

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**



**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE**

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

## **TESI DI LAUREA**

**PONTI INTEGRALI: ANALISI STATICA E SISMICA**

**RELATORE:** Ch.mo. Prof. Ing. CLAUDIO MODENA

**CORRELATORI:** Ing. GIOVANNI TECCHIO

Ing. KLEIDI ISLAMI

**LAUREANDO:** ALBERTO CONDOLEO

**ANNO ACCADEMICO 2011-2012**



## SOMMARIO

<b>1. CENNI INTRODUTTIVI .....</b>	<b>1</b>
<b>2. STATO DELL'ARTE .....</b>	<b>7</b>
2.1. Introduzione .....	7
2.2. Ponti Integrali negli Stati Uniti .....	9
2.2.1. Esperienze nello Stato di New York.....	14
2.2.2. Esperienze nel New England .....	19
2.2.3. Esperienze nello Stato della Virginia.....	22
2.3. Ponti Integrali in Australia.....	24
2.4. Ponti Integrali in Giappone.....	28
2.5. Ponti Integrali in Europa.....	30
2.5.1. Ponti Integrali nel Regno Unito .....	31
2.5.2. Ponti Integrali in Germania.....	36
2.5.3. Ponti Integrali in Finlandia e Svezia.....	38
2.5.4. Ponti Integrali in Italia .....	40
<b>3. CASI DI STUDIO .....</b>	<b>47</b>
3.1. Descrizione dei Ponti Oggetto dello Studio.....	47
3.2. Ponte sul fiume Meolo .....	50
3.3. Ponte sul fiume Vallio .....	51
3.4. Ponte sul fiume Musestre.....	52
3.5. Caratteristiche dei Materiali.....	53
3.5.1. Calcestruzzo per Travi Prefabbricate.....	53
3.5.2. Calcestruzzo per Impalcato.....	53
3.5.3. Calcestruzzo per Pile e Spalle.....	54
3.5.4. Calcestruzzo per Pali .....	54
3.5.5. Acciaio Ordinario per Armature .....	54
3.5.6. Acciaio per Trefoli.....	55

<b>4. ANALISI PARAMETRICHE STATICHE .....</b>	<b>57</b>
4.1. Introduzione .....	57
4.2. Descrizione dei Modelli .....	58
4.3. Azioni Inserite nei Modelli .....	62
4.3.1. Peso Proprio delle Strutture (G1).....	62
4.3.2. Carichi Permanenti non Strutturali (G2).....	62
4.3.3. Carichi Mobili (Q1).....	63
4.3.4. Azione Longitudinale di Frenamento o Accelerazione (Q3) .....	67
4.3.5. Azione di Neve, Vento (Q5) .....	67
4.3.6. Azione Parassita ai Vincoli (Q7).....	68
4.3.7. Spinta della Terra sulle Spalle ( $S_t$ , $S_q$ ) .....	68
4.3.8. Effetti del Ritiro e della Viscosità ( $\epsilon_2$ ).....	69
4.3.9. Effetti delle Variazioni Termiche ( $\epsilon_3$ ) .....	69
4.4. Combinazioni di Carico .....	70
4.5. Analisi Parametriche .....	74
4.5.1. Tipologia del Terreno.....	74
4.5.2. Lunghezza dei Pali di Fondazione .....	80
4.5.3. Interasse Tra i Pali di Fondazione .....	81
4.5.4. Lunghezza dell'Impalcato .....	85
4.5.5. Obliquità dell'Impalcato in Pianta .....	87
<b>5. ANALISI PARAMETRICHE SISMICHE.....</b>	<b>95</b>
5.1. Introduzione .....	95
5.2. Inquadramento Sismico.....	97
5.2.1. Vita Nominale .....	97
5.2.2. Classi d'Uso .....	97
5.2.3. Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica .....	98
5.2.4. Ubicazione dei Siti .....	98
5.2.5. Modellazione dell'Azione Sismica .....	103
5.2.6. Fattori di Struttura .....	105
5.3. Azioni Inserite nel Modello.....	108
5.4. Combinazioni di Carico .....	109

5.4.1.	Condizioni Elementari di Carico .....	109
5.4.2.	Combinazioni Contendenti l’Azione Sismica.....	109
5.4.3.	Combinazione dell’Azione Sismica con le altre Azioni.....	111
5.5.	Analisi Parametriche.....	112
5.5.1.	Tipologia del Terreno .....	112
5.5.2.	Lunghezza dei Pali di Fondazione .....	114
5.5.3.	Lunghezza dell’Impalcato.....	114
5.5.4.	Obliquità dell’Impalcato in Pianta.....	117
5.6.	Confronto tra Analisi Statiche e Analisi Sismiche .....	120
5.6.1.	Tipologia del Terreno .....	120
5.6.2.	Lunghezza dell’Impalcato.....	122
5.6.3.	Obliquità dell’Impalcato in Pianta.....	123
 <b>6. CONFRONTO TRA SOLUZIONE COMPLETAMENTE INTEGRALE E SEMI INTEGRALE .....</b>		<b>127</b>
6.1.	Introduzione .....	127
6.2.	Particolari Adottati.....	128
6.2.1.	Tipologia Semi Integrale .....	128
6.2.2.	Tipologia Completamente Integrale .....	129
6.3.	Confronto per il Ponte sul Fiume Musestre .....	132
6.3.1.	Descrizione dei Modelli Utilizzati.....	132
6.3.2.	Sollecitazioni nei Pali di Fondazione.....	133
6.3.3.	Sollecitazioni nell’Impalcato .....	136
6.4.	Influenza della Tipologia Adottata sulle Dimensioni delle Travi.....	137
6.4.1.	Descrizione dei Modelli Utilizzati.....	137
6.4.2.	Stima del Grado d’Incastro Generato dalla Connessione.....	138
6.4.3.	Calcolo delle Sollecitazioni .....	139
6.4.4.	Predimensionamento delle Travi in C.A.P. ....	142
 <b>7. CONCLUSIONI.....</b>		<b>149</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA .....</b>		<b>155</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Sezione schematica di un Ponte Tradizionale .....	2
Figura 1-2: Pile da ponte soggette indirettamente all'azione dei sali disgelanti provenienti dal piano stradale.....	2
Figura 1-3: Danneggiamento di un giunto .....	3
Figura 1-4: Impatto delle varie fasi sui costi totali del progetto (Mistry, 2005) .....	3
Figura 1-5: Sezione schematica di un tipico Ponte Integrale .....	4
Figura 2-1: Ponte romano di Alcantara sul fiume Tago (II secolo d.c.).....	8
Figura 2-2: Iron Bridge sul fiume Severn (1775).....	8
Figura 2-3: Diffusione dei Ponti Integrali negli Stati Uniti nel corso degli anni (Paraschos et al., 2009) ...	9
Figura 2-4: Comparazione dei costi di costruzione tra Ponti Integrali e Ponti Tradizionali (Paraschos et al., 2009).....	13
Figura 2-5: Comparazione dei costi di manutenzione tra Ponti Integrali e Ponti Tradizionali (Paraschos et al., 2009).....	13
Figura 2-6: Stato dei problemi associati all'utilizzo dei Ponti Integrali (Paraschos et al., 2009).....	14
Figura 2-7: Dettaglio costruttivo dei primi Ponti Integrali in acciaio nello stato di New York (Yannoti et al., 2006).....	15
Figura 2-8: Dettaglio costruttivo dei primi Ponti Integrali con travi in C.A.P. nello stato di New York (Yannoti et al., 2006).....	16
Figura 2-9: Dettaglio corrente per Ponti Integrali con travi d'acciaio nello stato di New York (Yannoti et al., 2006).....	17
Figura 2-10: Dettaglio costruttivo di un ponte "semi integrale" nello stato di New York (Yannoti et al., 2006).....	19
Figura 2-11: Dettagli per Ponti Integrali in acciaio nel Maine e nel Vermont (Conboy et al., 2005) .....	20
Figura 2-12: Stima del risparmio sul costo di costruzione suddiviso per categoria (Allen, 2010).....	22
Figura 2-13: Tipologie di Ponti Integrali utilizzate dal VDOT (Weakley, 2005) .....	22
Figura 2-14: Dettaglio della cerniera originale e della cerniera rivisitata (Economic and durable design of composite bridges with integral abutments, 2010) .....	24
Figura 2-15: Particolare della soletta negli appoggi intermedi di ponti con continuità di soletta (Connal, 2004).....	25
Figura 2-16: Dettaglio di un ponte completamente integrale in Australia (Connal, 2004) .....	26
Figura 2-17: Dettaglio di un ponte Semi Integrale in Australia (Connal, 2004) .....	27
Figura 2-18: Nishihama Bridge - Sezioni longitudinale e trasversale (Nakamura et al., 2002) .....	28
Figura 2-19: Koitogawa Bridge (Akiyama, 2008) .....	29
Figura 2-20: Koitogawa Brige - Sezione longitudinale (Akiyama, 2008).....	29
Figura 2-21: Tipologie di ponti per data di costruzione in Regno Unito (Iles, 2006) .....	31
Figura 2-22: Ponte Integrale con pali di fondazione nel Regno Unito (Iles, 2006).....	32
Figura 2-23: Ponte Integrale con pali di fondazione e muro si sostegno in terra rinforzata nel Regno Unito (Iles, 2006).....	33
Figura 2-24: Ponte Integrale con fondazione a diffusione nel Regno Unito (Iles, 2006).....	33
Figura 2-25: Ponti Semi Integrale con fondazione a diffusione nel Regno Unito (Iles, 2006) .....	34
Figura 2-26: Esempi di connessione (Iles, 2006) .....	34
Figura 2-27: Effetto della pressione del terreno nei ponti sghembi .....	35
Figura 2-28: Danneggiamenti degli appoggi (Zilch et al., 2006) .....	36
Figura 2-29: Southern Viaduct Berching, foto e sezione longitudinale (Braun, 2006).....	37
Figura 2-30: Fjällån Bridge (Economic and durable design of composite bridges with integral abutments, 2010).....	39
Figura 2-31: Hökviksån Bridge (Economic and durable design of composite bridges with integral Abutments, 2010) .....	39
Figura 2-32: Ponte sull'autostrada Brennero – Profilo laterale (Zordan, 2005) .....	41
Figura 2-33: Ponte sull'autostrada Brennero - Sezioni trasversali e particolari degli archi laterali e dell'impalcato (Zordan, 2005).....	42

Figura 2-34: Ponte sull'autostrada Brennero - schema di funzionamento strutturale del ponte (Zordan, 2005) .....	43
Figura 2-35: Ponte di Isola della Scala - Sezione trasversale (Zordan, 2010) .....	43
Figura 2-36: Ponte di Isola della Scala – Sezione longitudinale (Zordan, 2010).....	44
Figura 2-37: Ponte di Isola della Scala (VR) - Fasi realizzative (Zordan, 2005).....	45
Figura 3-1: Particolare della soletta di transizione.....	48
Figura 3-2: Sezione longitudinale tipica dei ponti oggetto dello studio.....	48
Figura 3-3: Sezione trasversale tipica dei ponti oggetto dello studio.....	49
Figura 3-4: Pianta ponte sul fiume Meolo .....	50
Figura 3-5: Pianta ponte sul fiume Vallio.....	51
Figura 3-6: Pianta ponte sul fiume Musestre .....	52
Figura 4-1: Vista del modello 2-D utilizzato nelle analisi .....	59
Figura 4-2: Schema del modello.....	59
Figura 4-3: Esempio numerazione corsie.....	63
Figura 4-4: Schemi di carico.....	66
Figura 4-5: Carico da vento sull'impalcato .....	68
Figura 4-6: Spinta del terreno sulle spalle .....	69
Figura 4-7: Disposizione dei carichi considerata nelle analisi .....	73
Figura 4-8: Momento negativo in soletta (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare di $n_h$ .....	76
Figura 4-9: Massimo momento longitudinale nei pali (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) in funzione di $n_h$ .....	77
Figura 4-10: Momento (SLU) nei pali dovuto a un $\Delta T$ termico uniforme di 30°C.....	78
Figura 4-11: Momento nei pali di fondazione (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) dovuto all'azione di accelerazione/frenatura.....	79
Figura 4-12: Andamento del momento massimo agente nei pali di fondazione (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della loro lunghezza.....	80
Figura 4-13: Momento flettente massimo nei pali di fondazione (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare del rapporto $i/D$ .....	82
Figura 4-14: Forza orizzontale agente nei pali di fondazione (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare del rapporto $i/D$ .....	83
Figura 4-15: Carico verticale (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) agente nei pali di fondazione al variare del rapporto $i/D$ .....	84
Figura 4-16: Momento negativo massimo nella soletta (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della luce del ponte.....	86
Figura 4-17: Momento massimo nei pali di fondazione (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della luce del ponte.....	87
Figura 4-18: Effetto dell'obliquità in pianta dell'impalcato.....	88
Figura 4-19: Vista del modello 3D utilizzato nelle analisi sull'obliquità .....	89
Figura 4-20: Momento longitudinale massimo nella soletta (iniluppo sollecitazione SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato.....	89
Figura 4-21: Momento trasversale nella soletta (iniluppo sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato.....	90
Figura 4-22: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (iniluppo delle sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato .....	91
Figura 4-23: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (iniluppo delle sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato .....	91
Figura 4-24: Momento trasversale dovuto alla spinta del terreno (SLU) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato .....	92
Figura 5-1: Vita nominale $V_N$ per le diverse opere .....	97
Figura 5-2: Valori del coefficiente d'uso $C_U$ .....	98
Figura 5-3: Foto aerea del ponte sul fiume Meolo .....	99
Figura 5-4: Ponte sul fiume Meolo - Individuazione del sito nel reticolato geografico.....	99
Figura 5-5: Foto aerea del ponte sul fiume Vallio .....	100
Figura 5-6: Ponte sul fiume Vallio - Individuazione del sito nel reticolato geografico .....	100
Figura 5-7: Foto aerea del ponte sul fiume Musestre.....	101
Figura 5-8: Ponte sul fiume Musestre - Individuazione del sito nel reticolato geografico .....	101
Figura 5-9: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale.....	102
Figura 5-10: Categorie del sottosuolo previste dalle NTC-08 .....	103

Figura 5-11: Categorie topografiche e coefficiente $S_T$ previsti dalle NTC-08 .....	104
Figura 5-12: Espressioni per la creazione degli spettri per la componente orizzontale secondo le NTC-08 .....	104
Figura 5-13: Espressioni per la determinazione dei coefficienti $S_S$ e $C_C$ secondo le NTC-08 .....	105
Figura 5-14: Fattori di struttura per ponti.....	106
Figura 5-15: Spettri di progetto ponte sul fiume Meolo.....	107
Figura 5-16: Spettro di progetto ponte sul fiume Vallio .....	107
Figura 5-17: Spettri di progetto ponte sul fiume Musestre.....	108
Figura 5-18: Momento longitudinale massimo nella soletta (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di $n_h$ .....	112
Figura 5-19: : Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di $n_h$ .....	113
Figura 5-20: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di $n_h$ .....	114
Figura 5-21: Momento longitudinale massimo nella soletta (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce del ponte .....	115
Figura 5-22: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce del ponte.....	116
Figura 5-23: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce della luce del ponte.....	116
Figura 5-24: Momento longitudinale nella soletta(inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte.....	117
Figura 5-25: Momento trasversale nella soletta (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte .....	118
Figura 5-26: Momento longitudinale nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte.....	118
Figura 5-27: Momento trasversale nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte.....	119
Figura 5-28: Momento longitudinale massimo nella soletta (confronto tra analisi statica e sismica) al variare del tipo di terreno.....	120
Figura 5-29: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (confronto tra analisi statica e sismica) al variare del tipo di terreno .....	121
Figura 5-30: Momento longitudinale massimo nella soletta (confronto tra analisi statica e sismica) al variare della luce del ponte .....	122
Figura 5-31: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (confronto tra analisi statica e sismica) al variare della luce del ponte .....	123
Figura 5-32: Momento longitudinale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte .....	124
Figura 5-33: Momento trasversale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte .....	124
Figura 5-34: Momento longitudinale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte .....	125
Figura 6-1: Particolare della connessione "Semi Integrale" adottata .....	128
Figura 6-2: Schema della connessione Completamente Integrale considerata (Rivoli SpA) .....	129
Figura 6-3: Dettaglio costruttivo con armature della connessione Completamente Integrale (Calvi, 2011) .....	130
Figura 6-4: Vista dei modelli 3-D del ponte sul fiume Musestre utilizzati nelle analisi .....	132
Figura 6-5: Momenti massimi nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU statiche) per la soluzione semi integrale .....	133
Figura 6-6: Momenti massimi nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU statiche) per la soluzione completamente integrale.....	134
Figura 6-7: Momenti massimi nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) per la soluzione semi integrale .....	135
Figura 6-8: Momenti massimi nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) per la soluzione completamente integrale.....	135
Figura 6-9: Modello 2-D utilizzato nelle analisi per la soluzione Completamente Integrale .....	137
Figura 6-10: Valori dei momenti adimensionalizzati nelle travi del ponte al variare della tipologia di ponte e di terreno.....	138

---



Figura 6-18: Classi d'esposizione ambientale .....	142
Figura 6-19: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione secondo NTC-2008 .....	143
Figura 6-20: Sezione della trave prefabbricata a cassone .....	143
Figura 6-21: Altezze delle travi prefabbricate a cassone in funzione della lunghezza dell'impalcato e del tipo di ponte.....	145
Figura 6-22: Sezione della trave prefabbricata ad I .....	145
Figura 6-23: Altezze delle travi prefabbricate a I in funzione della lunghezza dell'impalcato e del tipo di ponte.....	146

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1: Numero di Ponti Integrali progettati e costruiti dal 1995 e in servizio (Maruri et al., 2004)..	9
Tabella 2-2: Quadro riassuntivo dei risultati del sondaggio del NYSDOT (Kunin et al., 1999) .....	11
Tabella 2-3: Limiti massimi ammissibili per Ponti Integrali secondo il sondaggio del NYSDOT (Kunin et al., 1999).....	12
Tabella 2-4: Limiti geometrici per Ponti Integrali consigliati nel New England (Conboy et al., 2005) ....	20
Tabella 2-5: Limiti geometrici suggeriti dal VDOT (Weakley, 2005).....	23
Tabella 2-6: Sommario dei criteri costruttivi adottati nei paesi rispondenti al sondaggio condotto nel 2007 .....	31
Tabella 2-7: Rapporti dimensionali delle travi in Germania (Braun, 2006).....	38
Tabella 2-8: Caratteristiche geometriche del ponte sull'autostrada Brennero .....	42
Tabella 2-9: Caratteristiche geometriche del ponte di Isola della Scala .....	44
Tabella 4-1: Valori orientativi di $n_h$ e di A per terreni incoerenti (Viggiani, 1999).....	60
Tabella 4-2: Valori orientativi di $n_h$ per terreni coesivi (Viggiani, 1999).....	61
Tabella 4-3: Pesi degli elementi gravanti sulle travi .....	62
Tabella 4-4: Carichi permanenti portati da inserire nel modello.....	63
Tabella 4-5: Numero e larghezza delle corsie.....	63
Tabella 4-6: Intensità dei carichi $Q_{ik}$ e $q_{ik}$ per le diverse corsie .....	66
Tabella 4-7: Coefficienti $\psi$ per azioni variabili su ponti stradali e pedonali.....	71
Tabella 4-8: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU .....	72
Tabella 4-9: Valori di rigidità delle molle nodali per i terreni considerati.....	76
Tabella 4-10: Coefficiente riduttivo di $K_h$ per effetto di gruppo dei pali .....	81
Tabella 4-11: Parametri geotecnici principali dei terreni considerati .....	82
Tabella 4-12: Dimensioni delle travi adottate nel modello al variare della luce dell'impalcato.....	85
Tabella 5-1: Casi di carico elementari per le analisi sismiche .....	109
Tabella 6-1: Sollecitazioni nella trave in cemento armato precompresso dovuti al peso proprio della soletta .....	140
Tabella 6-2: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE quasi permanente).....	141
Tabella 6-3: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE quasi permanente).....	141
Tabella 6-4: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE frequente) .....	141
Tabella 6-5: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE frequente) .....	141
Tabella 6-6: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLU) .....	141
Tabella 6-7: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLU) .....	142



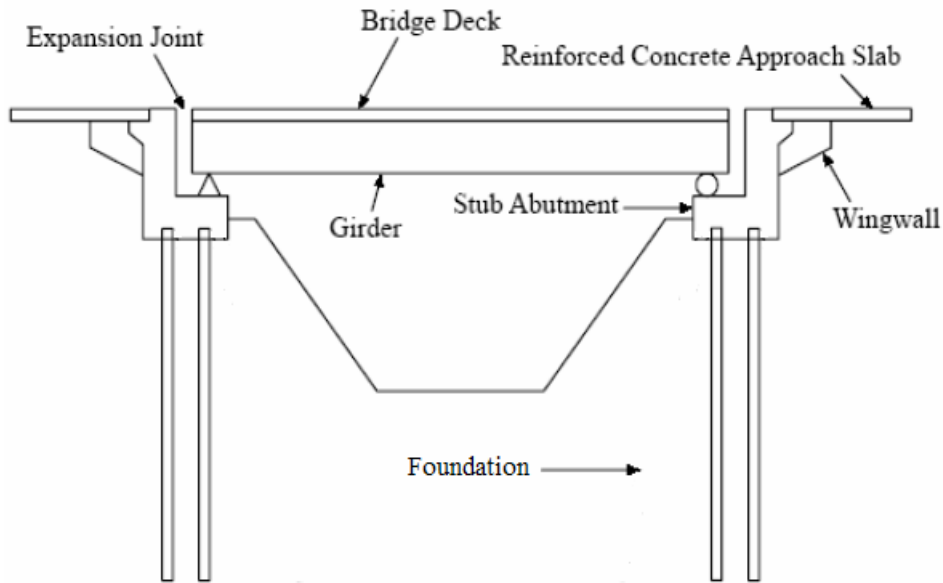
## *Capitolo 1*

### **1. CENNI INTRODUTTIVI**

Uno degli aspetti più importanti del progetto di un ponte, è lo studio dei costi associati alla struttura ed in particolare, oltre ai costi di costruzione iniziale, risulta fondamentale studiare i successivi costi di manutenzione da sostenere durante la vita della struttura.

Nel corso della loro durata in opera i ponti risultano soggetti a carichi di notevole entità sia dovuti al traffico veicolare che alle sollecitazioni cicliche di espansione e di contrazione per effetto degli sforzi dovuti a temperatura, ritiro, e viscosità.

Tradizionalmente questi movimenti sono stati gestiti attraverso alcuni dispositivi come, ad esempio, giunti d'espansione e appoggi scorrevoli i quali, secondo le passate esperienze, si sono rivelati molto costosi sia per quanto riguarda i costi iniziali, sia per i relativi costi di manutenzione.



**Figura 1-1: Sezione schematica di un Ponte Tradizionale**

Sfortunatamente, questo fattore è stato in passato troppo spesso trascurato ed infatti numerosi studi dimostrano come la maggior parte dei problemi relativi alla manutenzione abbia origine dalla perdita di tenuta dei giunti.

Una delle più frequenti cause di degrado nei ponti tradizionali è l'utilizzo dei sali disgelanti che, trasportati dall'acqua, possono attraversare i giunti e attaccare le travi e i dispositivi d'appoggio causandone un cattivo funzionamento.



**Figura 1-2: Pile da ponte soggette indirettamente all'azione dei sali disgelanti provenienti dal piano stradale**

I giunti del ponte, come detto in precedenza, sono soggetti ad usura continua a causa dei ripetuti carichi veicolari e dalle deformazioni “lente” dell'impalcato. Inoltre

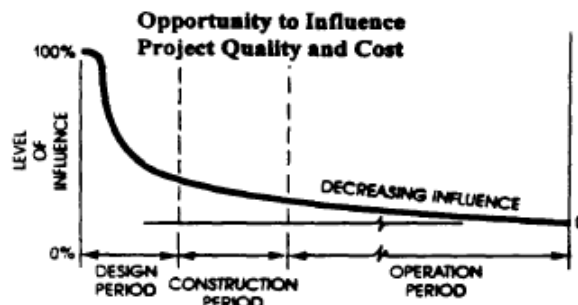
essi sono in genere uno degli ultimi elementi installati sul un ponte e spesso non viene data loro la necessaria attenzione al fine di garantire le prestazioni desiderate.



**Figura 1-3: Danneggiamento di un giunto**

Nel corso degli anni, un'ampia varietà di dispositivi è stata sviluppata al fine di garantire spostamenti e durabilità sempre maggiori, alcuni con prestazioni migliori di altri, ma sostanzialmente in tutti i casi col passare del tempo si sono riscontrati problemi di malfunzionamento.

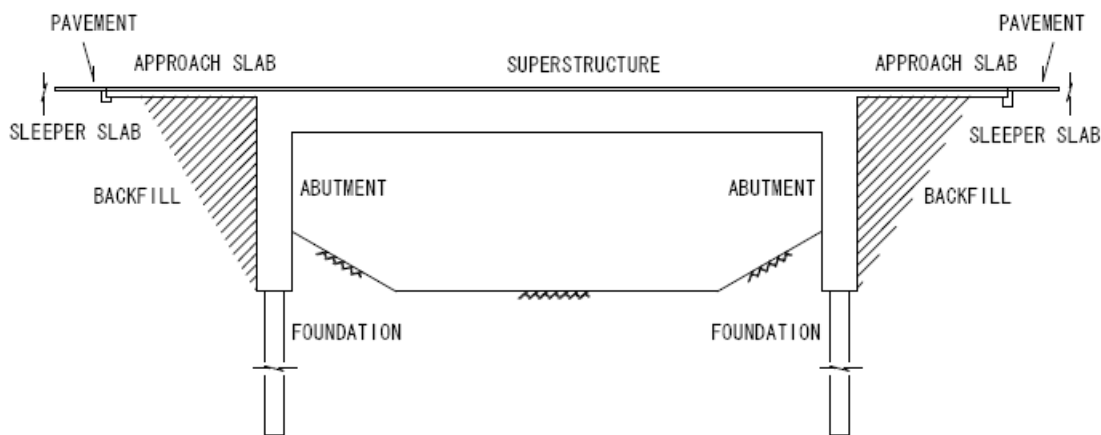
I progettisti dovrebbero sempre considerare la possibilità di ridurre al minimo i costi legati alla futura gestione del ponte perché, com'è illustrato in figura, le decisioni prese durante la fase di progettazione incidono per circa l'80% sui costi (sia di costruzione che di gestione) e sulla durabilità della struttura (Mistry, 2005).



**Figura 1-4: Impatto delle varie fasi sui costi totali del progetto (Mistry, 2005)**

Le decisioni prese nelle fasi iniziali della progettazione stabiliscono un programma che spesso è difficile e costoso cambiare una volta che si è già iniziata la costruzione.

Per tale motivo da diversi anni la tendenza è quella di costruire ponti senza l'utilizzo di giunti e dispositivi d'appoggio, tali ponti vengono denominati "Ponti Integrali".



**Figura 1-5: Sezione schematica di un tipico Ponte Integrale**

I principali vantaggi ascrivibili a questa tipologia strutturale sono:

- a) La maggiore efficacia strutturale: il maggior grado di vincolo fa sì che le sollecitazioni flessionali e taglianti delle strutture componenti il ponte abbiano andamento più uniforme e valori di picco più bassi;
- b) I minori costi di manutenzione: l'eliminazione dei giunti e degli apparecchi d'appoggio, oltre a comportare un minor costo iniziale del ponte, determina nel tempo anche un minor costo di manutenzione straordinaria del manufatto;
- c) La più lunga vita utile: le soluzioni di continuità, incrementano la durabilità e quindi la vita utile della struttura, essendo impedito l'ingresso dell'acqua e dei prodotti antigelo dalle sezioni di discontinuità strutturale;
- d) La maggiore riserva di resistenza: l'iperstaticità dello schema statico assicura, in generale, una curva di capacità della struttura del ponte correlata alla sua duttilità. Azioni sismiche superiori al previsto o azioni non previste attingono a tale riserva di resistenza, che è di gran lunga maggiore di quella associabile alla sottostrutture dei ponti realizzati con tipologia tradizionale.

In questo elaborato si andrà inizialmente a indagare quale sia la diffusione dei ponti integrali nei maggiori paesi industrializzati, spiegando i motivi che hanno portato alla loro diffusione e riassumendo le principali problematiche legate a questa tipologia strutturale.

Verrà inoltre riservato ampio spazio allo studio dei particolari costruttivi adottati nei vari paesi indicando inoltre anche i limiti geometrici massimi, suggeriti dai vari dipartimenti dei trasporti, legati alla loro realizzazione.

Successivamente, utilizzando i dati relativi a tre ponti progettati con una soluzione che può essere definita Semi Integrale si andranno a svolgere delle analisi parametriche al fine di capire quale sia il comportamento di questo tipo di ponti al variare di alcuni parametri significativi, come ad esempio la lunghezza del ponte e il tipo di terreno su cui esso sorge.

Le analisi parametriche svolte saranno sia di tipo statico che di tipo sismico e, a tal proposito, sarà effettuato un confronto tra le sollecitazioni negli elementi principali del ponte dovute ai carichi statici e quelle dovute al sisma, cercando inoltre di capire quali siano le principali differenze rispetto ai ponti tradizionali.

Infine sarà effettuato un confronto tra la tipologia Semi Integrale, oggetto delle analisi parametriche svolte, e la tipologia Completamente Integrale, andando quindi a indagare i principali vantaggi o svantaggi relativi all'utilizzo di entrambe le soluzioni.





## *Capitolo 2*

### **2. STATO DELL'ARTE**

#### **2.1. *Introduzione***

In questo capitolo verranno presentati i risultati della ricerca bibliografica svolta a scopo di indagare la diffusione dei ponti integrali nei vari paesi industrializzati e in particolare per identificarne le caratteristiche tipologiche e funzionali, considerando anche i processi evolutivi riguardo le tecnologie adottate per questa tipologia.

A tal riguardo è bene ricordare che la quasi totalità dei ponti costruiti fino agli inizi del 1900 erano per loro natura integrali, essendo realizzati prevalentemente mediante l'utilizzo di murature in pietre o mattoni riempite con materiale permeabile per favorire il drenaggio delle acque.

Due esempi storici sono rappresentati dal ponte romano di Alcantara sul fiume Tago (II secolo d.c.), composto da 6 campate in muratura a secco, e l'Iron Bridge sul fiume Severn (1775), la cui struttura portante ad arco è realizzata in ghisa.



**Figura 2-1: Ponte romano di Alcantara sul fiume Tago (II secolo d.c.)**



**Figura 2-2: Iron Bridge sul fiume Severn (1775)**

## 2.2. Ponti Integrali negli Stati Uniti

Secondo un'indagine svolta nel 2004, negli Stati Uniti ci sono circa 13000 ponti integrali, di cui circa 9000 sono completamente integrali e circa 4000 sono semi integrali. Negli ultimi anni si è assistito ad un aumento del numero di questi ponti di circa il 200 % (Maturi et al., 2004).

	DESIGNED since 1995	BUILT since 1995	IN SERVICE (TOTAL)
Integral Abutment	~ 7000	~ 8900	~ 13000
Full Integral	~ 5700	~ 6400	~ 9000
Semi Integral	~ 1600	~ 1600	~ 4000

Tabella 2-1: Numero di Ponti Integrali progettati e costruiti dal 1995 e in servizio (Maruri et al., 2004)

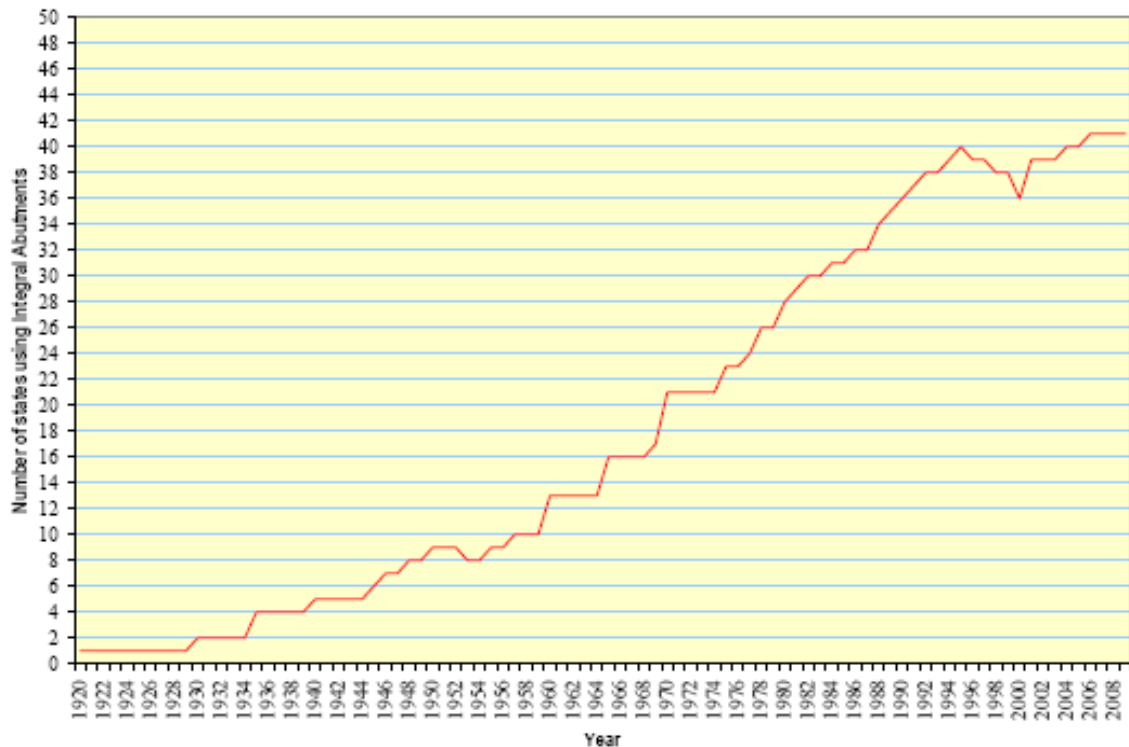


Figura 2-3: Diffusione dei Ponti Integrali negli Stati Uniti nel corso degli anni (Paraschos et al., 2009)

Dal grafico in Figura 2-3 si può notare come a partire dalla fine degli anni '60 vi sia stata una notevole diffusione dei ponti integrali e che allo stato attuale l'utilizzo di tali strutture sia oramai diffusa su tutto il territorio nazionale

Nel 1996 il dipartimento dei trasporti dello stato di New York (NYSDOT) ha intrapreso una ricerca ai fini di controllare la validità delle ipotesi alla base del progetto di questo tipo di strutture. È stato svolto un sondaggio presso le agenzie dei trasporti nazionali e di alcune province del Canada in modo da avere un quadro generale dei dettagli e delle pratiche costruttive riguardo i seguenti aspetti:

- Numero e lunghezza dei ponti;
- Anno di costruzione del primo e del più recente ponte;
- Software utilizzato nelle analisi;
- Spostamenti limiti assunti per variazioni termiche;
- Ipotesi assunte riguardo la pressione del terreno;
- Progetto dei pali di fondazione;
- Utilizzo della soletta d'approccio;
- Comparazione tra le performance delle travi metalliche rispetto alle travi in cemento armato;
- Misure speciali di prevenzione sismica.

La Tabella 2-2 riassume i risultati riguardo il numero dei ponti presenti nei vari stati, l'anno di realizzazione del primo e dell'ultimo ponte costruito, la lunghezza massima e il software utilizzato per le analisi.

State or Province*	Total Built	Longest Built, m		Steel Girder	Precast-Concrete Girder	Cast-In-Place Concrete Girder	Software Programs In-Use
		First Built	Last Built**				
AK	50	1975	1995	-	41.2	-	L-Pile, COM 624
AZ	50	1975	1985	Use of integral abutments discontinued			
AR	2	1996	1996	90.9	-	-	In-house software
CA	Thousands	1950	1995	-	-	122.0	BDS
CO	1643	1905	1996	318.4	339.2	290.4	None
GA	25	1975	1992	91.5	-	125.1	P-Frame, Continuous Beam
IL	350	1983	1996	61.0	91.5	36.6	No special application
IA	Hundreds	1962	1996	82.4	152.5	41.2	None
KS	1000	1935	1996	136.8	126.4	177.6	None
KY	260	1970	1996	89.1	122.0	31.7	No special application
ME	18	1983	1994	57.3	45.8	29.3	No special application
MD	18	1986	1996	-	15.9	-	None
MA	20	1930	1996	106.8	84.8	43.9	GT STRUDL, L-Pile, FEA
MI	6	1990	1996	-	147.9	-	In-house software
MN	No records	1958	1996	53.4	53.4	30.5	Staad 3
NV	Many	1980	1996	77.8	33.6	84.2	Standard girder design software
NH	2	1993	1996	45.8	24.4	-	-
NY	155	1980	1996	93.3	68.3	-	-
ND	600	1960	1996	122.0	122.0	48.8	None
NS	2	1986	1996	-	38.0	-	-
OK	50	1980	1996	-	91.5	-	No special application
OR	Unknown	1940	1996	-	335.5	-	STRUDL, BRIG2D
PA	50	1946	1996	122.0	183.0	-	Software being developed
QC	1	1988	1988	-	78.1	-	ANCAD, Structural Analysis 2D
SD	818	1948	1996	112.9	209.2	106.8	No special application
TN	1000	1965	1996	175.4	358.4	189.1	None
VT	10	1975	1993	24.4	-	-	In-house software
VA	25	1982	1996	97.6	235.5	-	None
WA	1000	1965	1996	-	183.0	61.0	In-House, SEISAB
WV	60	-	1993	97.6	137.3	33.6	None
WY	1458	1957	1996	100.0	127.0	99.0	BRASS, Risa, BDS
		1905	1996	318.4 max	358.4 max	290.4 max	
Over 9773 Built				24.4 min	15.9 min	29.3 min	

\* NS = Nova Scotia, QC = Quebec. Responses from Delaware, Louisiana, Manitoba, Mississippi, Montana, New Jersey, Newfoundland, and North Carolina indicated they had not built integral bridges.  
 \*\* At the time of survey, several integral bridges were either under construction or in planning stages.  
 1 m = 0.305 ft

Tabella 2-2: Quadro riassuntivo dei risultati del sondaggio del NYSDOT (Kunin et al., 1999)

La Tabella 2-3 elenca i limiti massimi per quanto riguarda le deformazioni termiche, la lunghezza del ponte, inclinazione in pianta, tolleranza per il posizionamento dei pali, altezza delle spalle.

State or Province	Thermal Movement, cm	Length, m			Skew Angle, deg	Tolerance for Pile Location, cm	Height, m Abutment
		Steel-Girder	Precast-Concrete Girder	Cast-In-Place Concrete Girder			
AK	-	-	61.0	-	30	7.6	-
AR	-	91.5	91.5	-	15	Per specs	No limit
CA	1.3	31.1	50.9	50.9	21	10.2	4.3
CO	10.2	91.5	183.0	152.5	No limit	15.2	No limit
GA	No limit	No limit	No limit	No limit	30	No specs	No limit
IL	No limit	83.9	114.4	114.4	30	Standard	No limit
IA	Limited by length	Undetermined	152.5	152.5	30	7.6	0.9 to 1.5
KS	5.1	91.5	152.5	152.5	45	7.6	By design
KY	No limit	91.5	122.0	122.0	30	15.2	No limit
ME	9.5	90.0	150.0	150.0	25	5.1	3.6
MD	2.5	-	18.3	-	30	15.2	3.1 to 4.6
MA	Not defined	99.1	99.1	99.1	30	7.6	Minimize
MI	No limit	No limit	No limit	No limit	30	15.2	-
MN	No limit	61.0	61.0	61.0	20	No specs	1.0
NV	2.5	76.3	122.0	122.0	20 to 45	-	Design
NH	3.8	45.8	24.4	-	10	-	-
NY	Limited by length	140.0	140.0	140.0	30	2.5	-
ND	Limited by length	122.0	122.0	48.8	30	No specs	3.7
OK	-	91.5	122.0	-	No skew	15.2	3.1
OR	No limit	No limit	No limit	No limit	45	No specs	No limit
PA	5.1	91.5 to 122	122.0	Not used	20	-	-
QC	No limit	-	78.1	-	20°15'	5.0	3.0
SD	Limited by length	106.8	213.5	213.5	30	15.2	No limit
TN	5.1	130.8	244.0	244.0	No limit	No specs	-
VT	Limited by length	24.4	-	-	15	Standard	No limit
VA	3.8	91.5/45.8**	152.5/79.3**	-	30	7.6	No limit
WA	No limit	Not used	106.8	61.0	30	15.2	-
WV	5.1	Movement is limited, not length			30	7.6	No limit
WY	5.0	100.0	130.0	100.0	45	2.0	No limit
Max	No limit	No limit	No limit	No limit	No limit	Per Specs	No limit
Min	1.3	24.4	18.3	48.8	No skew	2.0	0.9

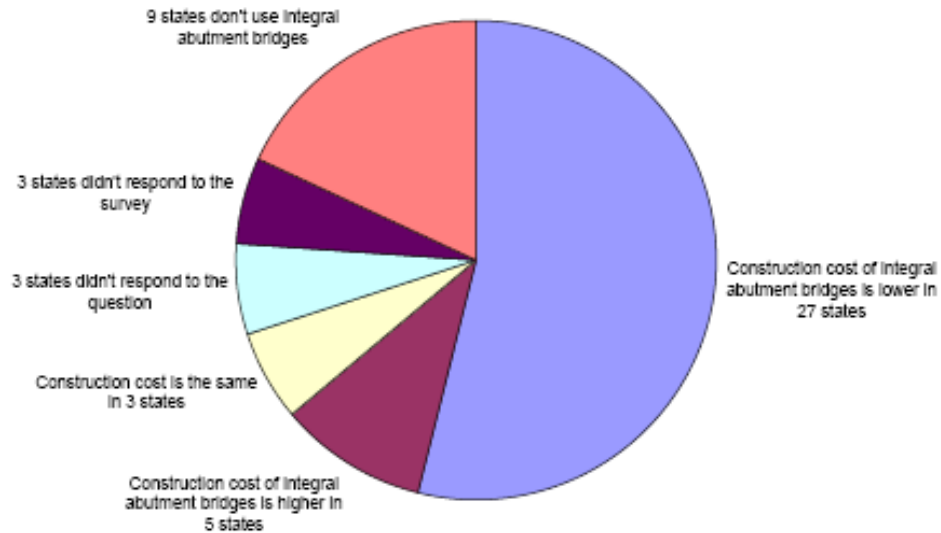
\* QC = Quebec  
 \*\* Lesser value used with maximum skew.  
 2.54 cm = 1 in., 1 m = 0.305 ft

Tabella 2-3: Limiti massimi ammissibili per Ponti Integrali secondo il sondaggio del NYSDOT (Kunin et al., 1999)

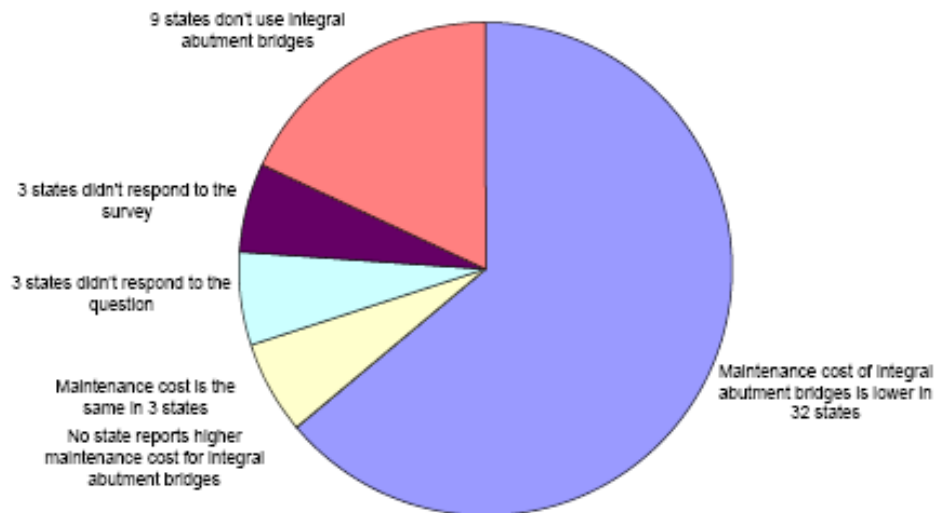
Secondo il sondaggio, il primo ponte integrale costruito negli Stati Uniti risale al 1905 e alla data dello studio diversi altri ponti concepiti con questa tipologia risultavano in fase di costruzione.

Il più lungo ponte in c.a.p. è stato costruito nel Tennessee e misura 358 m, mentre il ponte più lungo costruito in acciaio si trova in Colorado e misura 318 m.

Per quanto riguarda il lato economico, uno studio è stato svolto nel 2009 dall'università del Maryland, sia per quanto riguarda i costi di costruzione, sia per i costi di gestione della struttura. I risultati dello studio sono illustrati nei seguenti grafici.



**Figura 2-4: Comparazione dei costi di costruzione tra Ponti Integrali e Ponti Tradizionali (Paraschos et al., 2009)**



**Figura 2-5: Comparazione dei costi di manutenzione tra Ponti Integrali e Ponti Tradizionali (Paraschos et al., 2009)**

Riguardo le fasi di costruzione dal grafico in Figura 2-4 si vede che la maggior parte degli stati ha registrato costi minori e solo in pochi stati si sono riscontrati incrementi di spese.

Per quel che riguarda invece i costi di gestione dalla Figura 2-5 si può notare come essi siano stati minori in quasi tutti i casi. Solo tre stati non hanno riscontrato miglioramenti da questo punto di vista.

Infine si riportano in i risultati del sondaggio svolto, sempre dall'università del Maryland, riguardo i problemi riscontrati riguardo l'uso dei ponti integrali.

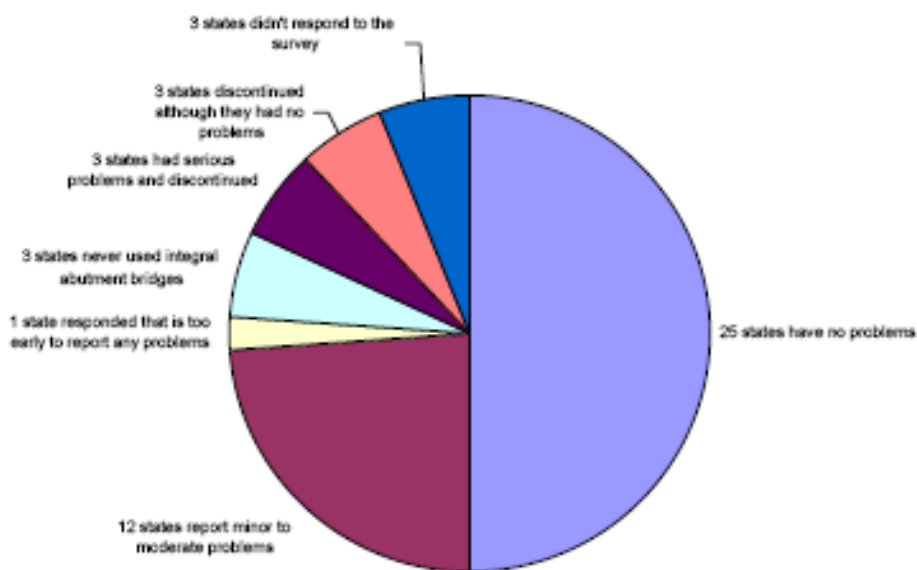


Figura 2-6: Stato dei problemi associati all'utilizzo dei Ponti Integrali (Paraschos et al., 2009)

Secondo il sondaggio svolto la maggior parte degli stati non hanno riscontrato problemi. In alcuni stati vi sono stati moderati problemi in passato che allo stato attuale risultano però risolti. Solo in tre stati si sono registrati seri problemi e quindi generalmente la costruzione di ponti integrali non viene consigliata.

### 2.2.1. Esperienze nello stato di New York

Tradizionalmente i ponti dello nello di New York erano quasi sempre costruiti con dei giunti di dilatazione al fine di ospitare i movimenti termici.

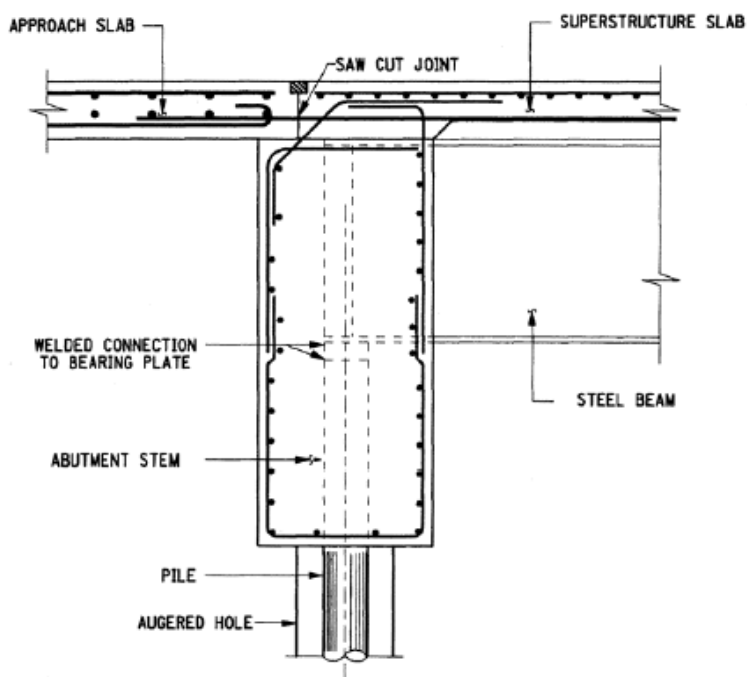


Dal 1970, dato che tutti i tipi di giunti erano soggetti a deterioramento dovuto all'utilizzo dei sali disgelanti, si è pensato di costruire le campate in continuità, eliminando così i giunti sopra le pile. Da allora i criteri e i dettagli di progetto hanno subito diverse modifiche.

I primi ponti semi integrali sono stati introdotti nel 1998 e da allora approssimativamente 450 ponti integrali o semi integrali sono stati costruiti nello stato di New York.

Le performance di servizio di questi ponti si sono rivelate eccellenti tanto che questa tipologia risulta essere la preferita in caso di nuove realizzazioni (Yannoti et al., 2006).

Il primo ponte integrale costruito dal NYSDOT era un ponte a singola campata in acciaio con una luce di 30 m e fondazioni costituite da un'unica fila di pali in acciaio con sezione ad H. Il particolare di un tipico integral bridge con travi in acciaio è mostrato in Figura 2-7.



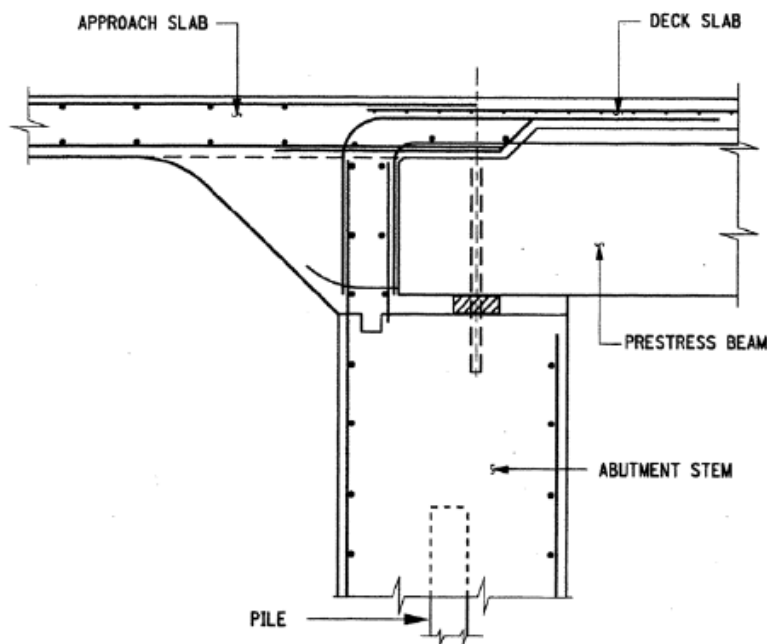
**Figura 2-7: Dettaglio costruttivo dei primi Ponti Integrali in acciaio nello stato di New York (Yannoti et al., 2006)**

Le travi in acciaio erano appoggiate sui pali in acciaio e ad essi collegati mediante saldatura di un piatto sulla parte superiore dei pali. Sia le travi che i pali

venivano quindi immersi nel calcestruzzo in modo da creare una connessione rigida con la soletta d'impalcato. I pali erano progettati solo per carichi verticali, trascurando i momenti flettenti, mentre i muri di contenimento erano progettati tenendo conto della pressione passiva.

Nello stato di New York erano molto diffuse le strutture realizzate con travi a cassone accostate e i primi tentativi di adattare i ponti integrali a questo tipo di sovrastruttura furono fatti nel 1980.

La principale differenza rispetto al caso con travi d'acciaio, è che non c'era una connessione diretta tra le travi e i pali, mentre le ipotesi di progetto erano all'incirca le stesse del caso descritto precedentemente. Il particolare di un tipico ponte integrale con travi in cemento armato precompresso è mostrato in figura.



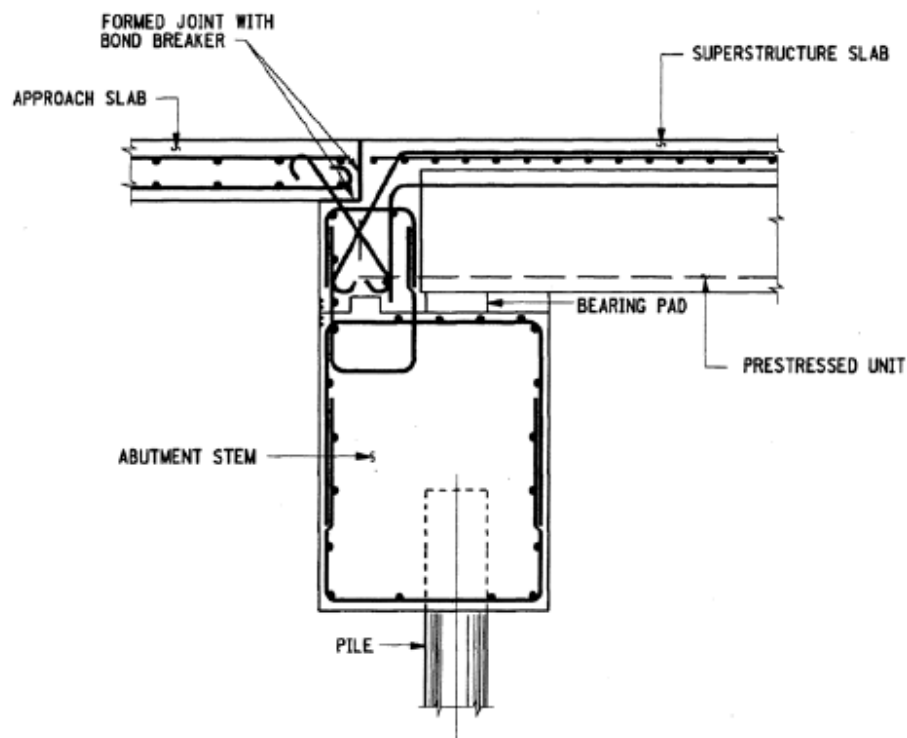
**Figura 2-8: Dettaglio costruttivo dei primi Ponti Integrali con travi in C.A.P. nello stato di New York (Yannotti et al., 2006)**

Nel 1996, lo stato di New York ha avviato uno studio (oltre a quello citato in precedenza) per valutare la prestazione dei ponti costruiti con tipologia integrale.

Questo studio ha valutato 84 ponti completamente integrali e 105 ponti semi integrali in servizio in quel periodo attraverso l'ispezione di alcune parti dei ponti in questione.

In seguito ai risultati di questi studi sono state apportate alcune modifiche ai dettagli costruttivi in uso. Le principali hanno riguardato il modo di costruire la parete posteriore della spalla, la soletta d'approccio, e la soletta per ponti con travi in cemento armato precompresso a cassone accostate. Infatti lo studio ha dimostrato che il dettaglio concepito fino ad allora era insoddisfacente perché vi era la formazione di crepe significative nella lastra d'approccio. Si è capito che ciò era causato dalla incapacità della lastra d'approccio di adattarsi ai cedimenti del terreno di riempimento.

È stato sviluppato un altro dettaglio (vedi Figura 2-9) che permettesse la rotazione della lastra d'approccio al verificarsi dei cedimenti.



**Figura 2-9: Dettaglio corrente per Ponti Integrali con travi d'acciaio nello stato di New York (Yannoti et al., 2006)**

Ciò è stato realizzato utilizzando una parete posteriore verticale, e ponendo la soletta del ponte e la lastra d'approccio separate eliminando così le barre d'acciaio orizzontali di rinforzo che le collegavano. Le barre di rinforzo sono ora posizionate a 45° sia nella soletta del ponte che nella lastra di approccio. Questo dettaglio consente la lastra d'approccio di ruotare in caso di cedimenti del terreno di riempimento.

Per quanto riguarda i ponti con travi in acciaio si sono riscontrati problemi simili a quelli delle strutture in cemento armato precompresso e pertanto è stato sviluppato un particolare del tutto simile.

Dato che le performance di servizio dei ponti integrali si sono rivelate generalmente buone, alcuni limiti, come ad esempio la lunghezza massima del ponte, sono stati aumentati.

Come esposto ad inizio paragrafo, nello stato di New York sono comunemente in uso sia i ponti con soluzione completamente integrale che quelli con soluzione semi integrale.

La soluzione semi integrale presenta alcuni vantaggi rispetto alla soluzione completamente integrale. Infatti i ponti completamente integrali richiedono una lunghezza minima d'infissione dei pali per garantire una sufficiente resistenza orizzontale e questo può essere un ostacolo nel caso di presenza suoli rocciosi o comunque molto rigidi. È stato pertanto sviluppato un particolare per questa tipologia (Figura 2-10).

Per ospitare i movimenti del ponte sono stati utilizzati i convenzionali dispositivi d'appoggio utilizzati per i ponti convenzionali, mentre l'intera struttura risulta supportata da normali fondazioni a diffusione o da pali di fondazione. Le travi sono immerse in una parete posteriore di calcestruzzo che è indipendente dal resto della sottostruttura, eliminano così la necessità di un giunto nella soletta, mentre la soletta d'approccio è collegata alla struttura del ponte con gli stessi dettagli costruttivi mostrati in precedenza per i ponti completamente integrali.

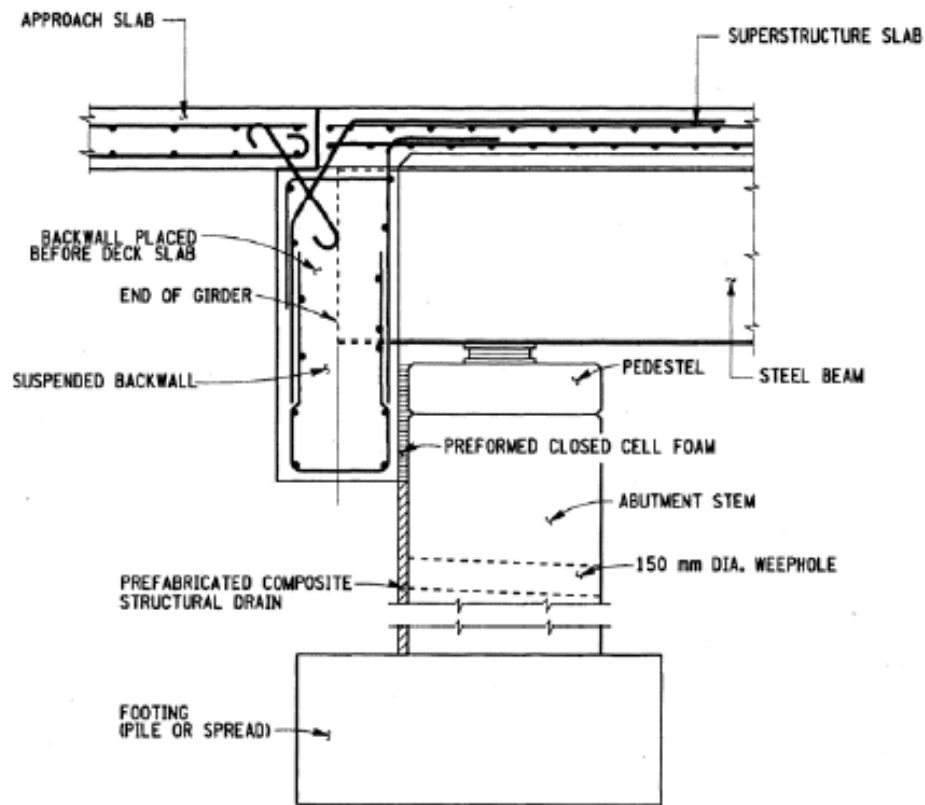


Figura 2-10: Dettaglio costruttivo di un ponte “semi integrale” nello stato di New York (Yannoti et al., 2006)

I limiti geometrici stabiliti dallo stato di New York sono attualmente i seguenti:

- Lunghezza massima del ponte pari a 200 m. Non vi è alcuna limitazione sulla lunghezza delle singole campate;
- Obliquità in pianta inferiore a  $45^\circ$ ;
- Altezza massima del muro di spalla pari a 5 m;
- Utilizzo di travi rettilinee;
- Pendenza massima del ponte pari al 5%.

### 2.2.2. Esperienze nel New England

Negli ultimi anni, nel New England vi è stato un notevole aumento del tasso di costruzione di ponti integrali con oltre 100 nuove costruzioni. Tutte le agenzie di trasporto hanno avuto esperienze favorevoli in relazione alle prestazioni di questi ponti tanto che questa tipologia è considerata la prima scelta nel caso di costruzione di nuove strutture (Conboy et al., 2005).

I limiti geometrici generalmente seguiti dagli Stati del New England, sono riassunti in Tabella 2-4.

	Span Length		Skew
	Steel (ft)	Concrete (ft)	Angle (Degrees)
<b>Connecticut</b>	---	---	20
<b>Maine</b>	200	330	30
<b>Massachusetts</b>	330	590	30
<b>New Hampshire</b>	300	600	---
<b>Rhode Island</b>	No Limit	No Limit	No Limit
<b>Vermont</b>	330	590	20

Tabella 2-4: Limiti geometrici per Ponti Integrali consigliati nel New England (Conboy et al., 2005)

Questi limiti, visto gli ottimi risultati ottenuti, saranno presumibilmente aumentati. Le limitazioni sull'angolo di inclinazione in pianta di solito servono per ricordare ai progettisti che, per ponti costruiti con inclinazione elevata, è necessaria una rigorosa analisi tridimensionale.

Le seguenti figure mostrano due sezioni tipiche nel caso di ponti costruiti con travi in acciaio relative rispettivamente allo stato del Maine e allo stato del Vermont.

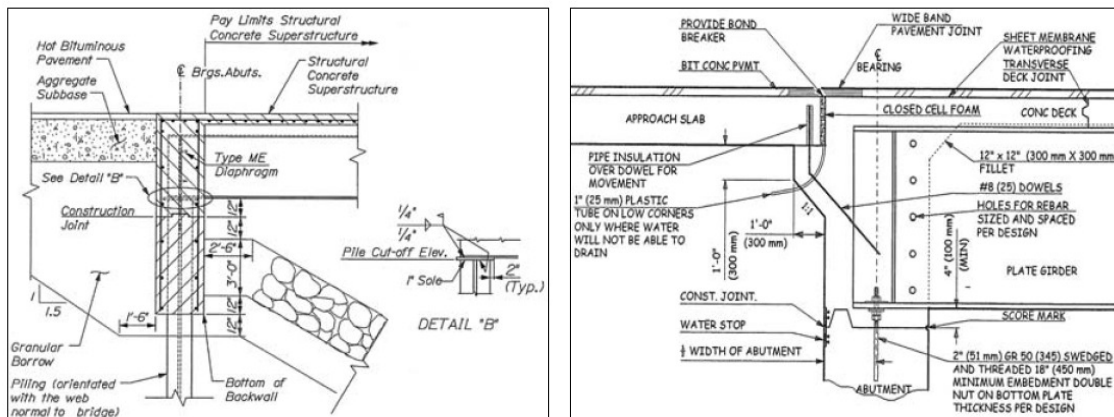


Figura 2-11: Dettagli per Ponti Integrali in acciaio nel Maine e nel Vermont (Conboy et al., 2005)

In genere, in tutti gli stati del New England, la testa dei pali in acciaio viene inglobata nel calcestruzzo delle spalle per circa 60-90 cm ad eccezione dello stato del Maine dove la connessione è realizzata saldando la parte superiore del palo con la trave in acciaio.

Nel Massachusetts e nel Vermont, si utilizzano un preforni di grandi dimensioni attorno ai pali di fondazione per i primi 2,5 m, riempiti successivamente con terreni poco addensati in modo da permette ai pali di avere maggiore flessibilità per via della bassa rigidità del terreno attorno alla testa dei pali.

Ci sono diverse metodologie utilizzate nel New England per collegare la sovrastruttura con le fondazioni. Come già detto, nel Maine la sovrastruttura in acciaio è direttamente saldata ai pali, mentre quando si costruisce una sovrastruttura in calcestruzzo prefabbricato si utilizzano degli appoggi in neoprene. Nel Massachusetts e nel New Hampshire si utilizzano dei piedistalli in calcestruzzo sui quali vengono posizionate le travi tenute in posizione tramite degli ancoraggi.

Tutti gli stati del New England utilizzano solette d'approccio alle estremità del ponte, con l'eccezione del Maine, che le utilizza solo nei ponti in acciaio che superano i 25 m di lunghezza totale e in quelli di calcestruzzo superiori ai 40 m.

Riguardo i costi di associati all'utilizzo dei ponti integrali, è in corso uno studio da parte dell'università del Massachusetts. Lo studio verrà concluso nel Febbraio 2013 e prevede il monitoraggio attraverso l'installazione di strumentazioni, di tre ponti con diverse caratteristiche. In particolari i casi studiati comprendono:

- Un ponte ad arco lungo 43 metri in Middlesex;
- Un ponte di lunghezza 37 metri con obliquità in pianta pari a  $15^\circ$  in East Montpelier;
- Un ponte a due campate di lunghezza totale pari a 69 m e una curvatura costante di  $11,25^\circ$  in Stockbridge.

La Figura 2-12 mostra i risultati dello studio relativi ai costi di costruzione delle tre strutture studiate. Si nota in particolare come in totale vi sia stato un risparmio pari a 1.400.000 \$ pari a circa il 16% dei costi totali

I dati non comprendono la riduzione dei costi di costruzione e manutenzione dovuti all'eliminazione dei dispositivi d'appoggio e dei giunti e pertanto riflettono solo una parte del risparmio totale sui costi.

	East Montpelier	Stockbridge	Middlesex
Total project cost, as bid	\$2,369,907	\$4,155,879	\$2,254,458
Savings by category:			
Cofferdam construction	\$100,000	\$150,000	— <sup>a</sup>
Substructure concrete and reinforcing	\$250,000	\$308,000	\$140,000
Steel piling	\$ 25,000	\$310,000	— <sup>b</sup>
Granular backfill	\$ 22,000	\$ 33,000	\$ 35,000
Excavation	— <sup>c</sup>	\$ 20,000	\$ 40,000
Total savings	\$397,000	\$821,000	\$215,000
Savings from project bid	16.8%	19.8%	9.5%

<sup>a</sup> Conventional abutment did not require a cofferdam.

<sup>b</sup> Conventional abutment would have utilized a spread footing foundation.

<sup>c</sup> Excavation savings are included in the cofferdam construction savings, noted above.

Figura 2-12: Stima del risparmio sul costo di costruzione suddiviso per categoria (Allen, 2010)

### 2.2.3. Esperienze nello stato della Virginia

Il Dipartimento dei Trasporti della Virginia (VDOT) promuove attualmente tre tipologie di integral bridge: “full integral”, “semi integral” e “deck extension”:

- Il ponte “full integral” è caratterizzato dal fatto che le travi sono rigidamente connesse ai muri di spalla sostenuti da una sola fila di pali.
- Il ponte “semi integral” è simile al “full integral” tranne per il fatto che la sovrastruttura non è rigidamente connessa alla sottostruttura.
- La tipologia “deck extension” è semplicemente l'estensione della soletta terminale del ponte sopra il tradizionale muro di spalla e alla pavimentazione d'approccio adiacente.

La Figura 2-13 fornisce uno schema della connessione tra impalcato e muri di spalla per le tre tipologie sopra citate.

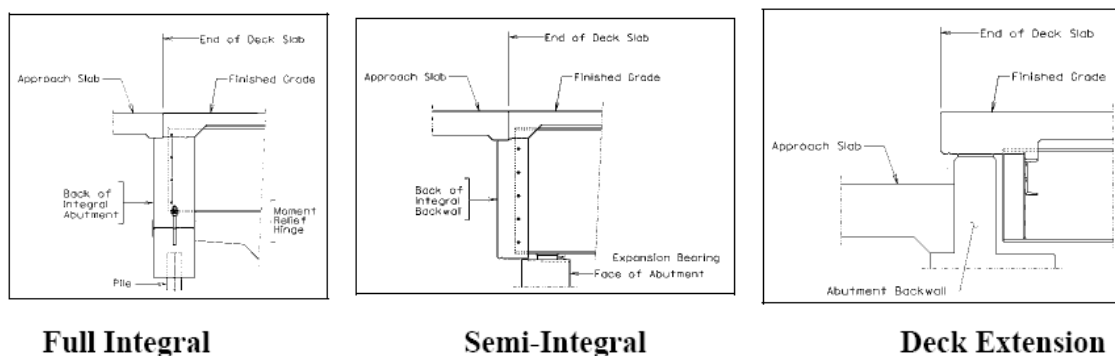


Figura 2-13: Tipologie di Ponti Integrali utilizzate dal VDOT (Weakley, 2005)



Un riassunto dei limiti progettuali di lunghezza e obliquità dell'impalcato in pianta suggeriti dal VDOT è illustrato nella tabella sotto riportata.

	Full Integral	Semi-Integral	Deck Extensions
Steel Bridges	300 ft for 0° skew	450 ft	450 ft
	150 ft for 30° skew	30° max skew	30° max skew
Concrete Bridges	500 ft for 0° skew	750 ft	750 ft
	250 ft for 30° skew	45° max skew	45° max skew
Total Movement at Abutment	1½ in	2¼ in	2¼ in

**Tabella 2-5: Limiti geometrici suggeriti dal VDOT (Weakley, 2005)**

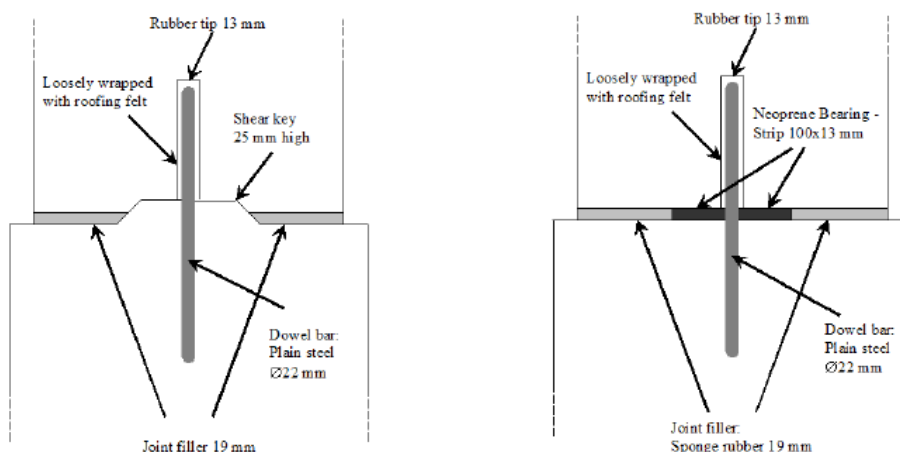
Il ponte full integral è la principale tipologia suggerita dal VDOT nel caso di nuove realizzazioni.

Secondo una ricerca svolta presso il “Virginia Polytechnic Institute” e “State University” (Virginia Tech), i pali in acciaio ad H sono i più adatti a sostenere il ponte in quanto la loro flessibilità permette loro di sopportare i movimenti ciclici dovuti alla dilatazione termica della sovrastruttura.

Per ridurre le sollecitazioni agenti sui pali si è pensato di creare una cerniera tra il muri di spalla e il traverso nel quale sono immersi i pali ottenendo in tal modo il trasferimento del solo carico laterale.

Il dettaglio originale era essenzialmente realizzato tramite una chiave di taglio in acciaio posizionata lungo la linea centrale del muro, come mostrato nella Figura 2-14, ma dei test su scala reale hanno determinato che la chiave non funzionava come previsto, in quanto vi era un sostanziale trasferimento di momento.

I risultati dello studio hanno portato alla progettazione di un dettaglio che consentisse una maggiore rotazione utilizzando strisce di neoprene attorno alla linea centrale dove veniva posizionata la chiave di taglio.



**Figura 2-14: Dettaglio della cerniera originale e della cerniera rivisitata (Economic and durable design of composite bridges with integral abutments, 2010)**

La seconda scelta suggerita nel caso di nuovi ponti è rappresentata dalla tipologia semi integral. Infatti, anche se non così conveniente come la soluzione “full integral”, essa è più adattabile alle varie condizioni.

In alcuni casi, è possibile riadattare ponti esistenti a questa configurazione. Il progetto di questo tipo di ponti è di solito considerato quando la lunghezza minima d’infissione dei pali necessaria per la soluzione full integral (pari ad almeno 8 m) non può essere assicurata.

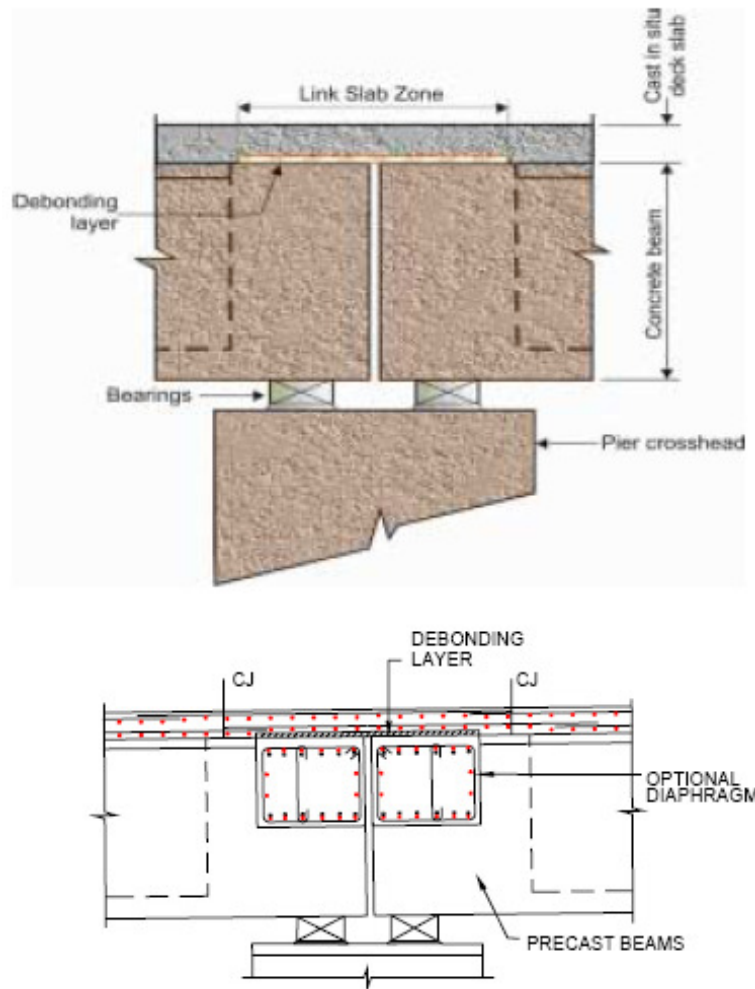
La tipologia “deck extension”, che rappresenta essenzialmente un incrocio tra il ponte tradizionale e il semi integral, si utilizza generalmente quando le due precedenti soluzioni non possono essere utilizzate (ad esempio nel caso in cui si superino i limiti enunciati nelle linee guida) o per riadattare strutture già esistenti.

### **2.3. Ponti Integrali in Australia**

I ponti integrali in Australia, dove le condizioni climatiche sono relativamente benigne, non sono tanto diffusi come negli Stati Uniti (Connal, 2002).

La pratica australiana per la maggior parte dei ponti di medie e brevi lunghezze è quella di minimizzare l'utilizzo di giunti di dilatazione in genere attraverso l'adozione di lastre di collegamento nei pressi delle pile (Figura 2-15).

L'uso di lastre di collegamento fornisce un mezzo di trasferimento delle forze orizzontali ma, al tempo stesso, la bassa rigidezza flessionale della lastra non permette il trasferimento di momento tra campate adiacenti.



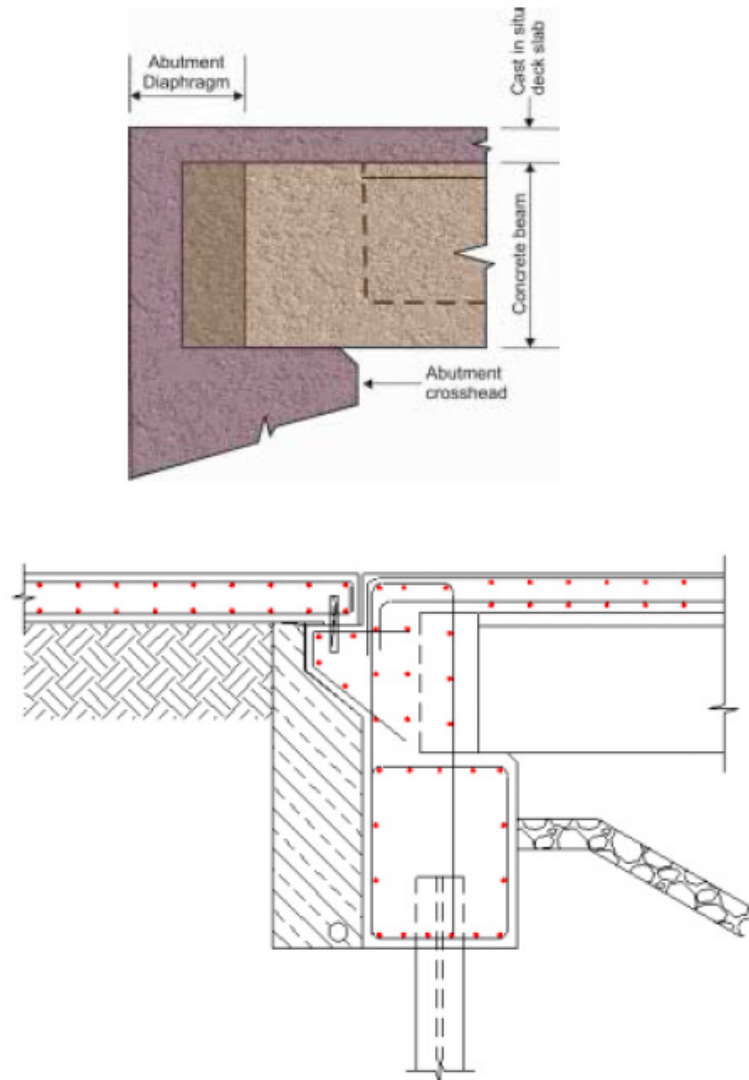
**Figura 2-15: Particolare della soletta negli appoggi intermedi di ponti con continuità di soletta (Connal, 2004)**

La stessa tecnica viene adottata per i ponti integrali nei quali la soletta collega la sovrastruttura e le spalle.

Se si decide di instaurare un incastro pieno il ponte viene considerato completamente integrale. Il dettaglio tipico per questi ponti è mostrato in Figura 2-16.

Il collegamento rigido tra la trave e pilastro è adottato se l'effetto di continuità è considerato benefico. Infatti, adottare una connessione a momento riduce il momento flettente in campata con possibili risparmi nelle dimensioni delle travi, ma tale

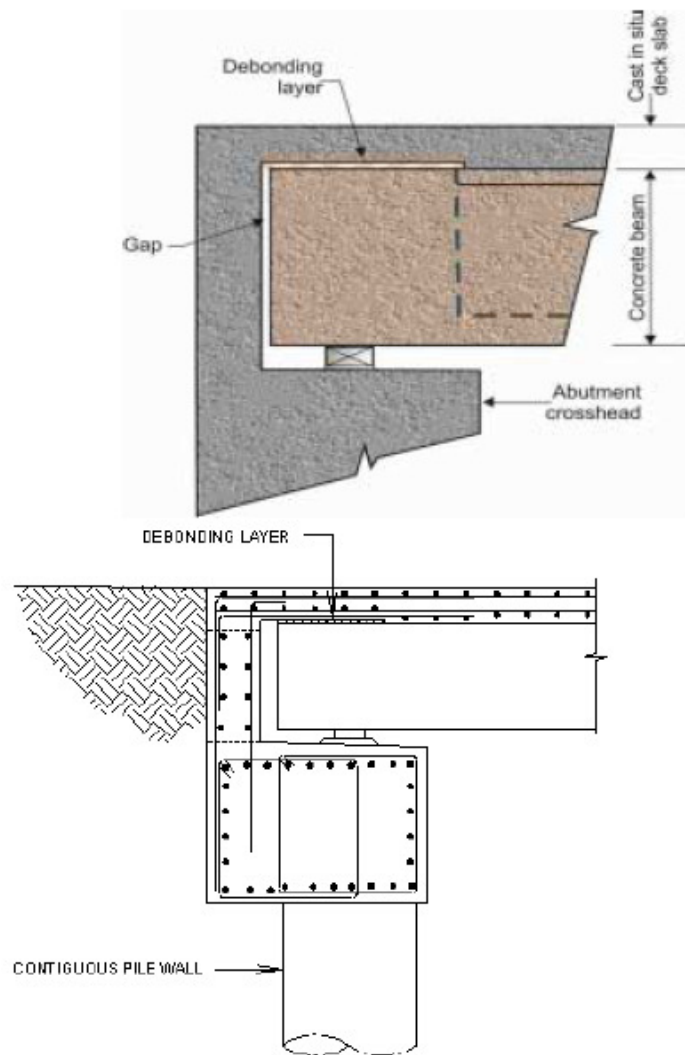
risparmio può essere compensato dai maggiori costi necessari per garantire una resistenza a momento adeguata nella giunzione tra trave e muro di spalla.



**Figura 2-16: Dettaglio di un ponte completamente integrale in Australia (Connal, 2004)**

Se la piena continuità non risulta conveniente si può allora comunque adottare la soluzione semi integrale (Figura 2-17).

In questo caso solo la soletta di collegamento viene solidarizzata con i muri di spalla, mentre dispositivi d'appoggio elastomerici sono in genere installati tra le travi principali e la sottostruttura al fine di trasferire le forze verticali, ma consentendo al tempo stesso la rotazione della trave.



**Figura 2-17: Dettaglio di un ponte Semi Integrale in Australia (Connal, 2004)**

Questi ponti sono generalmente supportati da pali verticali, progettati per resistere ai carichi assiali e per mantenere una flessibilità sufficiente in modo che le forze dovute ai movimenti del ponte siano ridotte al minimo. Questo fatto di solito porta ad utilizzare una sola linea di pali.

Nel caso in cui il ponte sia posto sopra dei muri di contenimento necessari per consentirne il sottopassaggio, una sola fila di pali trivellati accostati è la soluzione maggiormente utilizzata.

Queste strutture sono generalmente composte da campate di lunghezza ridotta, dove il muro di spalla (che presenta una maggior rigidità dovuta ai pali accostati) non è soggetto a eccessivi movimenti del ponte, i quali potrebbero indurre sollecitazioni flessionali nei pali molto elevate.

## 2.4. Ponti Integrali in Giappone

In un articolo scritto da ricercatori giapponesi nel 2002 (Nakamura, et al., 2002), i ponti integrali sono citati come una nuova tecnologia di costruzione di ponti composti.

Il Centro di Ricerca dei Lavori Pubblici e la “Nippon Steel Corporation” hanno proposto linee guida per la progettazione di ponti integrali in acciaio anche con più campate. Alcune delle limitazioni suggerite dalle linee guida sono esposte di seguito:

- Lunghezza approssimativa fino a circa 50 m;
- Obliquità in pianta prossima a 0°;
- Fondazioni formate da una singola riga di pali in modo da ridurre le sollecitazioni dovute alla dilatazione e alla contrazione dell'impalcato.

Vengono di seguito descritte le caratteristiche di due ponti costruiti adottando una soluzione integrale:

- Nishihama Bridge

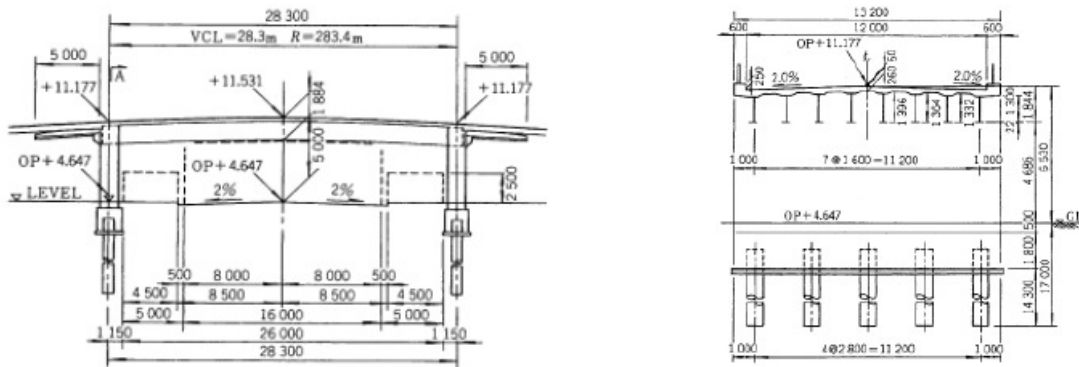


Figura 2-18: Nishihama Bridge - Sezioni longitudinale e trasversale (Nakamura et al., 2002)

Il ponte di Nishihama ha una sovrastruttura costituita da otto travi di acciaio con soprastante soletta collaborante. Le pile in cemento armato sono supportate da una fondazione composta da cinque pali in acciaio di grande diametro (800 mm). Il ponte si trova nella vicinanza di una acciaieria, e quindi veicoli con un peso di 90 tonnellate attraversano il ponte di frequente. Ciò dovrebbe rappresentare un problema di non poco conto ma tuttavia essendo il ponte piuttosto breve e situato

in una zona dove le differenze di temperatura stagionali non sono particolarmente elevate non sono stati registrati danneggiamenti degni di nota.

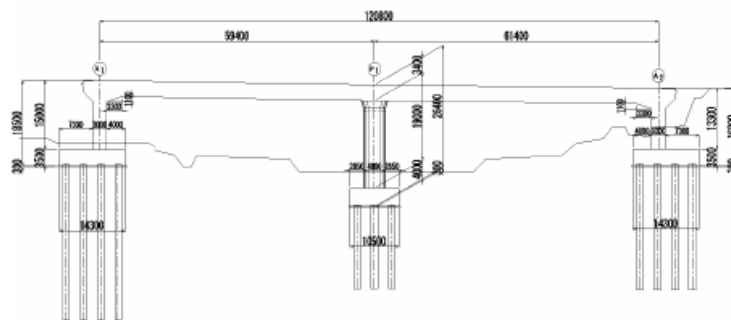
- Koitogawa Bridge



**Figura 2-19: Koitogawa Bridge (Akiyama, 2008)**

Il Koitogawa Bridge è un ponte integrale su 2 campate lungo complessivamente 120,8 m.

La sovrastruttura è composta da una singola trave a cassone in calcestruzzo precompresso, le fondazioni comprendono più file di pali in calcestruzzo in modo da garantire un'adeguata resistenza sismica. Il terreno posto a contatto con i muri di spalla è stato trattato con del cemento in modo da limitare i cedimenti in quella zona che potrebbero portare danneggiamenti nella soletta d'approccio.



**Figura 2-20: Koitogawa Brige - Sezione longitudinale (Akiyama, 2008)**

## ***2.5. Ponti Integrali in Europa***

Mentre negli Stati Uniti, ci sono oltre 13000 ponti integrali (Maruri et al., 2005) in Europa l'esperienza con questa tipologia di ponti non è molto ampia, anche se gli esempi di progettazioni simili si sono rivelati quasi sempre positivi.

I ponti integrali si sono dimostrati generalmente sia meno costosi da costruire che più facili ed economici da mantenere (Maruri et al., 2005) e di conseguenza, la tendenza attuale in Europa è quella di realizzare questo tipo di ponti in percentuali sempre maggiori (White, 2010).

Per ampliare la base di conoscenze per la progettazione e la costruzione dei ponti integrali, nel maggio del 2006 si è tenuto a Stoccolma un Workshop internazionale dove progettisti e ricercatori provenienti da otto paesi diversi hanno condiviso le proprie esperienze riguardo la progettazione, costruzione e manutenzione di questi ponti.

Ogni paese ha mostrato un approccio leggermente diverso nella progettazione ma nonostante i diversi punti di vista, ogni rappresentante ha indicato che in futuro avrebbero utilizzato più frequentemente questa tipologia (Collin et al., 2006), dato che gli esempi di progettazione realizzati hanno fornito ottimi risultati.

In seguito al workshop del 2006 un'indagine è stata condotta nel gennaio del 2007 per illustrare i criteri di progettazione utilizzati dai paesi europei.

Tra i paesi che sono stati contattati vi sono Inghilterra, Finlandia, Francia, Irlanda, Germania e Svezia. Le risposte dalla Francia non sono state incluse nei risultati finali in quanto essa utilizza un gran numero di strutture in cemento armato a telaio fisso, ma nessun vero ponte integrale. Una sintesi delle risposte al sondaggio possono essere trovate nella Tabella 2-6.

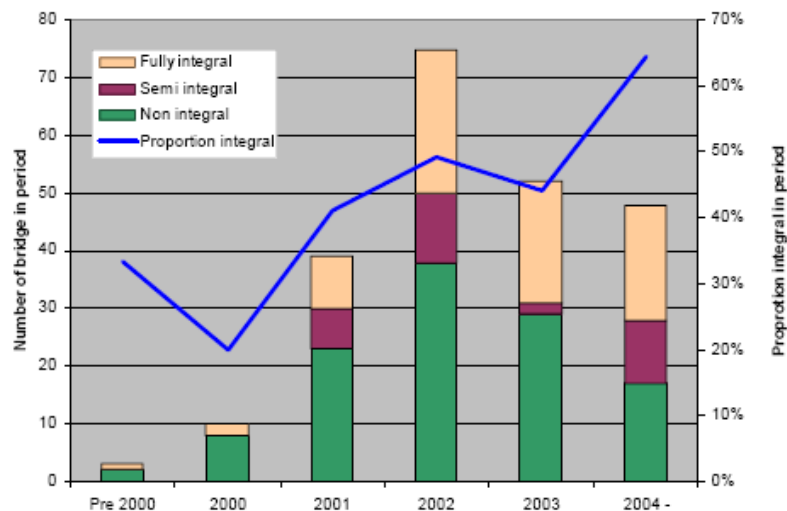


Criteria	England	Finland	Ireland	Germany	Sweden
Use fully IABs?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Maximum skew angle?	30°+	30°	30°+	None	None
Steel pile foundation used?	Yes	Yes	Yes	Rarely	Yes
Steel pipe pile filled with reinforced concrete?	Rarely	Yes	Yes	Rarely	Yes
Reinforced concrete pile foundation used?	Yes	Rarely	Yes	Yes	No
PS piles used?	Rarely	No	Rarely	No	Yes
Spread footing used?	Yes	No	Yes	Yes	Yes
Use active soil pressure, full passive soil pressure, or other requirement?	Other requirement	Depends on span length	Other requirement	Passive	Depends on span length
Approach slabs recommended?	No	Yes	No	Yes	Varies
Wingwalls permitted to be cast rigidly with abutment stem?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Use SIABs?	Yes	Yes	Yes	No	Yes
Maximum skew angle?	30°+	30°	30°+	—	None
Steel pile foundation used?	Yes	Yes	Yes	—	Yes
Steel pipe pile filled with reinforced concrete?	Rarely	Yes	Yes	—	Yes
Reinforced concrete pile foundation used?	Yes	Rarely	Yes	—	—
PS piles used?	Rarely	No	Rarely	—	Yes
Spread footing used?	Yes	Yes	Yes	—	Yes
Use active soil pressure, full passive soil pressure, or other requirement?	Other requirement	Depends on span length	Other requirement	—	Depends on span length
Approach slabs recommended?	No	Yes	No	—	Varies
Wingwalls permitted to be cast rigidly with abutment stem?	Yes	Yes	Yes	—	Yes

**Tabella 2-6: Sommario dei criteri costruttivi adottati nei paesi rispondenti al sondaggio condotto nel 2007**

### 2.5.1. Ponti Integrali nel Regno Unito

La carpenteria metallica per la maggior parte dei ponti autostradali nel Regno Unito è fabbricata da un unico costruttore il quale ha accettato di fornire i dati relativi alle dimensioni e tipologie di ponti costruiti tra il 2000 e 2005. I dati sono stati analizzati e una panoramica generale è presentata in Figura 2-21.



**Figura 2-21: Tipologie di ponti per data di costruzione in Regno Unito (Hes, 2006)**

Si può notare che la percentuale di ponti integrali è significativamente aumentata nel corso degli anni e nel 2005 rappresentava circa la metà della costruzione totale di ponti.

I dati sulla lunghezza media dei ponti indicano che le lunghezze sono generalmente limitate a 60-80 m e che pochi ponti superavano i 100 m.

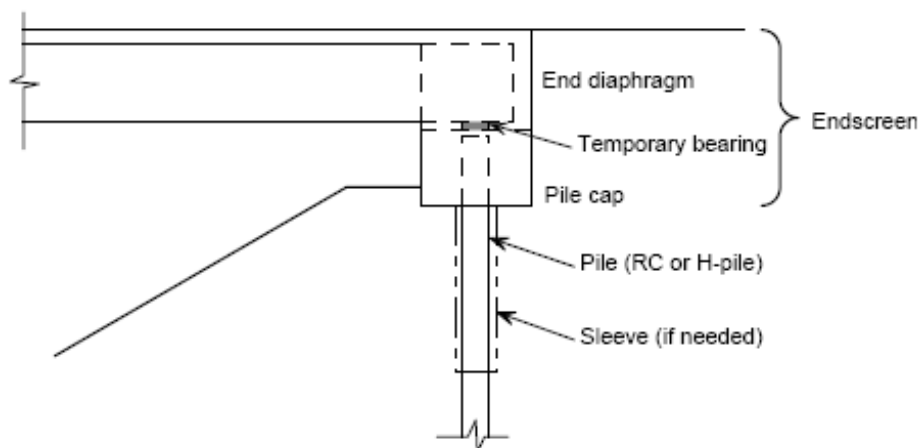
In generale, i ponti in costruzione con tipologia tradizionale presentano lunghezze elevate oppure sostanziali asimmetrie.

Le configurazioni maggiormente utilizzate sono le seguenti:

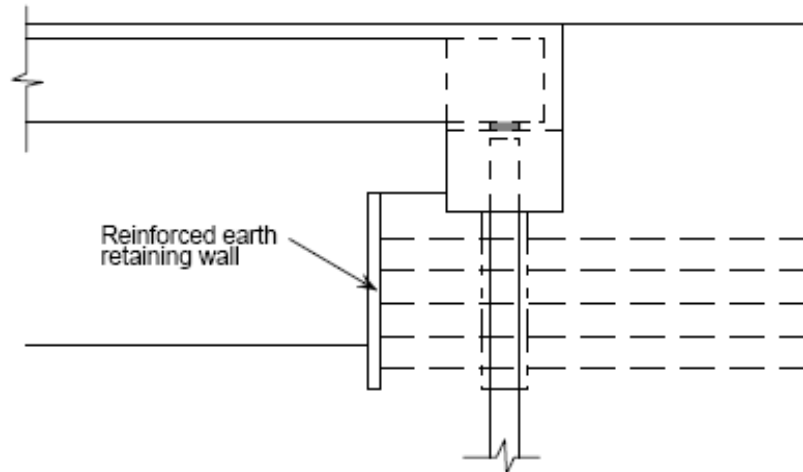
- Ponti Integrali con muri di spalla supportati da un piccolo numero di pali;
- Ponti Integrali con fondazioni a diffusione;
- Ponti Semi Integrali.

Nella prima configurazione, i muri di spalla sono supportati da colonne o pali che sono pienamente collegati con la struttura. Quando sono stati utilizzati pali in acciaio ad H, si è di solito immerso le teste dei pali nel calcestruzzo, sul quale poi sono state appoggiate le travi principali tramite appoggi temporanei, mentre il restante muro di spalla veniva completato in un secondo momento.

Invece di pali in acciaio ad H, una soluzione più comune è quella di utilizzare pali in cemento armato, e anche in questo caso la parte superiore viene gettata solo dopo che le travi principali sono state posizionate.

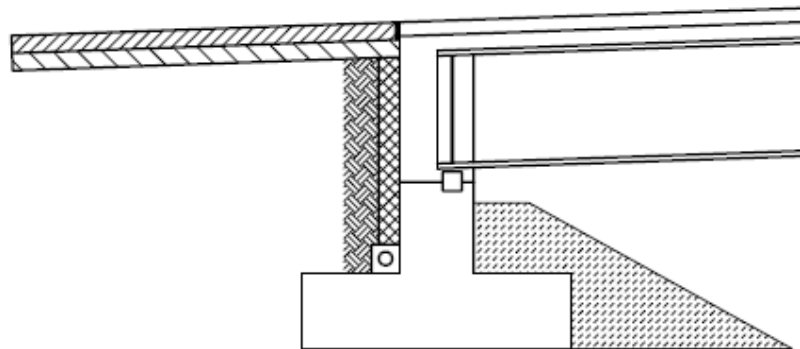


**Figura 2-22: Ponte Integrale con pali di fondazione nel Regno Unito (Iles, 2006)**



**Figura 2-23: Ponte Integrale con pali di fondazione e muro di sostegno in terra rinforzata nel Regno Unito (Iles, 2006)**

Nel caso di ponti con fondazioni a diffusione il muro di spalla, rigidamente connesso con le travi, è in grado di scorrere e ruotare sul terreno. Poiché l'interfaccia tra la struttura e il terreno deve ospitare rotazioni e scorrimenti (a causa della dilatazione e contrazione termica e della flessione delle travi) le pressioni del terreno devono essere limitate. La Figura 2-24 mostra una tipica configurazione per questa tipologia.

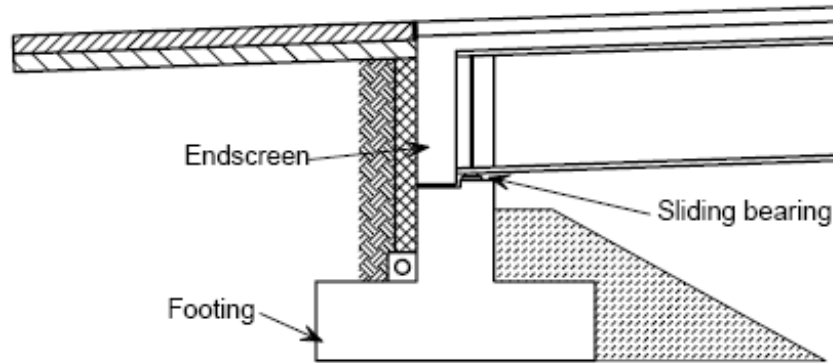


**Figura 2-24: Ponte Integrale con fondazione a diffusione nel Regno Unito (Iles, 2006)**

Nei ponti semi integrali il muro di spalla è solidale con le travi, ma non gli fornisce supporto. Il supporto è fornito da un altro sistema strutturale con dispositivi d'appoggio che possono ospitare spostamenti orizzontali.

La Figura 2-25 mostra un ponte semi integrale appoggiato su una fondazione a diffusione. La struttura portante delle fondazioni non è soggetta a spostamenti o

rotazioni dovuti ai movimenti delle travi e pertanto non ha bisogno di essere progettata per gli effetti di flessione o della temperatura.



**Figura 2-25: Ponti Semi Integrale con fondazione a diffusione nel Regno Unito (Iles, 2006)**

Il collegamento tra travi e il muro di spalla può essere ottenuto mediante l'utilizzo di connettori a taglio. Esempi di connessioni sono mostrati in Figura 2-26.



**Figura 2-26: Esempi di connessione (Iles, 2006)**

Dal momento che vengono utilizzati degli appoggi convenzionali, la loro manutenzione ed eventuale sostituzione deve essere considerata.

Infatti è necessario un movimento verticale di circa 5-10 mm per rimuovere e sostituire i dispositivi e per questo motivo deve essere previsto uno strato flessibile tra muro di spalla e il terreno di riempimento al fine di ospitare questo movimento.

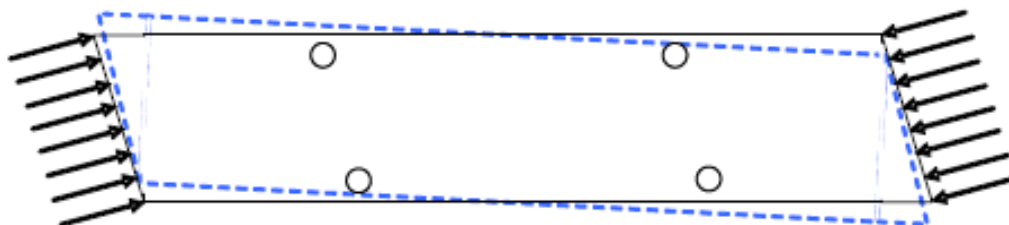
Naturalmente lo strato bituminoso della pavimentazione dovrà essere ripristinato dopo la sostituzione degli appoggi.

Per quanto riguarda gli appoggi intermedi la continuità dell'impalcato deve essere assicurata ma normalmente non vi è continuità tra sovrastruttura e pile. Le travi vengono semplicemente appoggiate tramite dispositivi ordinari.

In alcuni casi un traverso in cemento armato è stato utilizzato per realizzare la continuità con le colonne, ma questo richiede sostanziale che sia assicurata la connessione per le travi principali (mediante connettori a taglio) e il loro sostegno temporaneo, rendendo di fatto la struttura poco economica.

Le attuali linee guida indicano come valore massimo di inclinazione in pianta dei ponti integrali il valore di  $30^\circ$ , ma recenti indagini hanno rivelato che si stanno progettando ponti con inclinazioni leggermente al di sopra di questo valore.

Per quanto riguarda i ponti semi integrali, essi raramente sono progettati con inclinazione superiore a circa  $20^\circ$ . Infatti, con questa tipologia c'è meno ritengo da parte del suolo alla componente laterale della pressione esercitata dal terreno e per questo motivo i dispositivi d'appoggio devono essere progettati per il contenimento di queste forze.



**Figura 2-27: Effetto della pressione del terreno nei ponti sghembi**

Nella zona di transizione tra la piattaforma del ponte e la superficie stradale esterna al ponte generalmente viene posto un giunto bituminoso. Il movimento complessivo massimo è di circa 30-40 mm, che limita in modo severo la lunghezza di un ponte integrale a circa 80 m.

L'utilizzo di lastre di appoggio dovrebbe portare notevoli benefici, ma siccome vi sono state difficoltà nella progettazione di lastre che abbiano prestazioni soddisfacenti, esse non sono attualmente utilizzate dalla maggior parte delle autorità stradali.

### 2.5.2. Ponti Integrali in Germania

In Germania la maggior parte dei ponti Integrali sono stati costruiti solo negli ultimi 10 anni con campo di applicazione principale nel sovrappasso di piccole strade.

Nel 1999 il Ministero federale tedesco dei Trasporti, ha Pubblicato una lista di 10 ponti prototipo a campata singola e 8 di questi (con luce massima 45 m) erano di tipo integrale.

Nel 2004 è stato svolto uno studio sullo stato di conservazione di ponti in cemento armato post-tesi di lunghezza superiore a 100 m (con questa tecnologia sono stati costruiti circa il 60% dei ponti di luce superiori ai 100 m). Complessivamente, i ponti indagati erano equipaggiati con 1896 dispositivi d'appoggio, di cui 248 di questi (13,1%) risultarono danneggiati (Zilch et al., 2006).

L'indagine classificava il danno come "danno serio", "danno medio" o "danno lieve". Il "danno serio" è equivalente ad una completa avaria con conseguente perdita della capacità portante del dispositivo. Il "danno medio" può portare a gravi danneggiamenti in tempi molto brevi, mentre per "danno lieve" si considera la corrosione degli elementi di appoggio o la presenza di crepe nella gomma. Questi due tipi di danno, probabilmente non comportano problemi di sicurezza urgenti ma determinano in ogni caso la necessità di interventi di riparazione. La figura mostra i tipi di danneggiamento riscontrati.

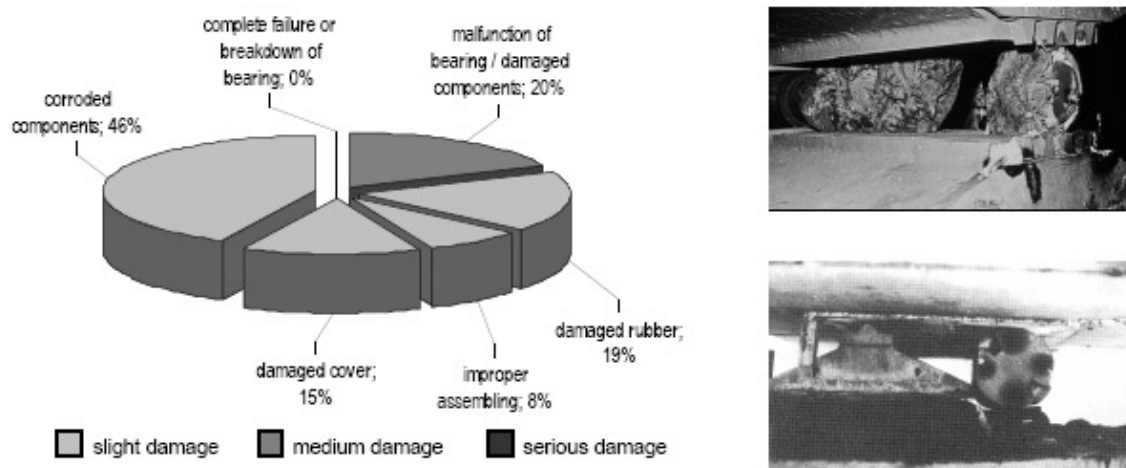


Figura 2-28: Danneggiamenti degli appoggi (Zilch et al., 2006)

Nessun danno grave è stato rilevato. Solo il 20% dei dispositivi danneggiati sono classificati nella voce "danni medi" e questo rappresenta il 2,6% di tutti i dispositivi.

Tuttavia, essi sono generalmente sottoposti a stress notevoli e richiedono la sostituzione periodica con conseguenti costi notevoli, soprattutto per i ponti lunghi che sono composti da un grande numero di travi prefabbricate e conseguentemente di dispositivi d'appoggio.

Per quanto riguarda i giunti di dilatazione circa l'80% hanno mostrato lievi danni e il 3,5% danni medi (malfunzionamento del giunto).

A differenza degli appoggi, il malfunzionamento dei giunti di solito non comporta gravi danni alla sovrastruttura ma in ogni caso può, come già discusso, causare disagi nel confort di guida e l'infiltrazione di acqua salata con conseguente corrosione delle armature. Inoltre per la sostituzione dei giunti, il traffico deve essere completamente fermo e per le autostrade trafficate, questo può rappresentare un problema di notevole rilievo.

In Germania attualmente non esistono norme o linee guida che disciplinano l'utilizzo di questa tipologia strutturale per la costruzione di ponti stradali, pertanto il progettista deve fare affidamento solo sulla propria esperienza personale e ciò ha fatto sì che solo poche società di ingegneria siano specializzate nella progettazione di tali strutture.

Una pratica comune in è l'uso di travi ad arco, che in combinazione con fondazioni molto rigide possono essere utilizzate nel caso di ponti a singola campata piuttosto lunghi, dandogli al tempo stesso una forma accattivante.

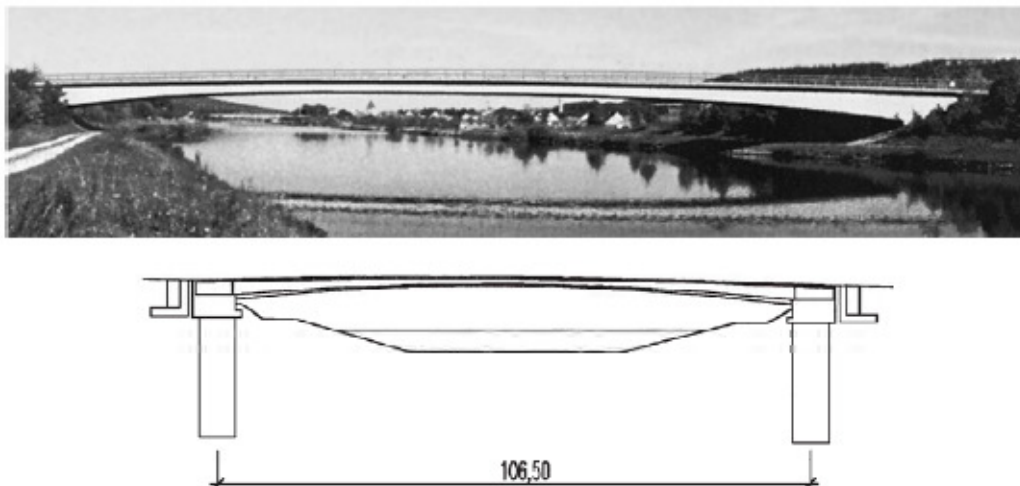


Figura 2-29: Southern Viaduct Berching, foto e sezione longitudinale (Braun, 2006)

I rapporti dimensionali delle travi usualmente utilizzate sono riassunti nella Tabella 2-7.

Type of bridge	$L/h$ Abutment	$L/h$ Field	$L/h$ without taper
<b>Road Bridges</b>			
Concrete	12-18	20-25	18-21
Prestressed Concrete	15-19	24-30	20-25
Composite	15-19	25-35	21-25
<b>Railway Bridges</b>			
Concrete	10-15	20-25	16-18
Prestressed Concrete	not common		
Composite	15-18	25-30	18-21

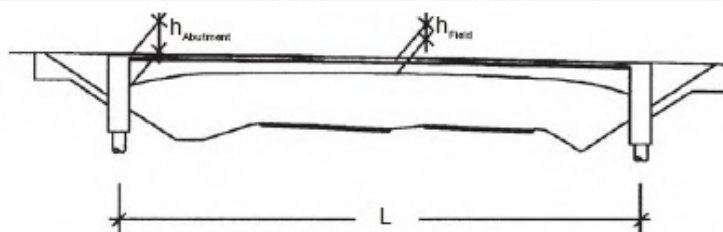


Tabella 2-7: Rapporti dimensionali delle travi in Germania (Braun, 2006)

### 2.5.3. Ponti Integrali in Finlandia e Svezia

Secondo le linee guida finlandesi per il progetto di ponti, la lunghezza massima dei ponti senza giunti di dilatazione è di 70 m nel caso di ponti stradali normali e di 90 m nel caso di ponti con ridotto traffico veicolare (Kerokoski, 2006).

Il ponte deve essere progettato per resistere alle forze di interazione terreno-struttura causate dalla dilatazione del ponte in seguito ad un aumento di temperatura di 30 °C. Inoltre si deve considerare il caso in cui si verifichi il distacco tra muro di spalla e terrapieno in seguito all'accorciamento della sovrastruttura dopo un calo di temperatura di 20 °C.

Se il terreno di riempimento è sufficientemente permeabile, non è necessario disporre un drenaggio dietro al muro di spalla.

In Svezia l'utilizzo di ponti senza giunti è piuttosto comune, infatti ponti di lunghezza media sono spesso costruiti come ponti semi integrali, mentre la tipologia completamente integrale non è molto utilizzata e, anche se vi sono alcuni positivi



esempi, l'Amministrazione Stradale Svedese si è dimostrata piuttosto conservatrice riguardo questi ponti rispetto ai Dipartimenti di Trasporto degli altri paesi.

Le caratteristiche di due ponti integrali costruiti di recente sono descritte di seguito.

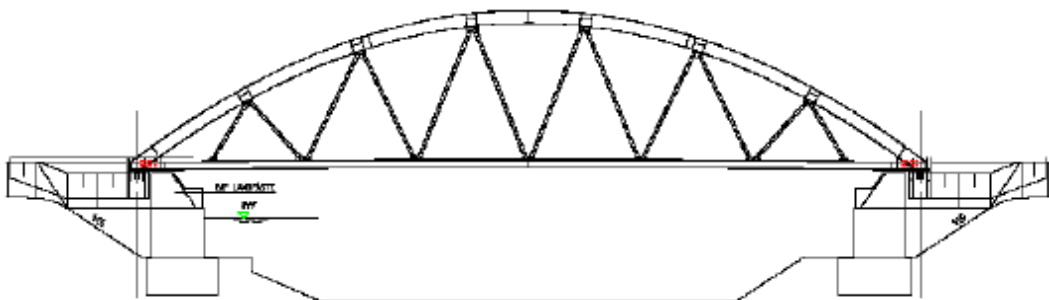
- Ponte sul fiume Fjällån.



**Figura 2-30: Fjällån Bridge (Economic and durable design of composite bridges with integral abutments, 2010)**

Il ponte è un ponte composto a campata unica con una lunghezza di 37,15 m ed una larghezza di 9,0 m. Due travi di acciaio saldate formano la sovrastruttura del ponte insieme ad una soletta collaborante di cls. Dei pali d'acciaio a X (8 pali ad X 180x24) sono stati utilizzati sotto entrambe le spalle. I pali sono stati orientati a 45° rispetto l'asse longitudinale del ponte in modo da minimizzare le sollecitazioni di flessione.

- Ponte sul fiume Hökviksån



**Figura 2-31: Hökviksån Bridge (Economic and durable design of composite bridges with integral Abutments, 2010)**

Il ponte, costruito nel 2004, presenta una sola campata ad arco in acciaio con una lunghezza di 42 m ed una larghezza di 7,0 m ed ha sostituito un vecchio ponte ad arco in calcestruzzo del 1922. Dei pali d'acciaio a X (8 pali X200x30) sono stati utilizzati sotto entrambe le spalle. I pali sono stati orientati a 45° rispetto l'asse longitudinale del ponte in modo da minimizzare le sollecitazioni di flessione ed i pali periferici sono stati inclinati (con pendenza 4:1) per resistere ai carichi trasversali.

#### **2.5.4. Ponti Integrali in Italia**

E' prassi costruttiva, largamente applicata in Italia, adottare per ponti di luce medio-piccola uno schema statico semplice, quale quello di trave appoggiata.

Le discontinuità tra impalcati vengono eliminate mediante l'utilizzo di giunti tecnici d'espansione e quelle tra impalcato e sottostrutture mediante apparecchi d'appoggio.

Tale tipologia costruttiva permette di separare le strutture componenti il ponte (pile, spalle, impalcato, etc.) e di prevedere con esattezza, a seguito della semplicità degli schemi statici conseguenti, il comportamento statico delle medesime, isolandole reciprocamente da coazioni e cedimenti.

L'idea conduttrice è sempre stata quella di avere chiara la cinematica delle diverse parti strutturali, in particolare, in quei casi in cui la valutazione degli spostamenti differenziali può essere caratterizzata da intrinseca incertezza come, ad esempio, nel caso di possibili cedimenti differenziali delle fondazioni.

La citata impostazione progettuale permette di realizzare ponti che, in letteratura tecnica, sono denominati con il termine di "ponti tradizionali" e tale concezione strutturale è stata ribadita di recente nei criteri generali di progettazione di cui all'allegato 3 della O.P.C.M. 3274/03 e successiva 3431/05.

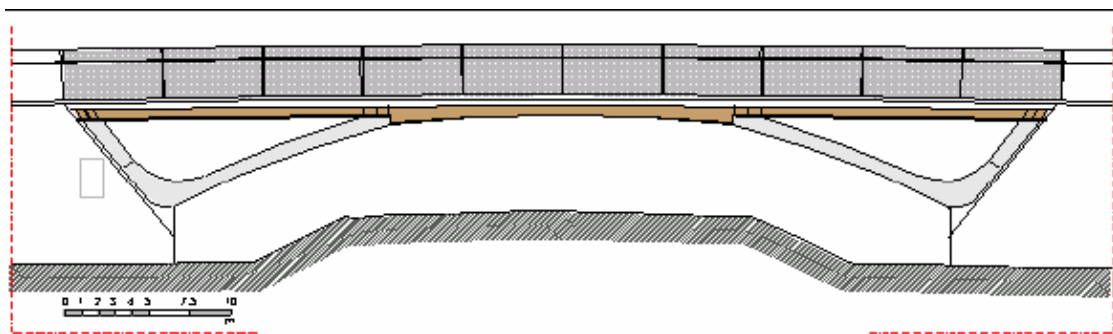
In sintesi, il successo di tale tipologia strutturale è da ricercare nella facilità della progettazione, della realizzazione o, nel caso di prefabbricazione, della collocazione in opera del ponte.

Tuttavia, come spiegato in precedenza, appoggi e giunti sono da considerare anche sezioni di debolezza strutturale, a partire dalle quali può iniziare un processo di

degrado dei materiali che riduce la vita utile del manufatto e che può condurre, nel tempo, a costose manutenzioni e, quasi sempre, ad interruzione o limitazioni del traffico. È noto come le manutenzioni, le riparazioni, le sostituzioni di detti elementi, effettuate durante la vita utile del manufatto, comportano costi spesso non secondari rispetto a quelli iniziali di costruzione.

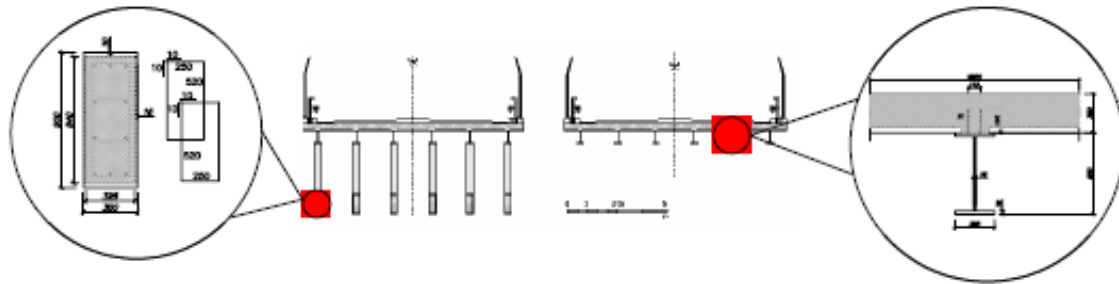
Attualmente in Italia, per i motivi spiegati ad inizio paragrafo, non vi sono molti esempi di ponti integrali, ma la necessità di eliminare o ridurre i costi di manutenzione ordinaria e straordinaria, eliminando in fase di progettazione le discontinuità strutturali dovute ai giunti tecnici ed agli apparecchi d'appoggio, in seguito alle sempre più pressanti richieste da parte degli Enti gestori delle infrastrutture, sta diventando un'esigenza progettuale.

Un esempio di ponte integrale, secondo quanto anticipato in precedenza, è rappresentato dal viadotto sull'autostrada del Brennero, in corrispondenza del nuovo casello di Trento Sud. La struttura è organizzata secondo uno schema statico ad arco-telaio (Figura 2-32).



**Figura 2-32: Ponte sull'autostrada Brennero – Profilo laterale (Zordan, 2005)**

L'impalcato è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo e gli archi metallici, a sezione scatolare cava, sono riempiti in calcestruzzo (Figura 2-33).



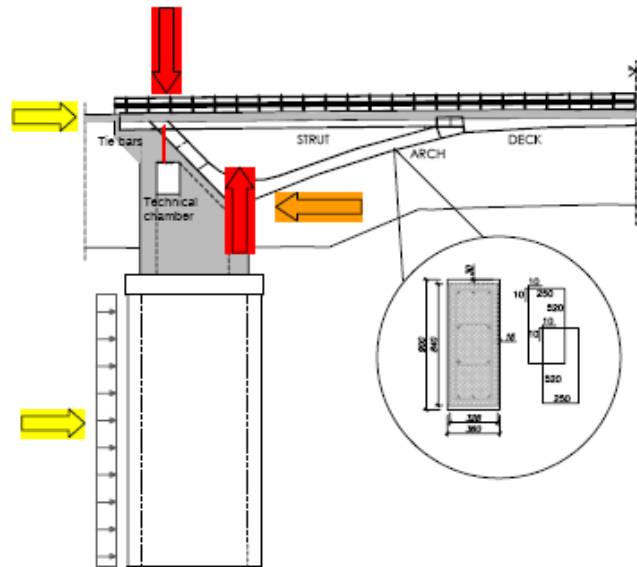
**Figura 2-33: Ponte sull'autostrada Brennero - Sezioni trasversali e particolari degli archi laterali e dell'impalcato (Zordan, 2005)**

Le caratteristiche generali dell'opera sono elencate in seguente Tabella 2-8.

LUNGHEZZA TOTALE	60 m
SCHEMA STATICO	Arco telaio
NUMERO CAMPATE	3
NUMERO TRAVI PER CAMPATA	6
LUNGHEZZA CAMPATA DI RIVA	19,22 m
LUNGHEZZA CAMPATA CENTRALE	19 m
LARGHEZZA IMPALCATO	11,1 m
ALTEZZA TRAVI	Min 65 cm Max 113 cm

**Tabella 2-8: Caratteristiche geometriche del ponte sull'autostrada Brennero**

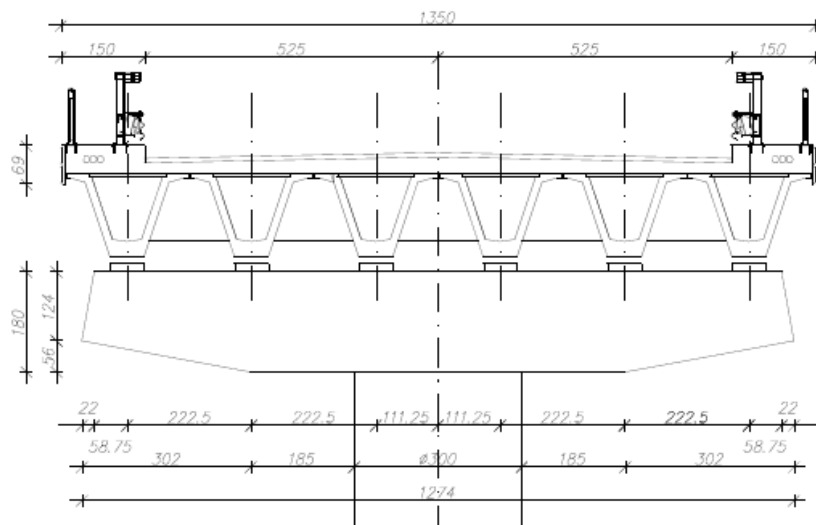
Per ciò che riguarda la risposta strutturale a livello globale, lo schema ad arco-telaio viene realizzato incastrando gli archi all'impalcato e trasferendo la spinta all'imposta degli stessi in parte alle spalle in modo diretto e in parte all'impalcato attraverso la presenza dei puntoni diagonali di collegamento proprio in corrispondenza delle spalle tra la base degli archi e l'impalcato.



**Figura 2-34: Ponte sull'autostrada Brennero - schema di funzionamento strutturale del ponte (Zordan, 2005)**

Da recenti studi (D'Aveni et al., 2007) è stato dimostrato come in alcuni casi, dopo un'attenta analisi strutturale ed economica, è stato possibile convertire ponti esistenti verso la tipologia integrale tramite interventi di manutenzione straordinaria.

In questo ambito si può collocare il ponte di Isola della Scala (VR), per il quale si è attuata una variazione dello schema statico del viadotto parzialmente esistente al fine di giungere ad una soluzione continua. Nelle seguenti figure sono esposte la sezione trasversale e longitudinale del ponte.



**Figura 2-35: Ponte di Isola della Scala - Sezione trasversale (Zordan, 2010)**

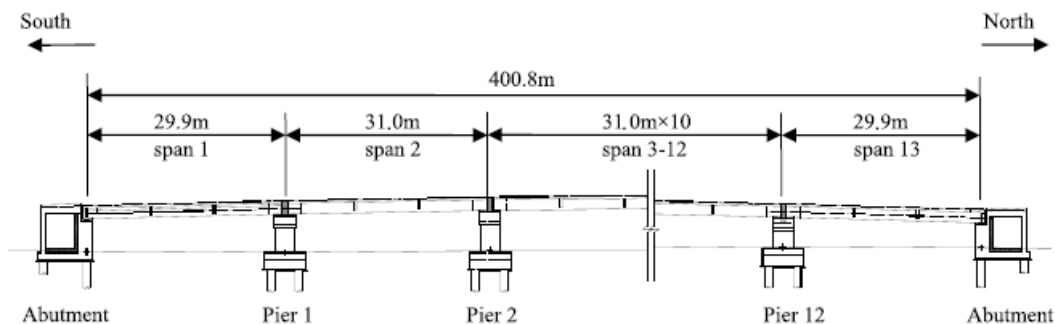


Figura 2-36: Ponte di Isola della Scala – Sezione longitudinale (Zordan, 2010)

Le caratteristiche generali dell'opera sono riportate in tabella.

LUNGHEZZA TOTALE	401 m
SCHEMA STATICO	Telai su 3 o 4 campate
NUMERO CAMPATE	13
NUMERO TRAVI PER CAMPATA	6
LUNGHEZZA CAMPATA DI RIVA	29,9 m
LUNGHEZZA CAMPATA CENTRALE	31 m
LARGHEZZA IMPALCATO	13,5 m
ALTEZZA TRAVI	150 + 20-30 cm

Tabella 2-9: Caratteristiche geometriche del ponte di Isola della Scala

L'eliminazione degli appoggi non ha previsto la loro rimozione fisica con il conseguente sollevamento delle travi bensì la loro inertizzazione a seguito del conglobamento all'interno di un nuovo getto in cemento armato.

Per quanto riguarda le fasi costruttive, si è previsto la realizzazione di nuovi traversi in corrispondenza delle pile, il collegamento a taglio tra le travi prefabbricate e i nuovi traversi con l'inserimento di connettori a piolo e successivo getto di completamento, il collegamento tra i traversi e i pulvini con l'inserimento di profili metallici in grado di trasferire alle pile le forze normali derivanti dalle variazioni termiche e il potenziamento dell'armatura in soletta per il trasferimento dei momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi.



Fase 1: Preparazione inghisaggi traverso all'estradosso pulvino e infissione connettori all'interno delle travi



Fase 2: Getto baggiolo con appoggi inglobati e zona infissione connettori cls-cls evidenziata



Fase 3: Getto traverso



Fase 4: Getto della soletta

**Figura 2-37: Ponte di Isola della Scala (VR) - Fasi realizzative (Zordan, 2005)**

Un aumento dei costi totali dell'opera di circa il 20% è stato ritenuto accettabile in virtù di futuri potenziali risparmi in costi di gestione. Il ponte è stato aperto al traffico nel 2007 e allo stato attuale non sono state registrati danneggiamenti ad eccezione di qualche piccola rottura in corrispondenza della soletta d'approccio.





## *Capitolo 3*

### **3. CASI DI STUDIO**

#### ***3.1. Descrizione dei Ponti Oggetto dello Studio***

I casi oggetto dello studio sono rappresentati da tre diversi ponti progettati con analoghe caratteristiche strutturali, le quali si possono ricondurre ad una tipologia di ponte semi integrale.

In particolare le opere si compongono di due impalcati affiancati. La struttura d'impalcato è realizzata con 8 travi prefabbricate in cemento armato precompresso con soprastante soletta collaborante. L'altezza delle travi è costante su tutta la lunghezza e lo spessore della soletta collaborante è anch'esso costante sullo sviluppo dell'impalcato e pari a 25 cm.

In riferimento alla protezione della struttura per azioni sismiche si è realizzata una connessione con le spalle per mezzo di una soletta continua che dall'impalcato si estende fino a connettersi con le spalle. I dispositivi d'appoggio sono costituiti da puntatori in gomma armata.

In questo capitolo si riassumeranno le caratteristiche principali delle opere oggetto dello studio e mostrando inoltre alcune immagini esplicative.

La Figura 3-1 mostra il particolare della connessione tra la soletta e il muro di spalla del ponte.

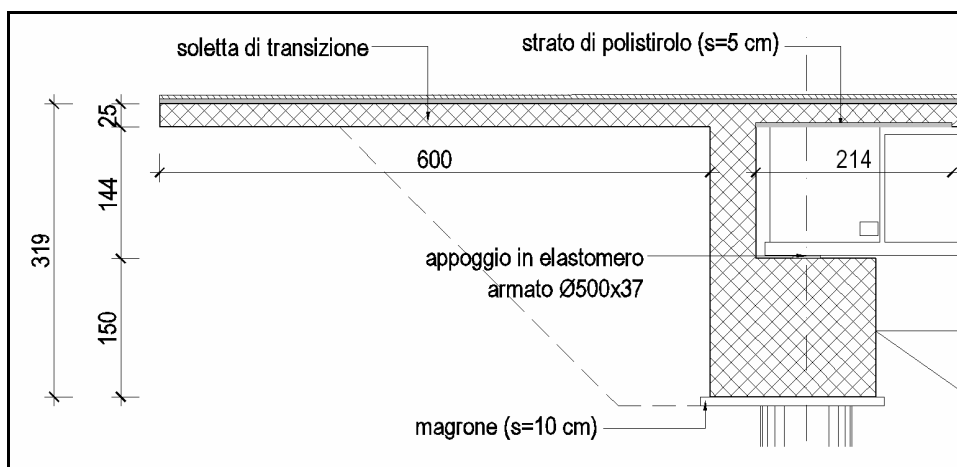


Figura 3-1: Particolare della soletta di transizione

In Figura 3-2 è mostrata una sezione longitudinale dei ponti oggetto dello studio con indicati vari elementi della struttura.

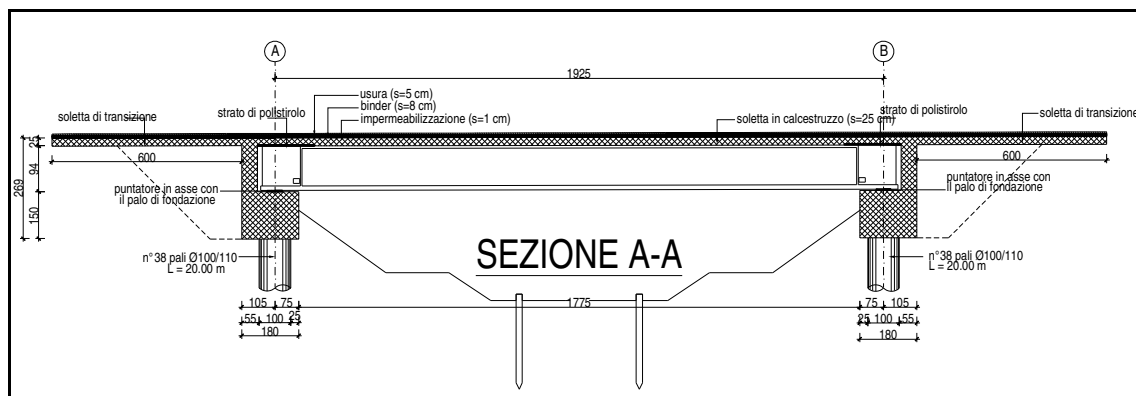


Figura 3-2: Sezione longitudinale tipica dei ponti oggetto dello studio

La Figura 3-3 mostra invece una sezione trasversale dei ponti, in cui si può notare come l'impalcato sia realizzato con delle travi a cassone accostate. Si può inoltre vedere come la struttura di fondazione sia realizzata con una serie di pali trivellati in calcestruzzo in modo da formare una struttura tipo berlinese.

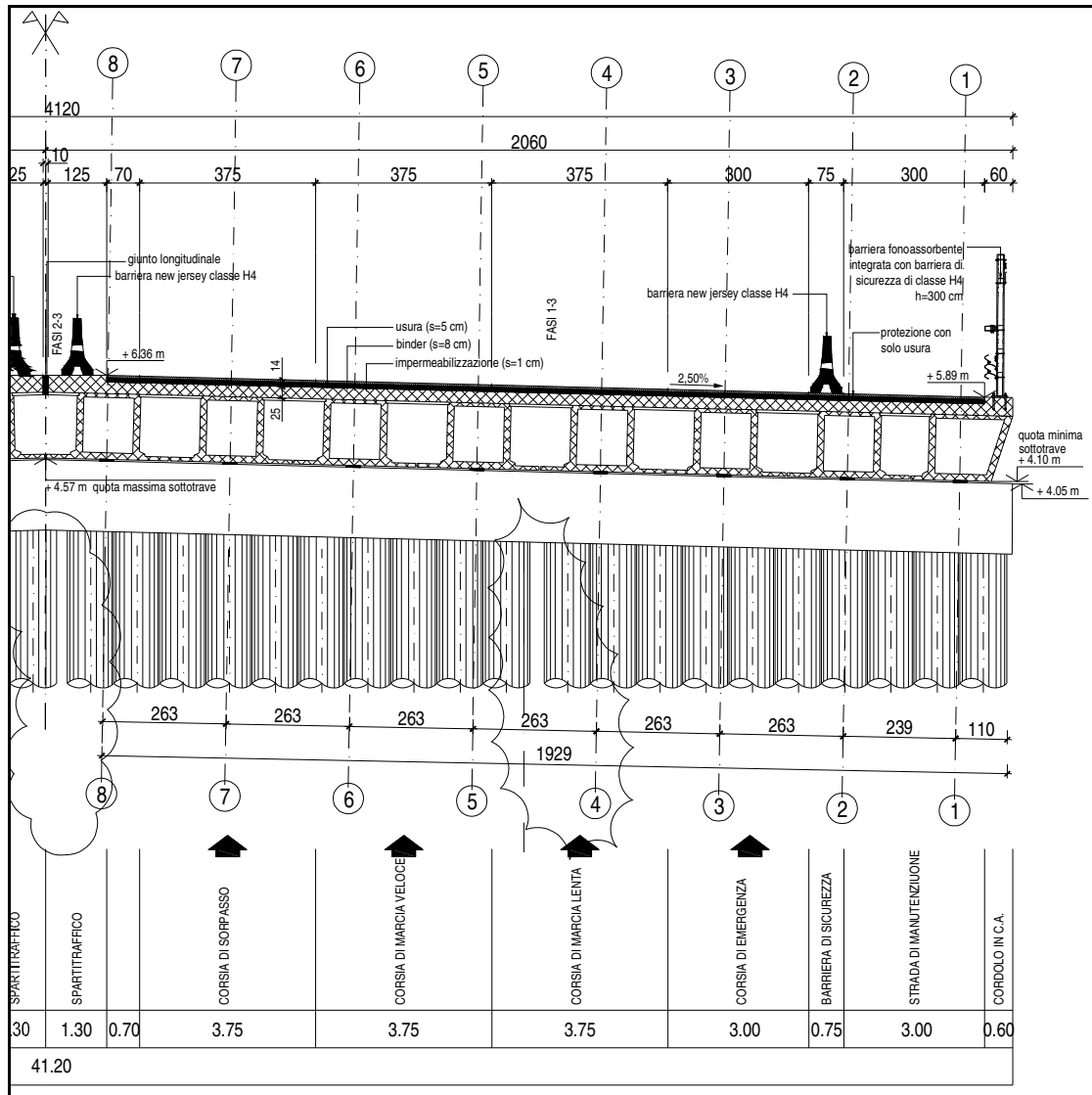


Figura 3-3: Sezione trasversale tipica dei ponti oggetto dello studio



### 3.3. Ponte sul Fiume Vallio

Le principali caratteristiche del ponte sul fiume Vallio (BRIDGE 2) sono elencate di seguito:

- Altezza delle travi in c.a.p. pari a 110 cm;
- Spessore della soletta pari a 25 cm;
- Lunghezza dell'impalcato pari a 24 m;
- Larghezza dell'impalcato pari a 20,5 m;
- Fondazione costituita da una berlinese di pali con diametro pari a 1 m, interasse pari a 1,1 m e lunghezza pari a 15 m;
- Terreno prevalentemente sabbioso con lenti di argilla di caratteristiche medie nei primi 10 m di profondità;
- Obliquità in pianta dell'impalcato pari a circa  $34^\circ$ .

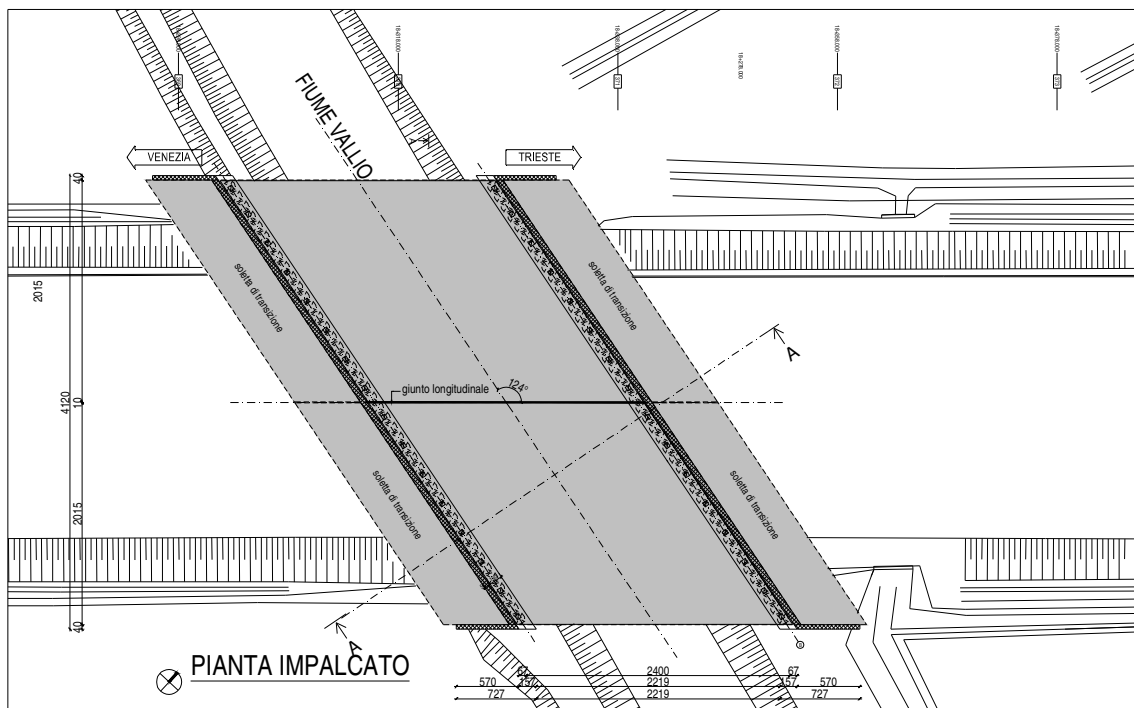


Figura 3-5: Pianta ponte sul fiume Vallio

### 3.4. Ponte sul Fiume Musestre

Le principali caratteristiche del ponte sul fiume Musestre (BRIDGE 3) sono elencate di seguito:

- Altezza delle travi in c.a.p. pari a 140 cm;
- Spessore della soletta pari a 25 cm;
- Lunghezza dell'impalcato pari a 30 m;
- Larghezza dell'impalcato pari a 20,5 m;
- Fondazione costituita da una berlinese di pali con diametro pari a 1 m, interasse pari a 1,1 m e lunghezza pari a 14 m;
- Terreno prevalentemente sabbioso con lenti di argilla di caratteristiche comunque medio/buone nei primi 10 m di profondità.
- Obliquità in pianta dell'impalcato pari a circa  $27^\circ$

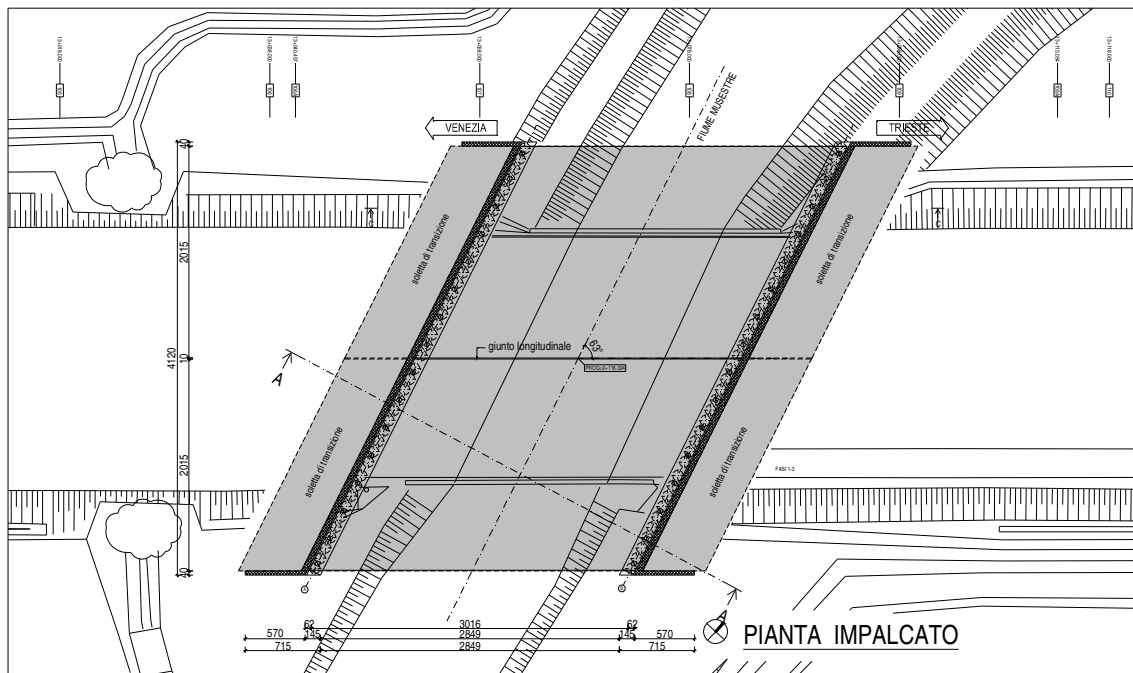


Figura 3-6: Pianta ponte sul fiume Musestre

### 3.5. *Caratteristiche dei Materiali*

In questo paragrafo vengono riassunti i dati relativi ai materiali impiegati nel progetto delle opere oggetto dello studio.

#### 3.5.1. Calcestruzzo per Travi Prefabbricate

Denominazione		C45/55
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	55.00 MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 $R_{ck}$ )	$f_{ck}$	45.65 MPa
resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	3.83 MPa
modulo elastico	$E_{cm}$	36.42 GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	25.87 MPa
resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	1.79 MPa

#### 3.5.2. Calcestruzzo per Impalcato

Denominazione		C32/40
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	40.00 MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 $R_{ck}$ )	$f_{ck}$	33.20 MPa
resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	3.10 MPa
modulo elastico	$E_{cm}$	33.64 GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	18.81 MPa
resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	1.45 MPa

### 3.5.3. Calcestruzzo per Pile e Spalle

Denominazione		C28/35
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	35.00 MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 $R_{ck}$ )	$f_{ck}$	28.00 MPa
resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	2.83 MPa
modulo elastico	$E_{cm}$	32.59 GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	16.46 MPa
resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	1.32 MPa

### 3.5.4. Calcestruzzo per Pali

Denominazione		C25/30
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	30.00 MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 $R_{ck}$ )	$f_{ck}$	25.00 MPa
resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	2.56 MPa
modulo elastico	$E_{cm}$	31.45 GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	14.11 MPa
resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	1.19 MPa

### 3.5.5. Acciaio Ordinario per Armature

Denominazione		B 450C
resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk}$	540 MPa
tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	450 MPa
allungamento uniforme al carico massimo	$\epsilon_{uk}$	> 70 ‰



rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$
modulo elastico	$E_s \quad 200 \quad \text{GPa}$
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s \quad 1.15$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} \quad 391 \quad \text{MPa}$
deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} \quad 1.96 \quad \text{‰}$
deformazione limite allo SLU $\epsilon_{ud} = 0.90 \epsilon_{uk}$	$\epsilon_{ud} \quad 63 \quad \text{‰}$

### 3.5.6. Acciaio per Trefoli

resistenza a caratteristica di rottura	$f_{ptk} \quad 1860 \quad \text{MPa}$
tensione di caratteristica (1% $\epsilon_{tot}$ )	$f_{p(1)k} \quad 1670 \quad \text{MPa}$
modulo elastico	$E_s \quad 206 \quad \text{GPa}$
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s \quad 1.15$



## *Capitolo 4*

### **4. ANALISI PARAMETRICHE STATICHE**

#### ***4.1. Introduzione***

In questo capitolo partendo dai casi studio descritti nel precedente capitolo si vuole analizzare il comportamento strutturale dei ponti al variare di alcuni parametri significativi.

I risultati delle analisi saranno espressi in termini di sollecitazioni massime nei vari elementi del ponte, ed in particolare in termini di sollecitazioni massime nei pali di fondazione e nella soletta di connessione.

I parametri presi in considerazione nelle analisi sono i seguenti:

- Tipologia del terreni;
- Lunghezza dei pali di fondazione;
- Interasse tra i pali di fondazione;
- Lunghezza dell'impalcato;
- Obliquità dell'impalcato in pianta.

Nelle analisi esposte in seguito, verranno variati di volta in volta i valori dei parametri presi in esame singolarmente.

#### **4.2. Descrizione dei Modelli**

Le analisi sono state realizzate per mezzo del software f.e.m. commerciale Straus7 (Release 2.3.3.).

Per maggior semplicità, visto il numero di variabili analizzate, in un primo momento si è deciso di analizzare una fascia di larghezza pari a 2,63 m (pari all'interasse delle travi di cemento armato precompresso) e nelle analisi si è utilizzato un modello 2-D costituito prevalentemente da elementi Beam (trave). Il modello numerico del ponte è stato realizzato con elementi così impiegati:

- Impalcato: 2 elementi separati nella parte terminale dove vi è sconnessione tra tegolo e soletta; sezione mista tegolo più soletta nelle restanti parti;
- Traversi di spalla: sezioni rettangolari;
- Pali: sezione circolare aventi caratteristiche equivalenti al numero di pali compresi nella fascia considerata.

Il modello è stato realizzato rispettando le caratteristiche geometrico/resistenziali delle singole componenti strutturali, riproponendo le corrette geometrie (variabilità delle sezioni, dimensioni in pianta ed altezza, angolazioni planimetriche) al fine di poter valutare con i corretti margini di sicurezza le condizioni d'esercizio ed eccezionali a cui potrebbe essere sottoposta la struttura.

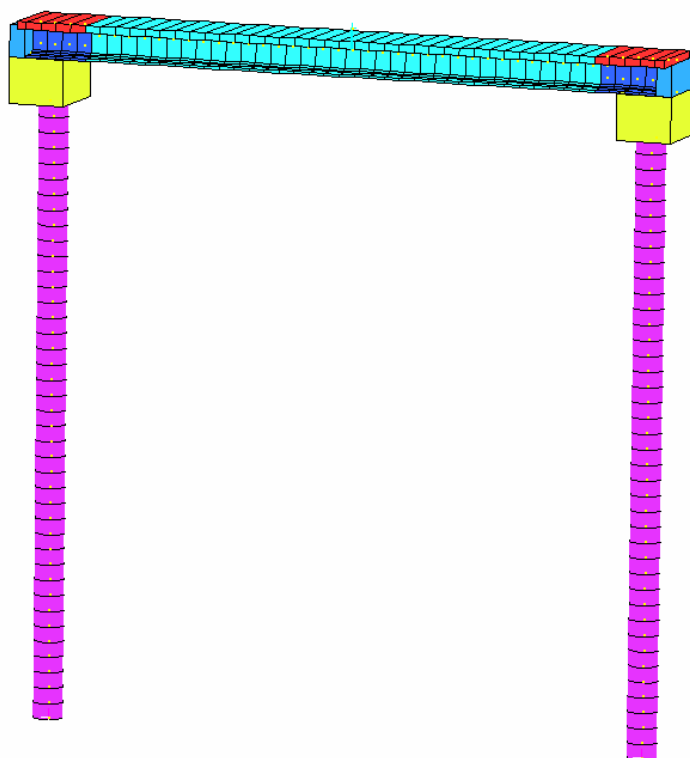


Figura 4-1: Vista del modello 2-D utilizzato nelle analisi

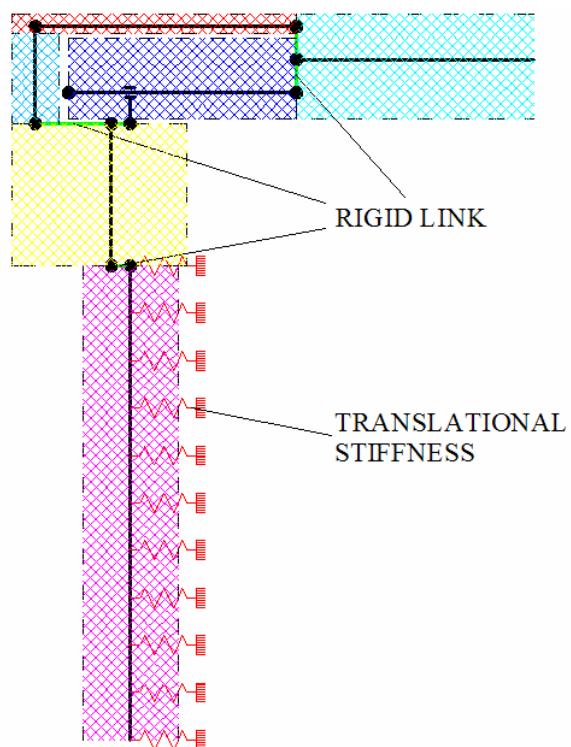


Figura 4-2: Schema del modello

Si è schematizzato il terreno con delle molle orizzontali aventi rigidità crescente con la profondità secondo la seguente relazione:

$$k_h = n_h \frac{z}{D}$$

Per i terreni incoerenti, il valore di  $n_h$  dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda; esso può essere ottenuto dall'espressione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1,35}$$

nella quale si utilizzerà il valore del peso dell'unità di volume immerso  $\gamma'$  nel caso ci si trovi al di sotto del livello della falda.

Valori orientativi di  $n_h$  e di A sono ripostati nella seguente tabella:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
Nh [n/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
Nh [n/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

**Tabella 4-1: Valori orientativi di  $n_h$  e di A per terreni incoerenti (Viggiani, 1999)**

**Mentre per terreni argillosi normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati, i valori orientativi di  $n_h$  sono riportati nella**

Tabella 4-2:

Tipo di terreno	$n_h$ [N/cm <sup>3</sup> ]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hilt, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

**Tabella 4-2: Valori orientativi di  $n_h$  per terreni coesivi (Viggiani, 1999)**

La possibilità di usare molle orizzontali con rigidità lineare è stata giustificata anche da recenti studi (Dicleli et al., 2009) i quali hanno dimostrato che per ponti di luci non elevate (inferiori a 50 m), dove gli effetti delle dilatazioni termiche sono abbastanza modesti, sia abbastanza ragionevole adottare tale semplificazione piuttosto che trattazioni più rigorose (come ad esempio l'utilizzo di curve P-y).

Per tenere conto dell'effetto di gruppo dei pali si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,5.

La costante della molla  $K_h$  deve essere moltiplicata per la propria area di influenza, pari al prodotto del diametro D e dell'interasse  $i$  tra molle consecutive, ottenendo:

$$k_h = 0,5n_h \frac{z}{D} A_{inf}$$

Nel nostro caso avendo deciso di utilizzare un modello 2-D (equivalente ad una fascia dell'impalcato di larghezza 2,63 m pari all'interasse delle travi in c.a.p.) si deve ulteriormente moltiplicare il valore di  $K_h$ , da applicare al palo equivalente, per il numero di pali compresi nella fascia analizzata (2,4 con  $i = 1,1 D$ ).

### 4.3. Azioni Inserite nei Modelli

In questo paragrafo verranno brevemente descritte le azioni e i carichi considerati nelle analisi svolte.

#### 4.3.1. Peso Proprio delle Strutture (G1)

Il peso proprio delle strutture componenti l'impalcato, le fondazione e le spalle è calcolato automaticamente attraverso il software f.e.m.

#### 4.3.2. Carichi Permanenti non Strutturali (G2)

Il carico permanente applicato su ogni singola trave dell' impalcato è così definito:

Carico		G <sub>2</sub> (kN/m)
Pavimentazione	$(0.15 \times 18.70) \times 21.00$	58.91
Cordolo	$(0.20 \times (1.25 + 0.60)) \times 25.00$	9.25
Barriera+parapetto (solo trave di bordo dx)		2.00
Barriera fonoassorbente (solo trave di bordo sx)		9.50

**Tabella 4-3: Pesi degli elementi gravanti sulle travi**

Su una larghezza strutturale di 20.60 m corrispondono 3.40kN/m<sup>2</sup>, nei calcoli si assume un carico uniformemente distribuito pari a 4.00 kN/m<sup>2</sup>. Risultano perciò i seguenti carichi permanenti non strutturali da applicare al modello.



Carico		$G_2$ (kN/m)
Trave interna	4.00x2.63	10.52
Trave di bordo sx	4.00x(1.25+0.94)+9.50	18.26
Trave di bordo dx	4.00x(1.25+0.94)+7.50	16.26

Tabella 4-4: Carichi permanenti portati da inserire nel modello

### 4.3.3. Carichi Mobili (Q1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC-08, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I NTC-08.

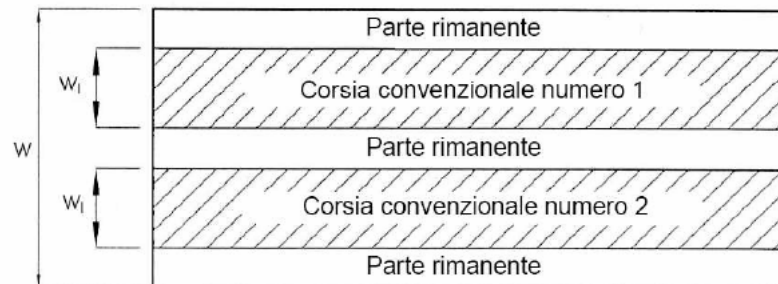


Figura 4-3: Esempio numerazione corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40$ m	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

Tabella 4-5: Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da

considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

### Schema di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di Carico:

- Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. 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 alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Il valore di combinazione è invece di  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

- Schemi di Carico 6.a, b, c: in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$  previsti dal D.M. 14/01/08.

### Categoria stradale

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- *Categoria 1<sup>a</sup>*: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- *Categoria 2<sup>a</sup>*: ponti per il transito dei carichi mobili ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- *Categoria 3<sup>a</sup>*: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte. L'accesso ai ponti di 3<sup>a</sup> Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

### Disposizione delle corsie di carico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

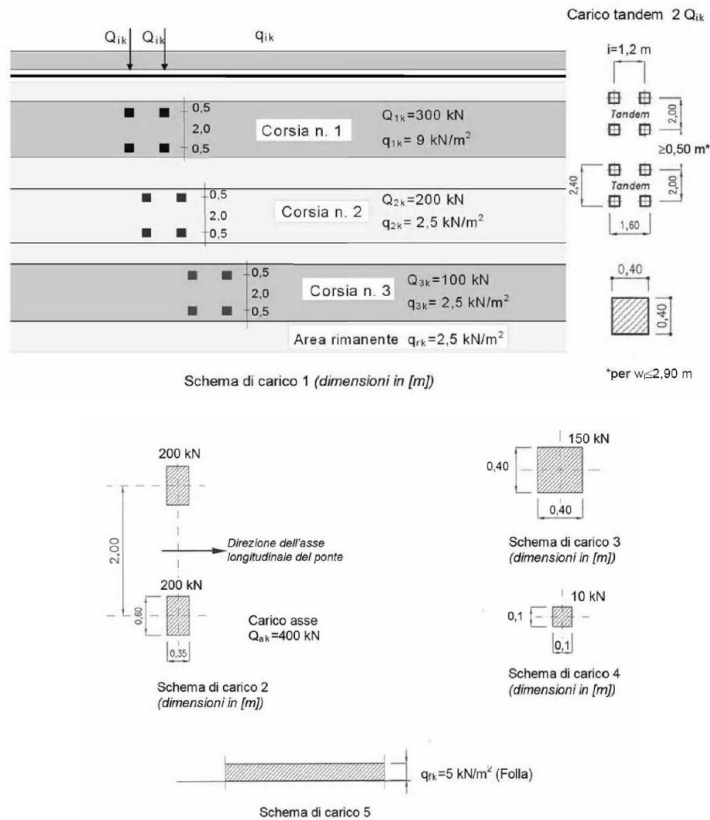


Figura 4-4: Schemi di carico

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC-08):

Posizione carico asse	$Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Tabella 4-6: Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

#### 4.3.4. Azione Longitudinale di Frenamento o Accelerazione (Q3)

La forza di frenamento o accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

#### 4.3.5. Azione di Neve, Vento (Q5)

Al § 5.1.3.7 del D.M. 14/01/08 “Azioni di Neve, Vento: Q5” per strutture da ponte, si precisa che per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 delle stesse norme.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti. L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale. La situazione più sfavorevole è quella con carichi transitanti così da ottenere un carico agente su una superficie di altezza:

$$H_{\text{tot}} = H_{\text{ponte}} + H_{\text{veicoli}}$$

Tale azione è da considerare ovviamente per ciascun verso d'azione del vento. Si considera un valore di pressione pari a:

$$p = 2,50 \text{ kN/m}^2.$$

L'azione del vento risulta eccentrica rispetto il piano medio della soletta come si può vedere in figura:

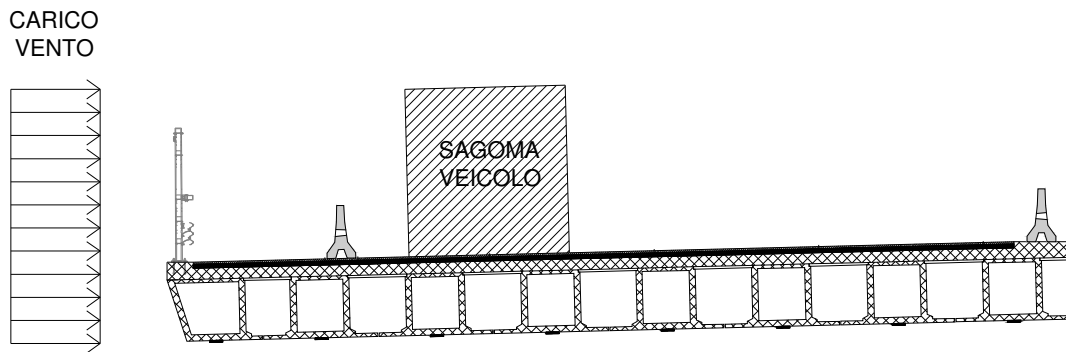


Figura 4-5: Carico da vento sull'impalcato

#### 4.3.6. Azione Parassita ai Vincoli (Q7)

Gli appoggi che vengono posti tra l'impalcato e le pile/spalle, trasmettono una componente di forza orizzontale alle sottostrutture. La resistenza al libero scorrimento degli appoggi ossia la resistenza passiva dei vincoli si considera pari al 7 % delle azioni verticali permanenti (G1 + G2) trasmesse dall'impalcato ai dispositivi d'appoggio.

L'azione parassita induce nella soletta un momento parassita che può essere stimato cautelativamente come la forza parassita per il braccio (h) che intercorre tra il dispositivo e la soletta stessa.

$$N_{\text{par}} = (G1 + G2) \times 0,07$$

$$M_{\text{par}} = N_{\text{par}} \times h$$

#### 4.3.7. Spinta della Terra sulle Spalle ( $S_t$ , $S_q$ )

Sono state considerate le seguenti spinte a tergo della spalla:

- *Spinta del terreno ( $S_t$ )*

La spinta statica del terreno viene considerata in relazione alle seguenti caratteristiche:

- andamento triangolare
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $k_a = 0.33$

- Spinta del sovraccarico ( $S_q$ )

La spinta statica del sovraccarico viene considerata in relazione alle seguenti caratteristiche:

- andamento rettangolare
- $k_a = 0.33$
- $q = 20 \text{ kN/m}^2$

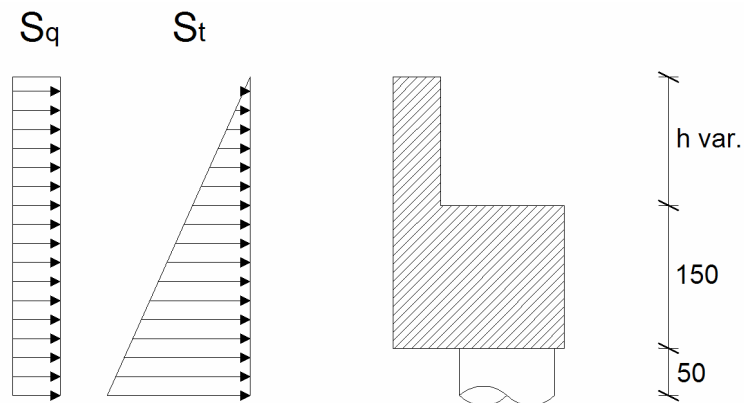


Figura 4-6: Spinta del terreno sulle spalle

#### 4.3.8. Effetti del Ritiro e della Viscosità ( $\epsilon_2$ )

Per quanto riguarda gli effetti del ritiro e alla viscosità, il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in accordo con quanto prescritto al §11.2.10 del D.M. 14/01/08.

#### 4.3.9. Effetti delle Variazioni Termiche ( $\epsilon_3$ )

La struttura viene calcolata considerando un gradiente termico uniforme pari a  $30^\circ\text{C}$  (sia positivo che negativo).

#### 4.4. *Combinazioni di Carico*

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.



I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/08.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite. In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.I, unita alle Tabelle 5.1.V e 5.2.V di cui al D.M. 14/01/08, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento <math>q_s</math></i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	0,6 0,8	0,2 ----	0,0 0,0
<i>Neve <math>q_s</math></i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE esecuzione	0,0 0,8	0,0 0,6	0,0 0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Tabella 4-7: Coefficienti  $\psi$  per azioni variabili su ponti stradali e pedonali

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate.

Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

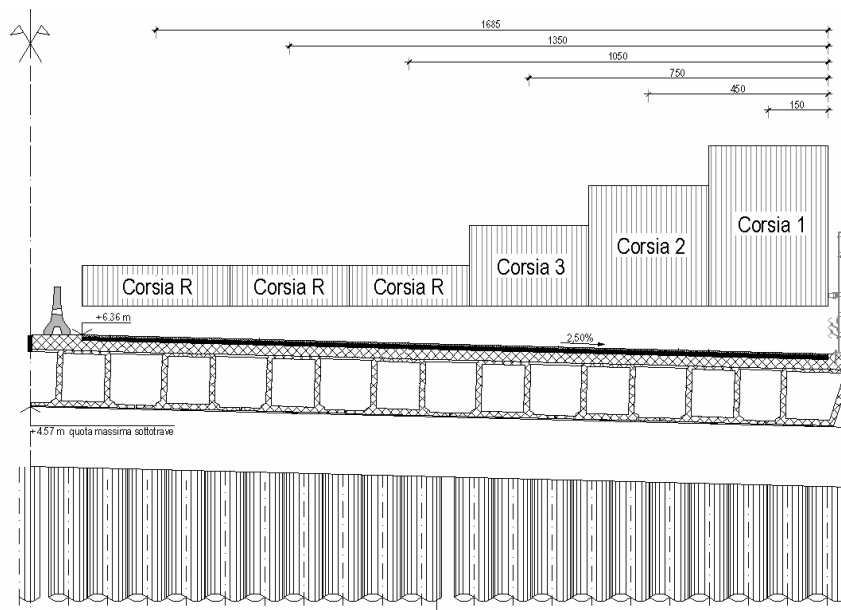
**Tabella 4-8: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

Nella Tabelle del D.M. 14/01/08 il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 D.M. 14/01/08. Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p = 1,0$ .

Per il calcolo delle sollecitazioni si è considerata la posizione delle colonne di carico che danno la massima eccentricità sull'impalcato completo, come indicato nella seguente figura:



**Figura 4-7: Disposizione dei carichi considerata nelle analisi**

Si precisa che, nel calcolo delle sollecitazioni nella soletta, non sono stati messi in conto gli effetti del peso proprio delle travi e della soletta stessa poiché la rotazione matura su uno schema isostatico, non essendo ancora attiva la solidarizzazione della struttura d'impalcato con il paraghiaia.

## 4.5. *Analisi Parametriche*

Nei seguenti paragrafi verranno esposti i risultati della analisi svolte per i diversi parametri considerati.

### 4.5.1. **Tipologia del Terreno**

Si è analizzato il comportamento della struttura al variare del tipo di terreno, in particolare i parametri analizzati sono stati le sollecitazioni nel tratto di soletta terminale e nei pali.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive delle rigidzze delle molle orizzontali, per i diversi tipi di terreno, distinte per i livelli nei quali è stata discretizzata la stratigrafia secondo i criteri esposti in precedenza.

<b>Torba</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	50
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	38
5,0-9,0	88
9,0-13,0	138
13,0-17,0	188
17,0-21,0	238

<b>Argilla Organica</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	100
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	75
5,0-9,0	175
9,0-13,0	275
13,0-17,0	375
17,0-21,0	475

<b>Argilla Molle</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	250
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	188
5,0-9,0	438
9,0-13,0	688
13,0-17,0	938
17,0-21,0	1188

<b>Argilla NC</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	500
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	375
5,0-9,0	875
9,0-13,0	1375
13,0-17,0	1875
17,0-21,0	2375

<b>Argilla SC</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>1000</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	750
5,0-9,0	1750
9,0-13,0	2750
13,0-17,0	3750
17,0-21,0	4750

<b>Sabbia Sciolta Immersa</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>1500</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	1125
5,0-9,0	2625
9,0-13,0	4125
13,0-17,0	5625
17,0-21,0	7125

<b>Sabbia Sciolta Asciutta</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>2500</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	1875
5,0-9,0	4375
9,0-13,0	6875
13,0-17,0	9375
17,0-21,0	11875

<b>Sabbia Media Immersa</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>5000</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	3750
5,0-9,0	8750
9,0-13,0	13750
13,0-17,0	18750
17,0-21,0	23750

<b>Sabbia Media Asciutta</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>7500</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	5625
5,0-9,0	13125
9,0-13,0	20625
13,0-17,0	28125
17,0-21,0	35625

<b>Sabbia Densa Immersa</b>	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>12000</b>
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	9000
5,0-9,0	21000
9,0-13,0	33000
13,0-17,0	45000
17,0-21,0	57000

Sabbia Densa Asciutta	
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20000
Profondità dal piano campagna (m)	$K_h$ (kN/m)
0,0-1,0	0
1,0-5,0	15000
5,0-9,0	35000
9,0-13,0	55000
13,0-17,0	75000
17,0-21,0	95000

Tabella 4-9: Valori di rigidezza delle molle nodali per i terreni considerati

I valori del momento negativo nella soletta (considerando l'involuppo dei diagrammi di sollecitazione agli SLU) sono riportati nel grafico seguente.

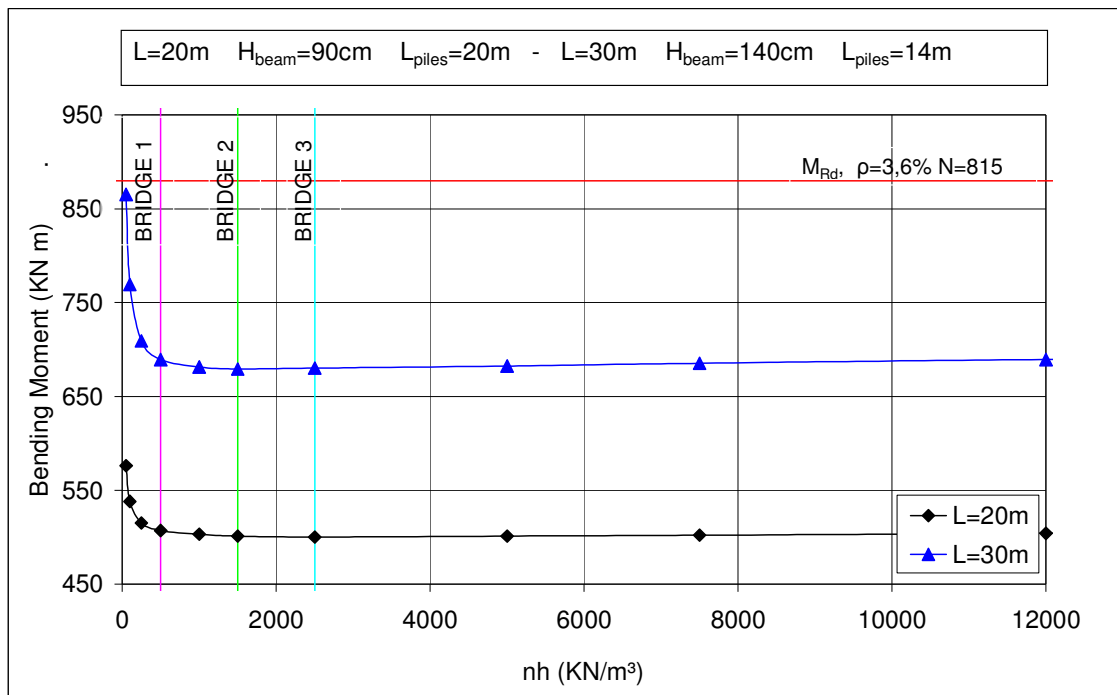


Figura 4-8: Momento negativo in soletta (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare di  $n_h$

Nel tratto terminale la soletta presenta uno spessore di 20 cm ed è armata con doppia armatura simmetrica. La linea rossa rappresenta il valore del momento resistente ultimo considerando una percentuale di armatura longitudinale tesa pari al 3,6% e uno sforzo normale di trazione pari a 815 kN, mentre le linee nere e blu rappresentano

l'andamento dei valori del momento negativo massimo nella soletta ottenuti dal modello compreso il momento parassita dovuto alla resistenza offerta dall'appoggio in neoprene alla traslazione associata alla rotazione.

Si può notare come la presenza di terreni scadenti renda necessaria un'armatura maggiore, in particolare si vede come a partire da argille di caratteristiche medie ( $n_h = 500 \text{ kN/m}^3$ ) l'armatura necessaria subisce solo modeste variazioni considerando terreni di caratteristiche migliori. Al contrario la presenza di terreni molli come ad esempio argille organiche o terreni torbosi porta ad un sostanziale aumento dell'armatura necessaria che può essere anche dell'ordine del 30-40%.

Nelle progettazioni svolte per i ponti analizzati, la soletta risulta armata con doppia armatura composta da  $\phi 30$  ogni 10 cm che corrispondono ad una percentuale di armatura  $\rho$  pari al 3,6 % e ad un momento resistente pari a 880 kN m. Tale armatura garantisce un momento resistente adeguato per qualsiasi tipo di terreno considerato nelle analisi.

Per quanto riguarda i pali di fondazioni i valori del momento massimo sono riportati nel seguente diagramma:

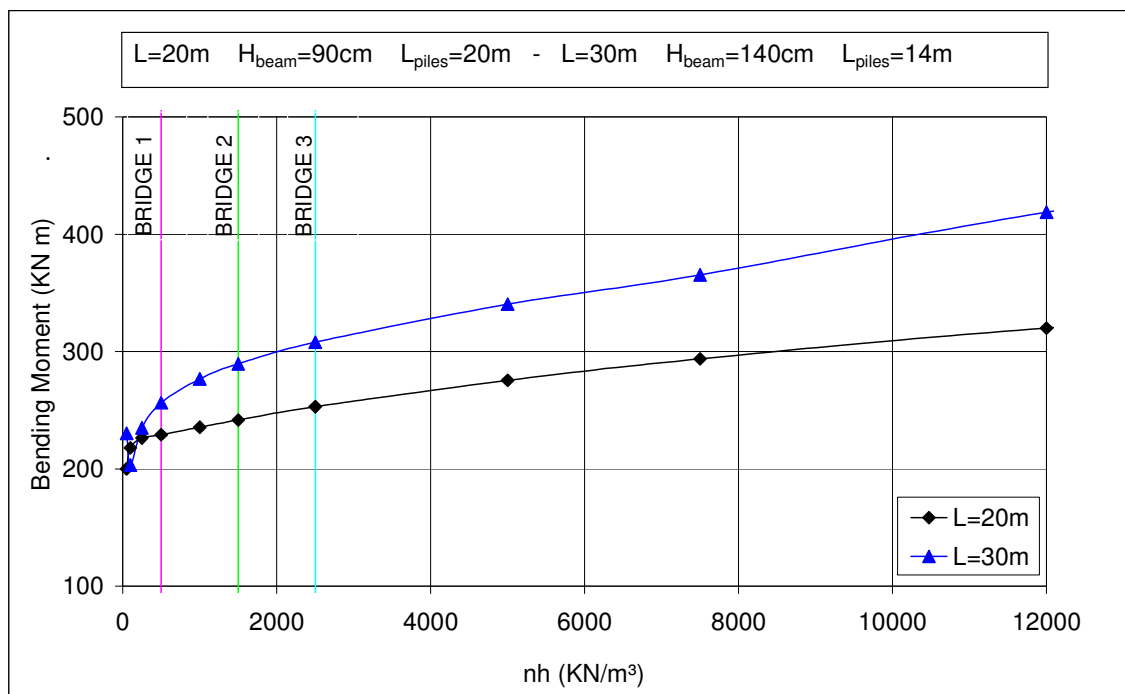


Figura 4-9: Massimo momento longitudinale nei pali (involuppo sollecitazioni SLU statiche) in funzione di  $n_h$

Si nota come, all'aumentare della rigidezza del terreno, vi è un aumento delle sollecitazioni nei pali. Questo fatto è dovuto principalmente al fatto che per effetto delle variazioni termiche a cui è soggetto l'impalcato, come è noto, si genera uno stato di sollecitazione crescente con la rigidezza fornita dal terreno. Ciò è mostrato chiaramente nel seguente grafico:

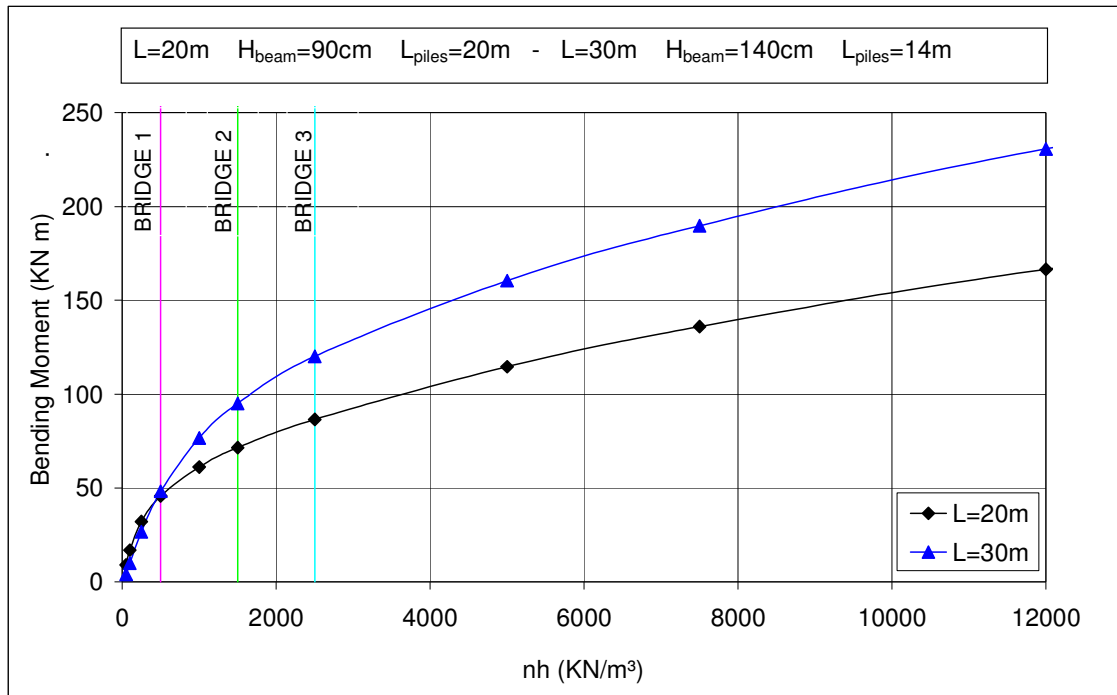
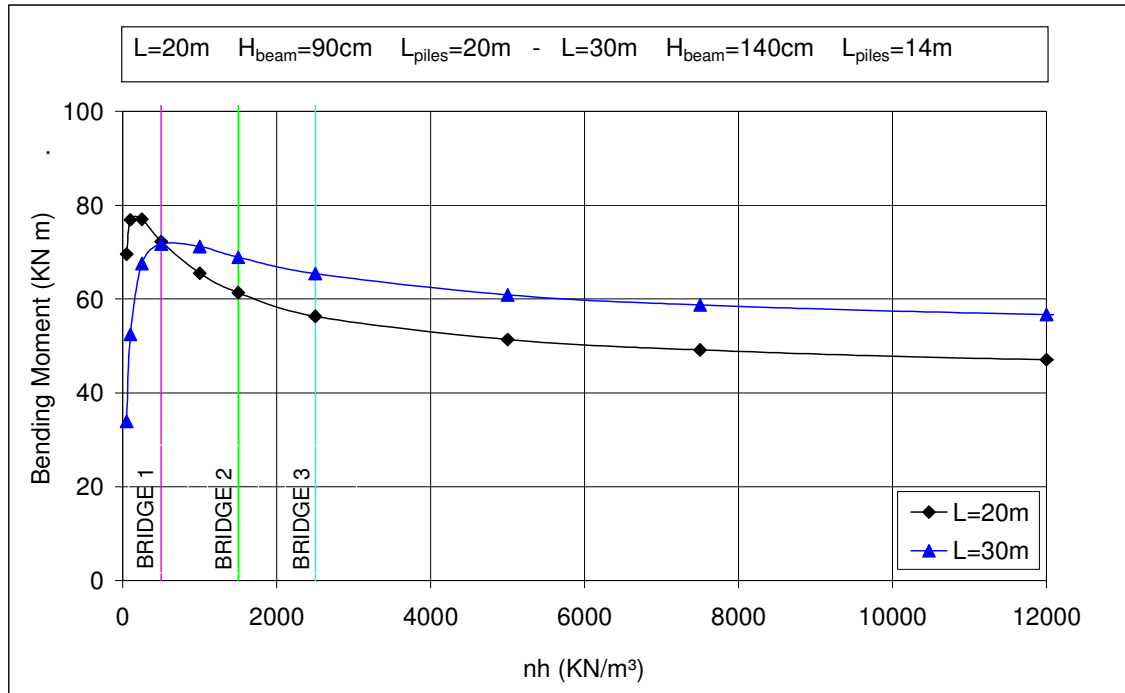


Figura 4-10: Momento (SLU) nei pali dovuto a un  $\Delta T$  termico uniforme di  $30^\circ\text{C}$

Un'altra azione che risulta influenzata dal tipo di terreno è l'azione di accelerazione/frenatura.

Come si può notare dal grafico in Figura 4-11 i valori di sollecitazione maggiore si registrano per terreni meno rigidi. Questo fatto può essere spiegato con il fatto che, essendo il palo idealizzabile come una colonna equivalente di lunghezza decrescente all'aumentare della rigidezza del terreno, nei terreni di caratteristiche più scadenti l'azione di accelerazione/frenatura (posta a livello del piano stradale) risulta avere un braccio maggiore.





**Figura 4-11: Momento nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) dovuto all'azione di accelerazione/frenatura**

In effetti si è notato come considerando terreni più rigidi il diagramma del momento si smorzasse in modo più rapido all'aumentare della profondità del palo.

In ogni caso il momento resistente dei pali, considerando una percentuale d'armatura minima pari all'1% (come previsto dalle NTC-08 nelle zone con potenziale formazione di cerniere plastiche), risulta essere pari a 1150 kN m trascurando (a favore di sicurezza) la presenza di compressione dovuta al peso proprio strutturale.

Nella progettazione svolta per i ponti considerati, i pali risultano armati con 28  $\phi 30$  ( $\rho = 2,5\%$ ) con un momento resistente pari a 2565 kN m.

Bisogna comunque far notare che nelle analisi svolte, avendo utilizzato un modello 2-D, si sono trascurate le azioni trasversali che di fatto fanno sì che i pali siano sollecitati per flessione deviata, con conseguente diminuzione del momento resistente. Inoltre in queste prime analisi non rientrano le sollecitazioni dovute al sisma da cui ci si aspetta uno stato di sollecitazione nei pali decisamente maggiore.

#### 4.5.2. Lunghezza dei Pali di Fondazione

Si vuole indagare l'influenza della lunghezza dei pali di fondazione nelle sollecitazioni a cui è soggetto il ponte. Nelle analisi svolte si è considerata una lunghezza dei pali pari rispettivamente a 14 m e 20 m.

I diagrammi delle sollecitazioni a cui sono soggetti i pali sono esposti di seguito:

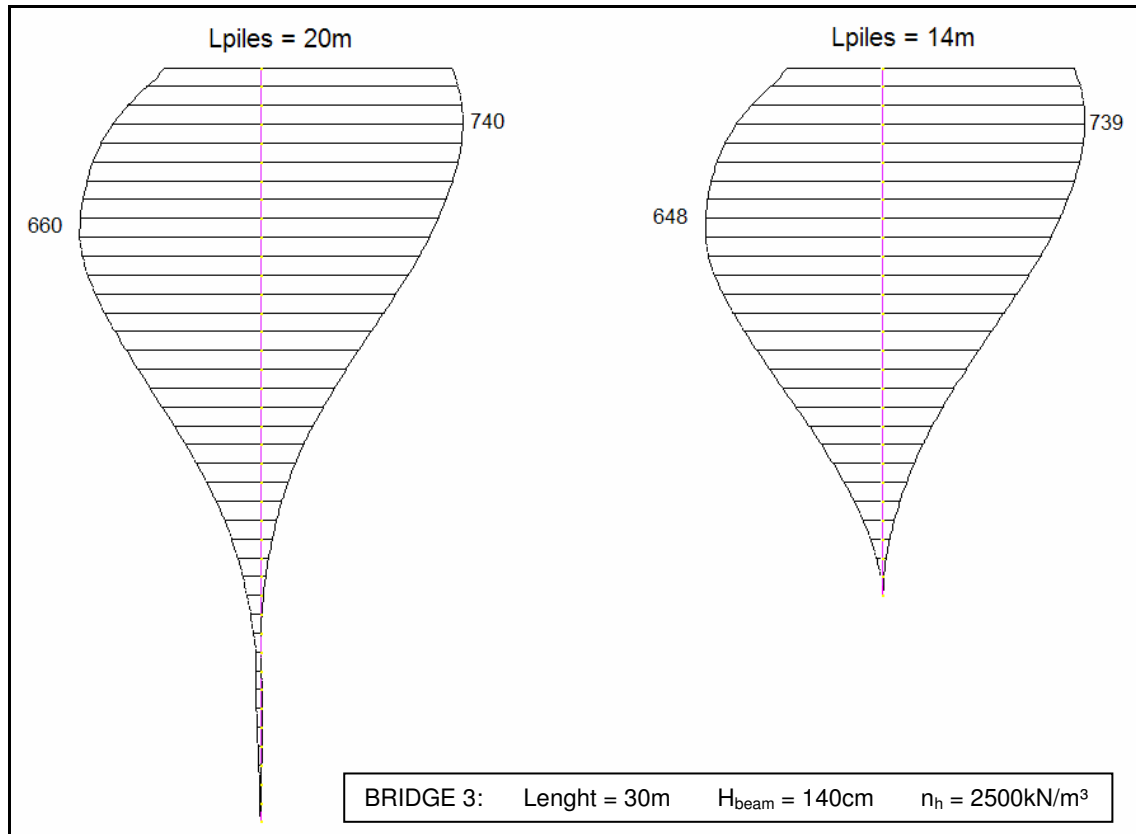


Figura 4-12: Andamento del momento massimo agente nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della loro lunghezza

Dalle analisi non sono emerse grandi variazioni nelle sollecitazioni considerando diverse lunghezze dei pali di fondazione, pertanto la determinazione della lunghezza dei pali di fondazione dipenderà esclusivamente da considerazioni di tipo geotecniche.

Si precisa che i valori del momento presenti nella figura sono relativi al palo equivalente utilizzato nel modello e pertanto per ottenere i valori relativi al singolo palo essi dovranno essere divisi per il numero di pali presenti nella fascia analizzata larga 2,63m.

### 4.5.3. Interasse tra i Pali di Fondazione

Si vuole vedere in che misura è possibile ridurre il numero di pali impiegati, pertanto si sono svolte delle analisi considerando i pali posti ad una distanza variabile tra 1 e 4 diametri (misurati sull'interasse).

Nel costruire i vari modelli si è applicato, come in precedenza per tenere conto dell'effetto di gruppo dei pali, un coefficiente riduttivo alle molle orizzontali come esposto nella seguente tabella:

i/D	Coeff. Rid.
1	0,50
2	0,75
3	1,00
4	1,00

**Tabella 4-10: Coefficiente riduttivo di  $K_h$  per effetto di gruppo dei pali**

I valori di  $K_h$  da applicare al modello dovranno essere poi moltiplicati per il numero di pali compresi nella fascia analizzata di larghezza 2,63 m.

Dal modello si sono ricavate le sollecitazioni massime che sono poi state messe a confronto con i valori resistenti della struttura e del terreno.

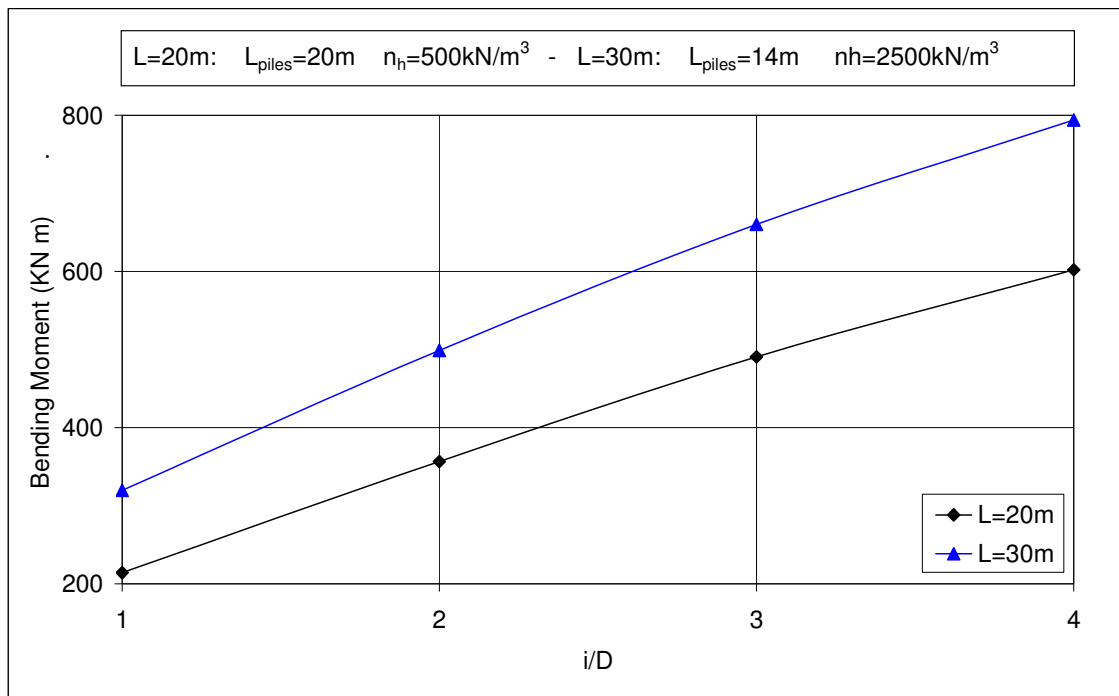
Essendo la resistenza fornita dal terreno notevolmente influenzata dalle caratteristiche dello stesso si è deciso di svolgere le analisi considerando due tipi di terreni, uno di tipo argilloso ( $n_h = 500 \text{ kN/m}^3$ ) che viene utilizzato per il ponte lungo 20 m (Bridge 1), e uno di tipo sabbioso ( $n_h = 2500 \text{ kN/m}^3$ ) che viene utilizzato per il ponte lungo 30 m (Bridge 3). I principali parametri dei terreni utilizzati sono esposti nelle seguenti tabelle.

Argilla	
$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	18,5
Cu (kPa)	50

Sabbia	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,5
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,5
$\Phi$	35°

**Tabella 4-11: Parametri geotecnici principali dei terreni considerati**

Per quanto riguarda le sollecitazioni nei pali di fondazione i valori dei momenti flettenti sono esposti nel seguente grafico:



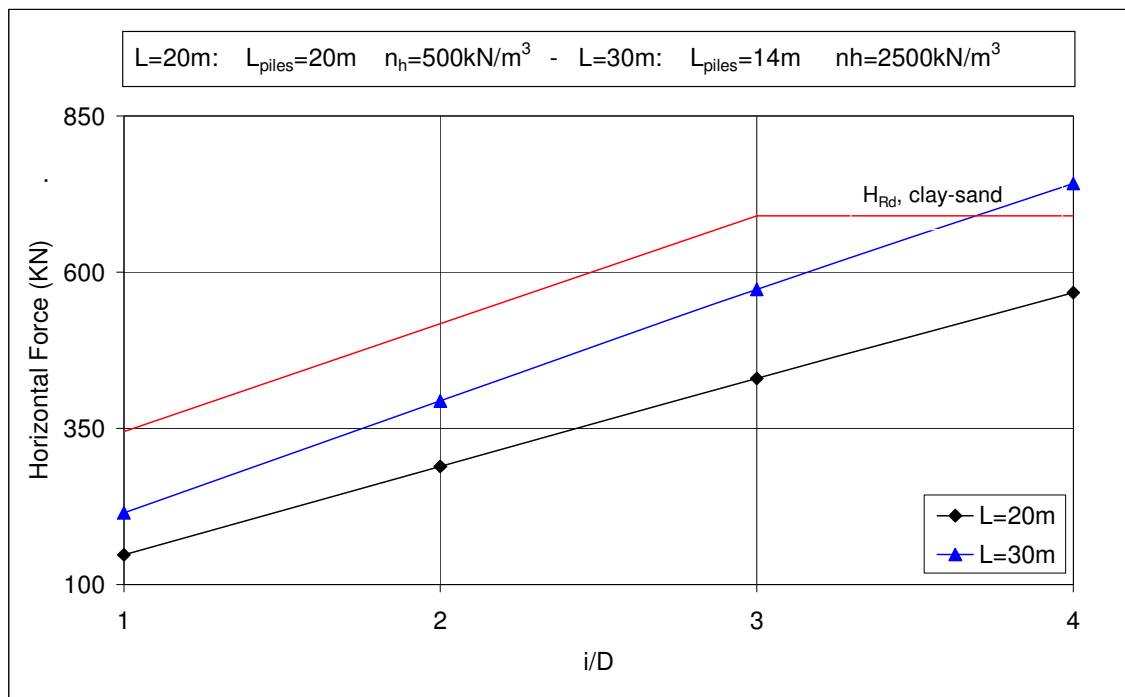
**Figura 4-13: Momento flettente massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare del rapporto  $i/D$**

I risultati delle analisi mostrano come le sollecitazioni nei pali crescano in modo pressoché lineare all'aumentare della distanza degli stessi. Come visto in precedenza le sollecitazioni sono ovviamente superiori nel caso luce maggiore, ma in ogni caso risultano di molto inferiori al valore resistente del palo.

Nel grafico in Figura 4-14 vengono mostrate le sollecitazioni orizzontali nei pali al variare dell'interasse dei pali.

I valori di resistenza offerta dal terreno nei confronti delle forze orizzontali sono stati calcolati secondo la teoria di Broms (applicando i coefficienti di sicurezza secondo NTC-08) per i pali a rotazione in testa impedita.

Risultando molto simili i valori di resistenza calcolati considerando i due tipi di terreno nel seguente grafico per semplicità verranno mostrati i valori resistenti considerando un terreno sabbioso.



**Figura 4-14: Forza orizzontale agente nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare del rapporto i/D**

Si nota come la capacità portante orizzontale dei pali risulti sempre maggiore ai valori sollecitanti ma anche in questo caso non vengono considerati gli effetti dovute alle sollecitazioni sismiche che porterebbero probabilmente a sollecitazioni maggiori.

La capacità portante verticale dei pali è stata calcolata considerando il terreno attorno al palo composto (almeno per i primi metri) del palo da strati prevalentemente argillosi (linea rossa) e da strati prevalentemente sabbiosi (linea verde), mentre gli strati più profondi si sono considerati sabbiosi in entrambi i casi. La condizione di punta in strato sabbioso è peraltro la condizione più comune, e da ricercare per questo tipo di fondazione.

Essendo i pali posti ad una distanza ridotta si ritiene opportuno considerare l'efficienza per effetto di gruppo attraverso la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg(d/i)}{\pi/2} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

nella quale n e m rappresentano rispettivamente i numeri di pali di una fila e il numero di file di pali.

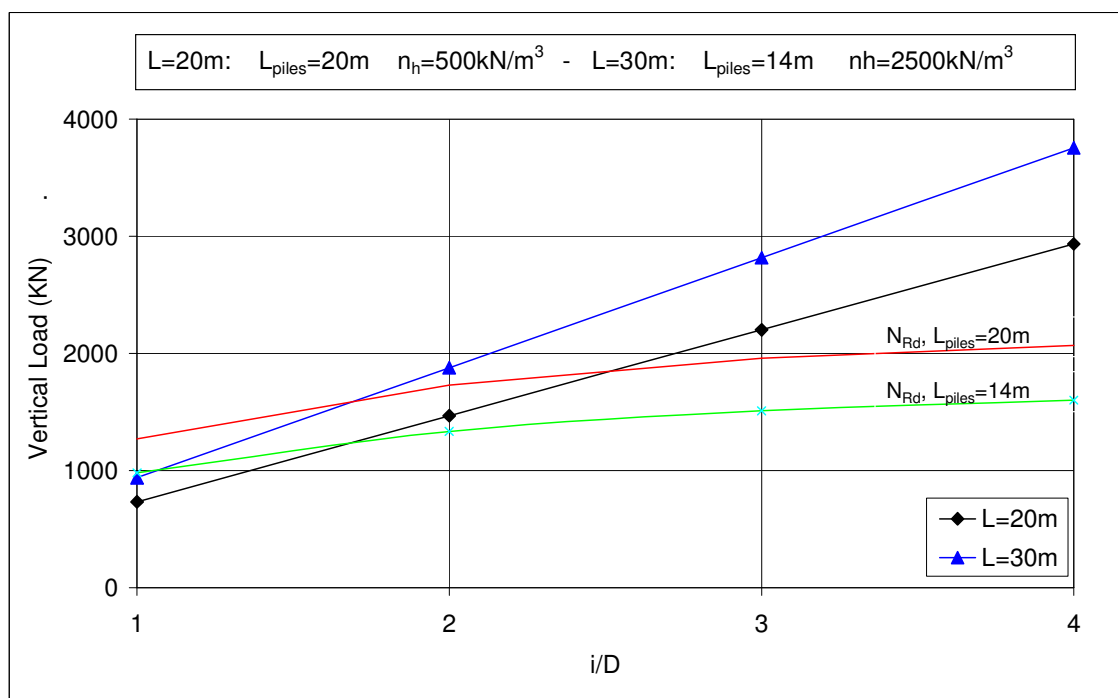


Figura 4-15: Carico verticale (involuppo sollecitazioni SLU statiche) agente nei pali di fondazione al variare del rapporto  $i/D$

Dal grafico si può notare come la capacità portante dei pali, nel caso di terreno argilloso e luce pari a 20 m (Bridge 1), sia superiore ai carichi verticali agenti solo fino a quando i pali sono posti ad una distanza pari a circa 2,5 diametri, mentre nel caso di terreno sabbioso e luce pari a 30 m (Bridge 3) la soluzione a pali accostati risulti adeguata.

È da notare che, secondo i calcoli effettuati, se avessimo considerato la punta dei pali infissa in uno strato argilloso, come prevedibile, la capacità portante sarebbe stata superata anche con la soluzione a pali accostati ( $i = D$ ).

#### 4.5.4. Lunghezza dell'Impalcato

Nelle analisi svolte fino a questo momento abbiamo considerato un impalcato di lunghezza 20 m e 30 m, corrispondenti alle lunghezze dei ponti sul fiume Meolo e Musestre.

Ora si vuole studiare che effetti abbia, in termini di sollecitazione nella soletta e nei pali di fondazione, considerare impalcati di lunghezza maggiore. In particolare i casi analizzati sono rappresentati in tabella:

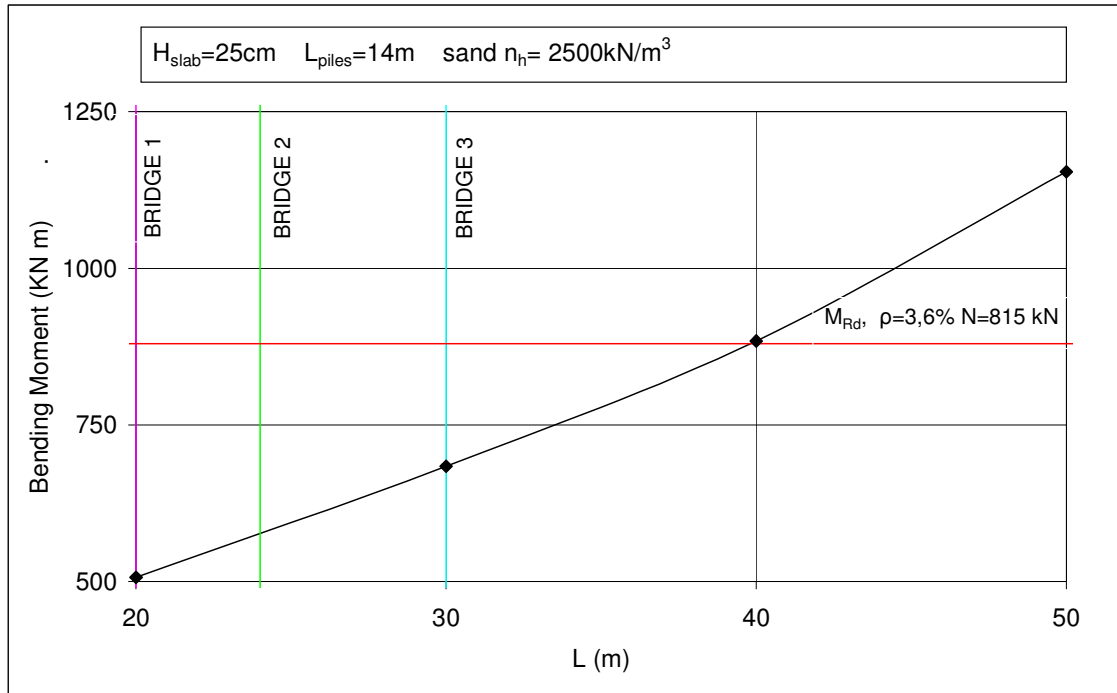
LUNGHEZZA IMPALCATO	ALTEZZA TRAVE CAP	SPESSORE SOLETTA
20 m	90 cm	25 cm
30 m	140 cm	25 cm
40 m	180 cm	25 cm
50 m	220 cm	25 cm

**Tabella 4-12: Dimensioni delle travi adottate nel modello al variare della luce dell'impalcato**

I valori del momento negativo nella soletta sono rappresentate nel grafico in Figura 4-16. La linea rossa rappresenta il momento resistente considerando una percentuale d'armatura  $\rho = 3,6 \%$  e uno sforzo normale di trazione pari a 815 kN corrispondente al caso di progetto del ponte sul fiume Musestre (BRIDGE 3).

Dal grafico si può notare come l'aumento della lunghezza dell'impalcato faccia aumentare sensibilmente le sollecitazioni nella soletta.

Si nota inoltre come la soluzione adottata per il progetto dei ponti presi in esame entri in crisi per luci superiori ai 40 m, mentre per luci inferiori risulti possibile diminuire la quantità d'armatura impiegata.

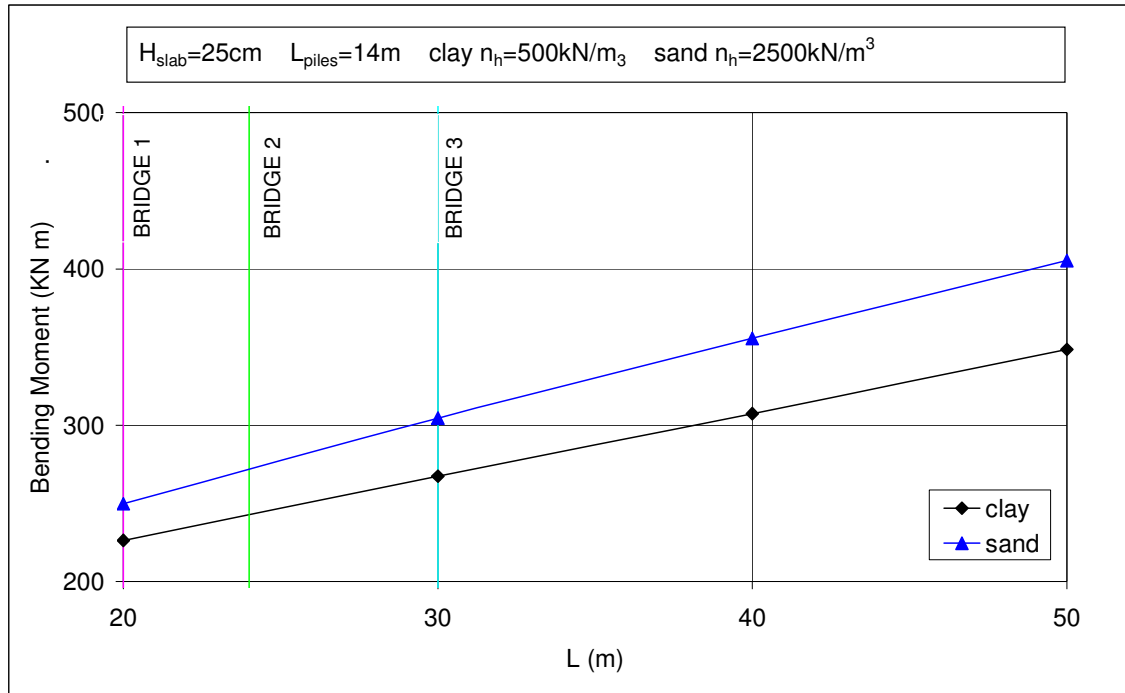


**Figura 4-16: Momento negativo massimo nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della luce del ponte**

Per quanto riguarda i pali di fondazione, l'involuppo delle sollecitazioni fornisce valori massimi crescenti all'aumentare della luce d'impalcato, ma come per i casi precedenti in ogni caso decisamente inferiori al valore del momento resistente della sezione.

Dal grafico in Figura 4-17 si può notare come all'aumentare della luce del ponte aumenti la differenza di sollecitazione tra i pali in terreni argillosi e in terreni e ciò può essere in parte spiegato con il fatto che all'aumentare della lunghezza del ponte gli effetti dovuti alle variazioni termiche si facciano sentire in misura superiore nei terreni aventi rigidità maggiore.





**Figura 4-17: Momento massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare della luce del ponte**

La progettazione svolta per i ponti considerati ( $\rho = 2,5\%$  con un momento resistente pari a 2565 kN m) sembrerebbe garantire un momento resistente adeguato anche a luci maggiori ma, come spiegato in precedenza, in questo tipo di analisi non si è considerata la presenza di flessione deviata e delle sollecitazioni dovute all'azione sismica.

#### 4.5.5. Obliquità dell'Impalcato in Pianta

Un fattore molto importante nel dimensionamento dei ponti integrali è rappresentato dall'obliquità in pianta dell'impalcato rispetto alla luce attraversata.

Infatti nei ponti "sghebbi" le reazioni esplicitate dal terreno non sono allineate e producono un momento e una conseguente rotazione del ponte, come mostrato in Figura 4-18.

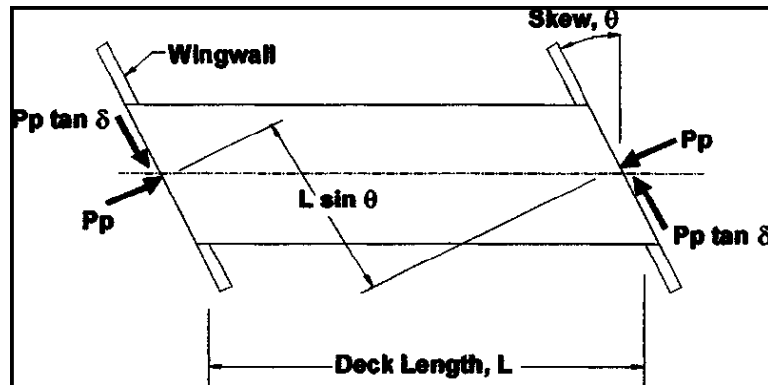


Figura 4-18: Effetto dell'obliquità in pianta dell'impalcato

Per analizzare il comportamento del ponte al variare dell'obliquità si è dovuto costruire dei modelli 3-D, non potendo utilizzare a tale scopo i modelli 2-D utilizzati in precedenza.

Di fatto i modelli 2-D, come suggerito da molti autori, possono essere utilizzati solo nel caso di ponti non “sghebbi” o con obliquità in pianta trascurabile.

Il modello numerico del ponte è stato realizzato con elementi di tipo beam e plate così impiegati:

- Impalcato: 2 elementi separati per trave in cap (elementi beam) e soletta collaborante (elementi plate).
- Traversi di spalla: elementi plate.
- Pali: elementi Beam di sezione circolare.

Il modello utilizzato è stato realizzato rispettando le caratteristiche geometrico/resistenziali delle singole componenti strutturali, riproponendo le corrette geometrie (variabilità delle sezioni, dimensioni in pianta ed altezza, angolazioni planimetriche) al fine di poter valutare con i corretti margini di sicurezza le condizioni d'esercizio ed eccezionali a cui potrebbe essere sottoposta la struttura.

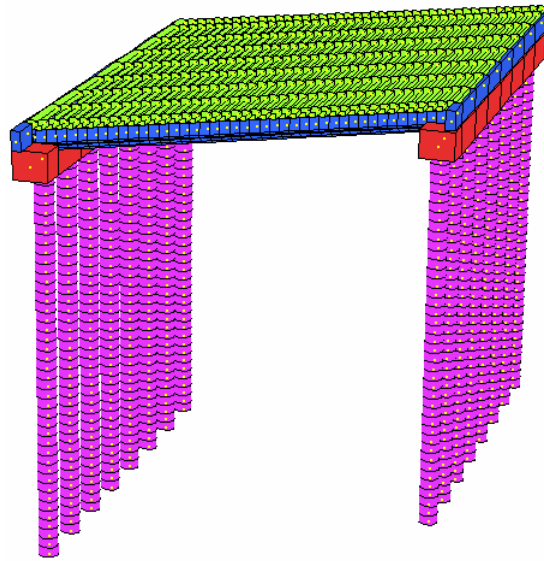


Figura 4-19: Vista del modello 3D utilizzato nelle analisi sull'obliquità

I valori di obliquità presi in esame nelle analisi sono  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ . Il valore di  $45^\circ$  rappresenta il valore limite consigliato (anche se molti autori suggeriscono di non superare i  $30^\circ$ ) per questa tipologia di ponti.

I risultati delle analisi sono rappresentati nei seguenti grafici:

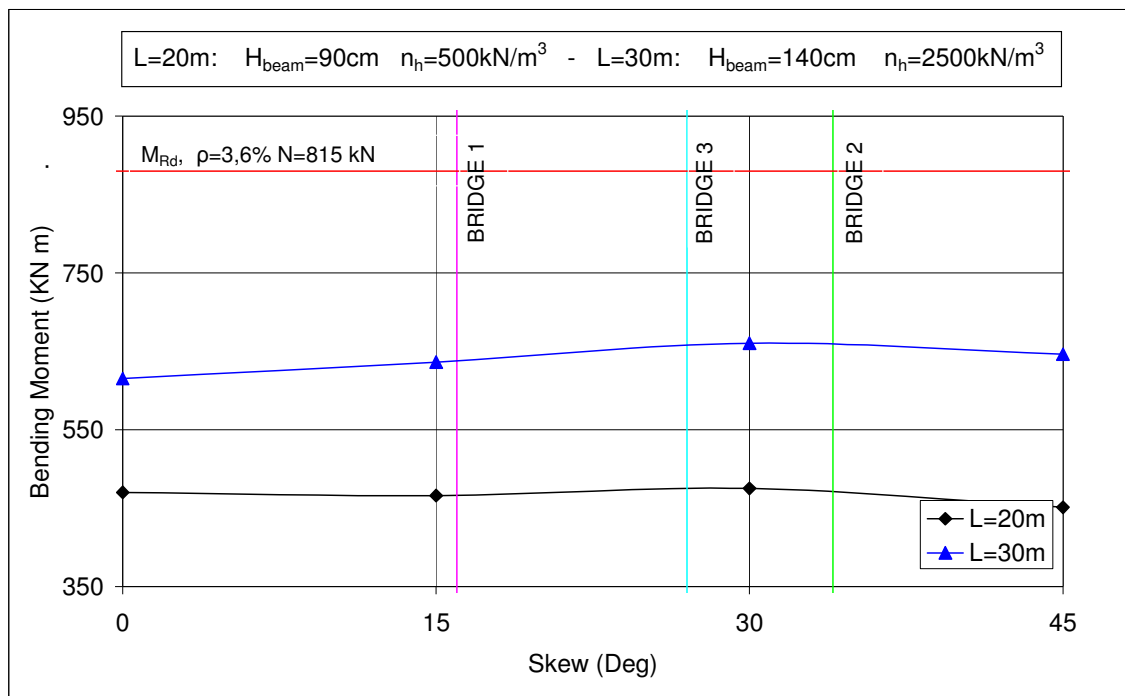


Figura 4-20: Momento longitudinale massimo nella soletta (involuppo sollecitazione SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato

Le sollecitazioni longitudinali nella soletta non subiscono sostanziali variazioni in relazione all'aumento dell'obliquità dell'impalcato. Si precisa che i valori del momento nella soletta risultano leggermente più bassi rispetto ai casi precedenti per il fatto che nei modelli 2-D viene trascurato l'effetto di ripartizione degli sforzi tra le varie travi che compongono l'impalcato.

Per quanto riguarda i momenti trasversali dovuti alla ripartizione dei carichi tra le travi l'andamento al variare dell'inclinazione è riportato in figura.

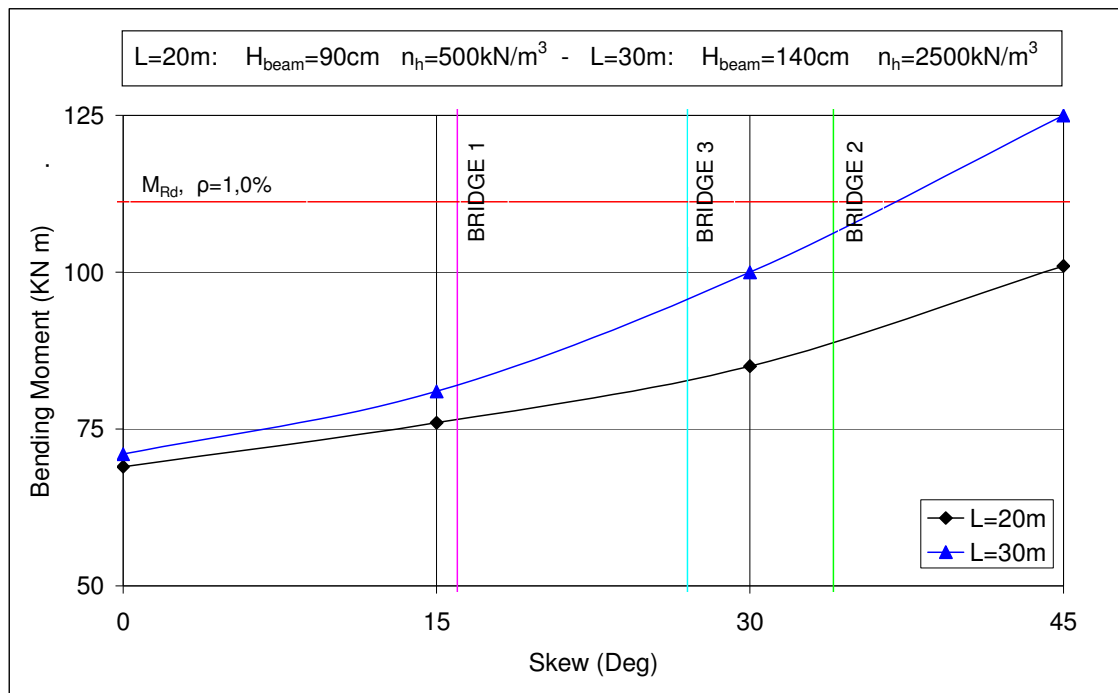


Figura 4-21: Momento trasversale nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato

Si nota come vi sia un sostanziale aumento dei momenti trasversali all'aumentare dell'obliquità e, per i casi analizzati, una percentuale d'armatura trasversale pari all' 1 % risulta adeguata.

Per quanto riguarda i pali di fondazione, essi sono decisamente i più penalizzati nel caso di ponti sghembi. Infatti si vede chiaramente come le sollecitazioni crescano notevolmente (soprattutto il momento trasversale) al variare dell'angolo di obliquità.

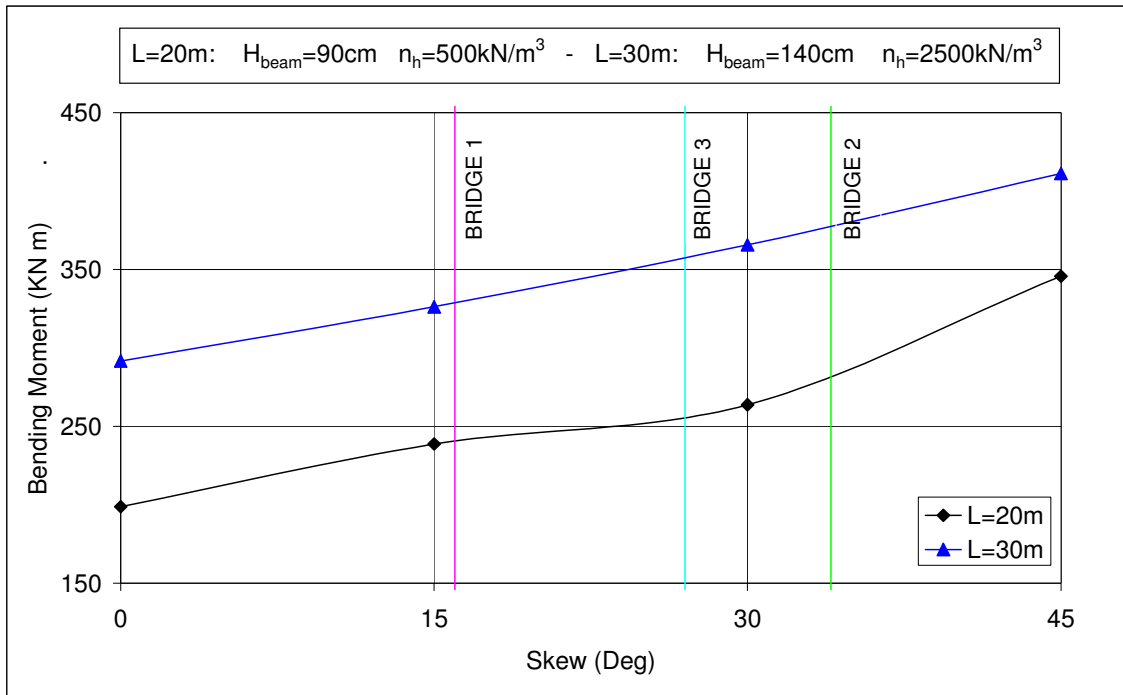


Figura 4-22: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (involuppo delle sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato

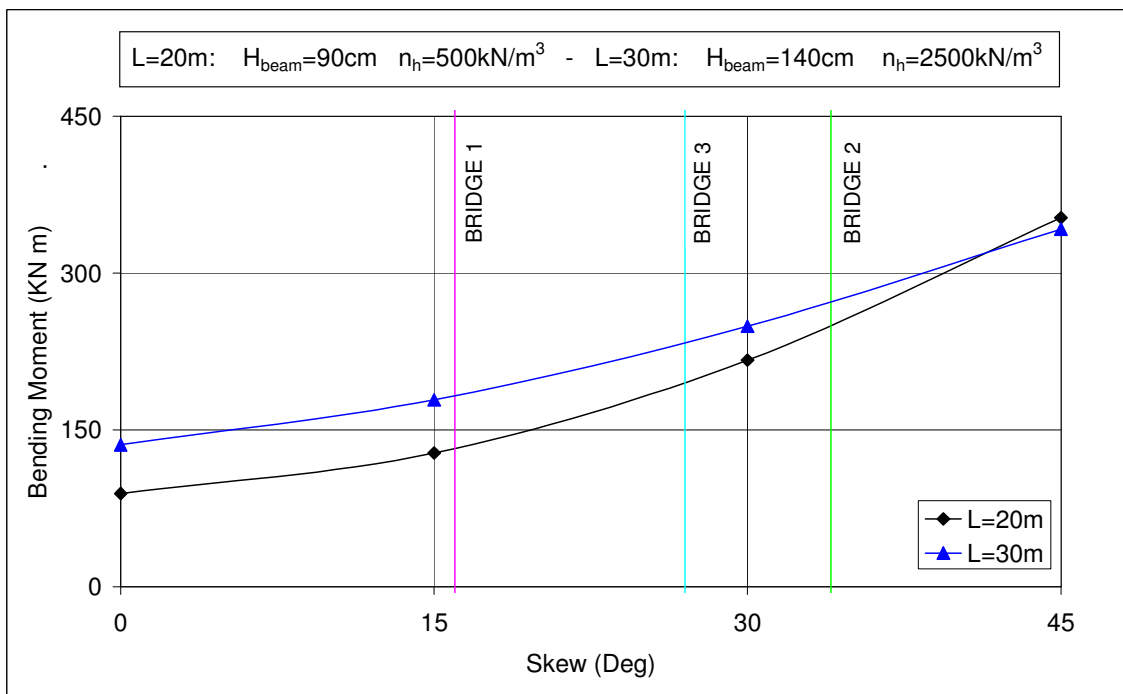


Figura 4-23: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (involuppo delle sollecitazioni SLU statiche) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato

Come ci si aspettava, per piccoli angoli d'inclinazione ( $< 15^\circ$ ) le sollecitazioni non subiscono grandi variazioni rispetto al caso senza inclinazione in pianta, mentre per angoli notevoli ( $> 30^\circ$ ) le sollecitazioni aumentano notevolmente con incrementi anche superiori al 100 % rispetto al caso con obliquità nulla.

L'aumento del momento trasversale è dovuto principalmente all'azione di spinta esercitata dal terreno. Infatti considerando il ponte dritto i valori del momento trasversale sono legati solo ai soli carichi provenienti dall'impalcato (come ad esempio azione del vento e di frenatura eccentrica), mentre nel caso di ponti sghembi nasce una componente dovuta alla spinta del terreno come mostrato in Figura 4-24.

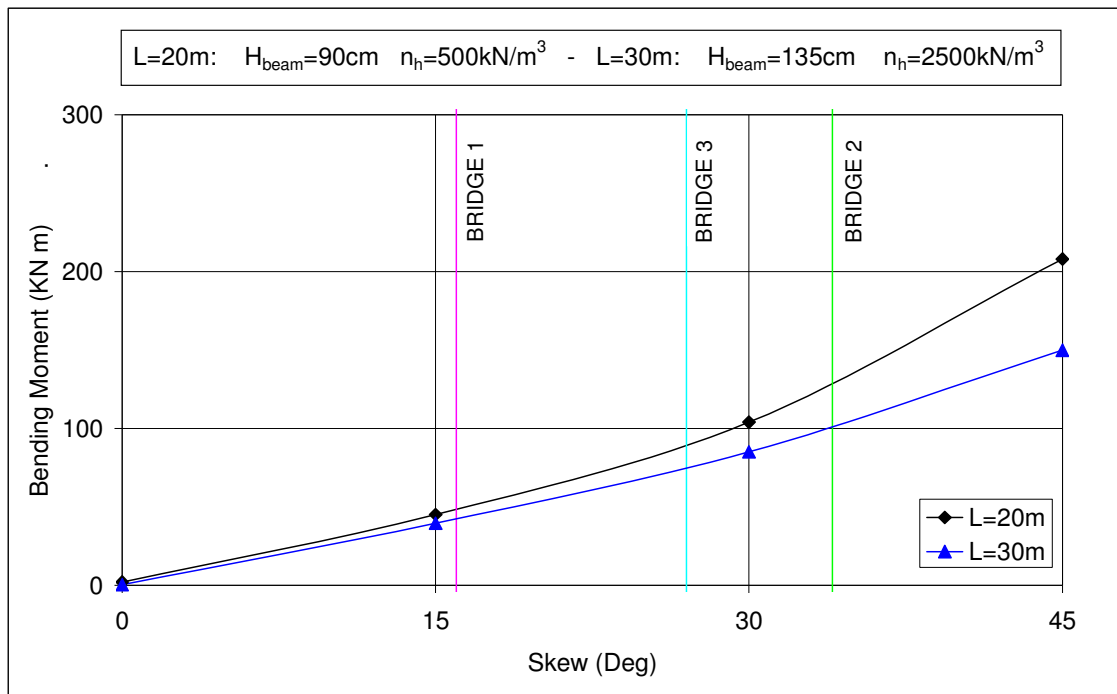


Figura 4-24: Momento trasversale dovuto alla spinta del terreno (SLU) al variare dell'obliquità in pianta dell'impalcato

Il grafico mostra chiaramente come la componente trasversale dell'azione di spinta, esercitata dal terreno a tergo dei muri di spalla, comporti un aumento considerevole del momento trasversale.

Inoltre si può notare come l'aumento del momento trasversale messo in evidenza in Figura 4-23, come spiegato poco fa, sia effettivamente dovuto principalmente alla componente di spinta trasversale esercitata dal terreno.

Dall'andamento delle sollecitazioni nei pali evidenziati nei grafici esposti in questo paragrafo si intuisce come assumere angoli di obliquità superiori possa comportare sollecitazioni molto elevate e pertanto si invita a considerare con molta cautela l'utilizzo di soluzioni integrali nel caso di angoli superiori ai 45°.





## *Capitolo 5*

### **5. ANALISI PARAMETRICHE SISMICHE**

#### **5.1. *Introduzione***

Nel precedente capitolo si sono svolte le analisi considerando solo le sollecitazioni dovute alle azioni di tipo statico. In questo capitolo si svolgerà uno studio parametrico del tutto simile al precedente considerando però le azioni dovute al sisma.

Le analisi condotte per la valutazione degli sforzi di progetto agenti sulle singole componenti strutturali sono le seguenti:

- Analisi lineare delle frequenze proprie di vibrazione: effettuata per valutare i modi di vibrare delle strutture e le relative masse partecipanti;

- Analisi lineare spettrale con sovrapposizione modale: condotta per valutare gli effetti dell'azione sismica sulle strutture.

Come in precedenza i risultati delle analisi saranno espressi in termini di sollecitazioni massime nei vari elementi del ponte, ed in particolare in termini di sollecitazioni massime nei pali di fondazione e nella soletta di connessione tra impalcato e sottostrutture.

I parametri presi in considerazione nelle analisi sono i seguenti:

- Tipologia del terreni;
- Lunghezza dei pali di fondazione;
- Lunghezza dell'impalcato;
- Inclinazione dell'impalcato in pianta.

Nelle analisi esposte in seguito, partendo dal caso base, verranno variati di volta in volta i valori dei parametri presi in esame singolarmente.

## 5.2. *Inquadramento Sismico*

### 5.2.1. Vita Nominale

La vita nominale di un' opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**Figura 5-1: Vita nominale  $V_N$  per le diverse opere**

La vita nominale assunta per le strutture in oggetto è  $V_N \geq 100$  anni.

### 5.2.2. Classi d'Uso

Le strutture, in presenza di azioni sismiche, sono suddivise in classi d'uso definite al § 2.4.2 delle NTC-08 e così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie

con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le strutture prese in esame sono state catalogate come classe d'uso IV.

### 5.2.3. Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione con la seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito al variare della classe d'uso e si può ricavare dalla seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 5-2: Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Per le opere presentate il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 200$  anni.

### 5.2.4. Ubicazione dei Siti

I siti d'interesse sono definiti tramite coordinate geografiche. Nelle pagine seguenti sono mostrate le immagini aeree dei siti presi in esame e il loro posizionamento all'interno del reticolo geografico.

Ponte su fiume Meolo

LON: 12.448

LAT: 45.632



Figura 5-3: Foto aerea del ponte sul fiume Meolo

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 12,44800      LATITUDINE: 45,63200

Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione:  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle posì individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Figura 5-4: Ponte sul fiume Meolo - Individuazione del sito nel reticolato geografico

Ponte sul fiume Vallio

LON: 12.424

LAT: 45.621



Figura 5-5: Foto aerea del ponte sul fiume Vallio

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 12,42400      LATITUDINE: 45,62100

Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito: Diagramma con nodi 11862, 11863, 12064, 12065 a 7.5 km di distanza.

Reticolo di riferimento: Mappa dell'Italia con un punto rosso in Piemonte. Controlli: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta.

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Figura 5-6: Ponte sul fiume Vallio - Individuazione del sito nel reticolato geografico

Ponte sul fiume Musestre

LON: 12.361

LAT: 45.584



Figura 5-7: Foto aerea del ponte sul fiume Musestre

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 12,36100      LATTITUDINE: 45,58400

Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche:  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione:  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Figura 5-8: Ponte sul fiume Musestre - Individuazione del sito nel reticolato geografico

Di seguito viene riportata la mappa di pericolosità sismica, nella quale viene rappresentata la distribuzione nell'intero territorio nazionale dei diversi valori di accelerazione al suolo.

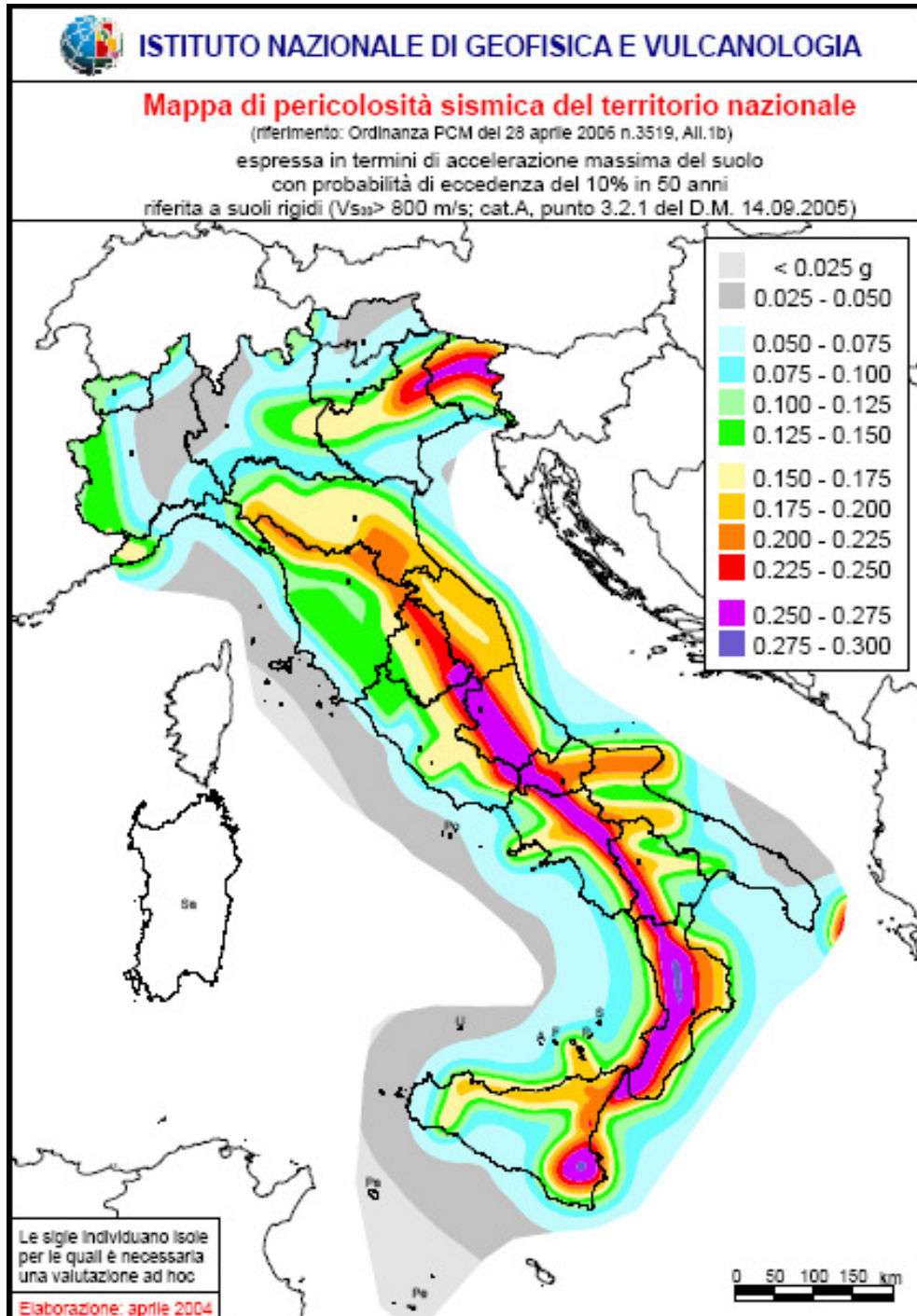


Figura 5-9: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

I siti sui cui si collocano le strutture sono classificate come Zona Sismica 3.



### 5.2.5. Modellazione dell’Azione Sismica

Nel presente elaborato le verifiche sismiche sono condotte per mezzo di un’analisi di tipo lineare con sovrapposizione spettrale.

La modellazione dell’azione sismica è quindi condotta tramite l’individuazione di spettri di risposta funzione del sito in esame, delle caratteristiche del sottosuolo e della struttura. Stando quindi alle indicazioni presenti nelle NTC-08 si procederà ora con la costruzione degli spettri di risposta.

Per le caratteristiche del suolo di fondazione le NTC-08 prevedono le seguenti categorie:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Figura 5-10: Categorie del sottosuolo previste dalle NTC-08**

Per le strutture in esame si assume un suolo di fondazione di tipo C.

Il coefficiente di amplificazione topografica, il quale ha la funzione di tenere conto dell’ubicazione della struttura all’interno del sito in esame, è determinato all’interno di una casistica prevista dalla normativa di seguito riportata.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Figura 5-11: Categorie topografiche e coefficiente  $S_T$  previsti dalle NTC-08**

Si applica un coefficiente topografico  $S_T = 1,0$  corrispondente ad una categoria di tipo T1; determinate le caratteristiche del sito d'interesse si sono realizzati gli spettri per la componente orizzontale secondo le espressioni previste dalle NTC-08.

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

**Figura 5-12: Espressioni per la creazione degli spettri per la componente orizzontale secondo le NTC-08**

In cui:

$$S = S_S \cdot S_T$$

$S_S$

coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} > 0,55$$

fattore che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi convenzionali;

$F_0$

fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro;

$T_C^*$

periodo d'inizio velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale suolo A;

- $C_C$  coefficiente funzione della categoria di suolo;  
 $T_B = T_C / 3$  periodo inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro;  
 $T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$  periodo inizio tratto a spostamento costante dello spettro.

Secondo le NTC-08 i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere determinati secondo le seguenti espressioni:

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 5-13: Espressioni per la determinazione dei coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  secondo le NTC-08

E' quindi possibile costruire gli spettri di progetto con i quali condurre le verifiche sugli elementi strutturali dell'opera.

### 5.2.6. Fattori di Struttura

Ai fini del progetto e della verifica le capacita dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacita dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza, dell'incremento del suo periodo a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, e lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilita di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle espressioni viste per lo spettro elastico il fattore  $h$  con  $1/q$ , dove  $q$  e il fattore di struttura di seguito definito.

Per la struttura in oggetto, con riferimento alla tabella 7.9.I presenta al § 7 delle NTC-08 il fattore di struttura adottato e il seguente:

$q = 1.0$       Spalle rigidamente connesse con l'impalcato – strutture che si muovono col terreno

Tipi di elementi duttili	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
<b>Pile in cemento armato</b>		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 $\lambda$
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 $\lambda$
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0
Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
<b>Spalle rigidamente connesse con l'impalcato</b>		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno <sup>7</sup>	1,0	1,0
<b>Archi</b>	1,2	2,0

**Figura 5-14: Fattori di struttura per ponti**

Si riportano nelle figure seguenti gli spettri di progetto (che corrispondono a quelli elastici) impiegati nei calcoli:

- SLD (probabilità di superamento nel periodo  $P_{VR} = 63\%$ )
- SLV ( $P_{VR} = 10\%$ )
- SLC ( $P_{VR} = 5\%$ )

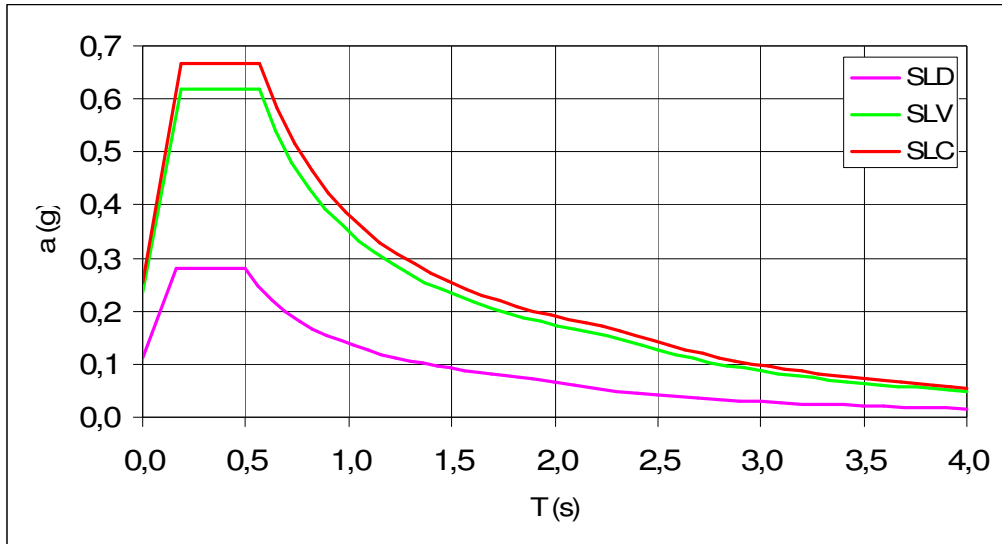


Figura 5-15: Spettri di progetto ponte sul fiume Meolo

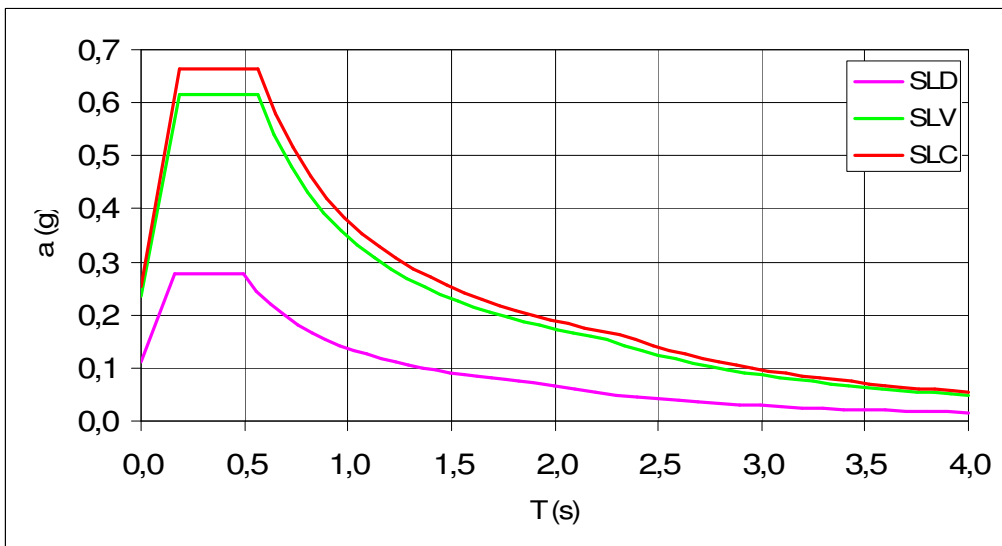


Figura 5-16: Spettro di progetto ponte sul fiume Vallio

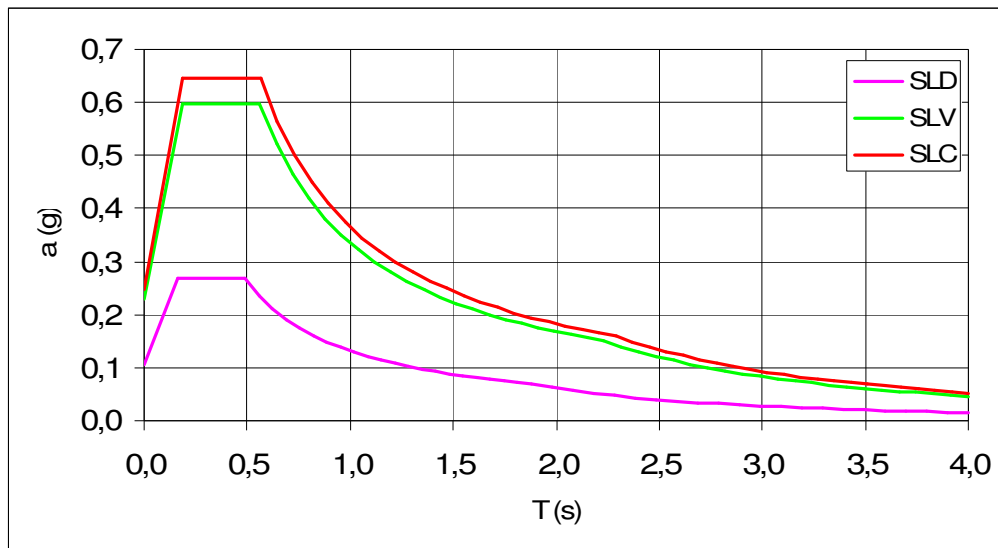


Figura 5-17: Spettri di progetto ponte sul fiume Musestre

Gli spettri di progetto per i tre siti in esame risultano del tutto simili e pertanto, nelle analisi svolte in seguito, si utilizzeranno gli spettri relativi al ponte sul fiume Meolo che presenta valori di accelerazione leggermente superiore rispetto agli altri siti.

La normativa al § 7.1 sottolinea come in mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive indicate e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

### 5.3. Azioni Inserite nel Modello

Per l'analisi dei carichi sulla struttura si fa riferimento a quanto descritto nel capitolo precedente. In aggiunta a quanto già segnalato si presenta la spinta del terreno in condizioni sismiche.

La spinta del terreno in condizioni sismiche, calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, e caratterizzata nel modo seguente:

- andamento triangolare
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $K_a = 0,37$

## 5.4. Combinazioni di Carico

### 5.4.1. Condizioni Elementari di Carico

In riferimento alle analisi di carico effettuate sono stati creati i casi di carico elementari impiegati poi nelle analisi sismiche svolte in questo capitolo. I casi di carico elementari sono così definiti:

Caso	Descrizione
G <sub>1</sub>	Pesi propri strutturali
G <sub>2</sub>	Pesi permanenti non strutturali
E <sub>x</sub>	Sisma agente in direzione x
E <sub>y</sub>	Sisma agente in direzione y
S <sub>t</sub>	Spinta del terreno

**Tabella 5-1: Casi di carico elementari per le analisi sismiche**

Le combinazioni di carico elementari sono state poi combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati in § 2 e 5 delle NTC08.

### 5.4.2. Combinazioni Contendenti l’Azione Sismica

Il metodo d’analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell’azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l’analisi modale con spettro di risposta o “analisi lineare dinamica”.

L’analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3) di cui al D.M. 14/01/08:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{0,5}$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]}$$

con:

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1 D.M. 14/01/08), è combinata con gli effetti pseudostatici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 14/01/08, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$



### 5.4.3. Combinazione dell'Azione Sismica con le altre Azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (3.2.16) del D.M. 14/01/08:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 14/01/08):

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

Per la determinazione degli effetti delle azioni sismiche si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico (§ 5.1.3.8 D.M. 14/01/08).

## 5.5. Analisi Parametriche

In questo paragrafo verranno riassunti i risultati delle analisi svolte in relazione ai criteri esposti nei paragrafi precedenti.

### 5.5.1. Tipologia del Terreno

Nelle analisi svolte si è fatto variare la rigidezza del terreno. Inoltre essendo i parametri dell'azione sismica strettamente legate alle caratteristiche del terreno (come mostrato nella tabella in Figura 5-13) è stata variata la categoria del sottosuolo in funzione della rigidezza del terreno.

I risultati relativi al momento longitudinale massimo nella soletta sono esposti nel grafico esposto nella figura sottostante.

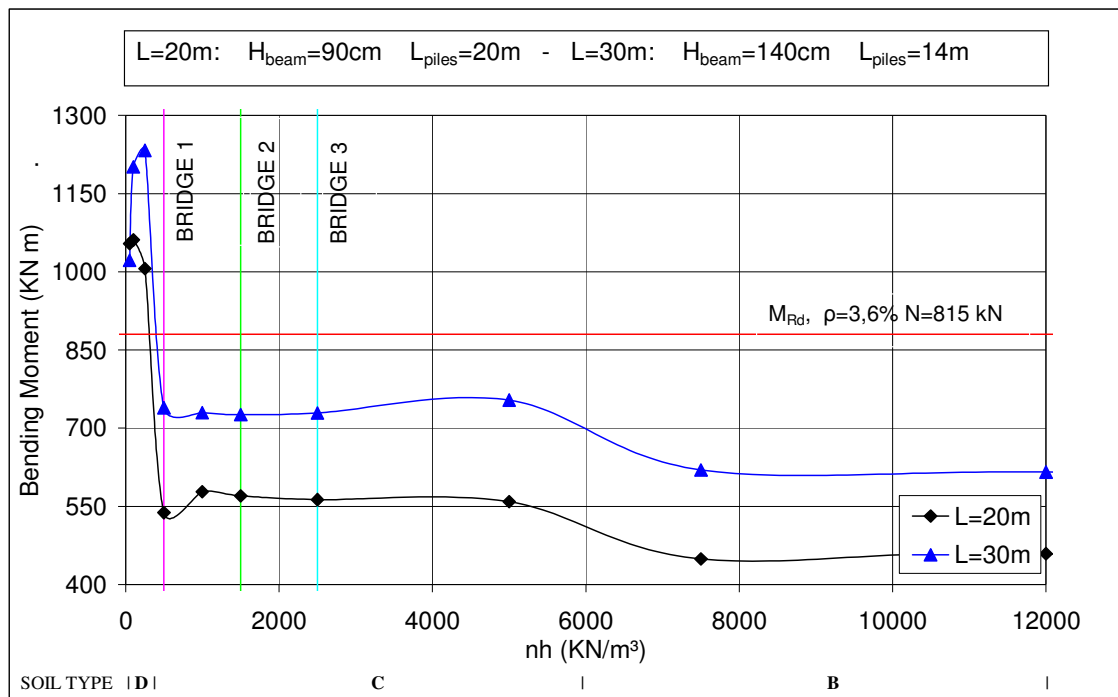


Figura 5-18: Momento longitudinale massimo nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di  $n_h$

Si può vedere che, come per le analisi statiche, il momento negativo risulta nettamente maggiore in terreni scadenti. Di fatto nelle analisi sismiche ciò dipende

principalmente dall'aver considerato per terreni scendenti una categoria di sottosuolo D che comporta valori di accelerazione superiori rispetto alle categorie C e B.

Si nota che la percentuale di armatura utilizzata nel progetto ( $\rho$  pari al 3,6 %) non risulta sufficiente nel caso di terreni di categoria D, mentre per i terreni in cui sorgono i tre ponti garantisce un momento resistente adeguato.

Per quanto riguarda i pali di fondazione i seguenti grafici mostrano i valori dei momenti longitudinali e trasversali:

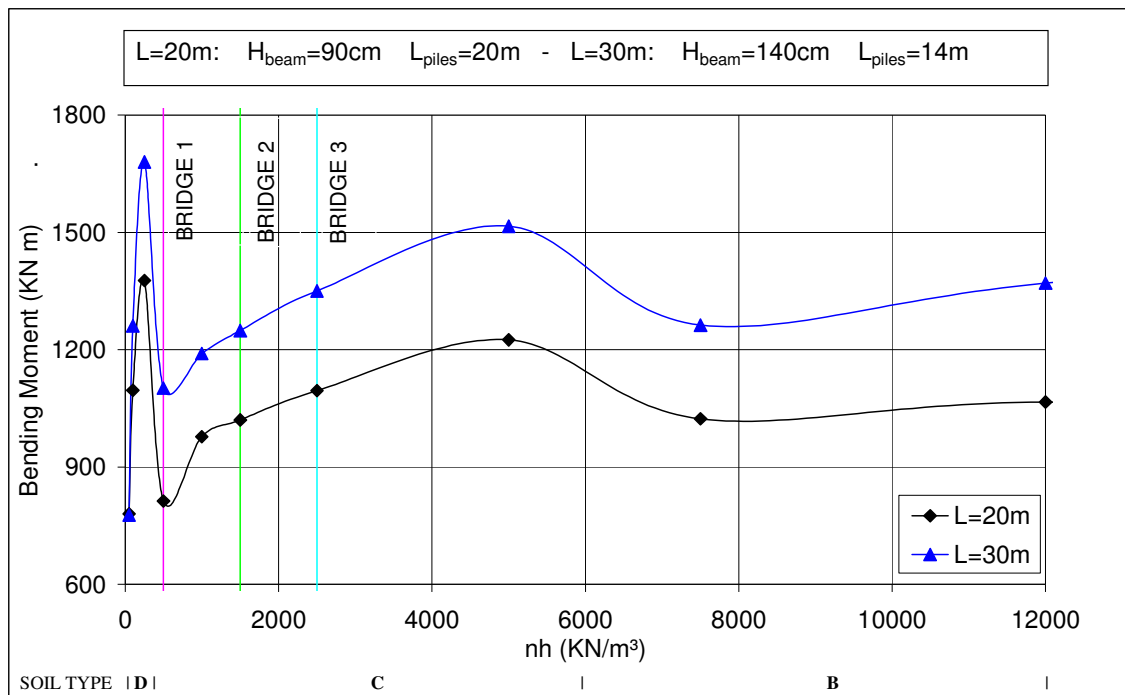


Figura 5-19: : Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di  $n_h$

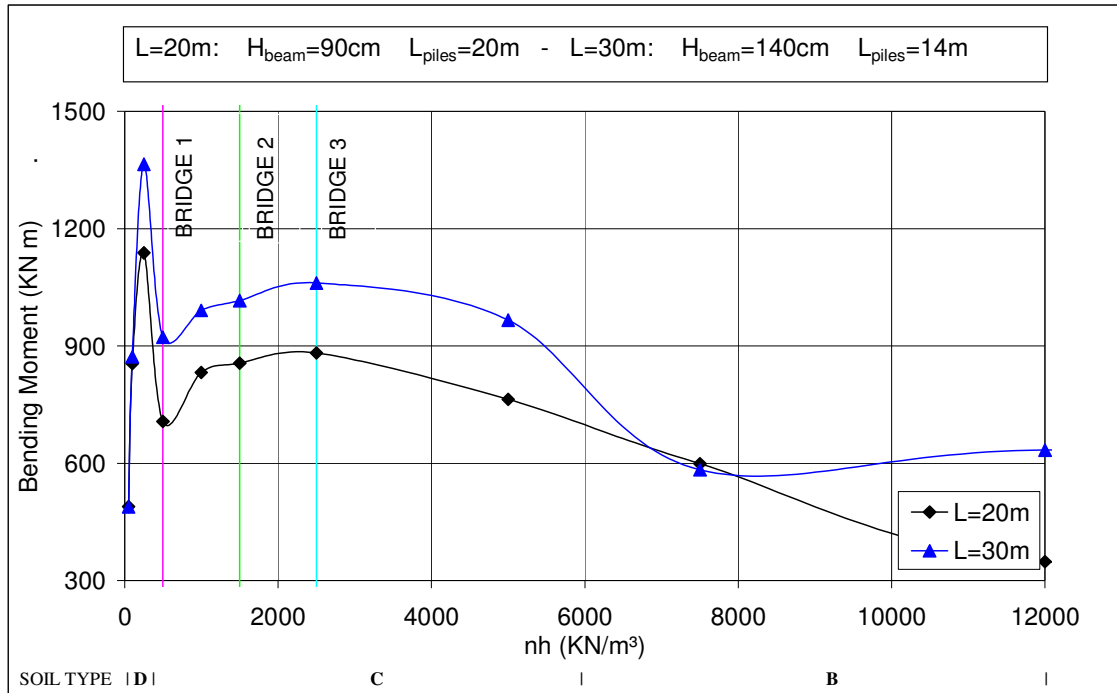


Figura 5-20: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare di  $n_h$

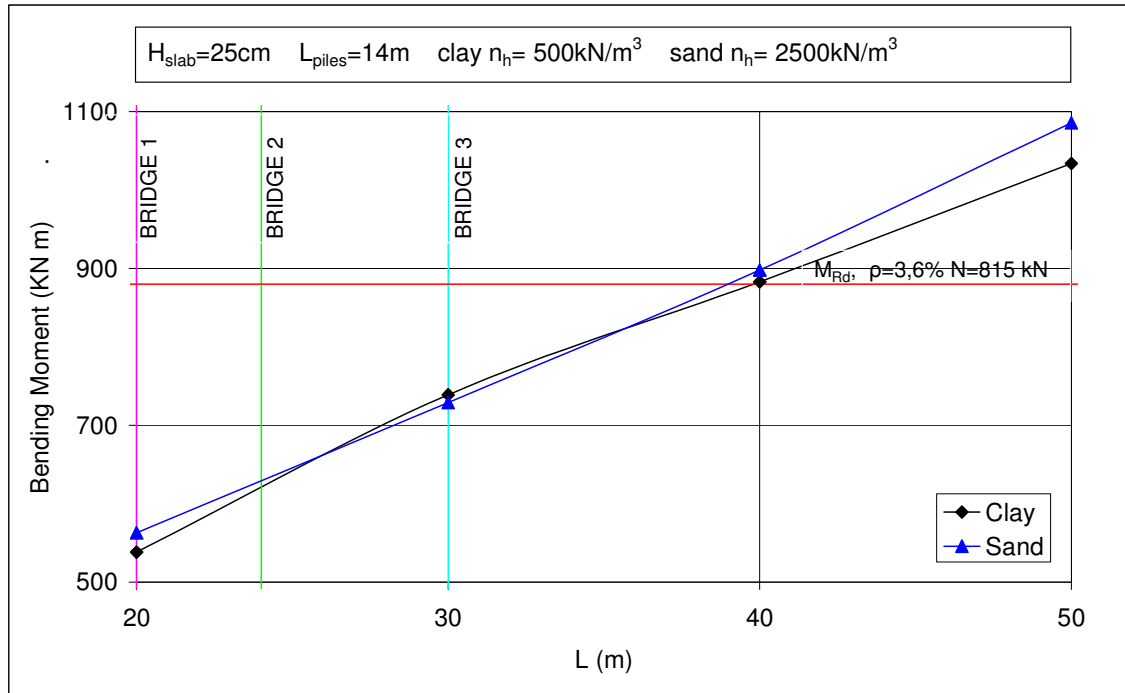
I valori maggiori, a differenza del caso statico, si riscontrano per terreni più scadenti ma ciò dipende principalmente, come già detto, dall'aver considerato un sottosuolo di tipo D.

### 5.5.2. Lunghezza dei Pali di Fondazione

Per quanto riguarda la lunghezza dei pali di fondazione, come per le analisi statiche, non si sono riscontrati apprezzabili variazioni dei parametri di sollecitazione al considerando lunghezze diverse.

### 5.5.3. Lunghezza dell'Impalcato

Si è fatto variare la lunghezza del ponte con gli stessi criteri adottati nelle analisi statiche. I valori del momento negativo nella soletta sono rappresentate nel seguente grafico.



**Figura 5-21: Momento longitudinale massimo nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce del ponte**

Si nota una crescita praticamente lineare delle sollecitazioni senza sostanziali differenze tra terreni di tipo argilloso e sabbioso.

Inoltre si vede che la soluzione adottata per il progetto dei ponti presi in esame entra in crisi per luci dell'ordine di 35-40 m.

I risultati delle analisi per quanto riguarda il momento longitudinale e trasversale nei pali sono esposti nei grafici esposti a pagina seguente.

Le sollecitazioni nei pali seguono all'incirca lo stesso andamento di quelle nella soletta con l'unica differenza nel fatto che considerando un terreno argilloso le sollecitazioni risultino inferiori.

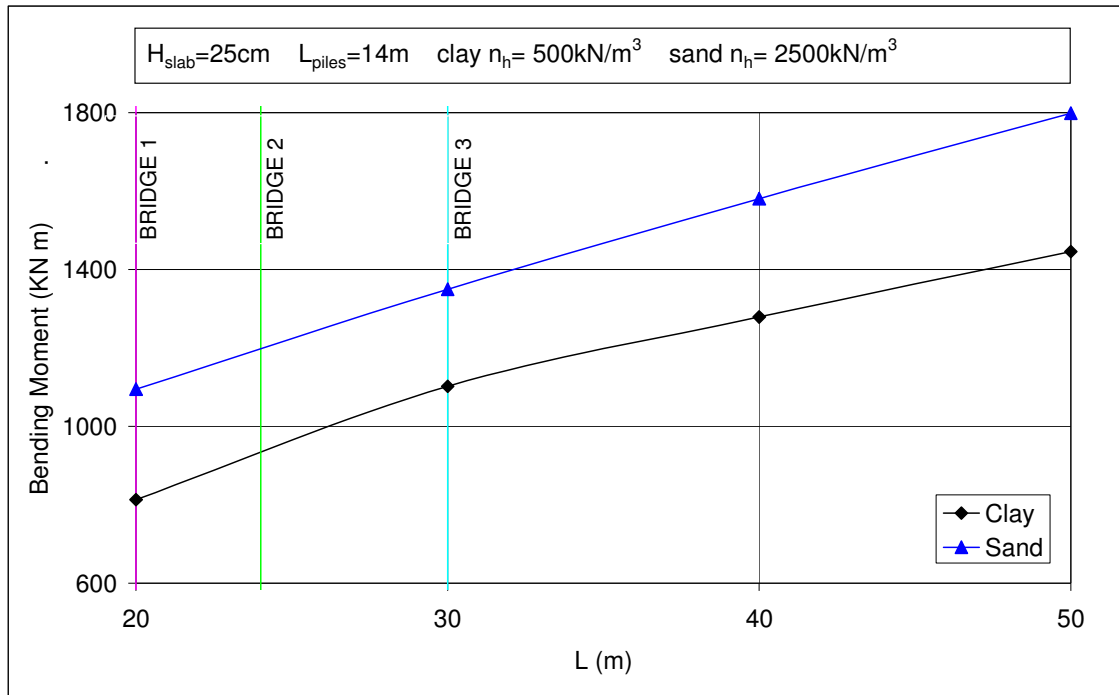


Figura 5-22: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce del ponte

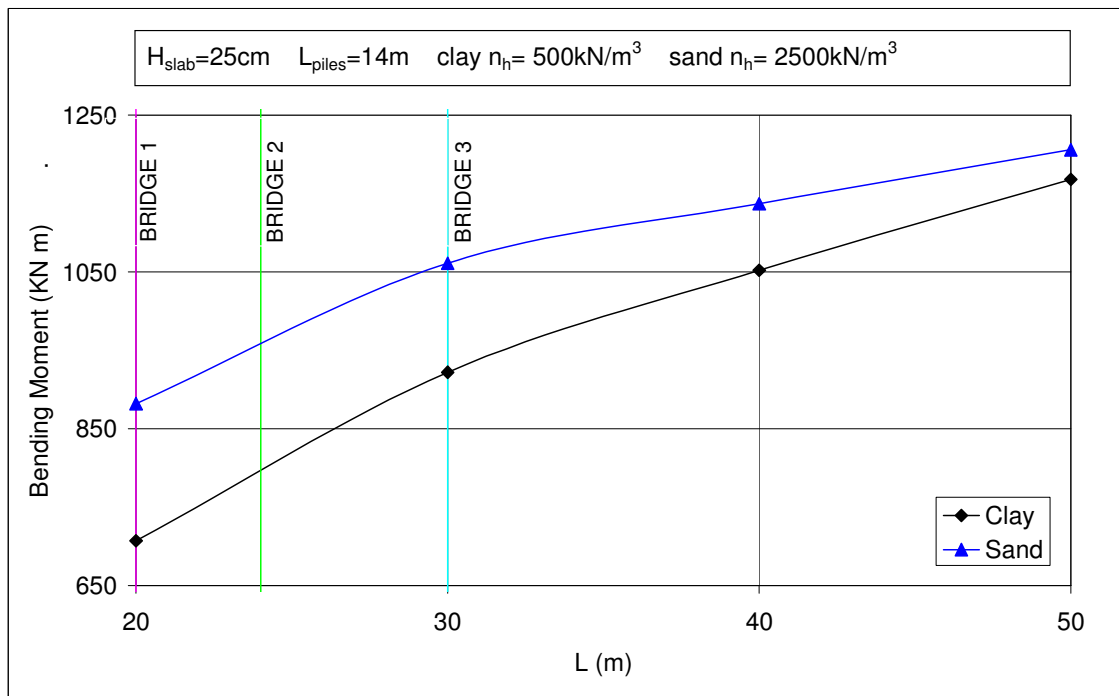


Figura 5-23: Momento trasversale massimo nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare della luce della luce del ponte

#### 5.5.4. Obliquità dell'Impalcato in Pianta

Come per le analisi statiche, si sono presi in esame angoli di obliquità rispettivamente di 0°, 15°, 30°, 45°. I risultati delle analisi sono esposti in seguito.

Per quanto riguarda il momento longitudinale nella soletta non si assiste a sostanziali cambiamenti al variare dell'inclinazione del ponte, i valori di sollecitazione subiscono solo piccole variazioni (inferiori al 10%).

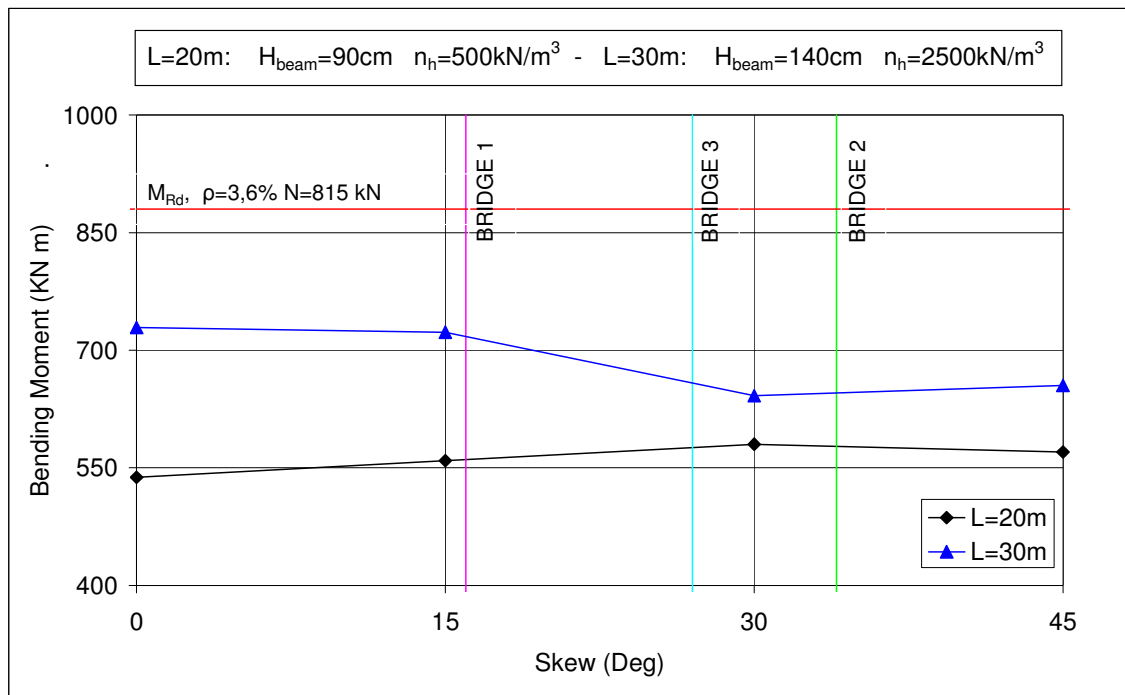
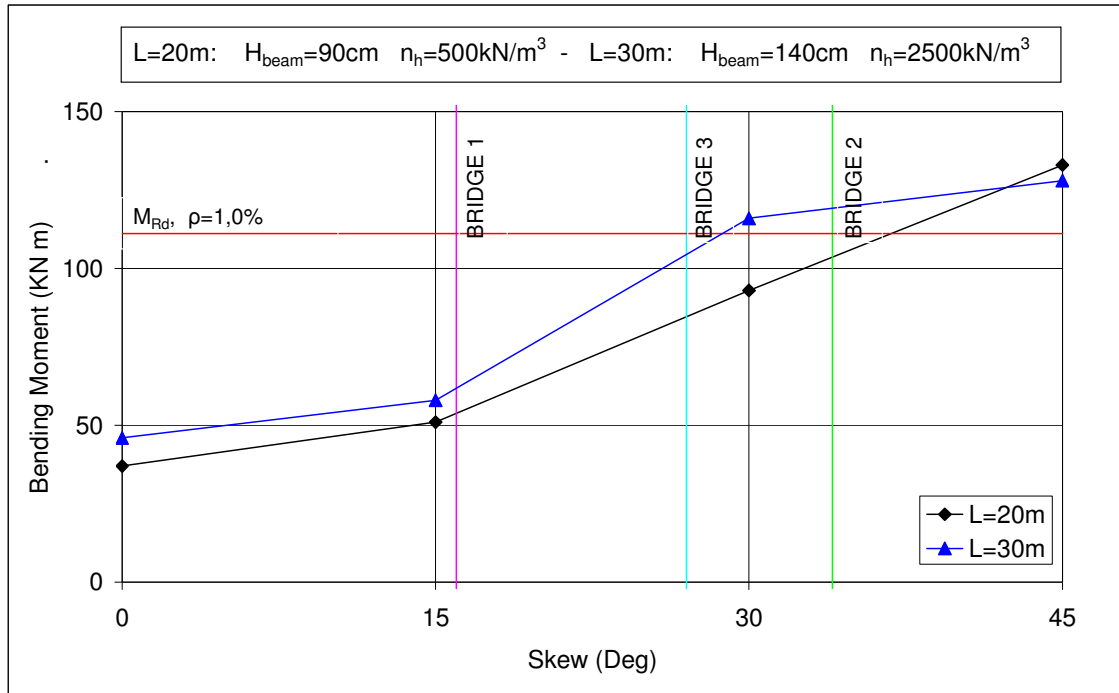


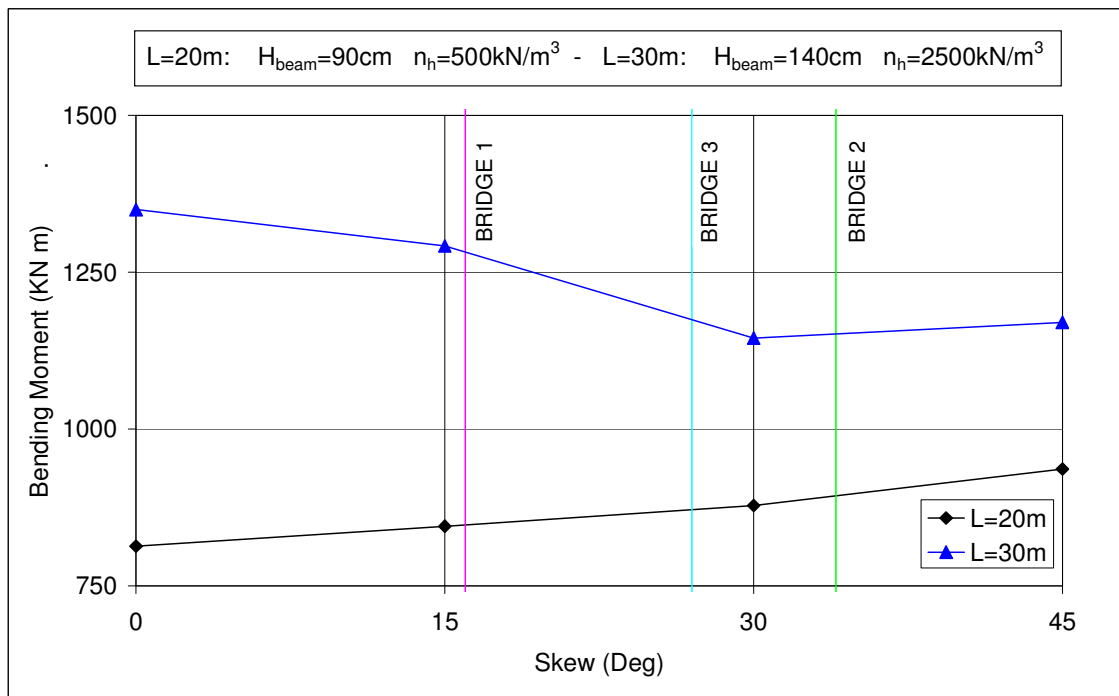
Figura 5-24: Momento longitudinale nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte

Il momento trasversale, a differenza di quello longitudinale, subisce un sostanziale incremento all'aumentare dell'obliquità, come mostrato nel grafico in Figura 5-25.



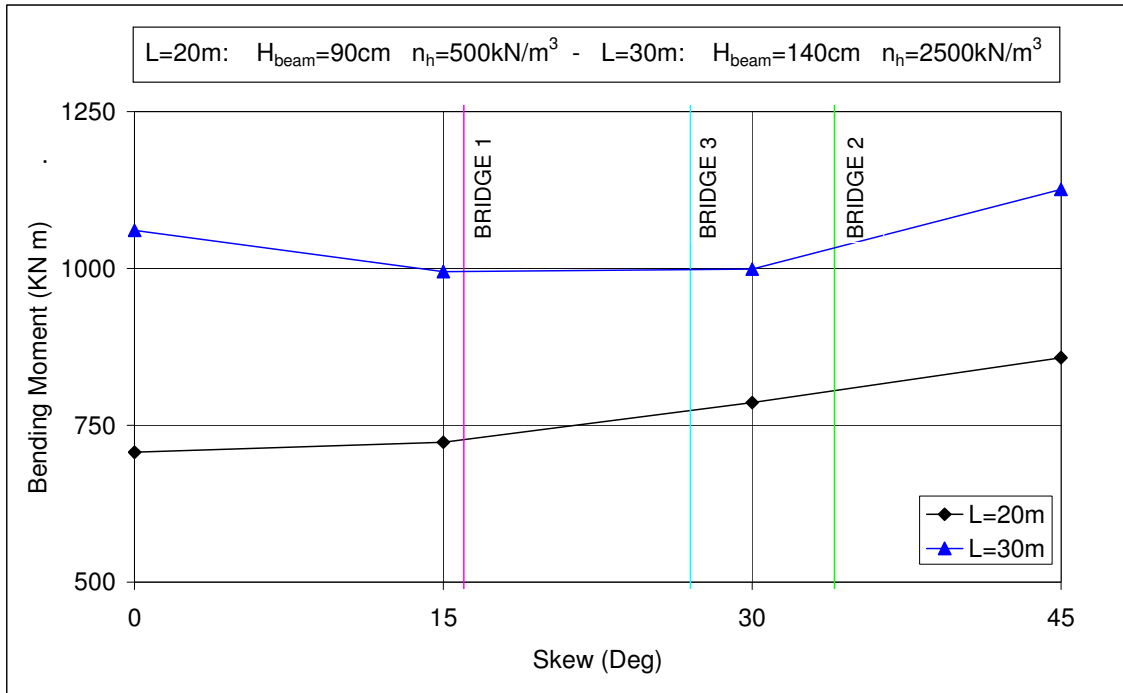
**Figura 5-25: Momento trasversale nella soletta (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte**

I valori dei momenti longitudinali e trasversali ricavati dalle analisi sono mostrati nei seguenti grafici:



**Figura 5-26: Momento longitudinale nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte**





**Figura 5-27: Momento trasversale nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU sismiche) al variare dell'obliquità del ponte**

Per quanto riguarda le sollecitazioni nei pali di fondazione, come per il momento longitudinale nella soletta, vi sono solo piccole variazioni (al massimo pari a circa il 15%).

## 5.6. Confronto tra Analisi Statiche e Analisi Sismiche

In questo paragrafo verranno messi a confronto i risultati della analisi statiche e sismiche in modo da vedere quale delle due analisi risulti più gravosa.

### 5.6.1. Tipologia del Terreno

Facendo variare la rigidità del terreno si nota come la combinazione sismica comporti stati di sollecitazione generalmente maggiori rispetto alle combinazioni statiche.

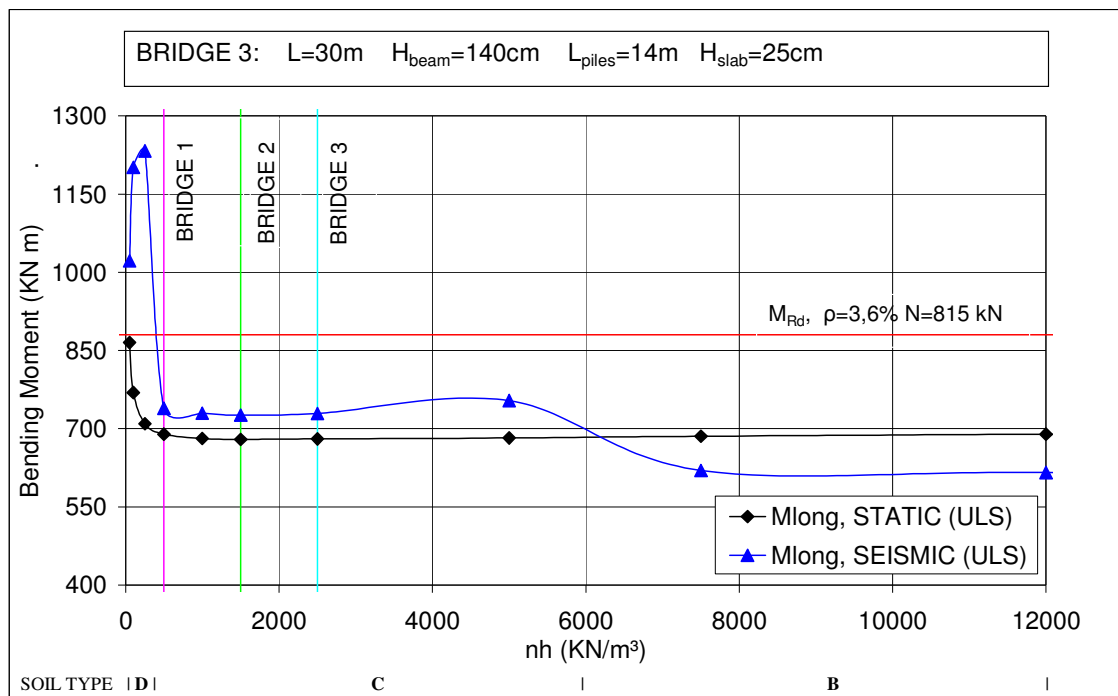


Figura 5-28: Momento longitudinale massimo nella soletta (confronto tra analisi statica e sismica) al variare del tipo di terreno

Per quanto riguarda il momento longitudinale nella soletta si nota come solo per sottosuoli di tipo B (che comportano valori di accelerazione minori) le azioni statiche siano lievemente più gravose.

I valori delle sollecitazioni dovute al sisma dipendono principalmente dai parametri degli spettri adottati nelle analisi. Nel nostro caso essendo i siti presi in esame posti in zona sismica 3, i valori di accelerazione non risultano essere particolarmente

elevati pertanto l'azione sismica risulta essere nella maggioranza dei casi la più gravosa per questo tipologia strutturale. Questo rappresenta senza dubbio una grossa differenza nei confronti delle strutture tradizionali nelle quali normalmente l'azione del sisma, per quanto riguarda gli elementi dell'impalcato, risulti essere meno gravosa rispetto alle azioni statiche.

Per quanto riguarda la progettazione svolta, come detto in presenza, l'armatura utilizzata (percentuale  $\rho$  pari al 3,6 %) solo nel caso di terreni scendenti non risulta sufficiente, mentre per i terreni dei siti oggetto dell'intervento l'armatura risulta adeguata.

Nei pali di fondazione si nota come l'azione sismica sia nettamente più gravosa, ma in ogni caso la soluzione adottata per il progetto tre dei ponti presi in esame ( $\rho = 2,5\%$ ) garantisce un momento resistente (considerando anche la presenza di flessione deviata) sufficiente per tutte le condizioni considerate.

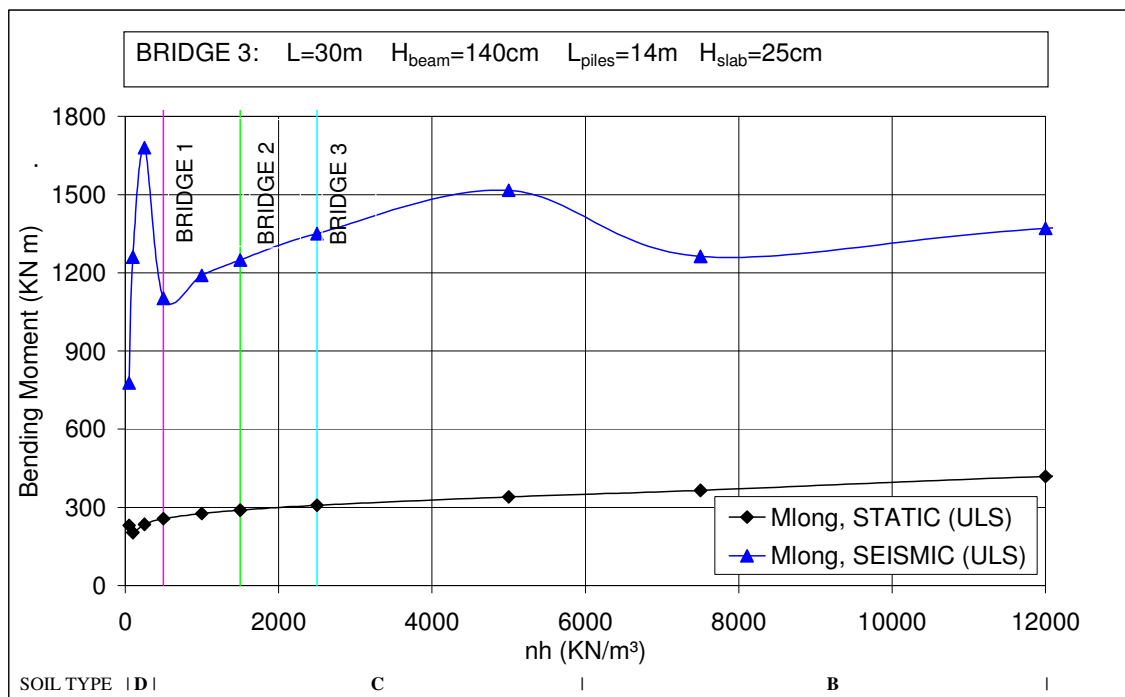


Figura 5-29: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (confronto tra analisi statica e sismica) al variare del tipo di terreno

### 5.6.2. Lunghezza dell'Impalcato

Facendo variare la lunghezza del ponte si nota come la crescita delle sollecitazioni dovute al sisma segua un andamento lineare mentre quella dovuta alle sollecitazioni statiche aumenti in modo più che proporzionale.

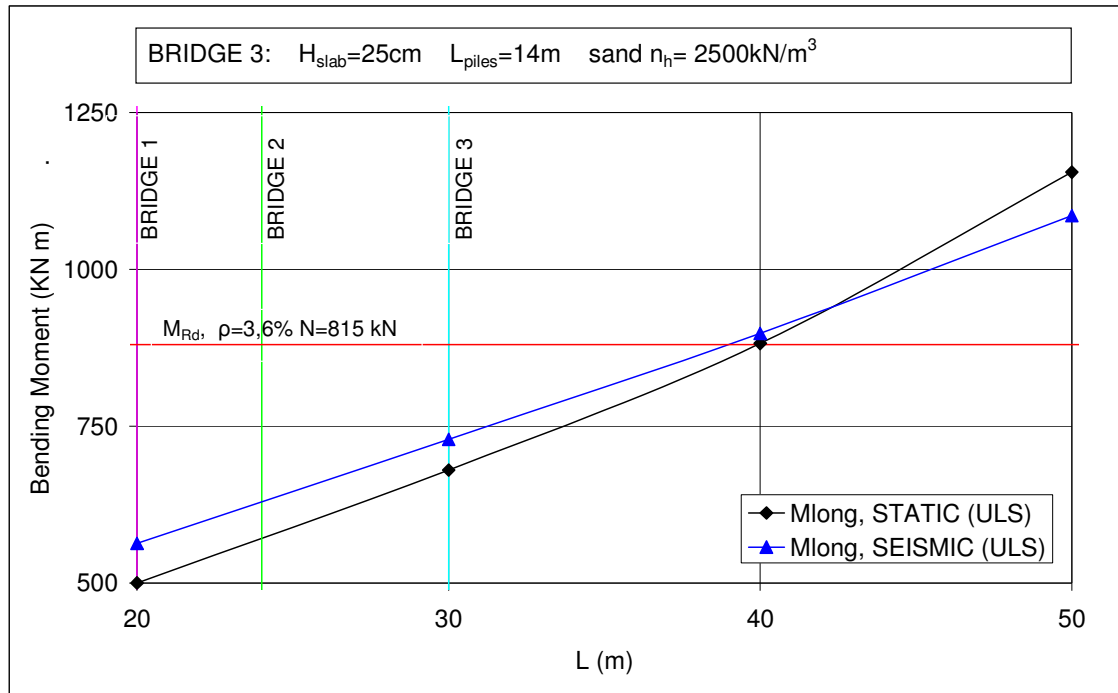
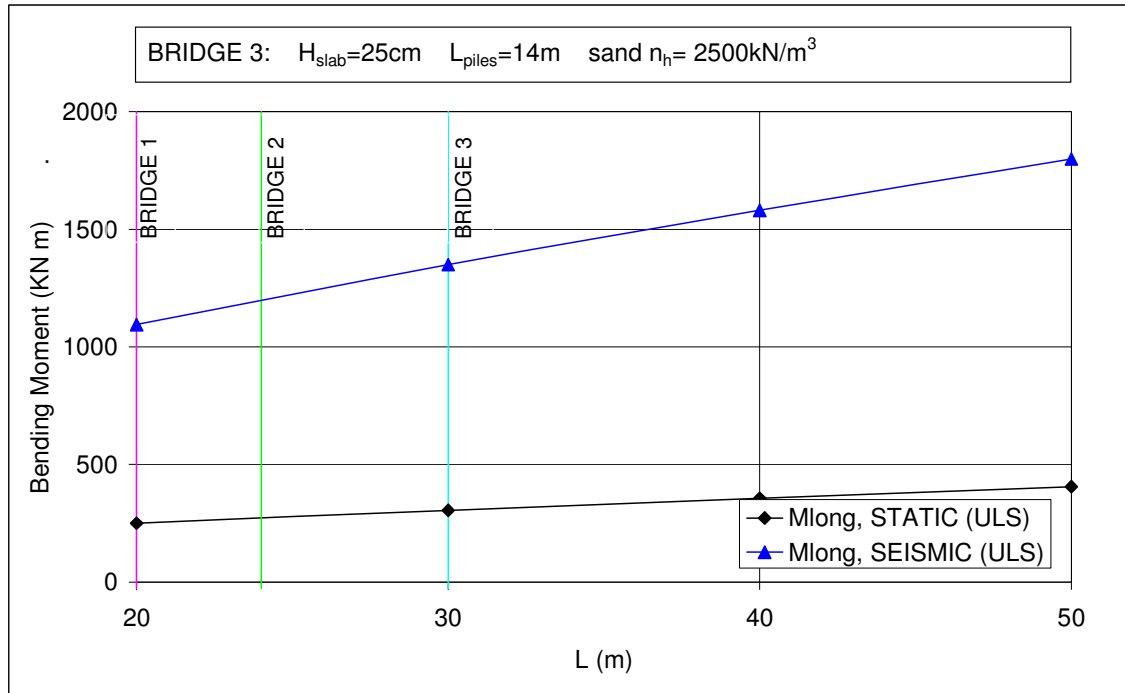


Figura 5-30: Momento longitudinale massimo nella soletta (confronto tra analisi statica e sismica) al variare della luce del ponte

In particolare si nota come le sollecitazioni nella soletta risultino leggermente maggiori considerando la combinazione sismica fino a luci di circa 40m, mentre per luci maggiori risulti più limitante la combinazione statica.

Come si può notare dal grafico in Figura 5-30 la soluzione adottata nel progetto garantisce una resistenza adeguata fino a luci vicine ai 40 m di lunghezza.

L'andamento delle sollecitazioni nei pali di fondazione (Figura 5-31) come l'azione sismica risulti in ogni caso nettamente più gravosa.



**Figura 5-31: Momento longitudinale massimo nei pali di fondazione (confronto tra analisi statica e sismica) al variare della luce del ponte**

Dal grafico sopra esposto si può notare come le sollecitazioni ricavate dalle analisi sismiche crescano in modo decisamente più rapido rispetto a quelle ricavate dalla analisi statiche

### 5.6.3. Obliquità dell'Impalcato in Pianta

Al variare dell'obliquità dell'impalcato le sollecitazioni dovute al sisma risultano essere le più gravose fino a valori di circa  $25^\circ$  mentre per angoli superiori le due combinazioni sostanzialmente si equivalgono, come si può vedere dai grafici seguenti.

Per quanto riguarda il momento trasversale nella soletta si nota come per piccoli angoli d'inclinazione i valori di sollecitazione risultino maggiori considerando le azioni statiche mentre, per angoli d'inclinazione superiori ai  $25^\circ$ , le sollecitazioni sismiche risultino più gravose.

I valori dei momenti longitudinali e trasversali dovuti alle azioni sismiche e statiche sono confrontati nei seguenti grafici:

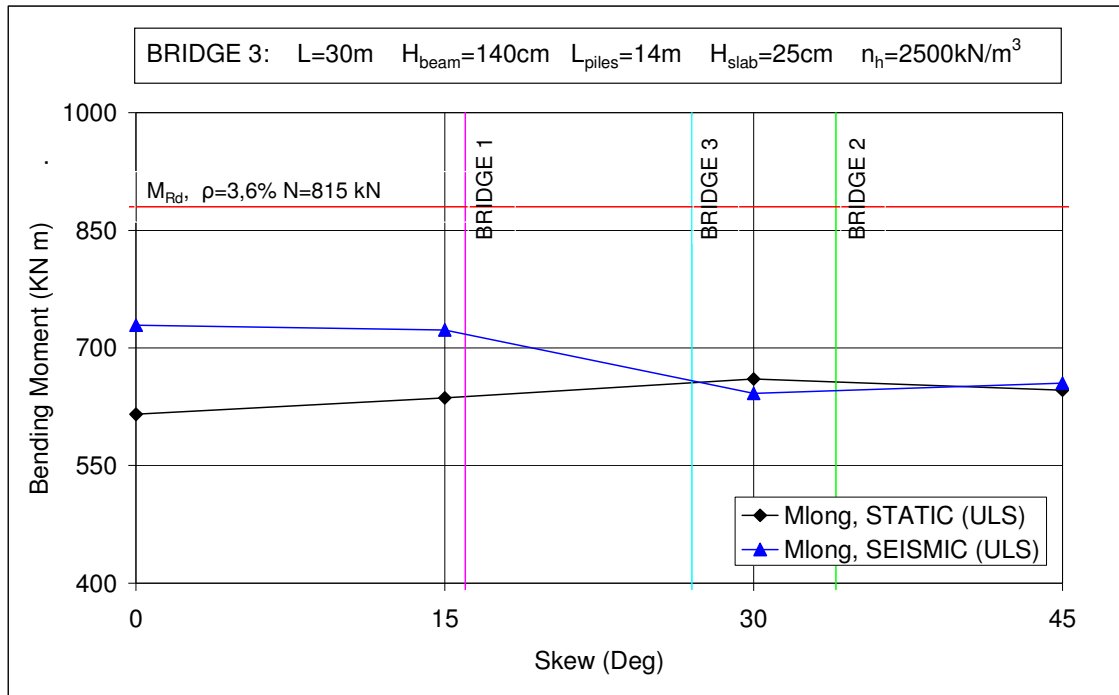


Figura 5-32: Momento longitudinale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte

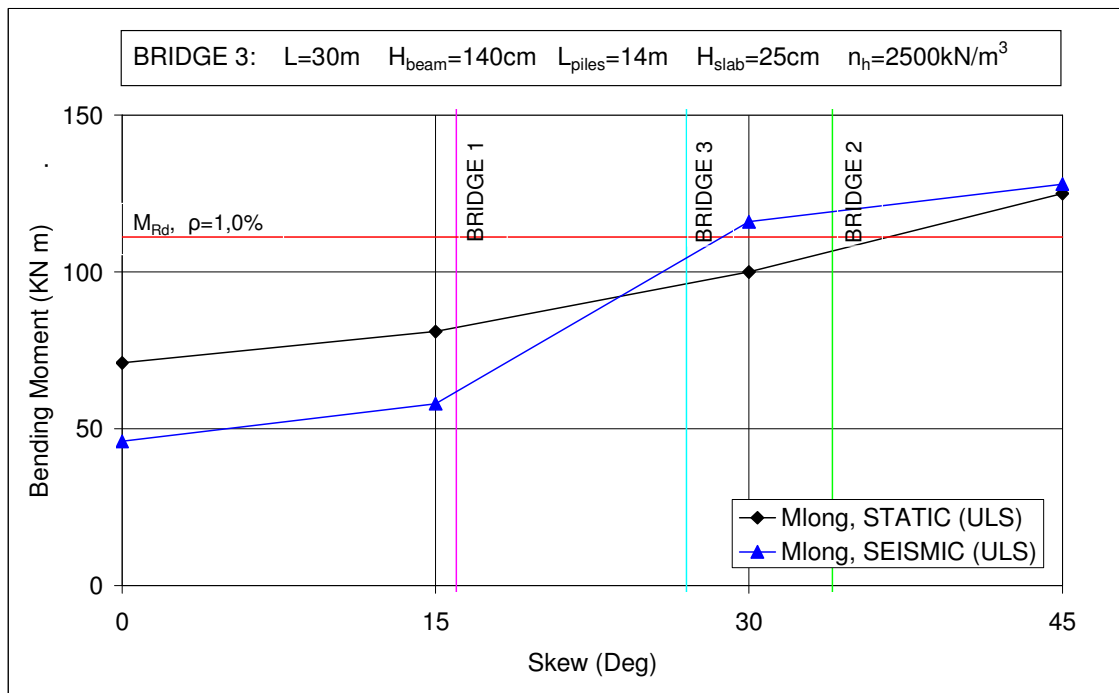


Figura 5-33: Momento trasversale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte

Nei pali di fondazione, come nei casi precedentemente trattati, le sollecitazioni sismiche sono nettamente più gravose rispetto a quelle dovute alle azioni statiche, qualsiasi sia l'angolo d'inclinazione perso in esame.

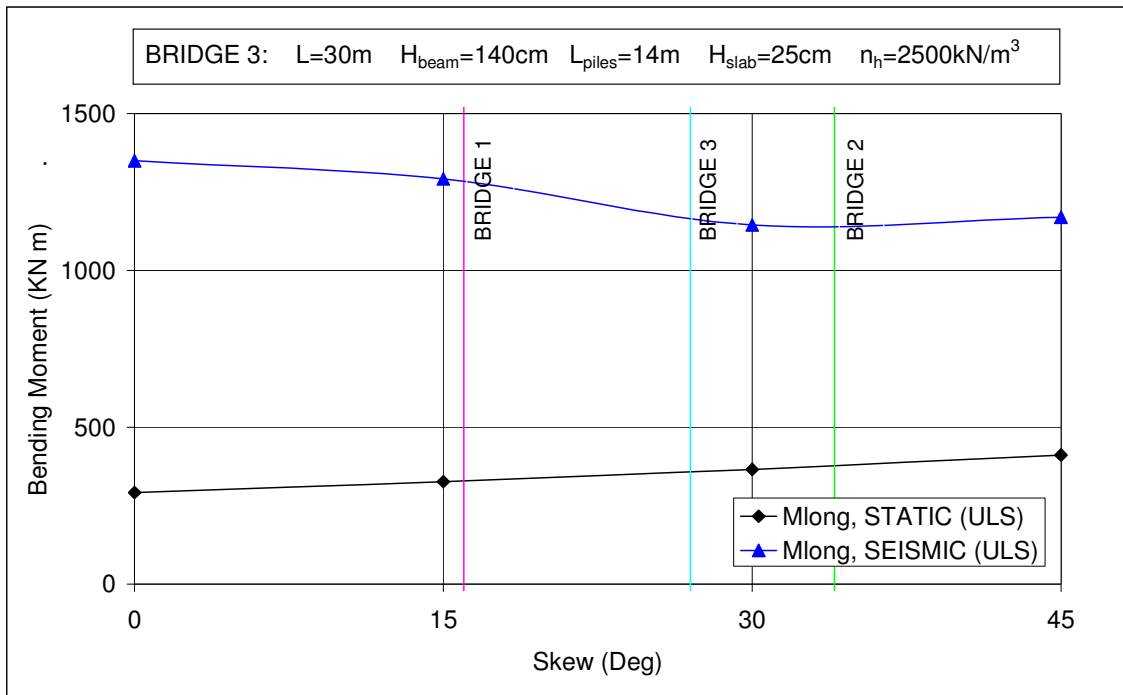


Figura 5-34: Momento longitudinale massimo (confronto tra analisi statica e sismica) nella soletta al variare dell'obliquità del ponte





## *Capitolo 6*

### **6. CONFRONTO TRA SOLUZIONE COMPLETAMENTE INTEGRALE E SEMI INTEGRALE**

#### ***6.1. Introduzione***

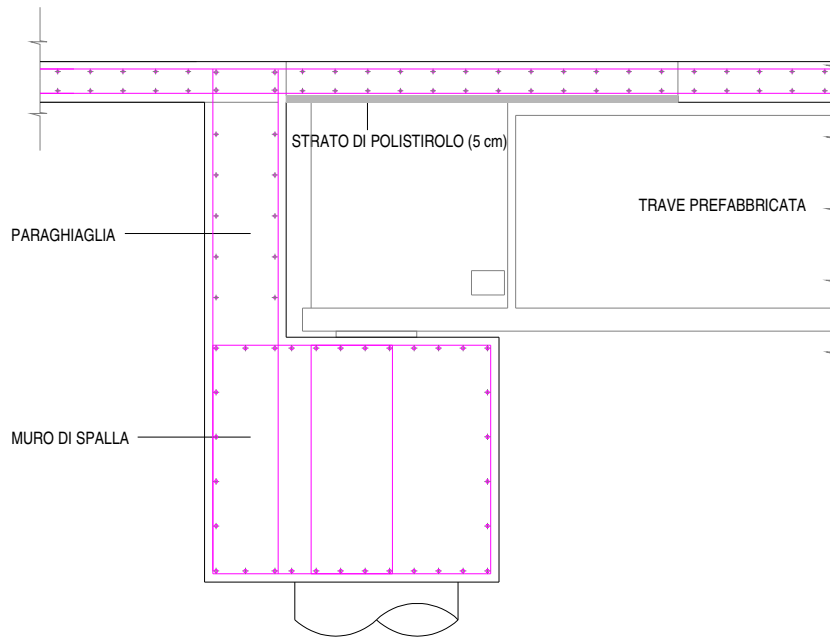
Nei capitoli precedenti si sono svolte delle analisi in relazione a una tipologia di ponte che può essere considerata semi integrale. In questo capitolo si vuole operare un confronto tra questa tipologia ed una soluzione completamente integrale.

A tal fine è stato scelto il tipo di dettaglio costruttivo adottato per realizzare la connessione tra impalcato e sottostrutture mantenendo sostanzialmente inalterate le caratteristiche degli altri componenti del ponte (tipo di fondazione, caratteristiche dell'impalcato, ecc.)

## 6.2. Particolari Adottati

### 6.2.1. Tipologia Semi Integrale

Per quanto riguarda la tipologia Semi Integrale il particolare adottato nelle analisi svolte fino a questo momento è mostrato nella figura sottostante.



**Figura 6-1: Particolare della connessione Semi Integrale adottata**

La connessione tra l'impalcato e le spalle è realizzata tramite una soletta continua che dall'impalcato si estende fino a connettersi con le spalle. La funzione principale di tale connessione è quella di trasmettere alle sottostrutture gli sforzi orizzontali provenienti dall'impalcato mentre sostanzialmente non vi è trasmissione di momento.

A tal fine lo strato di sconnessione tra soletta e trave prefabbricata, posto nel tratto terminale, risulta indispensabile al fine di evitare la trasmissione di momento e quindi l'insorgere di sollecitazioni nella soletta non compatibili con le caratteristiche dell'elemento.

### 6.2.2. Tipologia Completamente Integrale

Per quanto riguarda la tipologia “Completamente Integrale” il particolare adottato prevede un completo incastro tra la trave prefabbricata e la spalla del ponte come mostrato nelle figure esposte di seguito

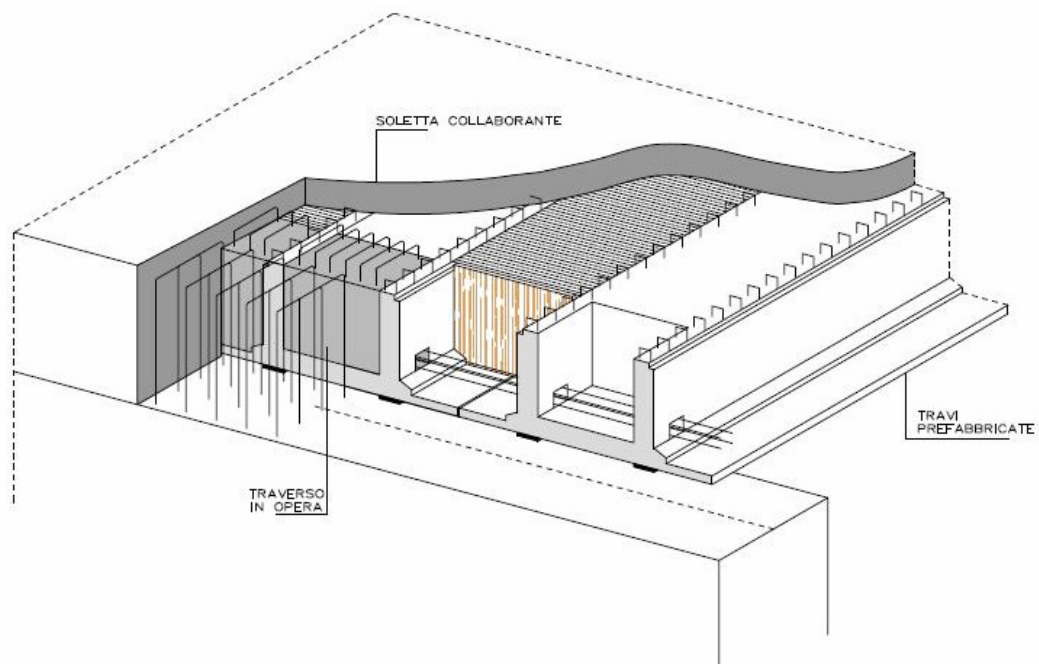


Figura 6-2: Schema della connessione Completamente Integrale considerata (Rivoli SpA)

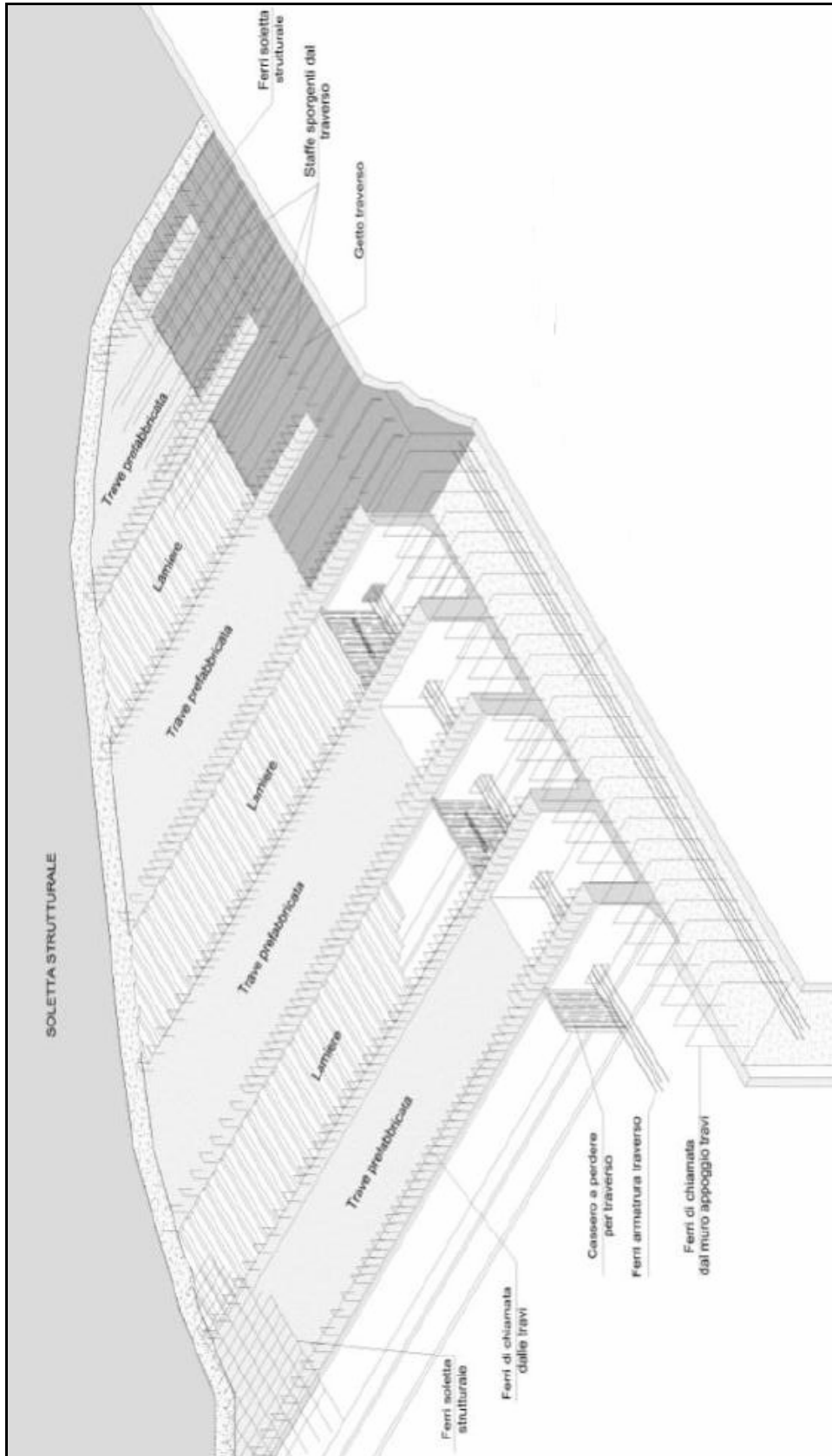


Figura 6-3: Dettaglio costruttivo con armature della connessione Completamente Integrale (Calvi, 2011)

Come mostrato nelle figure precedenti, la connessione viene realizzata conglobando le travi prefabbricate nelle spalle del ponte, attraverso il getto del traverso terminale.

Risulta importante sottolineare che, fino a quando non si realizza la completa connessione tra impalcato e spalla del ponte (cioè fino alla maturazione del getto di calcestruzzo del traverso), le travi prefabbricate risultano sollecitate per effetto del proprio peso proprio e della soletta (che in questa fase agisce come carico distribuito sulle trave prefabbricata) attraverso uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata, mentre lo schema iperstatico risulta attivo solo a solidarizzazione avvenuta e quindi per i successivi carichi di esercizio.

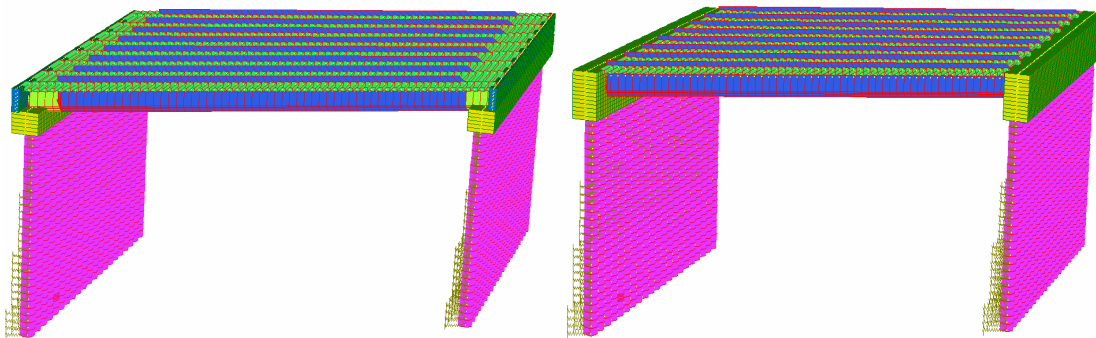
### 6.3. *Confronto per il Ponte sul Fiume Musestre*

Al fine di operare una prima comparazione tra le due tipologie inizialmente si è deciso di costruire i modelli f.e.m. 3-D del ponte sul fiume Musestre (Bridge 3) adottando entrambe le soluzioni di connessione (semi e completamente integrale) tra impalcato e sottostruttura.

#### 6.3.1. **Descrizione dei Modelli Utilizzati**

Il modello utilizzato nelle analisi, rispetto ai modelli 3-D utilizzati nei capitoli precedenti, presenta come unica differenza il fatto che l'impalcato è stato modellato utilizzando un graticcio di elementi Beam e non utilizzava invece elementi Plate per modellare la soletta. Questa tipologia di modellazione è stata preferita alle precedenti in quanto permette di leggere direttamente dal modello i valori di sollecitazione nella trave equivalente, composta dalla trave prefabbricata e dalla soletta collaborante, operazione che risulta decisamente più difficile utilizzando elementi Plate.

Al fine di ricavare i valori delle sollecitazione nei vari elementi del ponte si sono svolte delle analisi statiche e sismiche adattando i medesimi criteri descritti nei precedenti capitoli.



**Figura 6-4: Vista dei modelli 3-D del ponte sul fiume Musestre utilizzati nelle analisi**

### 6.3.2. Sollecitazioni nei Pali di Fondazione

Per quanto riguarda le sollecitazioni nei pali, i valori dei momenti massimi ricavati dalle analisi statiche sono esposte nelle seguenti figure.

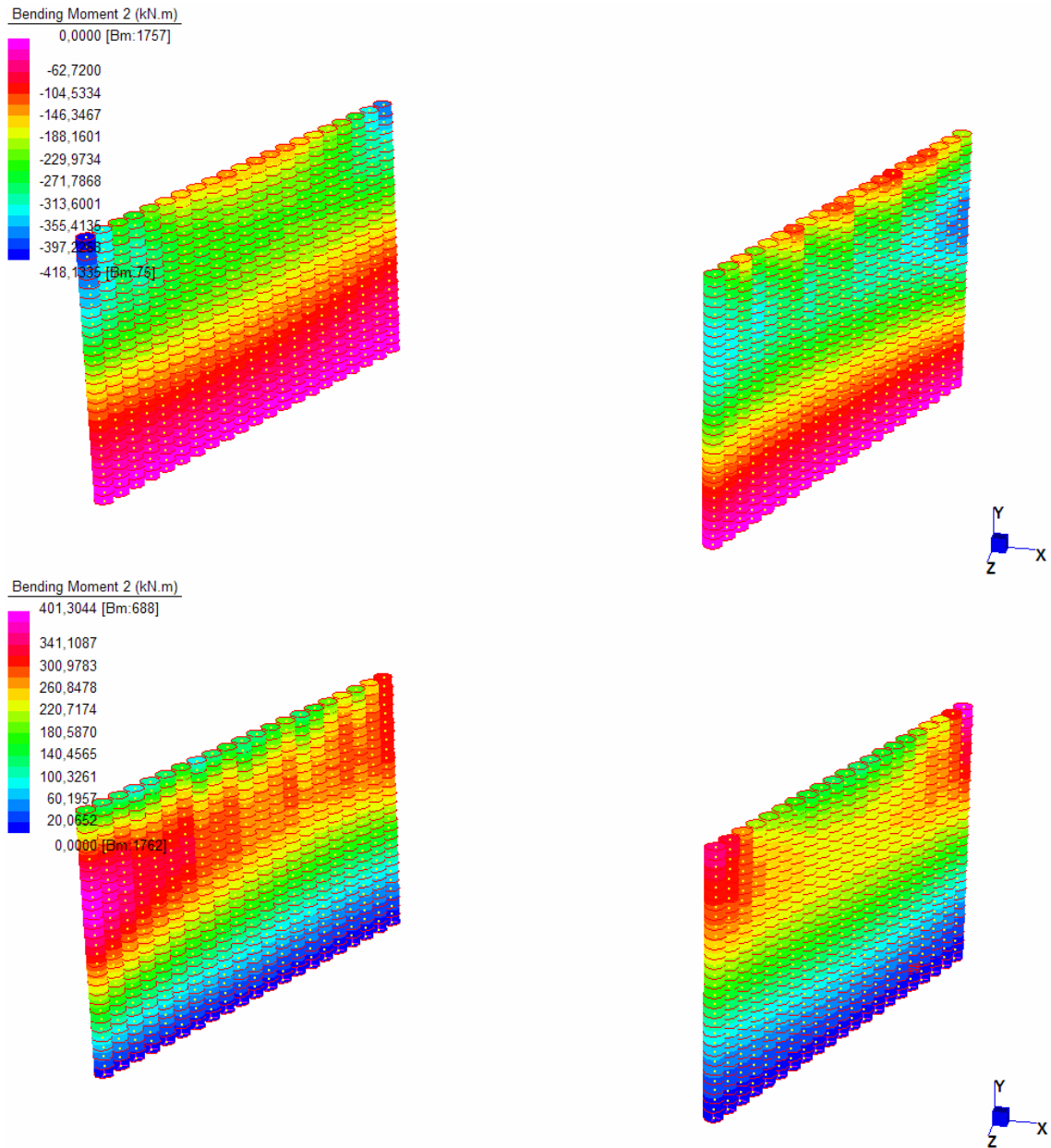
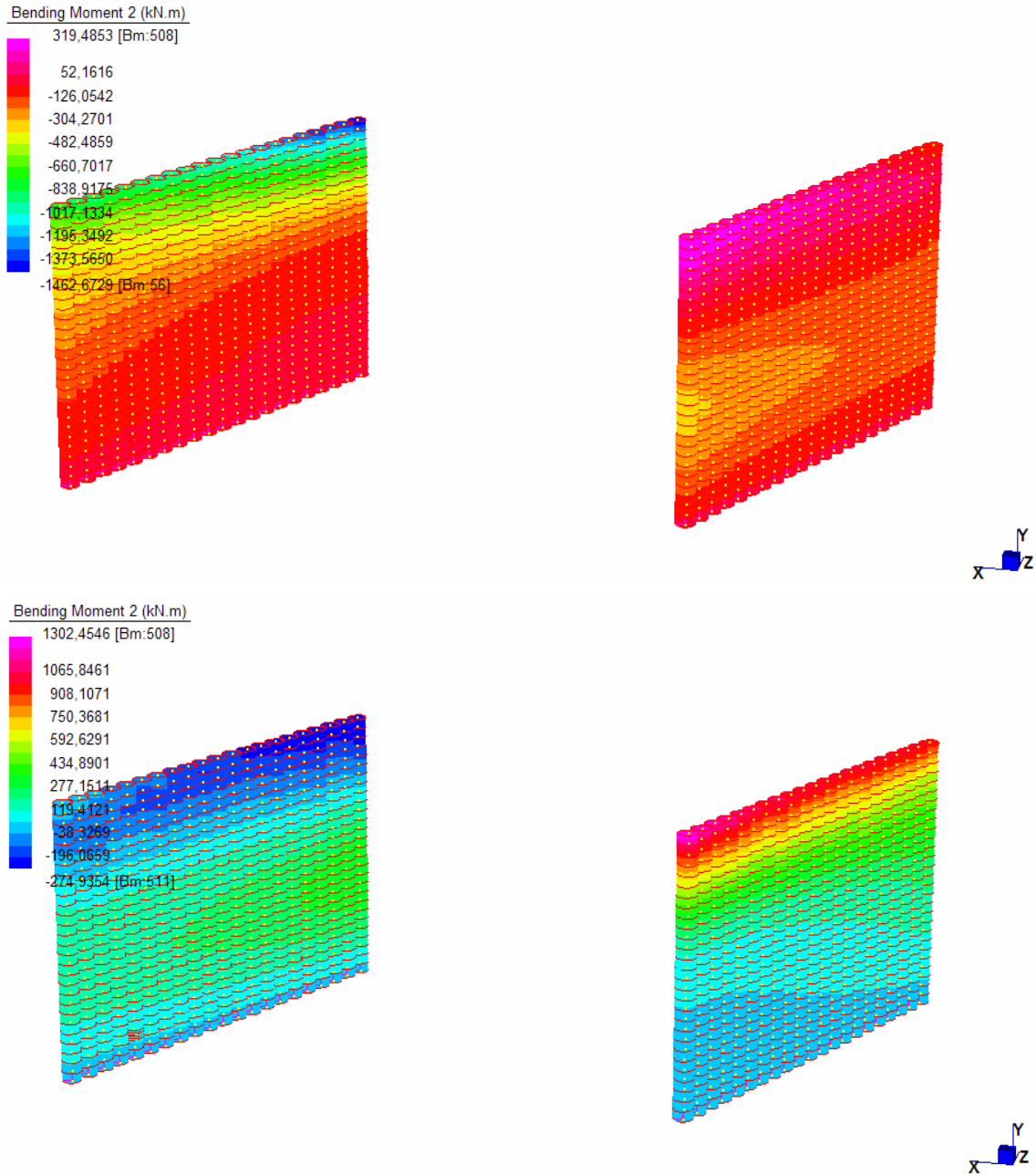


Figura 6-5: Momenti massimi nei pali di fondazione (inviluppo sollecitazioni SLU statiche) per la soluzione semi integrale

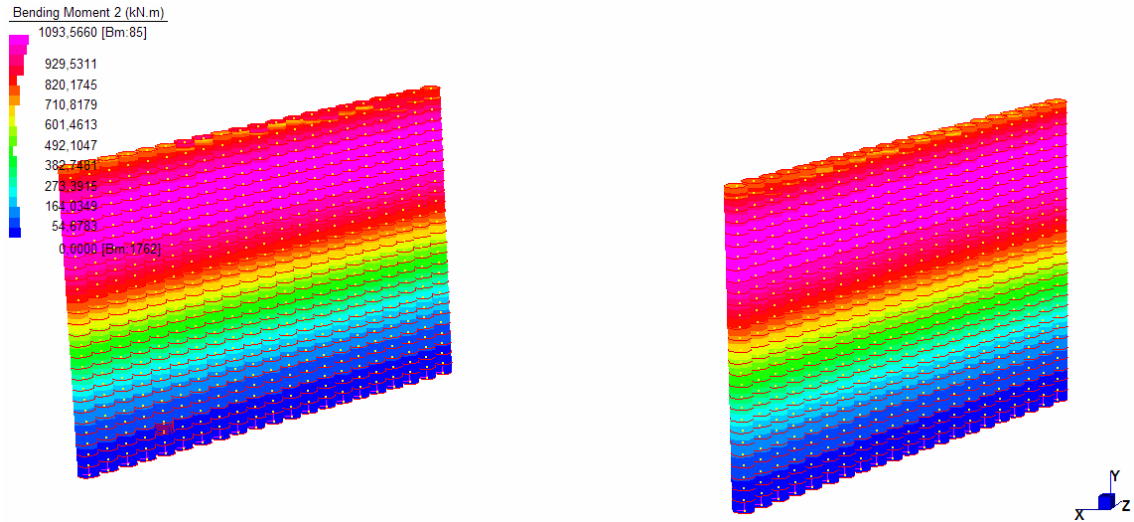


**Figura 6-6: Momenti massimi nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU statiche) per la soluzione completamente integrale**

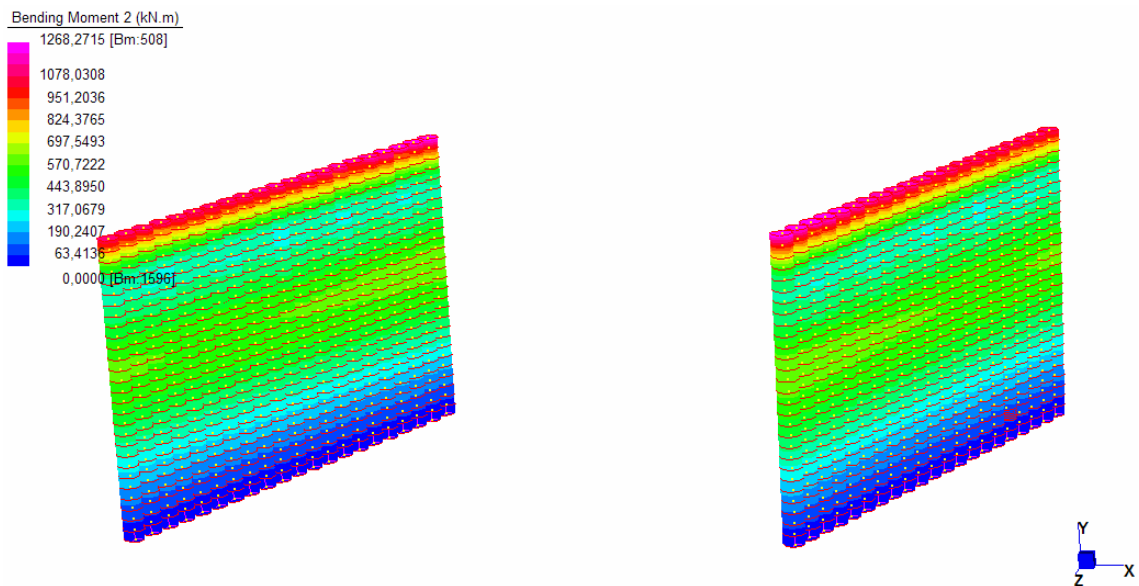
Come prevedibile la soluzione Completamente Integrale comporta una notevole crescita delle sollecitazioni nei pali. Infatti nel caso Semi Integrale non vi è passaggio di momento tra impalcato e sottostrutture mentre nel caso Completamente Integrale si assiste ad una diminuzione delle sollecitazioni massime nell'impalcato, sollecitazioni che vengono quindi trasferite ai pali di fondazione.



I valori dei momenti massimi ricavati dalle analisi sismiche sono esposti nelle seguenti figure:



**Figura 6-7: Momenti massimi nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) per la soluzione semi integrale**



**Figura 6-8: Momenti massimi nei pali di fondazione (involuppo sollecitazioni SLU sismiche) per la soluzione completamente integrale**

Dall'analisi sismica si può vedere come la scelta di una connessione Completamente Integrale comporti momenti maggiori nei pali anche se la differenza (pari a circa il 15%) non è tanto marcata come nel caso statico.

Risulta invece interessante notare come per il caso Completamente Integrale risultino più gravose le sollecitazioni ricavate dall'analisi statica a differenza del caso Semi Integrale in cui risultano maggiori le sollecitazioni sismiche. È in ogni caso da ricordare come i valori di accelerazione dello spettro adottato per il sito in esame (posto in zona sismica 3) non risultino particolarmente elevati.

### **6.3.3. Sollecitazioni nell'Impalcato**

Per quanto riguarda le sollecitazioni nelle travi che compongono l'impalcato si è notato che effettivamente l'adozione di una connessione Completamente Integrale comporti una diminuzione delle sollecitazioni in mezzera del ponte.

Tuttavia la diminuzione non è così marcata come potrebbe sembrare in prima battuta in quanto le sollecitazioni dovute al peso proprio delle travi e della soletta, che rappresentano una componente considerevole delle sollecitazioni totali, agiscono su uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata (cioè come avviene anche per la tipologia Semi Integrale).

Inoltre lo schema iperstatico che si genera una volta avvenuta la solidarizzazione tra travi e spalle del ponte comporta sollecitazioni importanti nel tratto terminale delle travi (per effetto dei carichi di esercizio) e pertanto deve essere posta notevole attenzione nella disposizione delle armature in tale tratto

Per uno studio più approfondito di tali problematiche si rimanda ai paragrafi successivi.

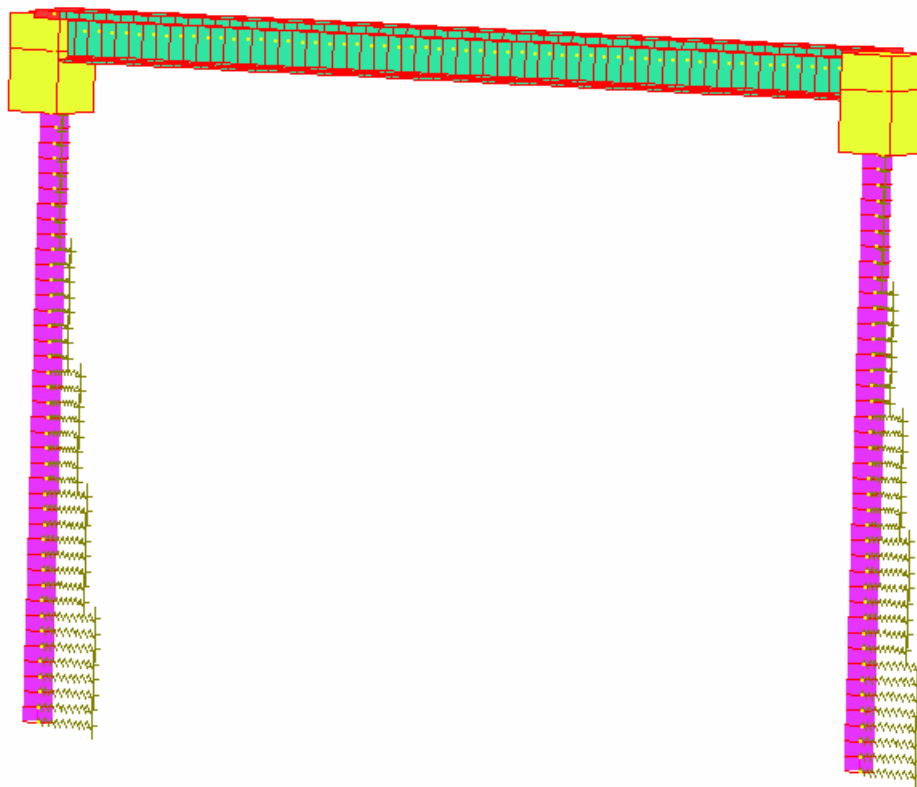
## 6.4. *Influenza della Tipologia Adottata sulle Dimensioni delle Travi*

Ora si vuole vedere quali effetti abbia la tipologia di connessione adottata sulle sollecitazioni nell'impalcato.

### 6.4.1. **Descrizione dei Modelli Utilizzati**

Nelle analisi svolte, per maggiore semplicità, si sono utilizzati dei modelli 2-D composti prevalentemente da elementi Beam.

Per quanto riguarda la connessione Semi Integrale i modelli utilizzati sono del tutto analoghi a quelli utilizzati nel Capitolo 4, mentre per la connessione Completamente Integrale un'immagine del modello è esposta in figura.



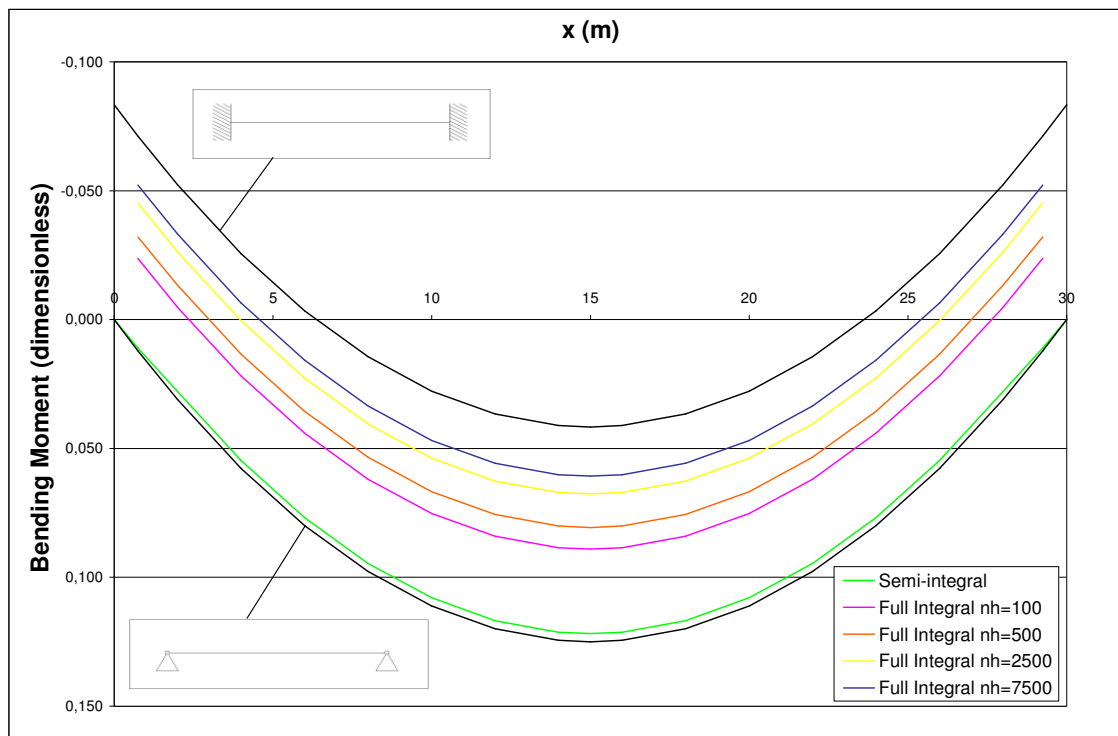
**Figura 6-9: Modello 2-D utilizzato nelle analisi per la soluzione Completamente Integrale**

### 6.4.2. Stima del Grado d'Incastro Generato dalla Connessione

Per prima cosa si vuole indagare quali siano gli effetti della tipologia del terreno nelle sollecitazioni gravanti sulle travi dell'impalcato nei due casi analizzati.

A tal fine si è costruito un modello corrispondente ad un ponte di luce 30 m (Bridge 3) sono stati variati di volta in volta i valori di rigidità delle molle orizzontali applicate ai pali di fondazione. È stato successivamente applicato alle travi del ponte un carico unitario in modo da avere un primo confronto tra le varie soluzioni e i risultati ottenuti dalle analisi sono riassunti nel grafico in Figura 6-10.

Nel grafico sono rappresentati, con delle linee di color nero, l'andamento dei valori del momento flettente considerando uno schema statico di trave incastrata e trave semplicemente appoggiata, i quali rappresentano i limiti ideali all'interno dei quali effettuare il confronto.



**Figura 6-10: Valori dei momenti adimensionalizzati nelle travi del ponte al variare della tipologia di ponte e di terreno**

Si nota innanzitutto come la soluzione Semi Integrale comporti dei valori di sollecitazione praticamente coincidenti con la soluzione di trave semplicemente appoggiata per qualsiasi tipologia di terreno presa in esame. Ciò è dovuto al fatto che il

collegamento fornito dalla soletta non ha una rigidezza sufficiente a garantire un vincolo alla rotazione delle travi prefabbricate.

Per quanto riguarda la soluzione Completamente Integrale si nota invece come le sollecitazioni siano fortemente influenzate dalla rigidezza del terreno e più precisamente il momento positivo in mezzeria diminuisce all'aumentare della rigidezza del terreno, mentre per quanto riguarda il momento negativo alle estremità si assiste all'esatto contrario. Il motivo di tutto ciò sta nel fatto che il grado di incastro fornito alle travi dipende principalmente dalla rigidezza delle berlinesi di spalla, la quale è ovviamente strettamente legata alla rigidezza del terreno su cui sono posti i pali di fondazione.

Dal grafico si può inoltre vedere come anche per valori di rigidezza del terreno piuttosto elevati ( $n_h = 7500 \text{ kN/m}^3$ ) la soluzione Completamente Integrale sia ancora relativamente distante dallo schema di trave incastrata. Questo schema strutturale risulta quindi uno schema ideale, difficilmente realizzabile per la tipologia di struttura presa in esame. Il motivo di ciò risiede principalmente nel tipo di fondazione adottata, costituita da un'unica fila di pali trivellati accostati. Questa tipologia di fondazione consente un certo grado di flessibilità, mentre si ritiene che una fondazione costituita da più file di pali offra un contributo di rigidezza maggiore e quindi consenta la realizzazione di un grado d'incastro decisamente maggiore.

Come si può intuire, risulta molto importante stimare con esattezza quali siano le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno su cui sorge la struttura. Infatti utilizzando una tipologia di ponte Completamente Integrale, le sollecitazioni nell'impalcato sono strettamente correlate alle caratteristiche del terreno, di conseguenza una non corretta valutazione dei suoi valori di rigidezza può portare ad una sottostima dei parametri di sollecitazione in mezzeria o in corrispondenza della connessione con la spalla.

### **6.4.3. Calcolo delle Sollecitazioni**

Nelle analisi svolte si è fatto variare la lunghezza dell'impalcato partendo da un valore di 20 m e arrivando fino a 40 m, con incrementi di 5 m. All'aumentare della lunghezza del ponte si è incrementata, mantenendo costante il rapporto  $h/L$ , l'altezza della trave in cemento armato precompresso.

I casi studiati sono essenzialmente 3:

- Ponte Semi Integrale;
- Ponte Completamente Integrale su terreno argilloso ( $n_h = 500 \text{ kN/m}^3$ );
- Ponte Completamente Integrale su terreno sabbioso ( $n_h = 2500 \text{ kN/m}^3$ );

Lo scopo delle analisi era stimare i valori di sollecitazione presenti nell'impalcato al fine di procedere al dimensionamento delle travi prefabbricate.

Mentre nel caso Semi Integrale lo schema statico è sostanzialmente isostatico in tutte le fasi, come detto in precedenza, nel caso Completamente Integrale lo schema è inizialmente isostatico (fino all'avvenuta solidarizzazione tra impalcato e spalla) e poi successivamente iperstatico. Ciò si traduce nel fatto che i carichi dovuti al peso proprio delle strutture sono applicati alla sola trave prefabbricata in uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, mentre i successivi carichi graveranno sull'elemento composto trave-soletta adottando uno schema iperstatico.

Di seguito sono riassunti i valori di sollecitazione ricavati dai vari modelli. Le sollecitazioni dovute al peso proprio della trave in cemento armato precompresso dipendono dalle dimensioni dell'elemento e verranno calcolate nel paragrafo successivo dove si procederà al dimensionamento di massima dell'elemento, mentre per quanto riguarda il peso proprio della soletta (di spessore costante) i valori di sollecitazione (senza applicazione di alcun coefficiente) sono riportati in tabella

	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	822	0	1284	0	1849	0	2517	0	3288
Full Integral Clay	0	822	0	1284	0	1849	0	2517	0	3288
Full Integral Sand	0	822	0	1284	0	1849	0	2517	0	3288

**Tabella 6-1: Sollecitazioni nella trave in cemento armato precompresso dovuti al peso proprio della soletta**

Per quanto riguarda i carichi variabili, di seguito si riportano le sollecitazioni ricavate dalle analisi.

	combinazione SLE quasi permanente (mezzeria)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	505	0	795	0	1156	0	1578	0	2067
Full Integral Clay	26	290	37	476	47	746	60	1045	73	1403
Full Integral Sand	41	248	59	404	77	641	99	900	123	1212

**Tabella 6-2: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE quasi permanente)**

	combinazione SLE quasi permanente (appoggio)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Full Integral Clay	26	-160	37	-250	47	-322	60	-430	73	-546
Full Integral Sand	41	-202	59	-322	77	-437	99	-575	123	-737

**Tabella 6-3: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE quasi permanente)**

	combinazione SLE frequente (mezzeria)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	3055	0	4165	0	5461	0	6829	0	8323
Full Integral Clay	138	1945	177	2755	205	3848	238	4913	284	6108
Full Integral Sand	231	1768	296	2482	358	3506	381	4478	503	5574

**Tabella 6-4: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE frequente)**

	combinazione SLE frequente (appoggio)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Full Integral Clay	138	-899	177	-1214	205	-1443	238	-1777	284	-2116
Full Integral Sand	231	-1139	296	-1578	358	-1980	381	-2418	503	-2912

**Tabella 6-5: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLE frequente)**

	combinazione SLU (mezzeria)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	6241	0	8609	0	11410	0	14387	0	17666
Full Integral Clay	288	3948	374	5660	439	8006	529	10313	618	12923
Full Integral Sand	486	3593	628	5103	764	7208	934	9413	1100	11807

**Tabella 6-6: Sollecitazioni massime in mezzeria dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLU)**

	combinazione SLU (appoggio)									
	L=20m		L=25m		L=30m		L=35m		L=40m	
	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)	N (kN)	M (kN m)
Semi Integral	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Full Integral Clay	288	-1845	374	-2530	439	-3052	529	-3799	618	-4564
Full Integral Sand	486	-2349	628	-3305	764	-4208	934	-5193	1100	-6309

**Tabella 6-7: Sollecitazioni massime in appoggio dell'elemento composto trave-soletta dovute ai carichi variabili (combinazione SLU)**

#### 6.4.4. Predimensionamento delle Travi in C.A.P.

In questo paragrafo si procederà al predimensionamento delle travi in cemento armato precompresso partendo dai valori di sollecitazione calcolati in precedenza.

A tale scopo si considereranno dimensionanti le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) e più precisamente le verifiche di fessurazione. Infatti generalmente le travi precomprese non presentano grossi problemi per quanto riguarda le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), in quanto gli elevati valori di resistenza del calcestruzzo e soprattutto delle armature di precompressione, generalmente garantiscono valori resistenti più che adeguati rispetto alle sollecitazioni agenti.

In base alle indicazioni delle norme EN206-1 e UNI 11104 le condizioni prevalenti della struttura di elevazione dell'edificio possono essere classificate nelle classi di esposizione ambientale di tabella.

Classe di esposizione	Condizione di esposizione	Elementi strutturali
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade ed impalcati da ponte esposti all'antigelo

**Figura 6-11: Classi d'esposizione ambientale**

Le travi dell'impalcato vengono considerate quindi in classe XF4 a cui corrisponde considerare condizioni ambientali molto aggressive.

Gli stati limite di fessurazione da adottare nelle verifiche secondo le NTC-2008 sono riassunti nella seguente tabella.



Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 6-12: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione secondo NTC-2008

Seguendo le indicazioni contenute in normativa, essendo le armature di precompressione sensibili alla corrosione, si dovrà verificare che con la combinazione “quasi permanente” non si generi trazione al lembo inferiore della trave in cemento armato precompresso, mentre con la combinazione “frequente” non si dovrà avere formazione di fessure.

Questo fatto consente di condurre le verifiche solo facendo riferimento allo stato tensionale delle travi, evitando di procedere al calcolo dell’ampiezza delle fessure, controllando che le tensioni massime di trazioni non superino le tensioni limite di formazione delle fessure calcolate secondo normativa.

Per procedere al predimensionamento delle travi si è elaborato un foglio elettronico che una volta stabilite le caratteristiche geometriche delle travi (in particolare l’altezza), e le sollecitazioni agenti (calcolate nel paragrafo precedente) eseguisse le verifiche tensionali appena descritte.

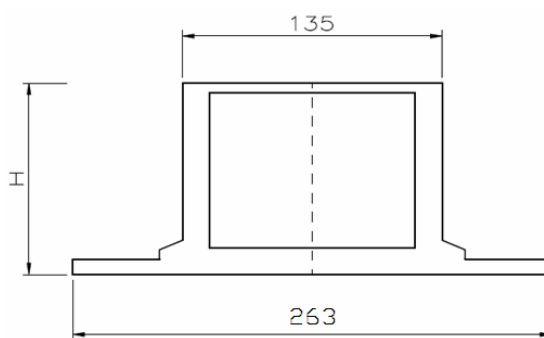


Figura 6-13: Sezione della trave prefabbricata a cassone

Si sono adottate per le travi percentuali d’armatura di precompressione  $\rho$  compresi tra 0,85 % e 1,00 % dell’area di calcestruzzo (a seconda della quantità

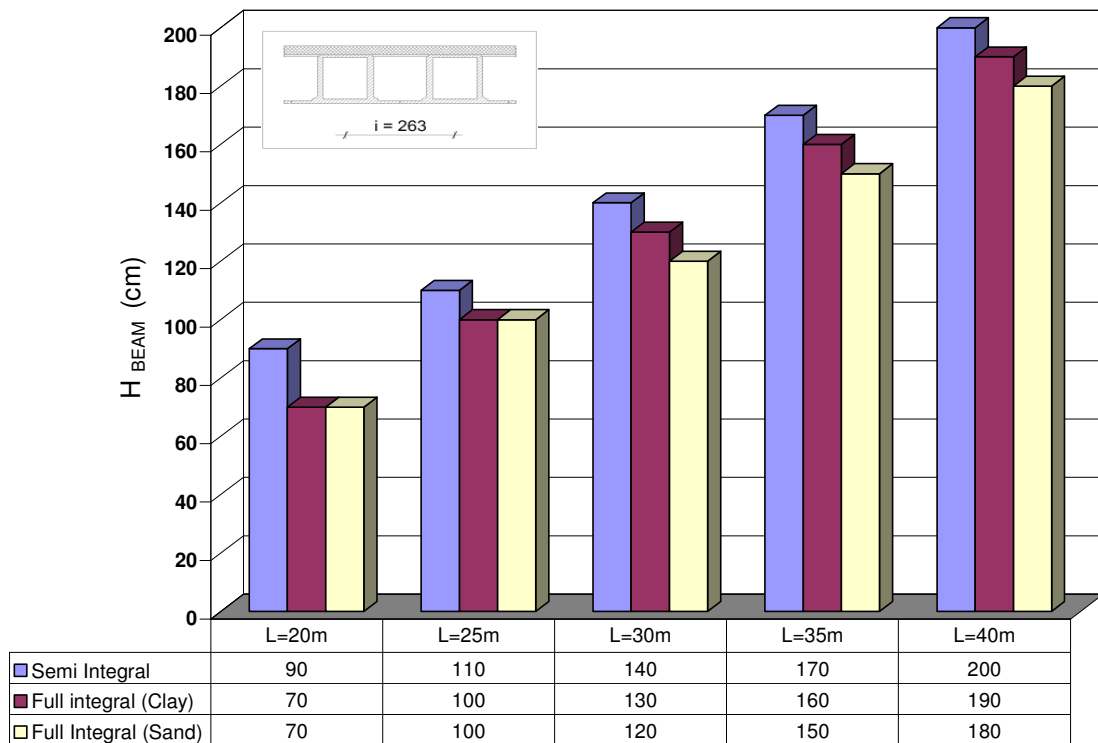
necessaria ad assicurare il rispetto delle verifiche nelle varie fasi) e si decide di non considerare nel calcolo la presenza dell'armatura lenta.

Il calcolo delle tensioni nelle travi segue le seguenti fasi:

- Applicazione dello sforzo di precompressione (tenendo conto delle perdite elastiche e di primo rilassamento dell'acciaio) e del carico dovuto al peso proprio alla trave prefabbricata secondo uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata, adottando valori resistenti ridotti in funzione del grado di maturazione del calcestruzzo;
- Applicazione del peso proprio della soletta (che in questa fase agisce solo come sovraccarico) secondo uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata, adottando valori resistenti di progetto;
- Applicazione dei carichi variabili alla sezione composta trave-soletta secondo uno schema iperstatico tenendo conto delle perdite di precompressione dovute a ritiro, viscosità e rilassamento.

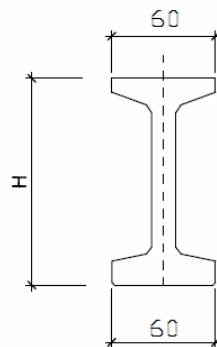
Nelle pagine seguenti verranno mostrati alcuni grafici contenenti i risultati del predimensionamento svolto secondo i criteri appena esposti. In particolare i suddetti grafici sono rappresentativi dei valori di altezza delle travi necessari per assicurare il rispetto delle verifiche, calcolati utilizzando il foglio elettronico.

Il grafico in Figura 6-14 è rappresentativo della soluzione che prevede l'impalcato del ponte realizzato con una serie di travi a cassone accostate (interasse pari a 2,63 m), come previsto per i tre casi presi in esame in precedenza.

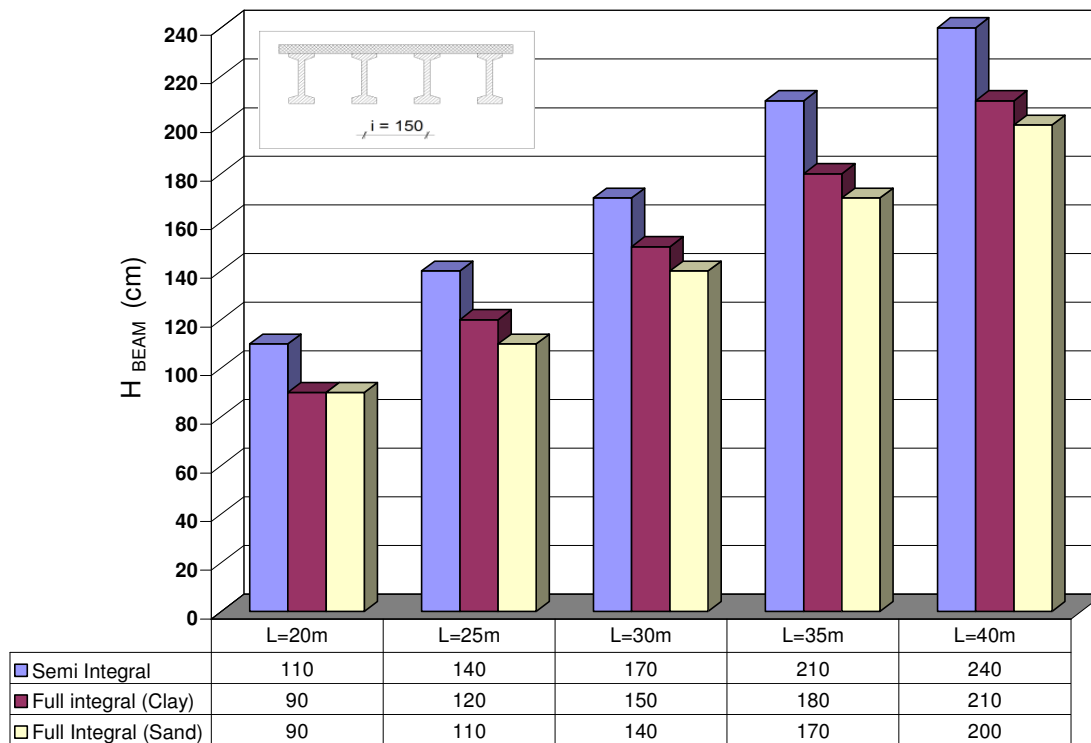


**Figura 6-14:** Altezze delle travi prefabbricate a cassone in funzione della lunghezza dell'impalcato e del tipo di ponte

Il grafico in Figura 6-16 rappresenta invece una soluzione alternativa che prevede l'impalcato realizzato con una serie di travi a I poste ad un interasse pari a 1,5 m



**Figura 6-15:** Sezione della trave prefabbricata ad I



**Figura 6-16: Altezze delle travi prefaccricate a I in funzione della lunghezza dell'impalcato e del tipo di ponte**

Si nota come l'altezza delle travi necessaria per rispettare le verifiche siano in ogni caso minori nel caso di ponti Completamente Integrali rispetto alla soluzione Semi Integrale e in particolare si nota inoltre che, in accordo con quanto esposto nei grafici appena illustrati, considerando un terreno sabbioso (quindi più rigido) siano necessarie altezze inferiori rispetto ai casi di terreni argillosi, anche se la differenza tra le varie soluzioni è piuttosto modesta.

I motivi principali della ridotta differenza, senz'altro inferiore a quanto ci si aspettava, sono essenzialmente tre.

In primo luogo lo schema iperstatico si genera solo una volta avvenuta la maturazione del getto della soletta (e quindi la solidarizzazione tra impalcato e spalle) e quindi le sollecitazioni dovute al peso proprio delle travi e della soletta, che costituiscono una parte decisamente importante del totale, gravano sulle travi secondo uno schema isostatico.

Inoltre, come visto in precedenza, il grado d'incastro generato dalla connessione Completamente Integrale dipende dalla rigidità della berlinese di spalla e, a seconda della rigidità del terreno, può anche non essere molto elevato.

Infine bisogna ricordare che lo schema iperstatico realizzato, una volta maturato il getto della soletta, oltre a consentire una diminuzione del momento in mezzeria fa produrre sforzi assiali non trascurabili e in particolare gli sforzi di trazione generati risultano limitanti sia per quanto riguarda le verifiche agli stati limite d'esercizio sia per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi.



## *Capitolo 7*

### **7. CONCLUSIONI**

Dagli inizi del 1900 i ponti sono stati generalmente costruiti mediante l'utilizzo di dispositivi che permettessero gli spostamenti orizzontali dovuti alle dilatazioni termiche, adottando quindi schemi strutturali sostanzialmente isostatici.

Tale tipologia costruttiva permetteva di capire in modo abbastanza agevole la cinematica delle diverse parti strutturali anche in relazione a situazioni governate da un certo grado d'incertezza, come ad esempio possibili cedimenti differenziali dei terreni.

A lungo andare però queste strutture hanno mostrato evidenti segni di degrado e danneggiamenti, molti dei quali principalmente imputabili al cattivo funzionamento dei dispositivi di giunto e d'appoggio.

In particolare un problema molto gravoso è rappresentato dal diffuso uso di Sali disgelanti, che trasportati dall'acqua possono facilmente attraversare i giunti ed arrivare a contatto con le travi provocando consistenti ammaloramenti in periodi di tempo anche abbastanza contenuti in relazione alla vita utile della struttura.

Inoltre i dispositivi dei giunti, essendo esposti a sollecitazioni periodiche di notevole intensità, dovute alle deformazioni termiche del ponte e ai carichi da traffico, necessitano di periodiche manutenzioni, con conseguenti costi di gestione tutt'altro che trascurabili.

Per tali motivi nel corso degli anni si è cercato di sviluppare delle soluzioni progettuali che eliminassero, o quantomeno limitassero, le discontinuità strutturali nei ponti, con notevoli vantaggi sia per quanto riguarda la durabilità che per quel che riguarda i costi d'esercizio delle strutture

In questo elaborato è stato approfondito il tema riguardante i ponti integrali, ponti cioè privi di giunti tecnici d'espansione e dispositivi d'appoggio, che presentano quindi continuità tra gli elementi dell'impalcato e le sottostrutture.

Si è svolta inizialmente un'ampia ricerca bibliografica andando ad indagare la diffusione di tali strutture nei vari stati e studiandone le tecniche di costruzione. Nel secondo capitolo sono riassunti i risultati della ricerca, e a tal proposito si è visto come i ponti integrali siano molto diffusi soprattutto negli Stati Uniti dove si registrano diversi esempi già a partire dagli anni '70 e che pertanto nel corso degli anni sia stata acquisita una notevole esperienza relativa a questa tipologia, con lo sviluppo di svariate tecniche e dettagli costruttivi. Oltre ai ponti integrali risultano molto diffusi, anche se in percentuale leggermente minore, i ponti definiti come semi integrali. La differenza principale sta nella connessione tra impalcato e sottostrutture che nella soluzione semi integrale è fornita da normali dispositivi d'appoggio.

In Italia, come nel resto d'Europa, non vi sono molti esempi di ponti integrali, anche se i pochi esempi presenti hanno in genere prodotto risultati soddisfacenti. I primi ponti integrali sono stati costruiti solo negli ultimi anni, con impiego principale nel sovrappasso di strade e nell'attraversamento di piccoli fiumi. Il motivo principale del loro modesto utilizzo risiede principalmente nella scarsa conoscenza da parte dei progettisti di tale tipologia strutturale e la mancanza di norme o linee guida che disciplinino i principi fondamentali riguardo la loro progettazione.

Dopo aver descritto le caratteristiche strutturali di tre ponti costruiti secondo uno schema semi integrale si è passati, attraverso l'utilizzo di modelli agli elementi finiti, ad analizzarne il comportamento al variare di alcuni parametri.



La connessione tra impalcato e muri di spalla, per le strutture prese in esame, era assicurata da una soletta di collegamento, mentre le travi risultavano posizionate su normali dispositivi d'appoggio elastomerici. La soletta visto il ridotto spessore non presenta una rigidità flessionale tale da modificare in modo apprezzabile lo schema statico delle travi, tanto che il loro progetto è stato svolto direttamente dal prefabbricatore trascurando ragionevolmente il contributo flessionale fornito dalla connessione tra soletta e spalle.

Tale connessione comporta però sollecitazioni notevoli nel tratto terminale della soletta e, anche se lo strato di sconnessione previsto nella parte terminale delle travi consente una maggiore rotazione, le percentuali d'armatura necessarie in quel tratto risultano elevate e di fatto limitano in modo sostanziale la lunghezza massima delle campate. A tal proposito si segnala la possibilità di utilizzare, nei tratti di collegamento della soletta, materiali cementizi a fibre rinforzate (ECC) che, alla luce di recenti studi (Qian et al., 2009), presentando capacità deformative notevolmente superiori al calcestruzzo ordinario, risultano particolarmente adatte in queste situazioni, anche a fronte di un maggior costo iniziale del materiale.

Deve essere posta particolare attenzione nel caso di ponti sghembi. Al variare del grado di obliquità si è riscontrato un notevole aumento delle sollecitazioni nei pali di fondazione e perciò, come peraltro suggerito dalle indagini bibliografiche effettuate, è preferibile non realizzare ponti integrali eccessivamente sghembi.

Infine si è operato un confronto tra la tipologia integrale e quella semi integrale. La soluzione completamente integrale modifica sostanzialmente lo schema statico dell'impalcato che non risulta più semplicemente appoggiato, portando ad una diminuzione delle sollecitazioni massime nelle travi e al trasferimento di parte di esse nelle strutture di fondazione.

Molto importante risulta lo studio delle fasi costruttive del ponte. Infatti lo schema iperstatico si genera solo una volta avvenuta la solidarizzazione tra impalcato e muri di spalla e da ciò consegue che le deformazioni e le sollecitazioni dovuti al peso proprio delle strutture maturino in uno schema isostatico, incrementando di conseguenza le sollecitazioni in mezzeria, rispetto allo schema iperstatico generato in condizioni di esercizio. Per questo motivo sebbene a prima vista l'adozione della connessione a incastro, tra impalcato e spalle, sembrerebbe portare a sostanziali

diminuzioni nelle dimensioni delle travi, tale diminuzione si è rivelata in realtà piuttosto modesta.

Per contro lo schema iperstatico, oltre a portare ad un aumento delle sollecitazioni nei pali di fondazione, comporta sollecitazioni notevoli alle estremità dell'impalcato le quali richiedono un'accurato studio del dettaglio di connessione con le spalle ed una disposizione delle armature anche in quantità notevoli, al fine di garantire un'adequata resistenza flessionale in tale tratto.

Pertanto si ritiene che l'adozione di una soluzione totalmente integrale rispetto ad una soluzione semi integrale non possa trovare giustificazione nel risparmio sulle dimensioni delle travi dell'impalcato. Il vantaggio principale di queste strutture risiede piuttosto nella totale assenza di dispositivi d'appoggio, che anche se progettati con soluzioni atte a incrementarne la durabilità, sono soggetti ad un progressivo deterioramento e pertanto potrebbero necessitare, col passare degli anni, di interventi di manutenzione.

Un altro aspetto che assume particolare rilevanza nel progetto di questi ponti è l'interazione terreno-struttura. Nei ponti tradizionali l'adozione di uno schema isostatico fa sì che il progetto preliminare degli elementi che compongono l'impalcato può essere effettuato, inizialmente, trascurando le caratteristiche delle fondazioni e del terreno nel quale sorge la struttura. Il progetto delle strutture di fondazioni può infatti essere effettuato in un secondo momento partendo dai carichi provenienti dall'impalcato calcolati in precedenza.

Nei ponti integrali divengono invece determinanti, per il progetto dell'impalcato, sia la tipologia delle fondazioni (e le relative dimensioni) che le caratteristiche del terreno in quanto la rigidità rotazionale fornita dalla struttura di spalla influenza notevolmente i valori di sollecitazione presenti nella sovrastruttura. Pertanto la progettazione di tali ponti dovrebbe seguire, almeno in fase preliminare, uno schema iterativo che porti ad una progressiva ottimizzazione degli elementi principali che compongono la struttura.

In conclusione si ritiene che il lavoro svolto, in relazione alla ricerca bibliografica e alle analisi svolte, permetta di evidenziare quali siano i principali vantaggi che possono essere attribuiti all'utilizzo dei ponti integrali e a mostrare le problematiche ad essi correlate.

Le analisi svolte hanno riguardato principalmente ponti a singola campata e con luci abbastanza ridotte, in cui gli effetti delle deformazioni termiche dell'impalcato non sono particolarmente rilevanti. In tali condizioni la soluzione integrale (o semi integrale), tenuto conto degli esigui problemi riscontrati, risulta senz'altro conveniente sia in termini di durabilità che di costi di gestione della struttura.

Queste considerazioni non risultano però replicabili per strutture aventi luci maggiori in cui la componente di sollecitazione dovute alle dilatazioni termiche possono assumere carattere dominante e in cui, alla luce di quanto appreso, si rende necessaria una trattazione più esauriente dell'interazione terreno-struttura e una schematizzazione del terreno decisamente più rigorosa.



## BIBLIOGRAFIA

### TESTI CONSULTATI

- Akiyama H, Kajikawa Y., *Fundamentally Structural Characteristics of Integral Bridges*, Tesi di Laurea, Graduate School of Natural Science & Technology Kanazawa University, 2008
- Autori Vari, *Integral Abutment Bridge Design Guidelines*, VTrans Structures Section, 2008
- Autori Vari, *Economic and durable design of composite bridges with integral abutments*, 2010
- Biddle A. R., Iles D. C., Yandzio E., *Integral Steel Bridges Design Guidance*, Steel Construction Institute, 1997
- Bowles J. E., *Fondazioni: Progetto e Analisi*, McGraw-Hill, 1991
- Burke M. P., *Integral and Semi-integral Bridges*, Wiley-Backwell, 2009
- Majorana C., Modena C., Franchetti P, Grendene M., Secchi S., *Fondamenti di dinamica e di ingegneria sismica*, McGraw-Hill, 2007
- O'Brien E. J., Keogh D. L., Lehane B. M., *Bridge Deck Analysis*, E & FN Spon, 1999
- Viggiani C., *Fondazioni*, Hevelius Edizioni, 1999
- Vitaliani R., Scotta R., Saetta A., *Il calcolo agli Stati Limite delle strutture di calcestruzzo armato*, Edizioni Libreria Progetto Padova, 2002
- *Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14 gennaio 2008 e successivi aggiornamenti

### ARTICOLI CONSULTATI

- Allen C. A., *Jointless Bridge Research Pays Dividends for Vermont*, TR News 267, 2010

- Arockiasamy M., Butrieng N., Sivakumar M., *State-of-the-Art of Integral Abutment Bridges: Design and Practice*, Journal of bridge engineering ©ASCE, 2004
- Braun A., Seidl G., Weizenegger G., *Rahmentragwerke im Brückenbau*, 2006
- Caner A., Dogan E., Zia P., *Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slabs*, Journal of bridge engineering ©ASCE, 2002
- Cappi L., *I vantaggi di soluzioni prefabbricate in calcestruzzo nella realizzazione di ponti e viadotti*, Forum della Tecnica delle Costruzioni, 2011
- Conboy D. W., Stoothoff E. J., *Integral Abutment Design and Construction: the New England Experience*, FHWA Conference, 2005
- Connal J., *Integral Abutment Bridges – Australian and US Practise*, 2004
- D’aveni A., Lenza S., *Integral Bridges: una tipologia applicabile anche ai ponti esistenti*, Dipartimento di Ingegneria civile ed ambientale, Università di Catania, 2007
- Dicleli M., Erhan S., *Effect of soil-bridge interaction on the magnitude of internal forces in integral abutment bridge components due to live load effects*, Engineering Structures, 2009
- Dicleli M., Erhan S., *Live Load Distribution Formulas for Single-Span Prestressed Concrete Integral Abutment Bridge Girders*, Journal of bridge engineering ©ASCE, 2009
- Horvath J. S., *Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, Manhattan College Research Report No. CE/GE-00-2
- Huang J., Shield C.K., French C. E. W., *Parametric Study of Concrete Integral Abutment Bridges*, Journal of bridge engineering ©ASCE, 2008
- Iles D. C., *Integral Bridges in the UK*, International Workshop on the Bridges with Integral Abutments, Lulea University of Tecnology, 2006
- Kerokoski O., *Soil-Structure interaction of long Jointless bridge with integral abutments*, Tampere University of Tecnology, 2006
- Kunin J., Allampali S., *Integral Abutment Bridges: Currenct Practise in the United States and Canada*, Special Report 132, Transportation Research and Development Bureau, New York State Departement of Transportation, 1999

- Lepech M. D., Li V. C., *Design and Field Demonstration of ECC Link Slabs for Jointless Bridge Decks*, University of Michigan, 2006
- Maruri R., Petro S., *Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary*, FHWA Conference, 2005
- Mistry V. C., *Integral Abutment and Jointless Bridges*, Federal Highway Administration Washington D. C., FHWA Conference, 2005
- Nakamura S., Momijama Y., Hosaka T., Homma K., *New Technologies of steel/concrete composite bridges*, 2002
- Okeil A. M., El Safty A., *Partial Continuity in Bridge Girders with Jointless Decks*, Practice periodical on structural design and construction ©ASCE, 2005
- Paraschos A., Made M. A., *A survey on the status of use, problems, and costs associated with integral abutment bridges*, 2009
- Pekcan G., Itani A., Monzon E., *Seismic Design Recommendations for Steel Girder Bridges with Integral abutments*, TRB 2010 Annual Meeting CD-ROM, 2010
- Puppala A. J., Saride S., Archeewa E., Hoyos L. R., Nazarian S., *Recommendations for design, construction, and maintenance of bridge approach slabs: Synthesis report*, Report 0-6022-1, Texas Department of Transportation, 2008
- Qian S., Lepech M. D., Kim Y. Y., Li V. C., *Introduction of Transition Zone Design for Bridge Deck Link Slabs Using Ductile Concrete*, ACI Structural Journal, 2009
- RDB SpA, *Guida alla progettazione di sistemi per la viabilità*
- Rodolfo F. M., Samer H. P., *Integral Abutment and Jointless Bridges 2004 Survey Summary*, FHWA Conference, 2005
- Thippeswamy H. K., GangaRao H. V. S., Franco J. M., *Performance Evaluation of Jointless Bridges*, Journal of bridge engineering ©ASCE, 2002
- Weakley K., *VDOT Integral Bridge Design Guidelines*, Virginia Department of Transportation-Staunton District, FHWA Conference, 2005
- White H. II, Petursson H., Collin P., *Integral Abutment Bridges: The European Way*, Practice periodical on structural design and construction ©ASCE, 2010

- White H. II, *Integral abutment bridges: Comparison of current practice between european countries and The United States of America*, Special Report 152, Transportation Research and Development Bureau, New York State Departement of Transportation, 2007
- Yannoti A., Alampalli S., White H. II, *New York State Department of Transportation's Experience with integral Abutment Bridges*, International Workshop on the Bridges with Integral Abutments, Lulea University of Tecnology, 2006
- Zilch K., Methner R., Weiher H., *Life Cycle of Jointless Bridges – Technical and Economical Aspects*, Technical University Munich, Department of Concrete Structures, 2006
- Zordan T., Briseghella B., Lan C., *Parametric and pushover analyses on integral abutment bridge*, Engineering Structures, 2010
- Zordan T., Briseghella B., Siviero E., *Soluzioni innovative per l'adeguamento e la progettazione di ponti*, 2005