quad (8.7)$$

$$M = E_{rif} \times (B \times \varepsilon_0 + I \times \psi)$$

che possono essere espresse più sinteticamente nella seguente forma matriciale:

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = E_{rif} \times \begin{bmatrix} A & B \\ B & I \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \psi \end{Bmatrix} \quad (8.8)$$

Da ciò si trae l'equazione inversa:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \psi \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_{rif} \times (A \times I - B^2)} \times \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (8.9)$$

8.2.2 Distorsioni conseguenti alla temperatura

Il profilo dell'andamento della temperatura sull'altezza della sezione di una trave è in genere non lineare (*Ghali, Leonard, e altri*). In Figura 8.2 si mostra un andamento tipico proposto in letteratura: *Schlaich e Scheef, 1982* per travi a cassone in acciaio.

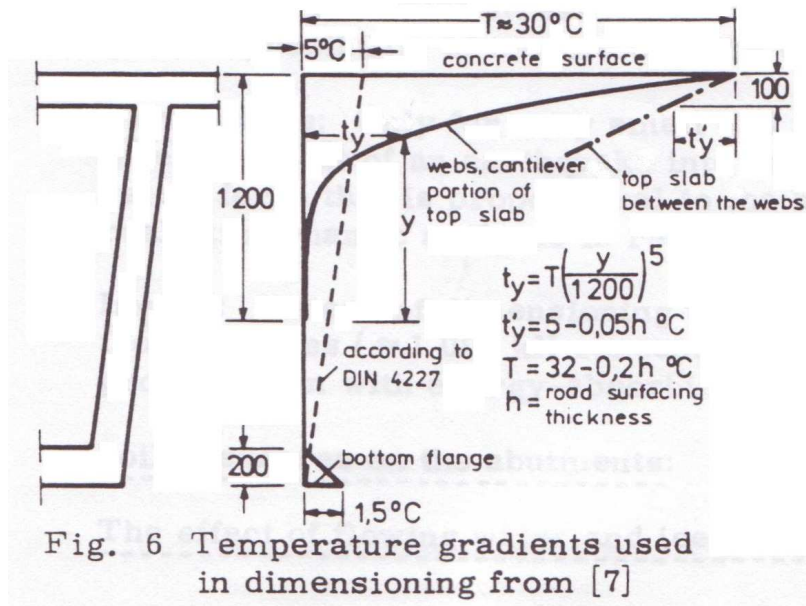


Figura 8.2: Variazione non lineare di temperatura (*Schlaich e Scheef, 1982*)

Nella normativa corrente, ovvero nell'*Eurocodice (EN 1991-1-5)* e nelle *Norme Tecniche* del recente *Decreto Ministeriale del 14/01/08*, la distribuzione di deformazioni anelastiche per temperatura è decomposta nei contributi rappresentati in Figura 8.3.

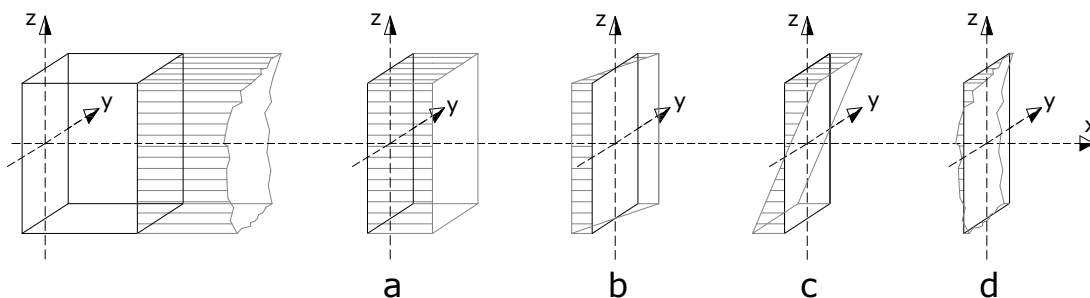


Figura 8.3: Disposizioni dell'Eurocodice per le variazioni termiche

La distribuzione di deformazioni risultante è la sovrapposizione di distribuzioni lineari e di un ultimo contributo (Figura 8.3.d) non lineare. Gli effettivi profili di temperatura per le più comuni tipologie di impalcato sono mostrate nelle Figure 8.4 e 8.5 che seguono.

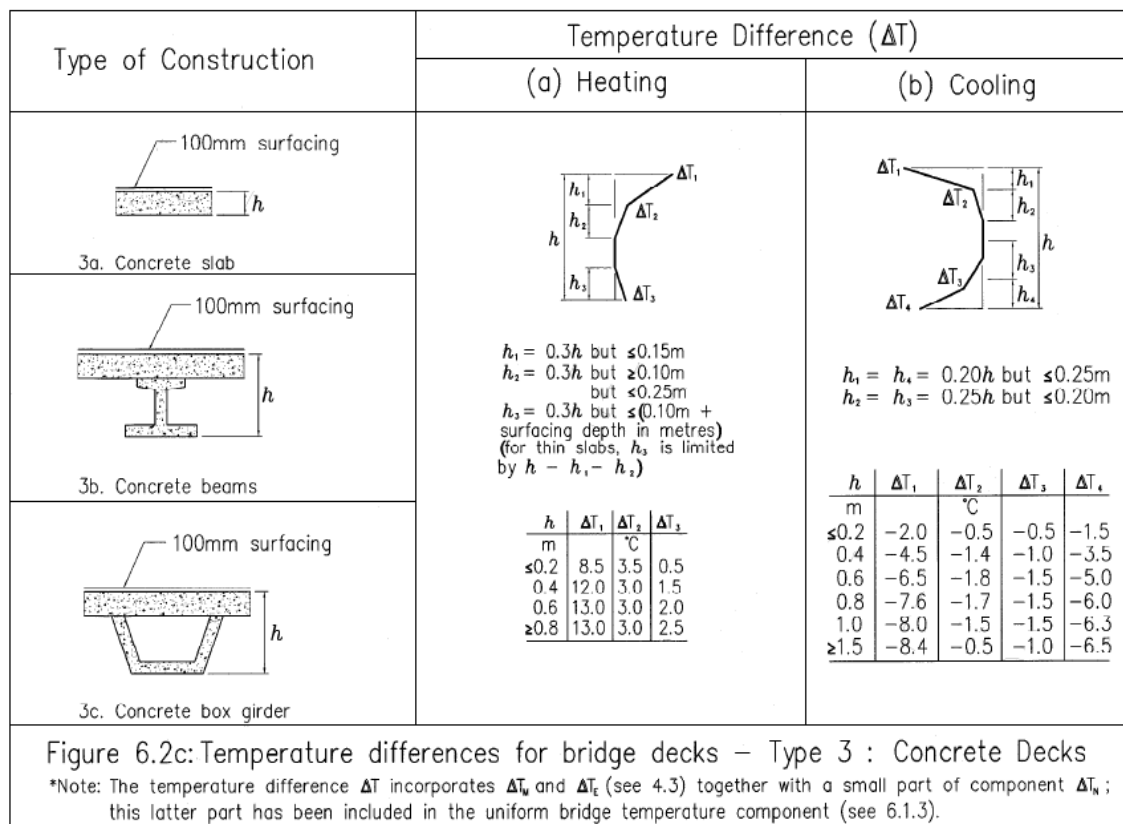
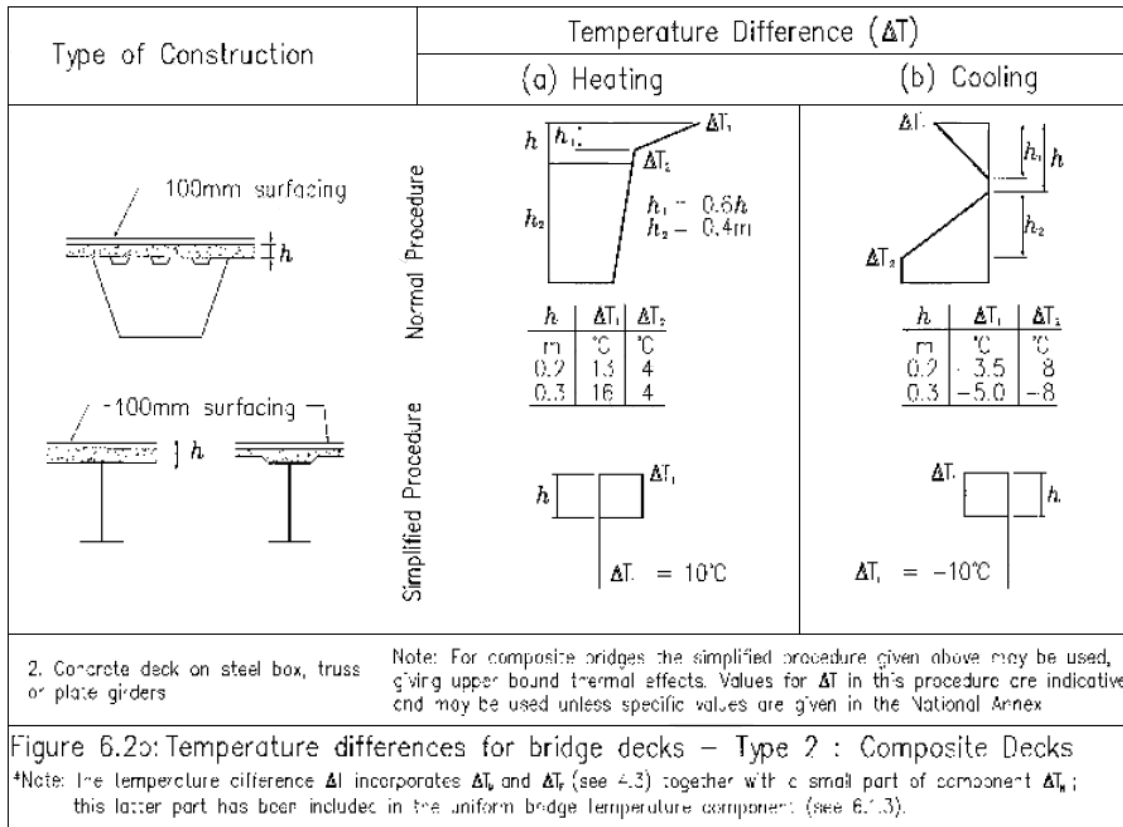


Figure 8.4 e 8.5: Variazioni di temperatura non lineari, rispettivamente per impalcati composti e in calcestruzzo (Eurocodice)

Nel seguito si valutano la distorsione assiale ε_0 e angolare ψ equivalenti ad una distribuzione di temperatura non lineare. In particolare per profili di temperatura modellati in forme semplificate, per esempio tramite funzioni monomie di grado m , si possono sviluppare i risultati in forma analitica.

Da tali distorsioni si ricavano spostamenti e rotazioni agli estremi dell'elemento di trave.

Data una distribuzione non lineare di temperatura $T(y)$ sull'altezza della generica sezione, una fibra avente coordinata y tende ad assumere la dilatazione $\alpha_T \times T(y)$. Se le diverse fibre fossero libere di deformarsi esse darebbero luogo ad una distribuzione di deformazioni $\varepsilon_T(y)$ affine a $T(y)$, cioè non lineare. Per l'ipotesi fatta sulla modalità di deformazione della sezione tuttavia, questa deve deformarsi rimanendo piana. Nasce di conseguenza una distribuzione auto equilibrata di sforzi che si determina nel seguente modo. Come detto:

$$\varepsilon_T(y) = \alpha_T \times T(y) \quad (8.10)$$

da cui, se le deformazioni fossero impedito, nascerebbero i seguenti sforzi:

$$\sigma(y)_{vincolo} = -E \times \varepsilon_T(y) = -E \times \alpha_T \times T(y) \quad (8.11)$$

Da ciò si ricava:

$$N = \int_A \sigma(y) dA = - \int_A E \times \alpha_T \times T(y) dA \quad (8.12)$$

$$M = \int_A \sigma(y) \times y dA = - \int_A E \times \alpha_T \times T(y) \times y dA$$

Utilizzando poi l'equazione (8.9), e ipotizzando di avere a che fare con un coefficiente di dilatazione termica costante, si ottengono $\Delta\varepsilon_{0T}$ e $\Delta\psi_T$:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{0T} \\ \Delta\psi_T \end{Bmatrix} = \frac{\alpha_T}{(A \times I - B^2)} \times \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \int_A T(y) dA \\ \int_A T(y) \times y dA \end{Bmatrix} \quad (8.13)$$

Se il punto di riferimento viene assunto nel baricentro della sezione, il momento statico B è nullo, e pertanto le stesse grandezze risultano essere:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_{0T} \\ \Delta\psi_T \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\alpha_T}{A} \times \int_A T(y) dA \\ \frac{\alpha_T}{I} \times \int_A T(y) \times y dA \end{Bmatrix} \quad (8.14)$$

A questo punto è possibile determinare lo stato di sforzo reale derivante da queste deformazioni ($\Delta\sigma$) e successivamente lo stato di sforzo complessivo (σ):

$$\Delta\sigma = E \times (\Delta\varepsilon_{0T} + \Delta\psi_T \times y) = E \times \alpha_T \times \left(\frac{1}{A} \times \int_A T(y) dA + \frac{1}{I} \times \int_A T(y) \times y dA \right) \quad (8.15)$$

$$\sigma = \sigma_{vincolo} + \Delta\sigma = E \times \alpha_T \times \left(\frac{1}{A} \times \int_A T(y) dA + \frac{1}{I} \times \int_A T(y) \times y dA - T(y) \right)$$

Infine si ottengono gli spostamenti, mediante l'utilizzo del principio dei lavori virtuali. Per quel che riguarda lo spostamento longitudinale esso risulta così determinabile con l'integrale della distorsione assiale sull'intera lunghezza dell'asta; e cioè:

$$1 \times u = \int_0^L 1 \times \Delta\varepsilon_{0T}(x) dx \quad (8.16)$$

Se si assume che su tutta la lunghezza dell'asta tale distorsione assiale sia costante e che, come già specificato, il punto di riferimento coincida con il baricentro, l'equazione diventa:

$$u = \Delta\varepsilon_{0T} \times L = \frac{\alpha_T \times L}{A} \times \int_A T(y) dA \quad (8.17)$$

Anche per le rotazioni si utilizza il principio dei lavori virtuali e per ricavare la rotazione φ_A , cioè quella sull'estremo di sinistra, si considerano in particolare le seguente struttura fittizia e la seguente struttura reale:

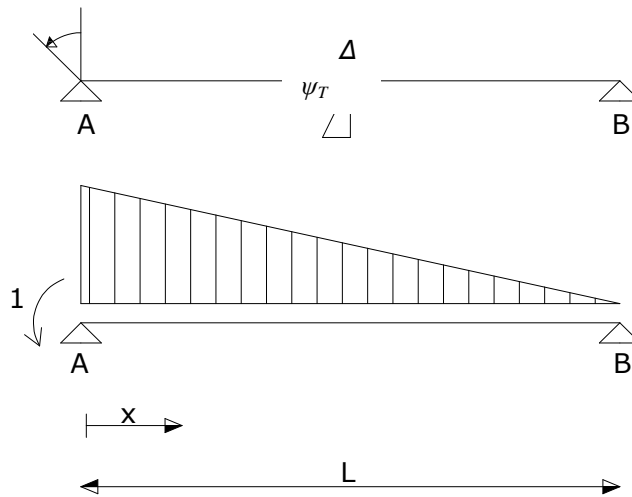


Figura 8.6: Struttura fittizia in alto e struttura reale in basso

Si pone quindi:

$$L_e = 1 \times \varphi_A = \int_0^L -1 \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) \times \Delta\psi_T(x) dx = L_i \quad (8.18)$$

Se la curvatura $\Delta\psi(x)$ è costante lungo tutto lo sviluppo dell'asta e se il punto di riferimento coincide con il baricentro, l'espressione sopra riportata si riduce a:

$$\varphi_A = \Delta\psi_T \times \int_0^L \left(-1 + \frac{x}{L}\right) dx = -\frac{\Delta\psi_T \times L}{2} = -\frac{\alpha_T \times L}{2 \times I} \times \int_A T(y) \times y dA \quad (8.19)$$

Allo stesso modo, e sotto le stesse ipotesi, la rotazione dell'altra estremità, cioè φ_B , risulta:

$$\varphi_B = -\varphi_A = \frac{\Delta\psi_T \times L}{2} = \frac{\alpha_T \times L}{2 \times I} \times \int_A T(y) \times y dA \quad (8.20)$$

Proprio questi risultati sono il punto di partenza per l'analisi della trave continua, quindi di una struttura iperstatica, sottoposta anche a questo genere di fenomeni termici.

Per il caso particolare, come detto, la distribuzione di temperatura $T(y)$ è una funzione monomia di grado m ed è applicata ad un'asta vincolata in modo isostatico. Il diagramma corrispondente è quello raffigurato nella seguente immagine:

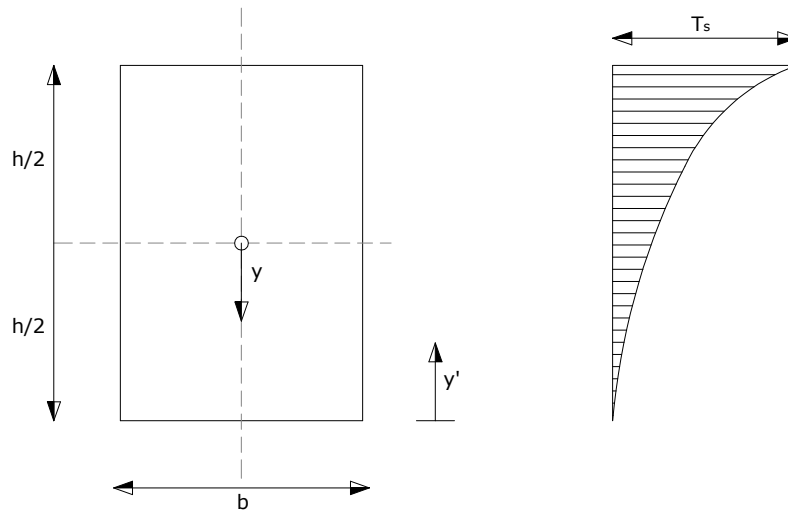


Figura 8.7: Sezione e andamento della temperatura

e la formulazione della funzione temperatura è quindi:

$$T = T_s \times \left(\frac{y'}{h}\right)^m$$

Con la formulazione (8.14) si possono ricavare le caratteristiche della deformazione dovuta a questa distribuzione di temperatura:

$$\Delta\varepsilon_{0T} = \frac{\alpha_T}{A} \times \int_0^h T_S \times \left(\frac{y'}{h}\right)^m \times b \, dy' = \frac{\alpha_T \times T_S \times b}{A \times h^m} \int_0^h (y')^m \, dy' = \frac{\alpha_T \times T_S}{(m+1)}$$

$$\Delta\psi_T = \frac{\alpha_T}{I} \times \int_0^h T_S \times \left(\frac{y'}{h}\right)^m \times \left(\frac{h}{2} - y'\right) \times b \, dy' = -\frac{\alpha_T \times T_S}{h} \times \frac{6 \times m}{(m+2) \times (m+1)}$$

Inoltre, dalle equazioni (8.17), (8.19) e (8.20), si possono valutare gli spostamenti di estremità:

$$u = \frac{\alpha_T \times T_S}{(m+1)} \times L$$

$$\varphi_A = -\frac{\alpha_T \times T_S \times L}{2 \times h} \times \frac{6 \times m}{(m+2) \times (m+1)} \quad \varphi_B = \frac{\alpha_T \times T_S \times L}{2 \times h} \times \frac{6 \times m}{(m+2) \times (m+1)}$$

Assumendo i seguenti valori quali dati del problema:

m	5
h	1 m
b	1 m
α_T	$1 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$
T_S	30 °C
E	25000 MPa
L	20 m

si ottengono i seguenti valori di deformazione. Inoltre a seguire, in Figura 8.8, si propongono anche i grafici delle deformazioni stesse e quello degli sforzi agenti lungo lo spessore dell'elemento:

$$\Delta\varepsilon_{0T} = 5 \times 10^{-5}$$

$$\Delta\psi_T = -2,14 \times 10^{-4} \text{ } 1/m$$

:

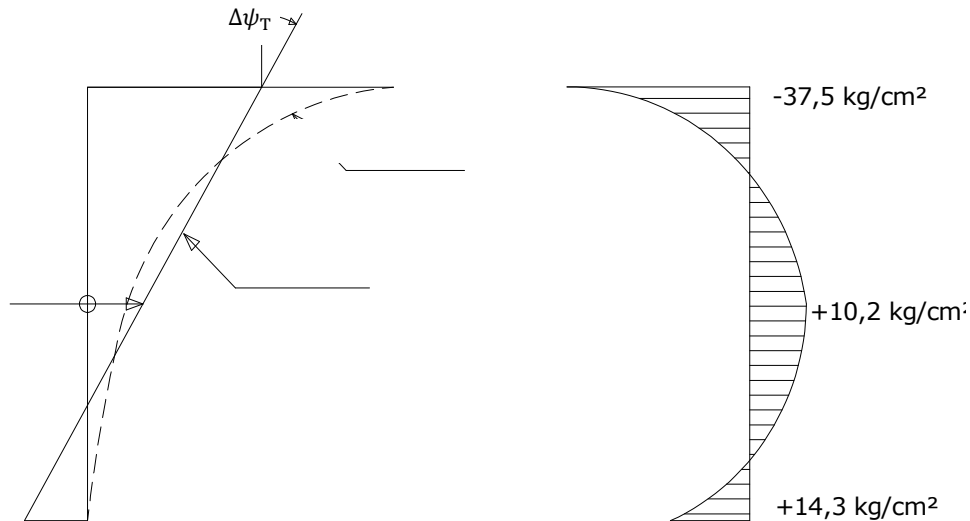


Figura 8.8: Diagrammi delle deformazioni e degli sforzi

Infine, gli spostamenti e le rotazioni di estremità risultano:

$$u = 0,001 \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

$$\varphi_A = 2,14 \times 10^{-3}$$

$$\varphi_B = -2,14 \times 10^{-3}$$

8.2.3 Distorsioni conseguenti alla precompressione

Si calcolano le distorsioni generalizzate a livello di sezione di travi precomprese. Più precisamente si considera il caso associato ad un unico cavo di precompressione avente tracciato parabolico. I riferimenti geometrici sono quelli mostrati in Figura 8.9.

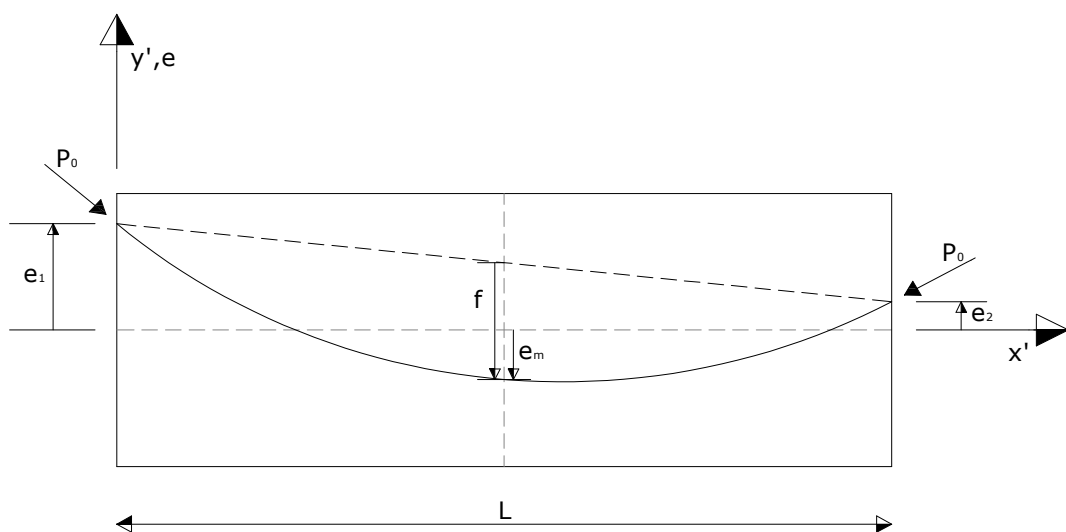


Figura 8.9: Disposizione del cavo di precompressione

La generica equazione del cavo è:

$$\begin{aligned} e(x') &= e_1 + \frac{(-3e_1 - e_2 + 4e_m)}{L} \times x' + 2 \times \frac{(e_1 - 2e_m + e_2)}{L^2} \times x'^2 = \\ &= e_1 + \frac{(-3e_1 - e_2 + 4e_m)}{L} \times x' + 4 \times f \times \left(\frac{x'}{L}\right)^2 \end{aligned} \quad (8.21)$$

Per la curvatura di tale cavo, dato che lo sviluppo longitudinale è, praticamente sempre, molto maggiore dei valori di eccentricità $e(x)$, si assume:

$$\frac{1}{r} = e''(x') \times (1 + e'(x')^2)^{-3/2} \cong e''(x') = \frac{8 \times f}{L^2} = \text{costante} \quad (8.22)$$

Considerando l'elemento raffigurato nella precedente figura come isostatico, si conoscono i valori delle azioni interne dettate dalla sola precompressione in ogni punto dell'elemento stesso; i valori di azione assiale ΔN e di momento ΔM sono:

$$\Delta N(x) = -P_0 \times \cos(\vartheta) \quad (8.23)$$

$$\Delta M(x) = -P_0 \times \cos(\vartheta) \times e(x')$$

dove ϑ è l'angolo formato dalla tangente al cavo con la retta orizzontale.

A questo punto, utilizzando l'equazione (8.9), si possono ricavare le distorsioni derivanti proprio dalla precompressione. Si ottiene:

$$\Delta \varepsilon_{0pr}(x') = -\frac{P_0 \times \cos(\vartheta)}{E \times A} \quad (8.24)$$

$$\Delta \psi_{pr}(x') = \frac{P_0 \times \cos(\vartheta) \times e(x')}{E \times I}$$

Queste equazioni si possono semplificare nel momento in cui il termine $P_0 \times \cos(\vartheta)$ è ipotizzabile costante lungo tutta la lunghezza dell'elemento considerato. In questo caso infatti si assume:

$$P_0 \times \cos(\vartheta) = \bar{P} = \text{costante} \quad (8.25)$$

e si ottiene quindi:

$$\Delta \varepsilon_{0pr} = -\frac{\bar{P}}{E \times A} \quad \Delta \psi_{pr}(x') = \frac{\bar{P} \times e(x')}{E \times I} \quad (8.26)$$

Con queste ipotesi la distorsione assiale non dipende più dalla coordinata x' , ma è costante lungo tutto lo sviluppo dell'elemento.

Gli spostamenti di estremità, sono ricavati ancora utilizzando il principio dei lavori virtuali esattamente come al paragrafo precedente per il fenomeno termico. Le equazioni implicate sono:

$$1 \times u = \int_0^L 1 \times \Delta \varepsilon_{0pr}(x') dx \quad (8.27)$$

$$1 \times \varphi_A = \int_0^L -1 \times \left(1 - \frac{x'}{L}\right) \times \frac{P_0 \times \cos(\vartheta) \times e(x')}{E \times I} dx \quad (8.28)$$

Adottando le ipotesi già introdotte, vale a dire tracciato parabolico del cavo e $P_0 \times \cos(\vartheta) = \bar{P} = \text{costante}$, si ottengono:

$$u = \int_0^L \Delta \varepsilon_{0pr}(x') dx = -\frac{\bar{P} \times L}{E \times A} \quad (8.29)$$

$$\varphi_A = \frac{\bar{P}}{EI} \int_0^L -\left(1 - \frac{x'}{L}\right) \times e(x') dx = \frac{\bar{P} \times L}{6EI} \times (e_1 + 2 \times e_m) \quad (8.30)$$

$$\varphi_B = \frac{\bar{P}}{EI} \int_0^L \left(\frac{x'}{L}\right) \times e(x') dx = \frac{\bar{P} \times L}{6EI} \times (e_2 + 2 \times e_m) \quad (8.31)$$

8.2.4 Distorsioni in strutture miste causate da ritiro e viscosità nel calcestruzzo

L'ultimo contributo considerato in grado di provocare distorsioni su strutture di questo genere è quello dei fenomeni differiti che si sviluppano nel tempo all'interno del calcestruzzo. Anche in questo caso, traendolo da *Gahli, 1994*, si utilizza il medesimo approccio dei paragrafi precedenti, cioè si determinano le azioni interne provocate da questo fenomeno su un elemento isostatico e da queste si ricavano le distorsioni e gli spostamenti alle estremità.

Dapprima si compie un'analisi delle sollecitazioni al tempo t_0 , attimo in cui si può immaginare che la struttura venga installata.

La prima operazione è combinare le azioni N ed M con la sollecitazione P di precompressione nel seguente modo:

$$N_{equivalente} = N - \sum P_i \quad (8.32)$$

$$M_{equivalente} = M - \sum P_i \times y_{psi}$$

dove il pedice i si riferisce all' i -esimo cavo di precompressione ed y_{psi} alla sua distanza dal punto di riferimento O . Utilizzando la formulazione (8.9), si possono ricavare distorsione assiale e curvatura al tempo t_0 :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \psi(t_0) \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_{rif} \times (A \times I - B^2)} \times \begin{bmatrix} I & -B \\ -B & A \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}_{equivalente} \quad (8.33)$$

dove le grandezze A , B ed I sono quelle della sezione composta a t_0 e il modulo elastico del calcestruzzo da considerare è $E_c(t_0)$.

Una volta caratterizzata la deformazione è possibile risalire allo stato di sforzo nello stesso istante temporale. Per il calcestruzzo:

$$\varepsilon_c(t_0) = \varepsilon_o(t_0) + \psi(t_0) \times y \quad (8.34)$$

$$\sigma_c(t_0) = [E_c(t_0)]_i \times [\varepsilon_o(t_0) + \psi(t_0) \times y] \quad (8.35)$$

dove il pedice i si riferisce alle caratteristiche proprie della i -esima parte di calcestruzzo, parte cui appartiene la fibra considerata. Nell'acciaio non precompresso:

$$\sigma_s(t_0) = E_s \times [\varepsilon_o(t_0) + \psi(t_0) \times y] \quad (8.36)$$

La valutazione degli sforzi nell'acciaio precompresso invece si differenzia a seconda che i cavi siano pre-tesi o post-tesi; in ogni caso è operabile a partire dai risultati già ottenuti.

Si passa ora agli effetti differiti nel calcestruzzo, considerando così un istante temporale successivo a t_0 ; questa operazione è svolta mediante dei valori di azione assiale ΔN e di momento flettente ΔM , che sono da considerarsi come la somma di due contributi, cioè:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{viscosità} + \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{ritiro} \quad (8.37)$$

Per quel che riguarda la viscosità nel periodo (t_0, t) , la deformazione assiale e la curvatura aumentano rispettivamente delle quantità $\varphi(t, t_0) \times \varepsilon(t_0)$ e $\varphi(t, t_0) \times \psi(t_0)$, dove φ è il noto coefficiente di viscosità, funzione, fra l'altro, anche dell'istante di messa in carico (t_0) e dell'istante di calcolo (t). Quindi:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{viscosità} = - \sum_{j=1}^m \left\{ \bar{E}_c \times \varphi \times \begin{bmatrix} A_c & B_c \\ B_c & I_c \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \psi(t_0) \end{Bmatrix} \right\}_j \quad (8.38)$$

dove il pedice j si riferisce alla j -esima parte fra le m realizzate in calcestruzzo e quelle inserite nella matrice sono le caratteristiche sezionali di tale j -esima parte riferite al punto O ; \bar{E}_c è invece il modulo di elasticità "age-adjusted" al tempo t , ancora della j -esima parte.

Relativamente al ritiro del calcestruzzo invece:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{ritiro} = - \sum_{j=1}^m \left\{ \bar{E}_c \times \varepsilon_{cs} \times \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix} \right\}_j \quad (8.39)$$

dove $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_0)$ è la deformazione libera dovuta appunto a ritiro nel periodo (t_0, t) .

Dapprima le deformazioni dovute a ritiro e viscosità vengono artificialmente impedito mediante l'applicazione di questa forza assiale ΔN e di questo momento ΔM . Successivamente, tali forze di vincolo fittizio sono rimosse, mediante l'applicazione di forze uguali ed opposte sulla sezione composta, capaci di provocare le seguenti variazioni, reali, in termini di deformazione:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{0diff} \\ \Delta \psi_{diff} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\bar{E}_{rif} \times (\bar{A} \times \bar{I} - \bar{B}^2)} \times \begin{bmatrix} \bar{I} & -\bar{B} \\ -\bar{B} & \bar{A} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{Bmatrix} \quad (8.40)$$

dove con le grandezze sopra-segnate si intendono area, momento statico e momento di inerzia della sezione composta rispetto al solito punto O a tempo $t \geq t_0$; mentre con \bar{E}_{rif} si intende il modulo elastico di riferimento a tempo $t \geq t_0$, solitamente pari a quello "age-adjusted" del calcestruzzo.

Tramite tali quantità $\Delta \varepsilon_{0diff}$ e $\Delta \psi_{diff}$, che sono da ritenersi note, si risale allo sforzo fittizio che sarebbe richiesto nel calcestruzzo per impedire lo svilupparsi di queste distorsioni:

$$\sigma_{restrained} = -\bar{E}_c(t, t_0) \times [\varphi(t, t_0) \times \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cs}] \quad (8.41)$$

Si passa ora alla determinazione degli sforzi effettivi che, per le diverse parti, intervengono nel periodo (t_0, t) :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_c &= \sigma_{restrained} + \bar{E}_c(t, t_0) \times (\Delta \varepsilon_{0diff} + y \times \Delta \psi_{diff}) \\ \Delta \sigma_s &= E_s \times (\Delta \varepsilon_{0diff} + y_s \times \Delta \psi_{diff}) \end{aligned} \quad (8.42)$$

$$\Delta \sigma_p = \Delta \bar{\sigma}_{pr} + E_p \times (\Delta \varepsilon_{0diff} + y_p \times \Delta \psi_{diff})$$

Sommando tali incrementi ai valori riferiti al tempo zero determinati in precedenza si ottengono gli sforzi sezionali all'istante t .

L'ottenimento degli spostamenti e delle rotazioni di estremità passa attraverso una formulazione delle distorsioni. Nel caso di sezioni composte tuttavia la scrittura di queste grandezze in forma simbolica non permette semplificazioni ed è poco rappresentativa. Si sceglie quindi di eseguire il calcolo per un elemento in calcestruzzo. In questo caso, utilizzando e semplificando la formulazione (8.40), si ottiene:

$$\Delta \varepsilon_{0diff} = \varphi \times \varepsilon_0(t_0) + \varepsilon_{cs} \quad \Delta \psi_{diff} = \varphi \times \psi(t_0) \quad (8.43)$$

Utilizzando il principio dei lavori virtuali, e ipotizzando che distorsione assiale, deformazione da ritiro e coefficiente di viscosità siano costanti lungo tutto lo sviluppo dell'elemento, lo spostamento longitudinale risulta:

$$u = \int_0^L \varphi \times \varepsilon_0(t_0) + \varepsilon_{cs} dx = (\varphi \times \varepsilon_0(t_0) + \varepsilon_{cs}) \times L \quad (8.44)$$

Per quel che riguarda le rotazioni invece, ancora mediante il principio dei lavori virtuali, si può scrivere:

$$1 \times \varphi_A = \int_0^L -1 \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) \times \varphi \times \psi(t_0) dx \quad (8.45)$$

Da cui, sotto le medesime ipotesi:

$$\varphi_A = \varphi \times \psi(t_0) \times \int_0^L -\left(1 - \frac{x}{L}\right) dx = -\frac{\varphi \times \psi(t_0) \times L}{2} \quad (8.46)$$

e allo stesso modo:

$$\varphi_B = \varphi \times \psi(t_0) \times \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right) dx = \frac{\varphi \times \psi(t_0) \times L}{2} \quad (8.47)$$

8.2.5 Il sistema di congruenza

Obiettivo del sistema rimane quello di risolvere una trave continua su più appoggi, nel momento in cui risulta sottoposta a delle distorsioni. In particolare si considera una trave su $n + 1$ campate e pertanto con $n + 2$ appoggi.

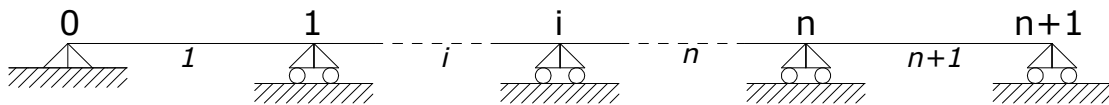


Figura 8.10: Struttura in esame, con il numero degli appoggi e delle travi

A tal fine si sceglie di utilizzare il metodo delle forze: classica tecnica risolutiva per strutture iperstatiche. All'interno del metodo si sceglie di liberare gli n gradi di iperstaticità in esubero andando a svincolare alla rotazione gli appoggi interni. In tal modo si inseriscono dei momenti iperstatici su ciascun appoggio intermedio.

In ogni caso per sistemi di questo genere, vale a dire a banda tri-diagonale, esistono specifiche tecniche di risoluzione che, con un modesto costo computazionale, rendono la soluzione.

8.2.6 Risultati notevoli

Come proposto da Ghali, 1994, si provano a porre sulla struttura solamente le sollecitazioni alle estremità della trave, rimuovendo invece quelle collocate sugli appoggi intermedi. La matrice di cedevolezza rimane identica a quella già determinata; cambiano invece, e si semplificano, le rotazioni sugli appoggi intermedi, inserite nel vettore dei termini noti. La struttura su cui tali rotazioni vengono determinate diventa infatti la seguente:

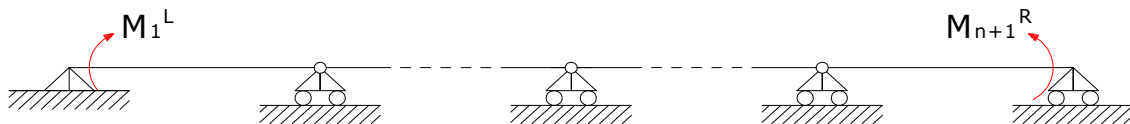


Figura 8.14: Struttura in analisi nel caso 0, per la determinazione dei termini noti del sistema

Le rotazioni del vettore dei termini noti diventano:

$$\varphi_{1,0} = \frac{M_1^l L_1}{6EI_1} \quad \varphi_{2 < i < n-1,0} = 0 \quad \varphi_{n,0} = \frac{M_{n+1}^r L_{n+1}}{6EI_{i+1}}$$

L'idea è dimostrare come l'applicazione dei momenti sugli appoggi intermedi, indipendentemente dal loro valore, sia ininfluenza per la risoluzione del sistema e conseguentemente per il rintracciamento delle azioni interne.

Se ciò corrisponde a verità, deve forzatamente esistere un legame fra i sistemi matriciali che studiano l'una e l'altra situazione. Si va alla ricerca di tale rapporto introducendo la seguente notazione:

- $[A]$: matrice di cedevolezza, uguale in entrambi i casi;
- Caso in cui siano applicati i momenti sugli appoggi intermedi:
 - $\{\varphi_0^{-1}\}$: vettore dei termini noti (cioè rotazioni del caso 0);
 - $\{X\}$: vettore delle incognite del sistema di equazioni;
 - $\{X_1\}$: vettore dei momenti totali sugli appoggi intermedi;
 - $\{M^*\}$: vettore composto dai momenti agenti sulla struttura iperstatica di partenza.

- Caso in cui non siano applicati i momenti sugli appoggi intermedi:
 - $\{\varphi_0^2\}$: vettore dei termini noti (cioè rotazioni del *caso 0*);
 - $\{X_2\}$: vettore delle incognite del sistema di equazioni, pari ai momenti totali sugli appoggi.

Per il sistema con momenti intermedi il sistema risolvete è:

$$[A] \times \{X\} + \{\varphi_0^1\} = 0 \quad (8.49)$$

Ottenuti i momenti iperstatici $\{X\}$, i momenti totali sono:

$$\{X_1\} = \{X\} + \{M^*\} \quad (8.50)$$

Eguagliando:

$$\{X_1\} = -[A]^{-1} \times \{\varphi_0^1\} + \{M^*\} \quad (8.51)$$

Per il sistema senza momenti intermedi il sistema risolvete è:

$$[A] \times \{X_2\} + \{\varphi_0^2\} = 0 \quad (8.52)$$

Ponendo l'uguaglianza fra il vettore $\{X_1\}$ e il vettore $\{X_2\}$:

$$-[A]^{-1} \times \{\varphi_0^1\} + \{M^*\} = -[A]^{-1} \times \{\varphi_0^2\} \quad (8.53)$$

Pre-moltiplicando per $[A]$ si ottiene:

$$-\{\varphi_0^1\} + [A] \times \{M^*\} = -\{\varphi_0^2\} \quad (8.54)$$

$$\{\varphi_0^1\} - [A] \times \{M^*\} = \{\varphi_0^2\}$$

Con tale relazione si può passare da un sistema d'equazioni all'altro. Quanto riportato vale naturalmente per qualsiasi numero di incognite, vale a dire per travi continue con un numero qualsiasi di campate.

Si propone, a titolo esemplificativo, l'applicazione di quest'ultima equazione per il sistema a quattro incognite (cinque campate, sei appoggi).

Le grandezze in gioco sono:

$$\{\varphi_0^1\} = \begin{bmatrix} \left(\frac{M_1^l L_1}{6I_1} + \frac{M_1^r L_1}{3I_1}\right) + \left(\frac{M_2^l L_2}{3I_2} + \frac{M_2^r L_2}{6I_2}\right) \\ \left(\frac{M_2^l L_2}{6I_2} + \frac{M_2^r L_2}{3I_2}\right) + \left(\frac{M_3^l L_3}{3I_3} + \frac{M_3^r L_3}{6I_3}\right) \\ \left(\frac{M_3^l L_3}{6I_3} + \frac{M_3^r L_3}{3I_3}\right) + \left(\frac{M_4^l L_4}{3I_4} + \frac{M_4^r L_4}{6I_4}\right) \\ \left(\frac{M_4^l L_4}{6I_4} + \frac{M_4^r L_4}{3I_4}\right) + \left(\frac{M_5^l L_5}{3I_5} + \frac{M_5^r L_5}{6I_5}\right) \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} \quad (8.55)$$

$$\{\varphi_0^2\} = \begin{bmatrix} \frac{M_1^l L_1}{6I_1} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{M_5^r L_5}{6I_5} \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} \quad (8.56)$$

I pedici introdotti per le varie grandezze si riferiscono al numero dello specifico elemento di trave, mentre l'apice del momento specifica se ci si riferisce all'estremo sinistro o all'estremo destro.

$$[A] = \begin{bmatrix} \frac{L_1}{3I_1} + \frac{L_2}{3I_2} & \frac{L_2}{6I_2} & 0 & 0 \\ \frac{L_2}{6I_2} & \frac{L_2}{3I_2} + \frac{L_3}{3I_3} & \frac{L_3}{6I_3} & 0 \\ 0 & \frac{L_3}{6I_3} & \frac{L_3}{3I_3} + \frac{L_4}{3I_4} & \frac{L_4}{6I_4} \\ 0 & 0 & \frac{L_4}{6I_4} & \frac{L_4}{3I_4} + \frac{L_5}{3I_5} \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} \quad (8.57)$$

$$\{M^*\} = \begin{bmatrix} M_1^r \\ M_2^r \\ M_3^r \\ M_4^r \end{bmatrix} \quad (8.58)$$

Si verifica l'identità dell'equazione (8.55) sviluppandone il termine sinistro:

$$\begin{bmatrix} \left(\frac{M_1^l L_1}{6I_1} + \frac{M_1^r L_1}{3I_1}\right) + \left(\frac{M_2^l L_2}{3I_2} + \frac{M_2^r L_2}{6I_2}\right) \\ \left(\frac{M_2^l L_2}{6I_2} + \frac{M_2^r L_2}{3I_2}\right) + \left(\frac{M_3^l L_3}{3I_3} + \frac{M_3^r L_3}{6I_3}\right) \\ \left(\frac{M_3^l L_3}{6I_3} + \frac{M_3^r L_3}{3I_3}\right) + \left(\frac{M_4^l L_4}{3I_4} + \frac{M_4^r L_4}{6I_4}\right) \\ \left(\frac{M_4^l L_4}{6I_4} + \frac{M_4^r L_4}{3I_4}\right) + \left(\frac{M_5^l L_5}{3I_5} + \frac{M_5^r L_5}{6I_5}\right) \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} - \begin{bmatrix} \frac{L_1}{3I_1} + \frac{L_2}{3I_2} & \frac{L_2}{6I_2} & 0 & 0 \\ \frac{L_2}{6I_2} & \frac{L_2}{3I_2} + \frac{L_3}{3I_3} & \frac{L_3}{6I_3} & 0 \\ 0 & \frac{L_3}{6I_3} & \frac{L_3}{3I_3} + \frac{L_4}{3I_4} & \frac{L_4}{6I_4} \\ 0 & 0 & \frac{L_4}{6I_4} & \frac{L_4}{3I_4} + \frac{L_5}{3I_5} \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} \times \begin{bmatrix} M_1^r \\ M_2^r \\ M_3^r \\ M_4^r \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} \left(\frac{M_1^l L_1}{6I_1} + \frac{M_1^r L_1}{3I_1}\right) + \left(\frac{M_2^l L_2}{3I_2} + \frac{M_2^r L_2}{6I_2}\right) \\ \left(\frac{M_2^l L_2}{6I_2} + \frac{M_2^r L_2}{3I_2}\right) + \left(\frac{M_3^l L_3}{3I_3} + \frac{M_3^r L_3}{6I_3}\right) \\ \left(\frac{M_3^l L_3}{6I_3} + \frac{M_3^r L_3}{3I_3}\right) + \left(\frac{M_4^l L_4}{3I_4} + \frac{M_4^r L_4}{6I_4}\right) \\ \left(\frac{M_4^l L_4}{6I_4} + \frac{M_4^r L_4}{3I_4}\right) + \left(\frac{M_5^l L_5}{3I_5} + \frac{M_5^r L_5}{6I_5}\right) \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} - \begin{bmatrix} \left(\frac{L_1}{3I_1} + \frac{L_2}{3I_2}\right) M_1^r + \left(\frac{L_2}{6I_2}\right) M_2^r \\ \left(\frac{L_2}{6I_2}\right) M_1^r + \left(\frac{L_2}{3I_2} + \frac{L_3}{3I_3}\right) M_2^r + \left(\frac{L_3}{6I_3}\right) M_3^r \\ \left(\frac{L_3}{6I_3}\right) M_2^r + \left(\frac{L_3}{3I_3} + \frac{L_4}{3I_4}\right) M_3^r + \left(\frac{L_4}{6I_4}\right) M_4^r \\ \left(\frac{L_4}{6I_4}\right) M_3^r + \left(\frac{L_4}{3I_4} + \frac{L_5}{3I_5}\right) M_4^r \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} =$$

$$= \begin{bmatrix} \left(\frac{M_1^l L_1}{6I_1} + \frac{M_1^r L_1}{3I_1}\right) + \left(\frac{M_2^l L_2}{3I_2} + \frac{M_2^r L_2}{6I_2}\right) - \left(\frac{L_1}{3I_1} + \frac{L_2}{3I_2}\right) M_1^r - \left(\frac{L_2}{6I_2}\right) M_2^r \\ \left(\frac{M_2^l L_2}{6I_2} + \frac{M_2^r L_2}{3I_2}\right) + \left(\frac{M_3^l L_3}{3I_3} + \frac{M_3^r L_3}{6I_3}\right) - \left(\frac{L_2}{6I_2}\right) M_1^r - \left(\frac{L_2}{3I_2} + \frac{L_3}{3I_3}\right) M_2^r - \left(\frac{L_3}{6I_3}\right) M_3^r \\ \left(\frac{M_3^l L_3}{6I_3} + \frac{M_3^r L_3}{3I_3}\right) + \left(\frac{M_4^l L_4}{3I_4} + \frac{M_4^r L_4}{6I_4}\right) - \left(\frac{L_3}{6I_3}\right) M_2^r - \left(\frac{L_3}{3I_3} + \frac{L_4}{3I_4}\right) M_3^r - \left(\frac{L_4}{6I_4}\right) M_4^r \\ \left(\frac{M_4^l L_4}{6I_4} + \frac{M_4^r L_4}{3I_4}\right) + \left(\frac{M_5^l L_5}{3I_5} + \frac{M_5^r L_5}{6I_5}\right) - \left(\frac{L_4}{6I_4}\right) M_3^r - \left(\frac{L_4}{3I_4} + \frac{L_5}{3I_5}\right) M_4^r \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} =$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{M_1^l L_1}{6I_1} + \left(\frac{M_1^r L_1}{3I_1} - \frac{L_1}{3I_1} M_1^r\right) + \left(\frac{M_2^l L_2}{3I_2} - \frac{L_2}{3I_2} M_1^r\right) + \left(\frac{M_2^r L_2}{6I_2} - \frac{L_2}{6I_2} M_2^r\right) \\ \left(\frac{M_2^l L_2}{6I_2} - \frac{L_2}{6I_2} M_1^r\right) + \left(\frac{M_2^r L_2}{3I_2} - \frac{L_2}{3I_2} M_2^r\right) + \left(\frac{M_3^l L_3}{3I_3} - \frac{L_3}{3I_3} M_2^r\right) + \left(\frac{M_3^r L_3}{6I_3} - \frac{L_3}{6I_3} M_3^r\right) \\ \left(\frac{M_3^l L_3}{6I_3} - \frac{L_3}{6I_3} M_2^r\right) + \left(\frac{M_3^r L_3}{3I_3} - \frac{L_3}{3I_3} M_3^r\right) + \left(\frac{M_4^l L_4}{3I_4} - \frac{L_4}{3I_4} M_3^r\right) + \left(\frac{M_4^r L_4}{6I_4} - \frac{L_4}{6I_4} M_4^r\right) \\ \left(\frac{M_4^l L_4}{6I_4} - \frac{L_4}{6I_4} M_3^r\right) + \left(\frac{M_4^r L_4}{3I_4} - \frac{L_4}{3I_4} M_4^r\right) + \left(\frac{M_5^l L_5}{3I_5} - \frac{L_5}{3I_5} M_4^r\right) + \frac{M_5^r L_5}{6I_5} \end{bmatrix} \times \frac{1}{E} =$$

Tutte le differenze inserite fra parentesi in quest'ultimo passaggio hanno risultato zero, poiché:

$$M_i^d = M_{i+1}^l$$

Il termine sinistro della formulazione (8.55) risulta quindi essere:

$$= \begin{bmatrix} \frac{M_1^l L_1}{6I_1} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{M_5^r L_5}{6I_5} \end{bmatrix} \times \frac{1}{E}$$

Tale vettore risulta essere identico al vettore $\{\varphi_0^2\}$ (equazione (8.57)), e pertanto l'identità in questione è verificata.

Quanto riportato per un sistema di quattro equazioni in quattro incognite, è stato testato anche per sistemi diversi, e in particolare di dimensioni maggiori. La validità della formulazione simbolica sopra riportata è comunque garantita.

Con quanto esposto si è voluto mettere in evidenza che gli effetti iperstatici associati a distorsioni definite come descritto in precedenza dipendono solamente dalla loro azione sulle sezioni di estremità delle campate esterne e non sulle estremità delle travi concorrenti sugli appoggi interni.

In altri termini e in altra forma si ritrova quanto già noto in letteratura. In particolare per quanto riguarda la precompressione si ritrova il teorema di Guyon: *“In una trave continua la curva delle pressioni dipende solo dalla curvatura del cavo risultante e dalla sua eccentricità sugli appoggi estremi e non dalle eccentricità sugli appoggi intermedi”* (Giangreco, 1975).

Per quanto riguarda gli effetti associati a distorsioni in travi a sezione composta si premette che i momenti alle estremità sono uniformi; ciò comporta una semplificazione della trattazione svolta in precedenza. Inoltre la propagazione dei momenti iperstatici dalle estremità verso il centro della travata manifesta una forte attenuazione, tanto più accentuata quanto più alto è il numero di campate.

Con riferimento a quest'ultimo caso, l'esempio che segue pone in evidenza quanto ora accennato per diversi numeri di campate.

I risultati che seguono, determinati per un numero di campate compreso fra 2 e 11, derivano dall'applicazione di un momento generico M^* sulle sezioni di estremità degli elementi di trave più esterni. Come detto, si applicano momenti uguali alle due estremità poiché si assume che le azioni causate dalla temperatura e dagli effetti differiti (la precompressione non è considerata riferendosi a strutture composte) provochino effetti uniformi su tutta la lunghezza della struttura. La lunghezza delle singole campate non è specificata ma è assunta costante.

Nella prima tabella si riportano i valori esatti in forma frazionale del momento flettente su tutti gli appoggi al variare del numero di campate; tali punti sono i valori di massimo o di minimo relativo del diagramma. Nella seconda invece, facendo ancora variare il numero delle campate, si riportano i valori del taglio, costante, su ciascuna campata. In entrambi i casi l'appoggio esterno di sinistra è chiamato "0", e tutti gli altri con numero crescente procedendo verso destra.

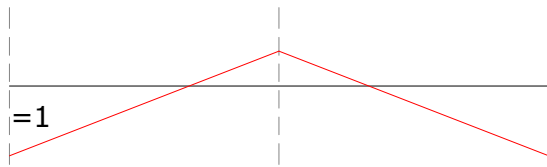
VALORI DEI MOMENTI AGENTI ($\times M^*$)										
numero delle campate	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
numero dell'appoggio										
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	$-(1/2)$	$-(1/5)$	$-(2/7)$	$-(5/19)$	$-(7/26)$	$-(19/71)$	$-(26/97)$	$-(71/265)$	$-(97/362)$	$-(265/989)$
2	1	$-(1/5)$	$(1/7)$	$(1/19)$	$(2/26)$	$(5/71)$	$(7/97)$	$(19/265)$	$(26/362)$	$(71/989)$
3	-	1	$-(2/7)$	$(1/19)$	$-(1/26)$	$-(1/71)$	$-(2/97)$	$-(5/265)$	$-(7/362)$	$-(19/989)$
4	-	-	1	$-(5/19)$	$(2/26)$	$-(1/71)$	$(1/97)$	$(1/265)$	$(2/362)$	$(5/989)$
5	-	-	-	1	$-(7/26)$	$(5/71)$	$-(2/97)$	$(1/265)$	$-(1/362)$	$-(1/989)$
6	-	-	-	-	1	$-(19/71)$	$(7/97)$	$-(5/265)$	$(2/362)$	$-(1/989)$
7	-	-	-	-	-	1	$-(26/97)$	$(19/265)$	$-(7/362)$	$(5/989)$
8	-	-	-	-	-	-	1	$-(71/265)$	$(26/362)$	$-(19/989)$
9	-	-	-	-	-	-	-	1	$-(97/362)$	$(71/989)$
10	-	-	-	-	-	-	-	-	1	$-(265/989)$
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

VALORI DEI TAGLI AGENTI ($\times M^*/L$)										
numero delle campate	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
tratto della trave										
0-1	$-(3/2)$	$-(6/5)$	$-(9/7)$	$-(24/19)$	$-(33/26)$	$-(90/71)$	$-(123/97)$	$-(336/265)$	$-(459/362)$	$-(1254/989)$
1-2	$(3/2)$	0	$(3/7)$	$(6/19)$	$(9/26)$	$(24/71)$	$(33/97)$	$(90/265)$	$(123/362)$	$(336/989)$
2-3	-	$(6/5)$	$-(3/7)$	0	$-(3/26)$	$-(6/71)$	$-(9/97)$	$-(24/265)$	$-(33/362)$	$-(90/989)$
3-4	-	-	$(9/7)$	$-(6/19)$	$(3/26)$	0	$(3/97)$	$(6/265)$	$(9/362)$	$(24/989)$
4-5	-	-	-	$(24/19)$	$-(9/26)$	$(6/71)$	$-(3/97)$	0	$-(3/362)$	$-(6/989)$
5-6	-	-	-	-	$(33/26)$	$-(24/71)$	$(9/97)$	$-(6/265)$	$(3/362)$	0
6-7	-	-	-	-	-	$(90/71)$	$-(33/97)$	$(24/265)$	$-(9/362)$	$(6/989)$
7-8	-	-	-	-	-	-	$(123/97)$	$-(90/265)$	$(33/362)$	$-(24/989)$
8-9	-	-	-	-	-	-	-	$(336/265)$	$-(123/362)$	$(90/989)$
9-10	-	-	-	-	-	-	-	-	$(459/362)$	$-(336/989)$
10-11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$(1254/989)$

Per meglio visualizzare l'andamento di queste azioni interne se ne propongono i diagrammi, anch'essi al variare del numero di campate.

DIAGRAMMI DEI MOMENTI FLETTENTI

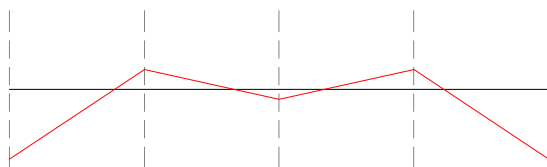
2 campate



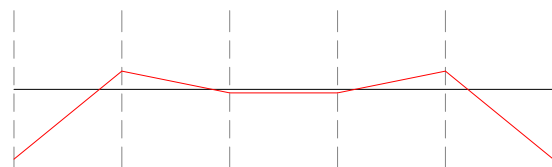
3 campate



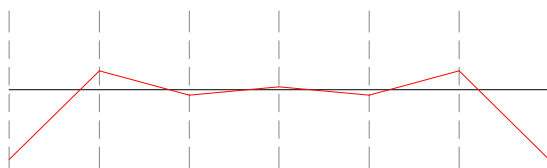
4 campate



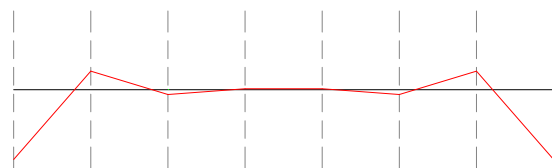
5 campate



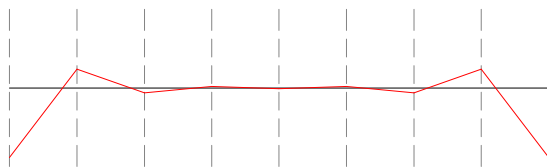
6 campate



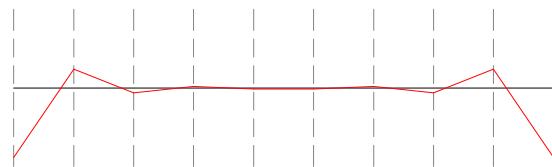
7 campate



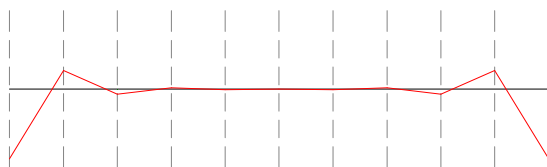
8 campate



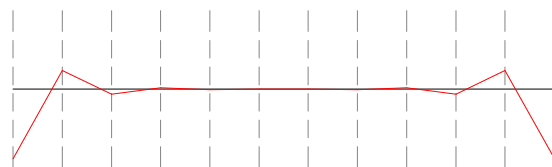
9 campate



10 campate

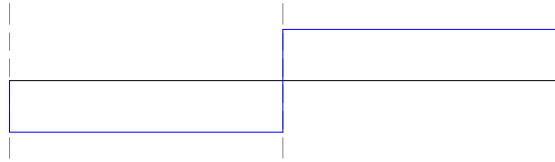


11 campate

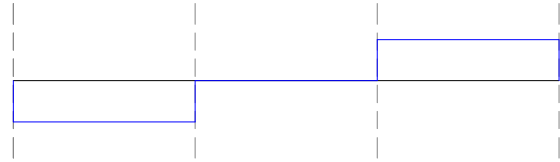


DIAGRAMMI DEI TAGLI

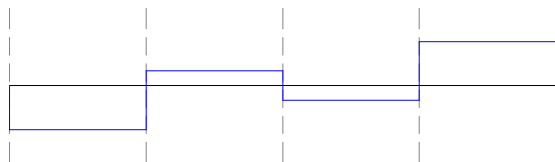
2 campate



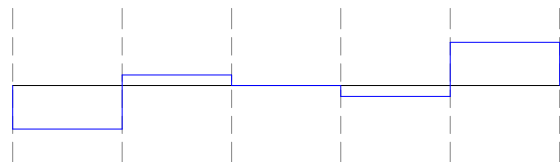
3 campate



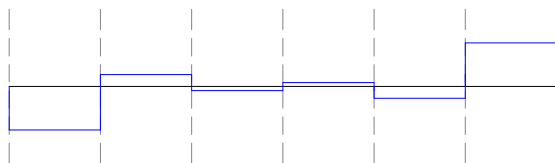
4 campate



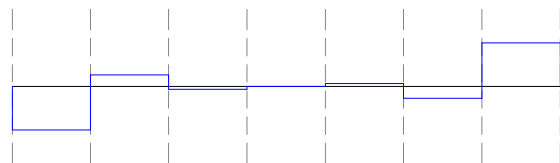
5 campate



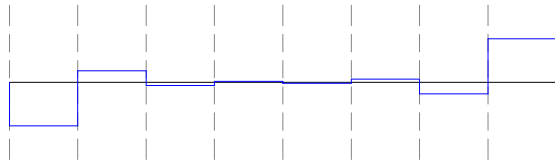
6 campate



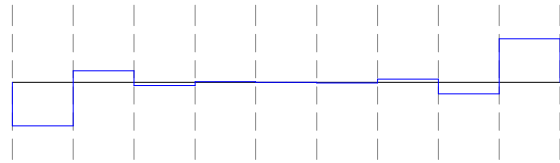
7 campate



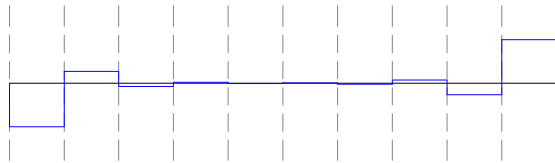
8 campate



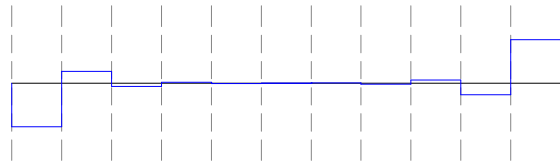
9 campate



10 campate



11 campate



Gli andamenti riportati e tabulati hanno alcune caratteristiche rilevanti:

- poiché la sollecitazione è costituita unicamente da dei momenti concentrati, il diagramma del momento è continuo e composto da dei tratti lineari, aventi come estremi proprio gli appoggi. Di conseguenza il diagramma del taglio è invece composto da tratti costanti, in corrispondenza delle diverse campate. In particolare i picchi del momento in corrispondenza degli appoggi sono, almeno fino all'appoggio che precede il centro di simmetria, alternati, e cioè: minimo relativo (e assoluto) sul *punto 0*, massimo relativo sul *punto 1*, minimo relativo sul *punto 2*, e così via;
- data la simmetria strutturale di geometria e carico, il diagramma del momento risulta simmetrico, mentre quello del taglio antisimmetrico. Nel caso di un numero dispari di campate il tratto centrale ha quindi momento costante e taglio nullo; mentre nel caso di un numero pari di campate sull'appoggio di mezzeria si concretizza semplicemente un massimo/minimo relativo del momento e un punto di discontinuità per il diagramma del taglio;
- i valori di momento non dipendono dalle caratteristiche geometriche della struttura, in quanto si esprimono semplicemente come una frazione del momento esterno applicato. Per quel che riguarda il taglio invece è rilevante la lunghezza della campata, in quanto è inversamente proporzionale all'entità del taglio stesso (il taglio è la derivata del momento flettente...);
- entrambe le azioni interne considerate hanno valori elevati soprattutto nelle campate di estremità; valori che decrescono procedendo verso l'interno fino ad arrivare ad azioni davvero modeste sugli appoggi e sulle campate più centrali. Confrontando i diversi valori, ci si accorge che da quattro campate a salire il momento sul primo appoggio interno (*appoggio 1*) è molto simile indipendentemente dal numero delle campate stesse. La stessa cosa accade sul secondo appoggio interno (*appoggio 2*) per travi con sei o più campate. Si intuisce che eventualmente anche per travi con un numero di campate maggiore di undici si ritroverebbe una situazione in cui i primi tre appoggi a partire da quello esterno sarebbero sollecitati a flessione in maniera consistente (e similmente a quanto avviene agli stessi appoggi su travi con $5 \leq n \leq 11$), mentre gli appoggi più interni sarebbero scarsamente sollecitati, in quanto gli effetti di ritiro e viscosità, modellati con una coppia d'estremità, risultano essere smorzati (risultati analoghi sono presenti in *Tandon, 2005*);
- per l'assorbimento del taglio nelle campate di estremità è possibile impiegare gli elementi definiti *pioli* nel Paragrafo 2.2.

Dall'analisi dei valori di momento tabulati ci si accorge di come vi sia una certa ricorrenza fra i numeri coinvolti. Si vuole allora determinare un legame ricorsivo fra di essi e da questo una procedura specifica che possa permettere di risalire all'esatto valore del momento su un qualsiasi appoggio, una volta noto il numero delle campate e il momento applicato

all'estremità. Le ipotesi necessarie rimangono quelle già considerate per la stesura delle tabelle e dei diagrammi, ossia:

- sezione costante per tutto lo sviluppo della trave;
- campate di lunghezza costante;
- due momenti nelle sezioni di estremità come uniche azioni sollecitanti.

Anche se analoghi tra loro, si distingue il caso in cui il numero delle campate sia dispari da quello in cui esso sia pari.

Numero dispari di campate

Si sceglie di studiare la metà destra della struttura; il risultato è poi ribaltabile, data la simmetria anche di carico, sull'altra metà.

Si utilizza la seguente simbologia:

- il numero delle campate della trave continua è $(2n + 1)$;
- i momenti, simmetrici fra loro, applicati a ciascuna estremità della trave sono M^* ;
- l'appoggio 1 è quello immediatamente adiacente al punto di simmetria della trave (alla sua destra). A partire da esso la numerazione prosegue regolare e in questo modo l'appoggio di estremità risulta essere l'appoggio $(n + 1)$.

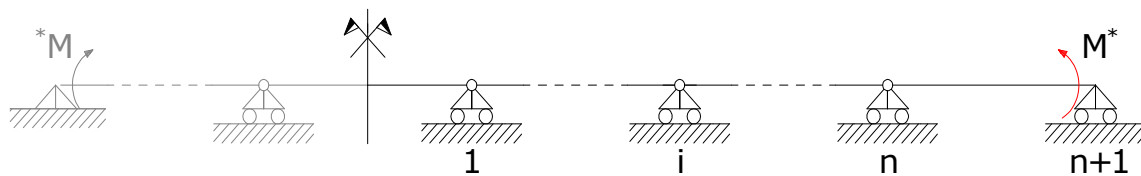


Figura 8.15: Spiegazione della simbologia utilizzata

Si introduce la serie numerica S , in cui i primi due termini S_0 ed S_1 assumono i valori riportati di seguito:

$$S = [S_0, S_1, \dots] = [-1, 1, \dots] \quad (8.59)$$

La regola per la determinazione di tutti gli altri termini della suddetta serie è:

$$S_i = 4 \times S_{i-1} - S_{i-2} \quad (8.60)$$

Si trovano in questo modo tutti i valori progressivi di questa serie fino al termine S_{n+1} .

Il valore del momento flettente M_i sull' i -esimo appoggio è pari a:

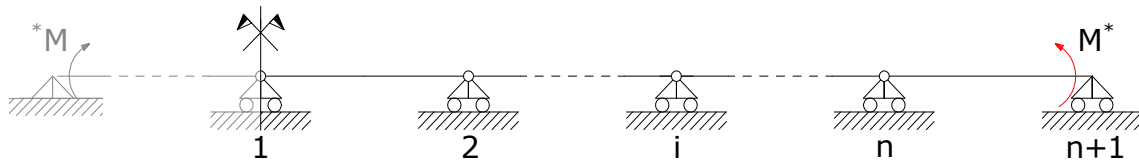
$$M_i = (-1)^{n-i+1} \times \frac{S_i}{S_{n+1}} \times M^* \quad \text{con } 1 \leq i \leq n+1 \quad (8.61)$$

Numero pari di campate

Anche in questo caso, data la simmetria di struttura e carico, si considera solo la metà destra della struttura; il risultato è poi riportabile sull'altra metà.

Si utilizza la seguente simbologia:

- il numero delle campate della trave continua è $(2n)$;
- i momenti, simmetrici fra loro, applicati a ciascuna estremità della trave sono M^* ;
- l'appoggio 1 è quello corrispondente al punto di simmetria della trave. Partendo da esso e procedendo verso destra la numerazione prosegue regolare e in questo modo l'appoggio di estremità risulta essere l'appoggio $(n+1)$.



Figura

8.16: Spiegazione della simbologia utilizzata

Si introduce la serie numerica \bar{S} , in cui i primi due termini \bar{S}_0 ed \bar{S}_1 assumono i valori riportati di seguito:

$$\bar{S} = [\bar{S}_0, \bar{S}_1, \dots] = [2, 1, \dots] \quad (8.62)$$

La regola per la determinazione di tutti gli altri termini della suddetta serie rimane:

$$\bar{S}_i = 4 \times \bar{S}_{i-1} - \bar{S}_{i-2} \quad (8.63)$$

Anche in questo caso si rintracciano così tutti i valori progressivi della serie fino al termine \bar{S}_{n+1} .

Il valore del momento flettente M_i sull' i -esimo appoggio è pari a:

$$M_i = (-1)^{n-i+1} \times \frac{\bar{S}_i}{\bar{S}_{n+1}} \times M^* \quad \text{con } 1 \leq i \leq n+1 \quad (8.64)$$

8.2.7 Applicazione ad un caso reale

Si vuole testare quanto sostenuto fin ora mediante l'analisi a tempo infinito dei fenomeni di ritiro e viscosità su di una struttura composta acciaio-calcestruzzo. L'approccio seguito per questa analisi è esattamente quello già presentato in apertura di capitolo. Si procede ora alla determinazione delle sollecitazioni da poi applicare sul modello di struttura; tale procedimento comprende nella fase preliminare la determinazione delle caratteristiche dei materiali, dei parametri φ e ε_{cs} a tempo infinito e l'analisi delle grandezze sezionali.

La struttura in esame è un viadotto a undici campate, ciascuna lunga 40 metri, con sezione composta costante, formata da due travi metalliche di altezza pari a 2,30 m e una soletta in calcestruzzo di spessore pari a 0,35 m e di larghezza pari a 14,20 m.

- Caratteristiche dei materiali impiegati:

f_{ck}	32 MPa
E_c	33,346 GPa
E_s	210 GPa

- Determinazione di φ e ε_{cs} :

h_0	342 mm
umidità relativa	60 %
φ	2
$\varepsilon_{\text{ESSICAMENTO}}$	-0,000318
$\varepsilon_{\text{AUTOGENO}}$	-0,000055
$\varepsilon_{\text{TOTALE}}$	-0,000373

- Caratteristiche geometriche della coppia di travi:

Ala superiore	Spessore:	32 mm
	Larghezza:	600 mm
Anima	Spessore:	24 mm
	Altezza:	2228 mm
Ala inferiore	Spessore:	40 mm
	Larghezza:	800 mm

A_s	209344 mm ²
b_s	212398976 mm ³
y_s	1014,593091 mm
I_s	1,71517E+11 mm ⁴

- Caratteristiche geometriche della soletta:

Spessore	350 mm
Larghezza	14200 mm
A_{soletta}	4970000 mm ²

- Analisi della sezione composta a t_{∞} :

E_S	210 GPa
$E_C(t_{\infty})$	33,346 GPa (preso a riferimento)
$\alpha(t_{\infty})$	18,89282

A_{∞}	8925098 mm ²
b_{∞}	20326381553 mm ³
y_{∞} (PUNTO O)	2277,440544 mm
I_{∞}	9,79267E+12 mm ⁴

- Analisi della sezione composta all'istante t_0 :

E_S	210 GPa
$E_C(t_0)$	11,11533 GPa (preso a riferimento)
$\alpha(t_0)$	6,297607

A_0	6288366 mm ²
b_0	14975960518 mm ³
y_0	2381,534407 mm
I_0	3,42737E+12 mm ⁴

- Analisi della soletta:

A_{soletta}	4970000 mm ²
b_{soletta}	-981870496,5 mm ³
I_{soletta}	2,44713E+11 mm ⁴

- Valutazione delle sollecitazioni causate da ritiro e viscosità:

ΔN	20605716 N
ΔM	-4070854 Nm

Queste sono le sollecitazioni da applicare alla struttura in luogo delle distorsioni direttamente provocate dai fenomeni differiti considerati. Si procede quindi all'analisi della trave con il metodo delle forze. La stessa analisi è inoltre stata compiuta anche con il programma di calcolo *Straus7*, e i risultati corrispondono in maniera esatta. Si propongono a seguire le immagini dell'elaborazione e i risultati in forma tabulata:



Figura 8.17: Diagramma del momento flettente

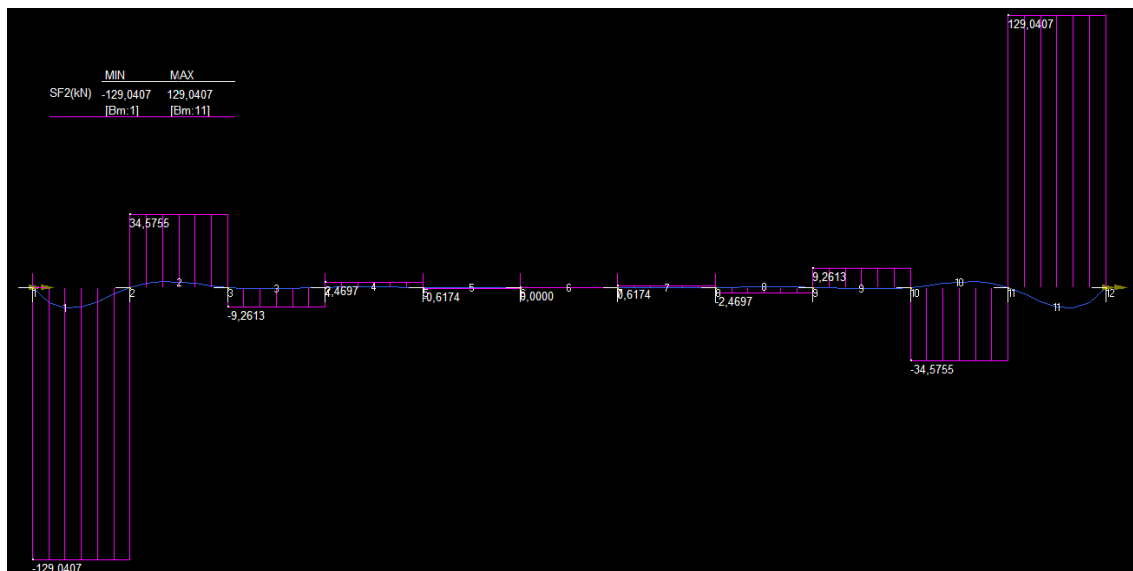


Figura 8.18: Diagramma del taglio

MOMENTI SUGLI APPOGGI (kNm)			
0	4070,8437	6	-4,1161
1	-1090,7748	7	20,5807
2	292,2453	8	-78,2065
3	-78,2065	9	292,2453
4	20,5807	10	-1090,7748
5	-4,1161	11	4070,8437

TAGLI SULLE CAMPATE (kN)			
0-1	-129,0107	6-7	0,6174
1-2	34,5755	7-8	-2,4697
2-3	-9,2613	8-9	9,2613
3-4	2,4697	9-10	-34,5755
4-5	-0,6174	10-11	129,0107
5-6	0		

Con l'approccio analizzato, tutti i fenomeni in grado di causare delle distorsioni su un viadotto continuo trovano una spiegazione e un'opportuna modalità di analisi. La mancanza dei giunti di espansione lungo tutto lo sviluppo della struttura provoca tuttavia degli spostamenti relativi che necessariamente si scaricano sulle spalle dell'opera. In questa posizione allora si ritiene che, per viadotti di lunghezza medio-alta, rimanga necessaria l'installazione di dispositivi in grado di assorbire le variazioni di lunghezza.

É allora corretto che a definire la lunghezza massima della struttura sia proprio l'entità dello spostamento previsto su ciascuna spalla. Questo approccio è utilizzato infatti da diversi stati americani, che hanno dei precisi limiti di spostamento permesso con i quali confrontare gli spostamenti previsti sulla struttura in analisi (*pci, 2001*).

9. Ponti esistenti resi Integrali: un caso reale

Si presenta un caso ritenuto rappresentativo per interventi di questo genere, cioè la trasformazione del ponte sull'Adda di Rivolta d'Adda.

9.1 Struttura originaria

Si trattava di un ponte realizzato nella seconda metà degli anni '50 secondo lo schema usuale del tempo: travi prefabbricate su semplice appoggio. L'opera era disposta su cinque campate di lunghezza 31,40 metri ciascuna (lunghezza totale ai fili esterni delle spalle di 158,15 metri). La larghezza totale dell'impalcato era 9,40 metri; quella della soletta gettata in opera solamente 3,50 metri; le parti esterne infatti furono realizzate con elementi prefabbricati montati a sbalzo a partire dalla soletta stessa. Ogni campata era costituita da cinque travi di luce di calcolo pari a 31 metri, prefabbricate mediante cavi successivamente iniettati. Le pile avevano sezione rettangolare ed erano impostate su 14 pali ciascuna; le spalle, anch'esse su fondazioni profonde, avevano sezione a C. Nelle seguenti figure si propongono:

- il prospetto del viadotto;
- la sezione longitudinale di una trave prefabbricata con i cavi di precompressione;
- la sezione longitudinale della struttura in corrispondenza di una pila;
- la sezione trasversale dell'impalcato;

nelle condizioni originarie.

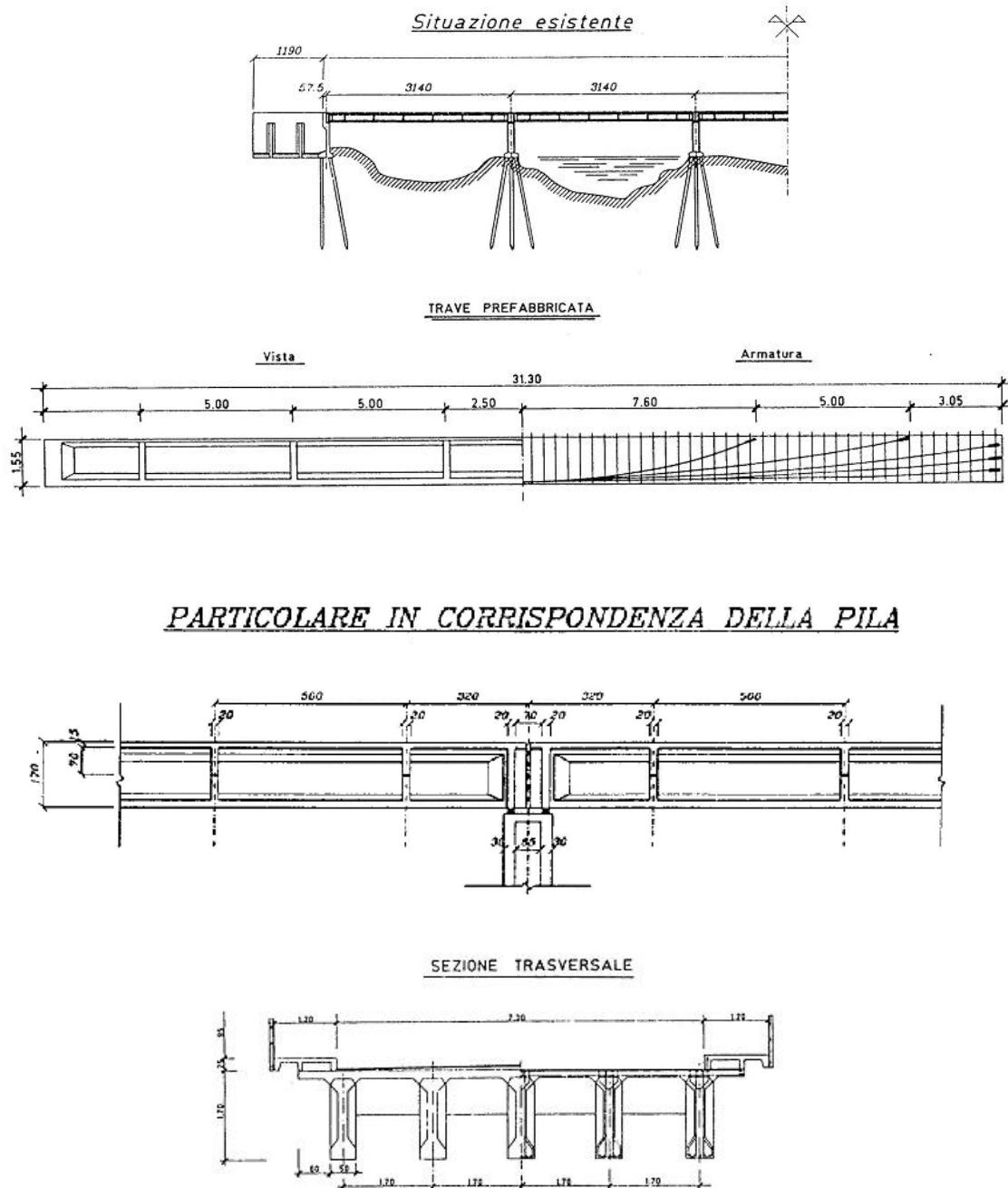


Figura 9.1: Struttura originaria (*aicap, 1989*)

9.2 Problematiche da risolvere

All'inizio degli anni '80 ci si accorse che il ponte in questione aveva diversi problemi strutturali, fra cui:

- problematiche varie legate all'elasticità;
- la presenza di stati di degrado piuttosto avanzati;

- una larghezza utile insufficiente in rapporto alle attuali esigenze del traffico;
- una non trascurabile erosione delle fondazioni;
- una troppo ridotta altezza di soletta (15 cm) rispetto ai più moderni orientamenti.

Inoltre l'utilizzo della normativa vigente al momento della progettazione originaria ha causato una sottostima dei carichi accidentali e delle perdite di precompressione rispetto a quanto previsto dalla nuova normativa, vigente invece al momento di questa nuova diagnosi.

Per tutti questi motivi si procedette ad una rielaborazione dei calcoli statici, che venne condotta su due diversi schemi strutturali:

- a travi appoggiate;
- con impalcato continuo.

Di seguito si riportano le considerazioni riguardanti la modalità di intervento che prevedeva la trasformazione delle cinque travi appoggiate in un'unica trave continua, che fu poi il tipo di lavorazione effettuata.

9.3 Intervento di adeguamento

La scelta indicata è funzione soprattutto della redistribuzione longitudinale delle azioni interne dovute a sollecitazioni successive alla realizzazione dell'intervento. Infatti, realizzando un impalcato continuo, l'azione flettente in campata si sarebbe ridotta e il quantitativo di precompressione già presente sarebbe potuta essere sufficiente (nonostante la rivalutazione delle perdite di precompressione). Inoltre in questo modo si sarebbero potute evitare completamente tensioni di trazione all'intradosso della sovrastruttura ed eliminare le debolezze rappresentate dai giunti di espansione su tutte le pile.

Al fine di risolvere le problematiche precedentemente esposte l'intervento di adeguamento ha previsto:

- l'allargamento della sezione utile a 11,30 metri;
- la sostituzione degli appoggi con vincoli adeguati alla continuità;
- la realizzazione della continuità mediante la trasformazione della sezione aperta (di Figura 9.1) in una sezione chiusa a cassone.

Quest'ultimo punto ha previsto la chiusura della sezione per un tratto di lunghezza complessiva pari a 10,50 metri a cavallo di ciascuna pila, in modo tale da ottenere un irrigidimento della sezione. La controsoletta, impostata tramite *predalles* prefabbricate, poggia sui bulbi inferiori delle travi. Inoltre nelle zone più vicine alle pile è stato

previsto anche un ispessimento delle pareti delle travi, con getti di calcestruzzo spinottati; si realizza cioè una doppia variabilità della sezione. In questi stessi tratti, incrementando lo spessore della soletta, sono stati introdotti anche appositi cavi di precompressione (cavi cappello), al fine di assorbire il momento negativo. Infine un cavo di precompressione è inserito anche trasversalmente sul traverso in corrispondenza della pila.

Quanto descritto è illustrato nelle seguenti figure che mostrano le diverse sezioni trasversali e la sezione longitudinale:

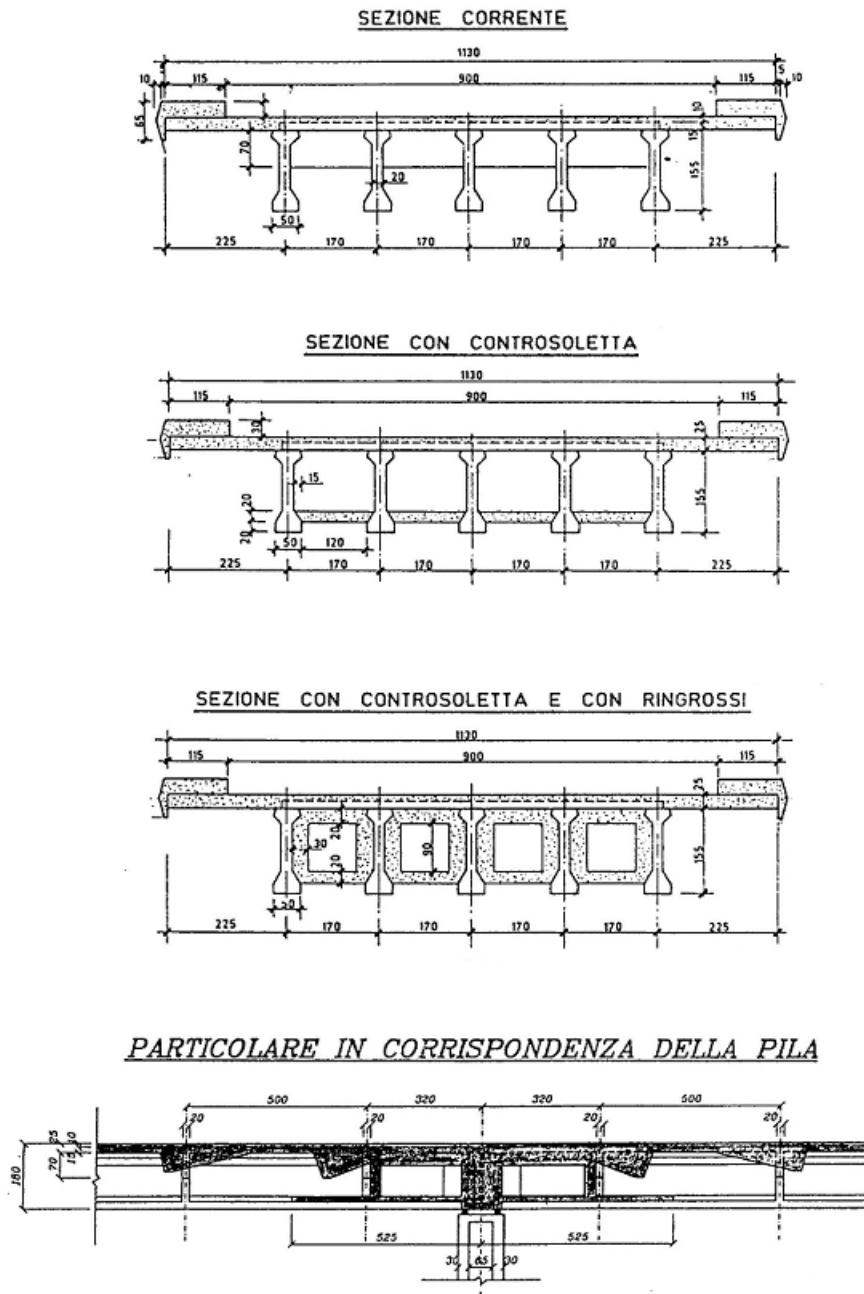


Figura 9.2: Sezioni della struttura modificata (aicap, 1989)

Dalle figure si intuisce come la continuità sia stata realizzata fondendo i traversi di testata, aumentandone così le dimensioni.

Su tutta la lunghezza del viadotto inoltre è stato aumentato lo spessore della soletta, portandolo da 15 a 25 centimetri. Tale operazione è stata eseguita asportando parte della soletta esistente e conglobando la rimanente in quella di nuova realizzazione. Le parti a sbalzo invece sono state realizzate con delle *predalles*.

La sostituzione degli appoggi è stata compiuta sollevando contemporaneamente le dieci travi concorrenti in una pila, mediante l'impiego di martinetti idraulici. I dispositivi inseriti hanno caratteristiche tali da resistere a spostamenti maggiori, conseguenza della continuità.

9.4 Fasi di lavoro

1. Sollevamento contemporaneo di tutte le campate e rifacimento delle sedi appoggio;
2. montaggio degli appoggi e messa in sede delle campate (con innalzamento di 10 centimetri);
3. demolizione di parte della soletta originaria e ricostruzione di quella nuova;
4. realizzazione della continuità, cioè: messa in opera dei cavi di precompressione e delle armature convenzionali (sagomate con riprese trasversali), getti, tiraggio e iniezione dei cavi di continuità;
5. precompressione trasversale dei traversi in corrispondenza delle pile.

Si noti che solo per le Fasi 1 e 2 si è resa necessaria la chiusura totale del ponte al traffico.

9.5 Analisi strutturali

Visto l'intervento compiuto, si è reso necessario considerare le diverse fasi di lavoro, valutando quindi l'evoluzione degli schemi statici sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale. Inoltre è da tenere in considerazione anche la variazione progressiva di larghezza dell'impalcato.

Per meglio valutare questi aspetti, i calcoli convenzionali sono stati condotti sia con un modello a travata sia con un modello a graticcio, prendendo in considerazione, per entrambi gli schemi, le diverse combinazioni di carico (*aicap*, 1989).

Particolare attenzione è stata rivolta ai problemi connessi alla determinazione delle azioni cosiddette parassite, derivanti cioè dalla presenza della precompressione su uno schema iperstatico come quello della trave continua.

In questa analisi si utilizza la teoria della linea di influenza, ricercando il momento (iperstatico) sull'appoggio in funzione di una distorsione viaggiante (M_i^μ). Si presentano tali linee per i primi due appoggi.

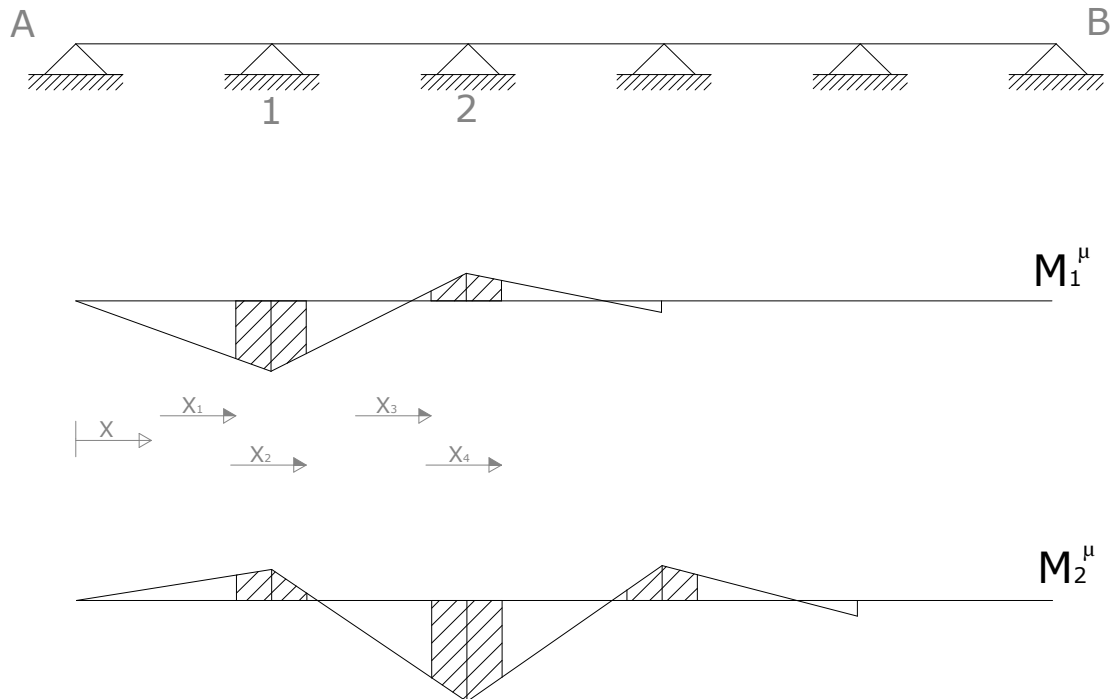


Figura 9.3: Linee di influenza per distorsione viaggiante su una trave continua

Si osserva che la precompressione sugli appoggi individua le ordinate massime dei diagrammi (individuate con le coordinate x_1, x_2, \dots), che però hanno segni opposti per due appoggi adiacenti. Inoltre l'effetto di tale precompressione su un appoggio è con buona approssimazione limitato, in termini di momento parassita, ai due appoggi adiacenti. In altri termini gli effetti parassiti per ogni appoggio (i) sono stati valutati considerando solamente l'effetto diretto della precompressione sull'appoggio stesso (i) e quello indiretto della precompressione sull'appoggio più vicino ($i + 1$).

Il momento parassita sull'appoggio 1 è quindi ritenuto pari a:

$$M_1 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{N \times e}{E \times I} \times \mu_1^*(x) dx + \int_{x_3}^{x_4} \frac{N \times e}{E \times I} \times \mu_2^*(x) dx \quad (9.1)$$

Supponendo poi che i cavi abbiano andamento rettilineo con eccentricità e costante e trascurando le perdite per attrito, il momento parassita sull'appoggio 1 è pari a:

$$M_1 = \frac{\bar{N} \times e}{E \times I} \times \left[\int_{x_1}^{x_2} \mu_1^*(x) dx + \int_{x_3}^{x_4} \mu_2^*(x) dx \right] \quad (9.2)$$

Il termine fra parentesi corrisponde alle aree tratteggiate nella precedente Figura 9.3.

Svolgendo i calcoli si trova il seguente andamento longitudinale del momento parassita tratto da *aicap, 1989*:

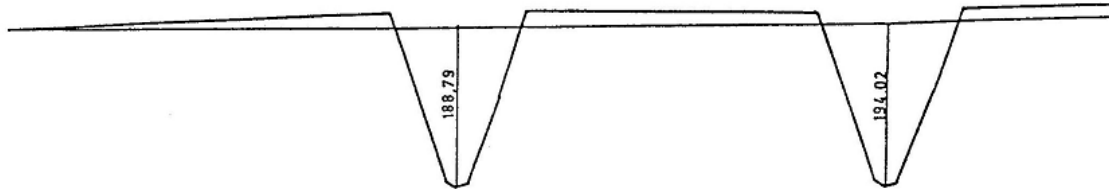


Figura 9.4: Diagramma dei momenti parassiti (*aicap, 1989*)

Un altro aspetto da tenere sotto controllo è la valutazione degli effetti viscosi.

Lo schema che illustra la successione della realizzazione della continuità è il seguente:

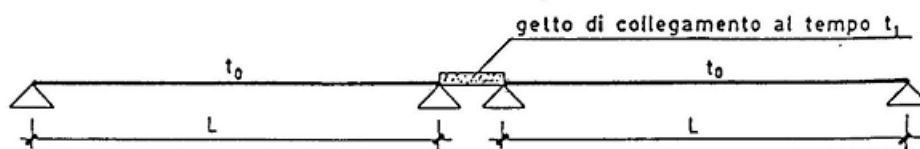


Figura 9.5: Schema della realizzazione della continuità (*aicap, 1989*)

Si immagina quindi che le travi adiacenti siano di età $t = t_0$ e si suppone inoltre di realizzare la continuità all'istante $t_1 > t_0$. Il momento di continuità, in un generico istante $t \geq t_1$ è allora da considerarsi pari a:

$$\Delta M^1(t) = M^1(t) = M^1_{el} \times \frac{\varphi(t, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi \times \varphi(t, t_1)} \quad (9.3)$$

dove:

- $\varphi(t_B, t_A) \rightarrow$ coefficiente di viscosità al tempo t_B per un carico applicato al tempo t_A ;
- $\chi \rightarrow$ aging coefficient;
- $M^1_{el} \rightarrow$ momento elastico di continuità; cioè momento di continuità nel caso di struttura nuova.

Il diagramma qualitativo delle azioni flettenti, su uno schema semplificato a due campate, è proposto nella seguente figura; in grigio il diagramma antecedente

l'intervento; in nero il momento elastico di una struttura continua, in rosso quello che considera la viscosità.

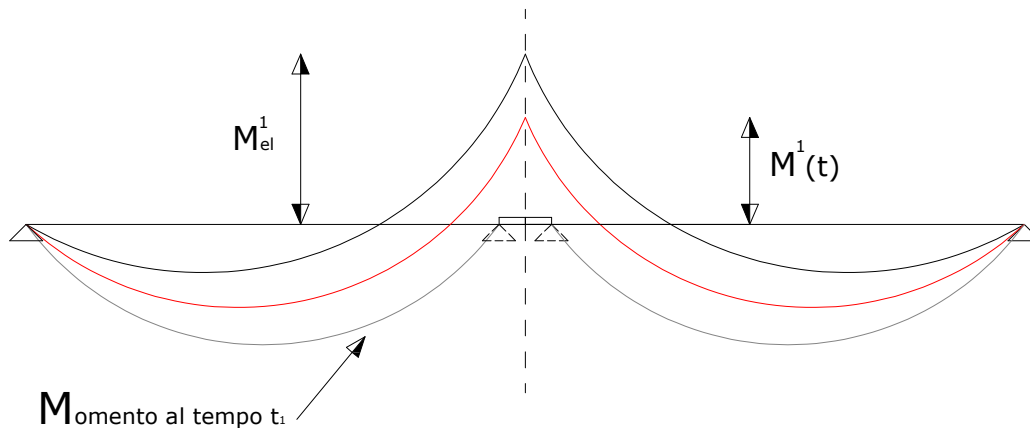


Figura 9.6: Diagramma dei momenti flettenti su uno schema semplificato a due appoggi

Nella struttura in esame tuttavia gli effetti viscosi non sono risultati sensibili data l'età delle travi, realizzate, al momento dell'intervento, da circa trent'anni.

Un'analisi a posteriori dell'intervento compiuto lo descrive come positivo. Oltre ai vantaggi strutturali occorre infatti considerare anche la maggiore sicurezza globale dell'opera e il risparmio economico rispetto a continui interventi di manutenzione, che sarebbero stati comunque necessari adottando soluzioni diverse dalla modica dello schema statico.

PARTE QUARTA

10. Conclusioni

Gli inconvenienti riscontrati su ponti di luce medio – piccola e che hanno rivelato pesanti riflessi su sicurezza, confort di viaggio, sostenibilità dei cicli di manutenzione, hanno portato a definire una particolare tipologia di ponti classificati con Ponti Integrali.

Le soluzioni tecniche che caratterizzano questi ponti venivano impostate su soluzioni pregresse di tipo semi-empirico che, alla luce di esperienze reali, hanno dimostrato un buon comportamento. Ci si riferisce in particolare a fattori quali la funzionalità, il costo iniziale, la durata e la ridotta necessità di manutenzione. Per questo si sono sviluppate quelle soluzioni tecniche ritenibili ormai i dettagli tipologici propri dei Ponti Integrali.

Il presente lavoro passa in rassegna lo stato dell'arte riguardante queste strutture; inquadra i principali problemi che interessano gli aspetti più strettamente strutturali e si sofferma su di un'analisi più approfondita di due tipologie che appaiono tra le più frequenti.

La prima di queste tipologie è quella cosiddetta *a portale*, ovvero ponti composti da impalcato e spalle interagenti con il terreno retrostante. La seconda tipologia riguarda viadotti a travata continua su più campate e dotati di soli giunti di estremità; di questi si studiano gli effetti associati alla temperatura e i fenomeni differiti.

Si accenna infine ad una terza tipologia che riguarda ponti già costruiti, resi Integrali nell'ambito di un'attività di risanamento / adeguamento strutturale a nuovi carichi da transito.

Il lavoro si conclude con un'appendice dedicata ad una rassegna dei principali dettagli costruttivi per la realizzazione dei Ponti Integrali.

Si ritiene che questo lavoro contribuisca:

- ad evidenziare il contributo che i Ponti cosiddetti Integrali possono dare per risolvere i problemi precedentemente accennati;
- ad inquadrare le principali tematiche strutturali specifiche di questa classe di strutture;
- a mostrare soluzioni di interesse applicativo sia in termini di analisi e verifiche strutturali, sia in termini di particolari costruttivi.

Appendice:

Si analizzano i particolari e gli accorgimenti strutturali inerenti ad alcune tipologie di Ponti Integrali fra quelle citate. A tal fine si ripropone la Tabella 2.1:

STRUTTURE A PORTALE		
Portale su fondazioni dirette		A1
Portale su fondazioni a setto		A2
Impalcato con traversi di testa innestati su pali con retrospalle in terra armata		A3
Impalcato su due appoggi e con velette di estremità a sbalzo		A4
Impalcato con traversi di testa in appoggio diretto		A5
Impalcato con traversi di testa innestati su pali		A6
Impalcato su due appoggi su fondazioni profonde a cavalletto e con velette di estremità a sbalzo		A7
VIADOTTI		
Connessioni ad altezza piena	su due appoggi	B1/a
	su un unico appoggio	B1/b
Connessioni ad altezza parziale		B2
Connessioni totali		B3
PONTI ESISTENTI RESI INTEGRALI		
Evoluzione semplice		C1
Evoluzione con cavi di precompressione		C2

Tabella 2.1: Classificazione

Ci si riferisce in particolar modo ai fattori di *detailing* innovativi rispetto ai ponti convenzionali; per questo si riportano i più interessanti metodi rintracciati di realizzazione delle connessioni fra i diversi elementi.

A.1 Conessioni sovrastruttura-spalla

Rispetto ai ponti convenzionali vi sono diverse modifiche, derivanti dalla diversa logica della connessione; come già detto infatti gli *expansion joints* (e anche i dispositivi di appoggio per i Ponti Semi-integrali) non sono più utilizzati.

Con connessioni continue si ottiene un momento positivo minore in campata, con conseguenti possibili risparmi sull'altezza, o comunque sulla capacità, delle travi. Tuttavia, dato che il momento negativo di estremità può assumere invece entità considerevoli, la connessione deve garantire una capacità flessionale spesso non indifferente. Per questo la quantità delle staffe, e delle armature in generale, in questa posizione deve spesso essere notevole (*Connal, 2004*).

Inoltre uno dei problemi più evidenti diffusi in questi ponti sono le fessurazioni, rintracciabili su una percentuale notevole di *Integral Bridges* già nei primi tempi dopo la messa in opera. In letteratura si evidenziano fessurazioni in diverse posizioni:

- in prossimità di entrambe le estremità della soletta di transizione (fessure trasversali);
- in corrispondenza degli angoli acuti dei ponti obliqui (fessure diagonali);
- sulle sezioni di estremità dell'impalcato (fessure longitudinali);
- su buona parte dello sviluppo delle campate di estremità, con interesse all'incirca regolare (fessure trasversali).

Una causa di queste fessurazioni è individuabile in un'insufficiente armatura, non in grado di assorbire le escursioni termiche e gli effetti differiti; oppure nella scelta, sbagliata, del momento del getto del calcestruzzo (*Roman, Khodair, Hassiotis, 2002*). A tal proposito si propone come soluzione migliore quella di realizzare la connessione all'alba, o la notte, in modo che le variazioni di temperatura negli istanti immediatamente successivi siano modeste.

Nel caso in cui le fessurazioni si siano verificate, è consigliato l'uso di appositi materiali sigillanti per impedire la percolazione di agenti aggressivi (*Steel bridgeforum, 1993*).

Si propone a seguire, in maniera riassuntiva, la sequenza usuale delle lavorazioni volte alla realizzazione di tale connessione nel caso in cui l'opera sia realizzata in calcestruzzo. Anche nel caso di strutture in acciaio ci si riconduce comunque ad una sequenza analoga (*Hällmark, 2006*):

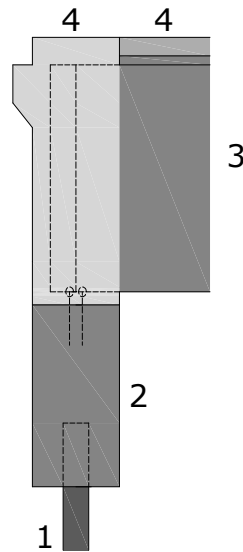


Figura A.1: Sequenza delle lavorazioni della connessione sovrastruttura – spalla (Hällmark, 2006)

1. I pali sono inseriti all'interno del terreno, solitamente disposti su un'unica fila. È possibile inserire i pali all'interno di un foro pre-realizzato di diametro maggiore rispetto a quello del palo stesso e riempito di sabbia. Tale accorgimento permette spostamenti longitudinali maggiori. Questo *step* può, se previsto, essere sostituito dalla realizzazione di una fondazione superficiale;
2. la parte inferiore della spalla viene gettata. Le estremità dei pali possono essere inserite in un *pile cap*, oppure direttamente nel getto della spalla. Nel primo caso è possibile ricorrere ad un vincolo a cerniera fra *pile cap* e spalla (Figura A.6);
3. vengono installate le travi della sovrastruttura, che sono ancorate all'extradosso della parte inferiore della spalla, la parte cioè già gettata;
3. vengono gettate la piastra di calcestruzzo dell'impalcato e la parte superiore del muro della spalla;
4. le estremità delle travi vengono ricoperte di calcestruzzo; ciò permette di formare un traverso di estremità in modo tale da ottenere effettivamente una struttura rigida, in grado di agire come un'unica unità. Questa soluzione è stata adottata ad esempio nei ponti del recente raccordo Sud dell'aeroporto di Malpensa (Paragrafo 7.3.1.1).

Si analizzano ora i dettagli delle possibili connessioni sovrastruttura-spalla. La rassegna inizia con la presentazione di possibili schemi di connessione su strutture in acciaio.

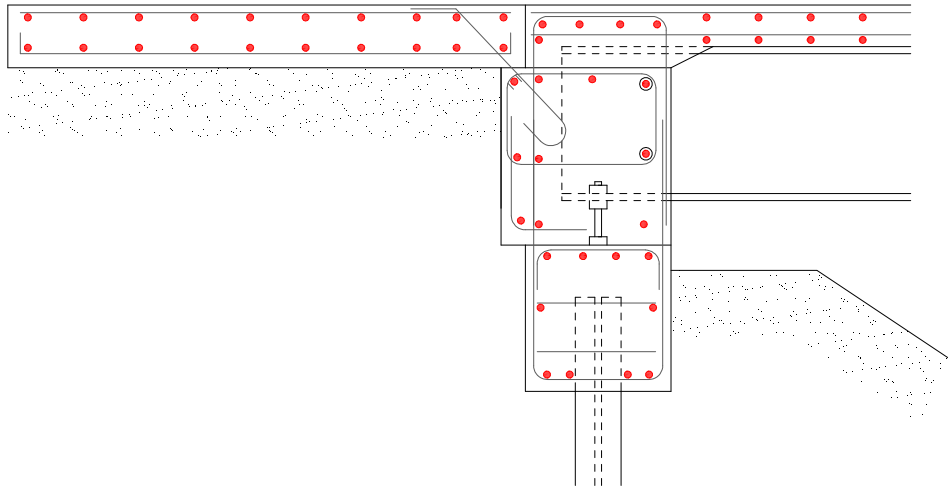


Figura A.2: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, *schema 1*

Quella di Figura A.2 è una connessione tipica, che si adatta alle strutture di tipo A6. Sono presenti tutti gli elementi usuali degli Ponti Integrali:

- travi in acciaio, sulla destra dell'unione;
- soletta di transizione, a sinistra;
- spalla di piccole dimensioni su fondazioni profonde;
- armature dentro e fuori il nodo.

L'entità delle armature, specie dentro la connessione, è notevole in tutte le direzioni, ed esse devono essere ben legate dalle staffe. Particolare attenzione è posta poi nell'unione dei diversi elementi, come ad esempio *approach slab* e giunto: si utilizza in questo caso un ferro speciale ad uncino in modo da impedire alla piastra di allontanarsi, anche se fortemente sollecitata.

Il nodo così realizzato è fisso: sono cioè negati gli spostamenti relativi fra i vari elementi appartenenti all'unione.

In Figura A.3 invece la connessione è realizzata mediante degli elementi chiamati *connettori a taglio*, o *pioli*; posti sull'estremità della trave (sono per la verità applicati ad una *end plate* verticale). Vengono inseriti nel calcestruzzo della parte superiore della spalla e permettono di scaricare i pesi agenti sulle travi.

Inoltre connettori dello stesso tipo sono disposti anche sull'estradosso delle travi e poi immersi nelle piastre di calcestruzzo dell'impalcato; essi permettono di assorbire l'azione di taglio, che solitamente assume, nelle campate di estremità, valori notevoli.

Questo genere di connessione, da applicare su strutture di *TIPO A1*, è utilizzato in maniera piuttosto diffusa specialmente in Australia e in Nuova Zelanda (*Steel Bridgeforum, 1993*).

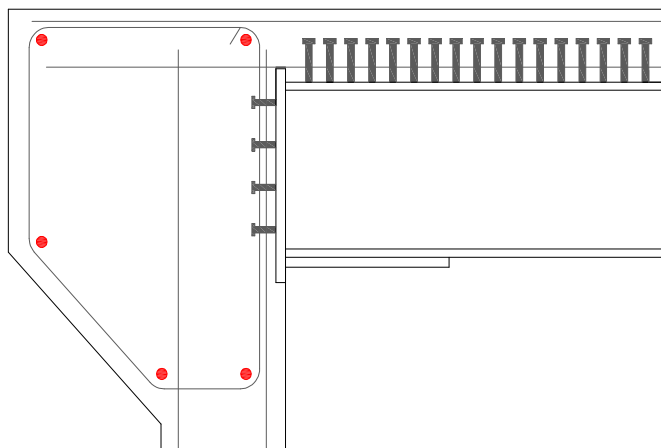


Figura A.3: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, *schema 2*

In Figura A.4 si propone una connessione sovrastruttura-spalla per strutture in acciaio, tratta da *Kunin, Alampalli, 1999* che è impiegata dal Dipartimento dei Trasporti dello stato di New York.

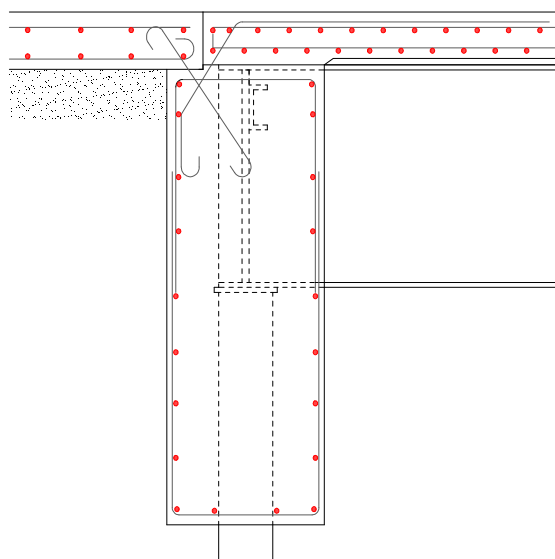


Figura A.4: Connessione sovrastruttura in acciaio – spalla, *schema 3*

Si passano ora in rassegna alcune connessioni di strutture realizzate totalmente in calcestruzzo.

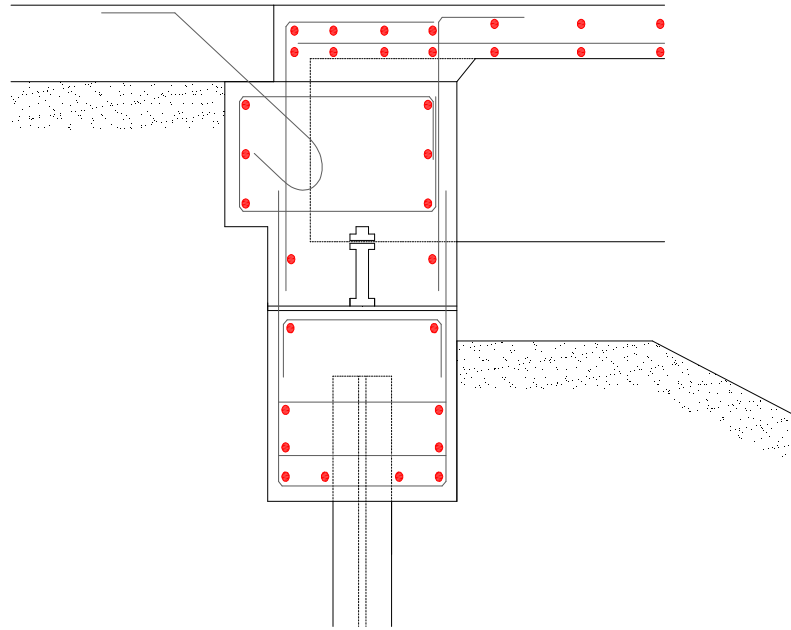


Figura A.5: Connessione sovrastruttura – spalla, *schema 4*

La Figura A.5 riporta una connessione che concettualmente assomiglia a quella in acciaio della Figura A.2 e che si adatta alle strutture di tipo A6. Oltre alla presenza di tutti gli elementi strutturali usuali è evidente la volontà di realizzare un nodo sovradimensionato, capace di trasferire alla spalla le sollecitazioni sia di carico verticale che flessionali anche in condizioni di carico sfavorevoli. La sovrastruttura è in questo caso gettata integralmente con la parte superiore della sottostruttura: caratteristica tipica dei Ponti *fully - integral* (Vasant C. Mistry, 1997).

L'utilizzo di una notevole armatura nel nodo è necessaria per garantire la continuità flessionale e la duttilità, al fine di evitare l'insorgere di fessurazioni.

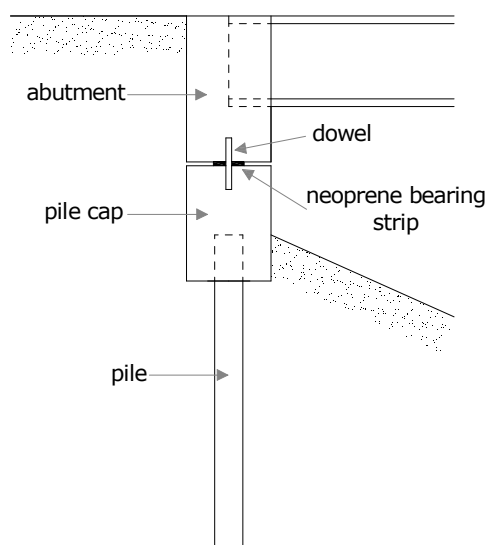


Figura A.6: Connessione sovrastruttura – spalla, *schema 5*

Quest'altro modello di connessione (Figura A.6) è tratta da *Lock, 2002* e mostra un particolare “collegamento” tra la spalla e le sommità dei pali (o meglio tra spalla e *pile cap*). Si impiegano a tal fine un elemento verticale, *dowel*, e uno strato di neoprene, per assorbire gli spostamenti verticali della spalla e compiere la funzione di un appoggio. In realtà fra sovra e sottostruttura è corretto modellare un vincolo a cerniera. La differenza con i ponti convenzionali sta, in questo caso, nella diversa collocazione di questi vincoli, che infatti non sono più posti fra sovrastruttura e spalla, bensì tra spalla e fondazioni. Questo schema è ritenuto positivo specie per Ponti Integrali aventi campate medio – lunghe.

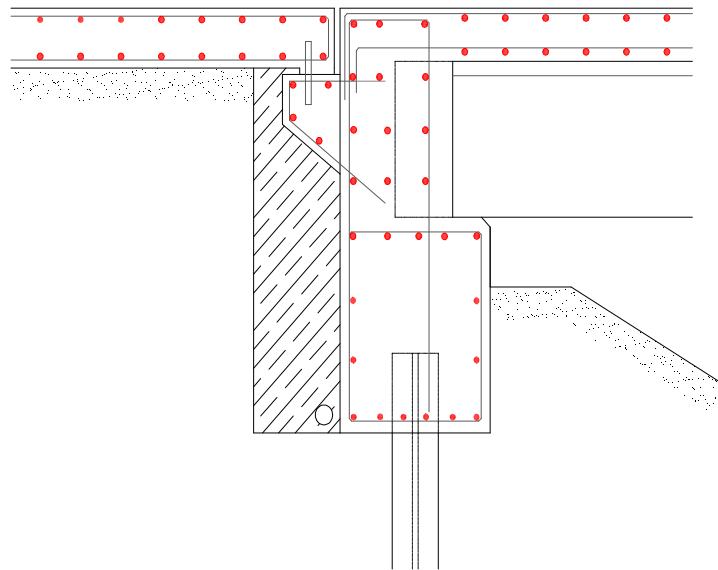


Figura A.7: Connessione sovrastruttura – spalla, *schema 6*

Quella di Figura A.7 è un'unione ancora adatta alle strutture di *TIPO A1* o *TIPO A6*. È una connessione piuttosto simile a quella di Figura A.5, tuttavia alcuni particolari sono diversi; ad esempio il modo di agganciare l'*approach slab* al resto della struttura sfrutta un elemento verticale inserito all'interno di un'apposita mensola posta a sbalzo sulla parte di spalla gettata in opera. Nella stessa zona si inseriscono sia le armature provenienti dalla trave, sia quelle piegate della piastra, in modo da realizzare la connessione flessionale.

Da analisi specifiche, soprattutto di natura sperimentale si è concluso che la tipologia di pali che meglio si adatta ad assorbire le variazioni di lunghezza longitudinale nei Ponti Integrali, è quella dei pali ad H in acciaio, installati disponendo l'asse debole ad assorbire i momenti longitudinali: sono i pali rappresentati in quest'ultima figura (*Lock, 2002*).

Si propongono ora alcuni schemi di connessioni per strutture in calcestruzzo realizzati da alcune amministrazioni statunitensi e utilizzati come riferimento per le progettazioni effettive. Si tolgono per motivi di chiarezza le quotature.

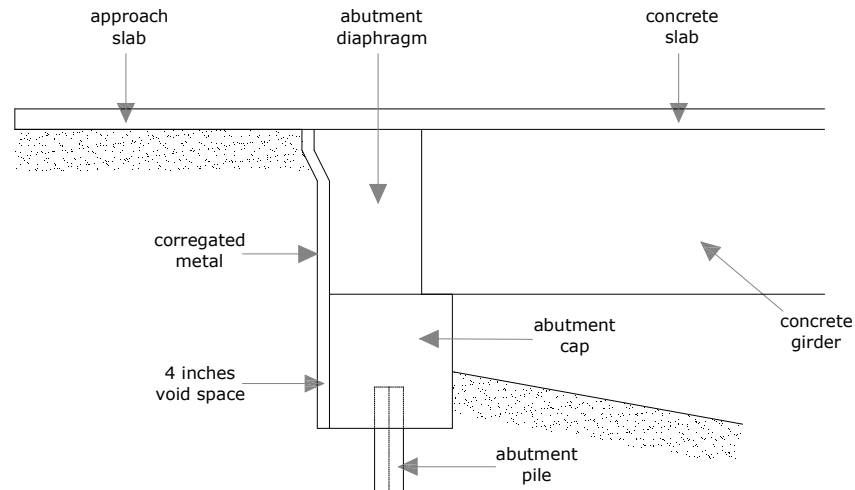


Figura A.8: Special Integral Abutment Design, North Dakota (Wahls, 1990)

In Figura A.8 tra il limite posteriore della spalla e il terreno retrostante è presente uno spessore lasciato libero; inoltre i fori per i pali sono sovradimensionati rispetto ai pali stessi (e poi riempiti con della sabbia). Questo ultimo accorgimento ha come obiettivo quello di meglio assorbire le variazioni di lunghezza della sovrastruttura. Questa modalità alternativa è positiva per la spinta del terreno, che ne risulta diminuita; per contro vi potrebbero essere problemi legati alle sollecitazioni sulla pavimentazione proprio in corrispondenza del vuoto lasciato, avente dimensione di circa 10 centimetri (Roman, Khodair, Hassiotis, 2002).

Lo schema di Figura A.9 invece, utilizzato dallo stato di New York, è simile alle connessioni presentate in precedenza. Innovativa la consistente armatura verticale che dalla trave penetra nel calcestruzzo della spalla; si tratta di un Ponte Semi-integrale.

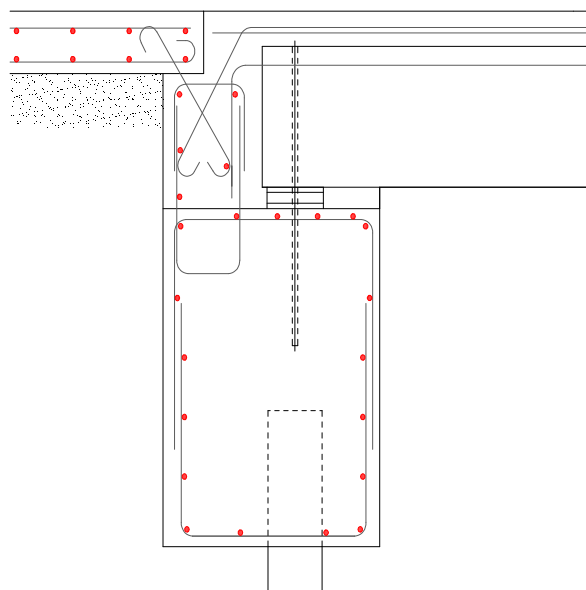


Figura A.9: New York State detail for integral abutments, with prestressed concrete girders (Kunin, Alampalli, 1999)

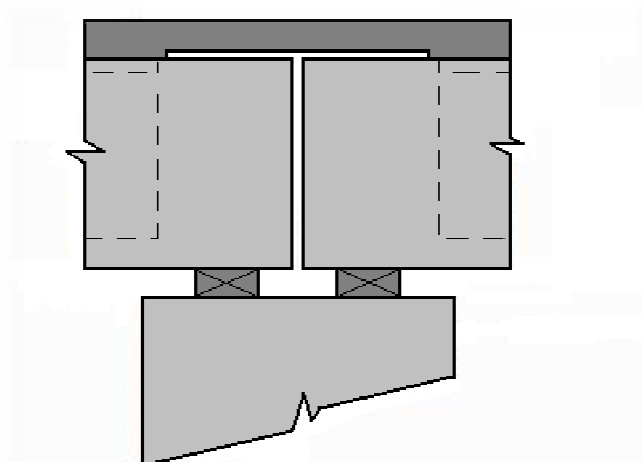
A.2 Connessioni di continuità

In aggiunta al *detailing* delle estremità si considerano anche le connessioni fra le diverse campate. Si tratta di un tema rilevante in quanto una certa scelta influenza l'intera statica globale della struttura.

Anche questo aspetto, esattamente come le connessioni sovrastruttura – spalla, risente dell'eliminazione dei giunti di espansione, che infatti, nei ponti di tipo convenzionale, vengono disposti anche in corrispondenza delle pile. Per questo lo schema di connessione subisce necessariamente delle modifiche. Il problema in questo caso è puramente strutturale, poiché non vi è la presenza influente del terreno.

Si presenta un possibile schema dettagliato di continuità tra campate per le strutture semi - integrali di *TIPO B2*, cioè quelle con connessione ad altezza parziale, in quanto diverso rispetto a quelli dei ponti convenzionali e anche dei viadotti continui *di tipo standard*. L'idea di base è lasciare fra i due gruppi di travi adiacenti uno spazio libero (*gap*), per impedirne il contatto nonostante gli allungamenti di origine termica. La continuità longitudinale della struttura è garantita dalla soletta a piastra, che copre anche lo spazio fra travi in cui il resto della sovrastruttura presenta una discontinuità. Proprio nella soletta viene inserita un'opportuna armatura, sia longitudinale che trasversale per rendere la continuità più resistente e duttile. Le sollecitazioni sono infatti notevoli, ad esempio per il transito dei veicoli sulla pavimentazione: gli sforzi non possono essere scaricati direttamente verso il basso. Per questo, e per meglio assorbire gli spostamenti relativi termici, il tratto di soletta in corrispondenza della connessione giace su uno strato vuoto, chiamato *debonding layer*.

Nelle Figure A.10 e A.11 si riporta un esempio tratto da *Connal, 2004* in cui viene rappresentata un tipo di unione di questo genere utilizzata in Australia. Con questo schema la continuità fisica della struttura è garantita, ma la bassa rigidezza della piastra di collegamento non permette invece la totale continuità flessionale.



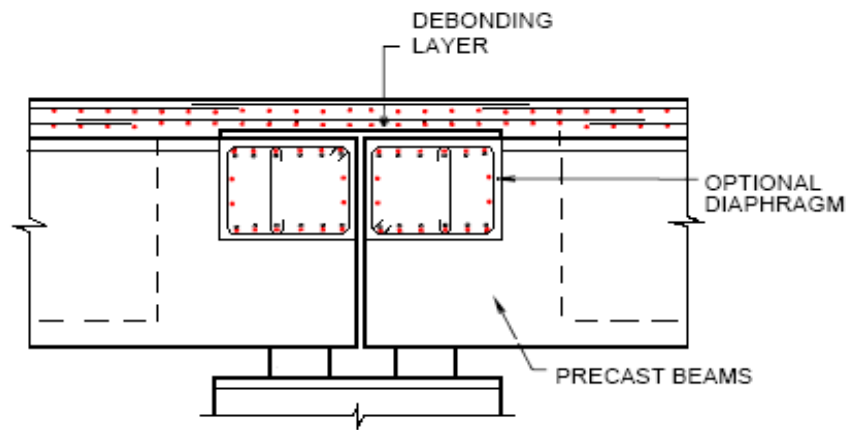


Figure A.10 e A.11: Connessione sovrastruttura – pila (Connal, 2004)

Bibliografia:

Bibliografia cartacea di pubblicazioni e testi:

- Giangreco, E.:
 - 1975, “Teoria e tecnica delle costruzioni”; LIGUORI EDITORE; pag. 501-567.

- Priestley, M. J. N.:
 - 1976, “Ambient thermal stresses in circular prestressed concrete tanks”; ACI journal; pag. 554.

- Schlaich, J. & Scheef, H.:
 - 1982, “Concrete box-girder bridges”; IABSE-AIPC-IVBH; pag. 36-38.

- Gilbert, R. I.:
 - 1988, “Time effects in concrete structures”; ELSEVIER.

- Aicap (associazione italiana cement armato e precompresso):
 - 1989, “Terotecnologia delle opere in c.a. e c.a.p. – Atti del convegno di Napoli, 4-6 maggio 1989”; pag. 223-238.

- Kumar, A.:
 - 1993, “21. Locally separated deck slab continuity in composite bridges”; E&FN SPON; pag. 239-246.

- Pritchard, B. P.:
 - 1993, “6. Advantages of bridge deck continuity”; E&FN SPON; pag. 55-63.

- Taylor, Howard P. J.:
 - 1993, “7. Continuity in decks with precast beams – practical issues”; E&FN SPON; pag. 65-71.
 - 1995, “Continuity of bridge decks using precast beams”; PCA; pag. 1-10.
- Thorburn, S.:
 - 1993, “The use of run-on slabs: a solution or part of the problem”; --; pag. 1-9.
- Tilly, G. P.:
 - 1993, “5. Historical review of the development of continuity and expansion joints in bridges”; E&FN SPON; pag. 45-53.
- Ghali, A. & Favre, R.:
 - 1994, “Concrete structures: stress and deformations”; E&FN SPON; pag. 1-63, 94-163.
- Chubb, M.:
 - 1995, “Integral Bridges: design of piers and abutments”; *relazione della WS Atkins*; pag. 1-10.
- Burke, M. P. Jr.:
 - 1996, “Jointless bridges experience in the United States; Burgess & Nipple; pag. 1-12.
 - 2009, “Integral and Semi-integral Bridges”; Wiley & Blackwell; pag. 1-20.
- Bush, D.:
 - 1996, “Integral Bridges – Soil/structure interaction effects”; *relazione della Highway Agency*; pag. 1-7.
- Chakrabarti, S.:
 - 1996, “Advise note BA 42 – Structural aspects of the design of Integral Bridges”; *relazione della Highway Agency*; pag. 1-6.
- Low, A. & Arup, O.:
 - 1996, “Intagral Bridges – Designer’s viewpoint”; *relazione di un seminario*; pag. 1-4.

- Springman, S. & Norrish, A.:
 - 1996, “Integral Bridges – Researchers’ viewpoint”; *pubblicazione dell’università di Cambridge*; pag. 2-10.
- Lehane B.M. & Keogh D.L. & O’Brien O.J.:
 - 1998, “Simplified elastic model for restraining effects of backfill soil on Integral Bridges”; *Computers and structures* 73, 1999; pag. 303-313.
- Collepari S. & Coppola L. & Troli R.:
 - 1998, “Pavimentazioni Industriali in Calcestruzzo”; ENCO; pag. 57-60.
- Kunin, J. & Alampalli, S.:
 - 1999, “Integral abutment bridges : current practice in the United States and Canada”; *report speciale della FHWA*; pag. 2-15.
- England, G. L. & Tsang, N. C. M. & Bush, D. I.:
 - 2000, “Integral Bridges: A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem”; Telford, Thomas.
- Martinez Y Cabrera, F.:
 - 2000, “Il traverso di regolarizzazione dei vincoli nei ponti ad elementi prefabbricati”; *Strade & Autostrade*; pag. 21-27.
- Precast/Prestressed Concrete Institute:
 - 2001, “The state of art of precast/prestressed Integral Bridges”.
- Ramberger, G.:
 - 2002, “Structural bearings and expansion joints for bridges”; IABSE-AIPC-IVBH; pag. 7-87.
- Breña, S. & Bonczar, C. & Civjan, S. & DeJong, J. & Crovo, D.:
 - 2007, “Evaluation of seasonal and yearly behavior of an Integral Abutment Bridge”; *Journal of Bridge Engineering, ASCE*; pag. 296-305.
- Comaita, G. & Malerba, P. G. & Paracchini G.:
 - 2008, “I ponti del nuovo raccordo sud dell’aeroporto di Malpensa”; *Strade & Autostrade*; pag. 68-72.

Bibliografia informatica di pubblicazioni e articoli:

- *Steel bridgeforum*:
 - 1993, “Steel Bridges”; pag. 1-5.
 - ✓ <http://www.steel.org/AM/Template.cfm?Section=PDFs1&TEMPLATE=/CM/ContentDisplay.cfm&CONTENTID=9172>
- Vasant, C. Mistry:
 - 1997, “Integral abutment and jointless bridges”; pag. 1-9.
 - ✓ <http://www.nabro.unl.edu/articles/20002012/download/Vasant.pdf>
- Horvath, J. S. :
 - 2000, “Integral-Abutment Bridges: problems and innovative solutions using EPS Geofoam and other geosynthetics”; pag. XIII-17.
 - ✓ <http://www.geosyscorp.com/noframes/documents/mc002a.pdf>
- Howard, T.:
 - 2000, “Integral Bridges”; pag. 1-2.
 - ✓ <http://www.cbdg.org.uk/pdfs/cps03.pdf>
- Dehne, Y. & Hassiotis, S.:
 - 2001, “Seismic analysis of integral abutment bridge: Scotch road I-95 project”; pag. 1-9.
 - ✓ <http://www.ce.washington.edu/em03/proceedings/papers/748.pdf>
- England, G. L. & Tsang, N. C. M.:
 - 2001, “Towards the design of soil loading for Integral Bridges; pag. 1-9.
 - ✓ <http://www.concrete.cv.ic.ac.uk/research/Case/int-bridge/int-main.htm>
- Lock, R. J.:
 - 2002, “Integral bridge abutments”; pag. 2-50.
 - ✓ http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/publications/TR/TR320.pdf
- Roman, E. & Khodair, Y. & Hassiotis, S.:
 - 2002, “Design details of Integral Bridges”; pag. 1-5.
 - ✓ <http://www.civil.columbia.edu/em2002/proceedings/papers/432.pdf>

- Connal, J.:
 - 2004, “Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice”; pag. 1-19.
 - ✓ http://www.bridgeforum.org/files/pub/2004/austroads5/039_Connal%20AUSTROADS%2004.pdf
- *NJDOT Design Manual for Bridges and Structures*:
 - 2005, “SECTION 15: Integral abutment bridges”; pag. 1.15.1 - 1.15.12.
 - ✓ <http://www.state.nj.us/transportation/eng/documents/BDMM/pdf/bmsec15.pdf>
- Tandon, M.:
 - 2005, “Recent Integral Bridges”; pag. 1-54.
 - ✓ <http://www.isiscanada.com/conferences/BDW%20PDF%20Presentations/Recent%20Integral%20Bridges.pdf>
- Hällmark, R.:
 - 2006, “Low-cycle fatigue of steel piles in Integral Abutments Bridges”; pag. 1-39; 139-171.
 - ✓ <http://epubl.ltu.se/1402-1617/2006/291/LTU-EX-06291-SE.pdf>
- Hassiotis, S.:
 - 2007, “Data gathering and design details of an Integral Abutment Bridge”; pag. 1-5.
 - ✓ <http://www.utrc2.org/research/assets/104/AbutmentBridge1.pdf>
- *Iowa State University*:
 - 2007, “An Integral Abutment Bridge with precast concrete piles”; pag. XI-16.
 - ✓ <http://www.intrans.iastate.edu/reports/tama-integral-abutment-bridge.pdf>
- Dreier, D.:
 - 2008, “Influence of soil-structure interaction on structural behavior of integral bridge piers”; pag. 1-9.
 - ✓ infoscience.epfl.ch/record/134709/files/Dreier08.pdf

- *GoBridges.com News & Views*:
 - 2009, “Integral Bridge expansion studied”; pag 1-2.
 - ✓ <http://www.physorg.com/news165236298.html>

Normative tecniche:

- Norma C.N.R. 10018/85:
 - 1985, “Apparecchi d’appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni: istruzioni per il calcolo e l’impiego”; pag. 1-16.
- Eurocodice EN 1991-1-5:
 - 1991, “Eurocode 1: Actions on structures – Part 1 - 5: General actions – thermal actions”; pag. 4-30.
- BA 42/95:
 - 1995, “The design of Integral Bridges”; Part 1, Volume 1, Section 3.
- Norma tecnica UNI EN 1337-3:2005 :
 - 2005, “Appoggi strutturali – Parte 3: appoggi elastomerici”; pag. 6-94.
- UNI EN 1991 - 1 :
 - 2007, “Appendice nazionale, revisione del 21/11/2007”.