# POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

## Analisi degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione sul comportamento a fatica di impalcati da ponte a struttura mista acciaiocalcestruzzo



Relatore prof. Gabriele Bertagnoli

firma del relatore

.....

**Candidato** Massimo Bettiga

firma del candidato

## A.A 2017/2018

## Indice

CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 2 - LE STRUTTURE COMPOSTE	3
2.1 TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO	3
2.2 PROCEDIMENTI COSTRUTTIVI	6
2.3 IMPALCATI DA PONTE A STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCES	TRUZZO 6
2.3.1 Impalcati con schema a travi binate	7
2.3.2 Impalcati con schema a cassone	11
CAPITOLO 3 - I FENOMENI DI FATICA	15
3.1 IL FENOMENO DELLA FATICA	15
3.2 LA FATICA DELLE STRUTTURE METALLICHE	16
3.2.1 La vita a fatica	16
3.2.1.1 Intervallo di variazione della tensione applicata	17
3.2.1.2 Geometria del dettagli costruttivo	18
3.2.1.3 Caratteristiche del materiale	18
3.2.1.4 Condizioni ambientali	19
3.2.2 La resistenza a fatica	19
3.2.3 Storie di carico con variazioni di tensione non costanti	21
3.2.4 Accumulo del danno	22
3.2.5 Concetto di fattore di danno equivalente	24
3.3 LA FATICA NELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	26
3.3.1 La fatica nel calcestruzzo non armato	26
3.3.2 La fatica nel calcestruzzo armato	28
CAPITOLO 4 - DESCRIZIONE CASO DI STUDIO	31
4.1 CONDIZIONI AMBIENTALI	31
4.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	32
4.2.1 Travi in acciaio	

4.2.2 Soletta in calcestruzzo	
4.2.2.1 Barre di armatura	
4.2.2.2 Copriferro	
4.2.2.3 Geometria semplificata per l'analisi globale	40
4.2.3 Connettori a taglio	41
4.2.4 Cavi da precompressione	43
4.3 VINCOLI	45
4.4 FASI COSTRUTTIVE	45
4.4.1 Assemblaggio e posa in opera delle travi in acciaio	46
4.4.2 Getto segmentato della soletta in calcestruzzo	46
4.4.3 Precompressione dell'impalcato	49
4.5 CASI DI STUDIO	49
4.6 MATERIALI	49
4.6.1 Acciaio da carpenteria	49
4.6.2 Calcestruzzo	50
4.6.3 Acciaio ordinario per armature	
4.6.4 Acciaio da precompressione	53
4.6.5 Connettori a taglio	53
4.6.6 Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali	53
4.7 AZIONI AGENTI	53
4.7.1 Carichi permanenti	53
4.7.1.1 Carichi permanenti strutturali	54
4.7.1.2 Carichi permanenti non strutturali	54
4.7.2 Ritiro del calcestruzzo	55
4.7.3 Scorrimento viscoso del calcestruzzo	57
4.7.4 Forza di precompressione	60
4.7.4.1 Perdite per effetto mutuo	60
4.7.4.2 Perdite per attrito	61
4.7.4.3 Perdite per rientro ancoraggi	63

4.7.4.4 Forza iniziale di precompressione	64
4.7.5 Azioni variabili	66
4.7.5.1 Carichi da traffico	66
4.7.5.2 Azioni termiche	70
4.7.5.3 Azioni del vento	71
4.8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI	71
CAPITOLO 5 - ANALISI GLOBALE	72
5.1 GENERALITÀ	72
5.2 LARGHEZZA EFFICACE DELLA SOLETTA	73
5.3 MODELLO STRUTTURALE	75
5.4 ANALISI STRUTTURALE	76
5.5 REGIONI FESSURATE	79
5.6 CALCOLO TENSIONI INTERNE	84
5.6.1 Travi in acciaio	84
5.6.2 Soletta in calcestruzzo	85
5.6.2.1 Sezione interamente reagente	87
5.6.2.2 Sezione parzializzata	88
CAPITOLO 6 - VERIFICHE DI FATICA	89
6.1 GENERALITÀ	89
6.2 TRAVI IN ACCIAIO	89
6.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza	91
6.2.2 Fattore di equivalenza del danneggiamento	91
6.2.2.1 Fattore $\lambda_1$	92
6.2.2.2 Fattore $\lambda_2$	94
6.2.2.3 Fattore $\lambda_3$	95
6.2.2.4 Fattore $\lambda_4$	96
6.2.2.5 Fattore $\lambda_{max}$	98
6.2.2.6 Valori del fattore $\lambda$	98
6.2.3 Fattore dinamico equivalente di danneggiamento $\phi_2$	99

6.2.4 Intervalli di variazione degli sforzi di riferimento $\Delta\sigma_p$ e $\Delta au_p$	
6.2.5 Valori di riferimento delle resistenze a fatica $\Delta \sigma_c$ e $\Delta \tau_c$	100
6.3 BARRE LONGITUDINALI DI ARMATURA	
6.3.1 Fattore di equivalenza del danneggiamento per le armature	103
6.3.1.1 Fattore d'impatto equivalente al danno	103
6.3.1.2 Fattore $\lambda_{s,1}$	104
6.3.1.3 Fattore $\lambda_{s,2}$	105
6.3.1.4 Fattore $\lambda_{s,3}$	
6.3.1.5 Fattore $\lambda_{s,4}$	106
6.3.1.6 Valori del fattore $\lambda_s$	107
6.4 SOLETTA IN CALCESTRUZZO	107
6.5 CONNETTORI A TAGLIO	
6.5.1 Verifica forza di taglio nel singolo connettore	
6.5.2 Verifica a fatica dei connettori	
6.5.2.1 Fattore di equivalenza del danneggiamento per i connettori	110
6.5.3 Verifica di interazione tra $\Delta\tau_{E,2}$ e $\Delta\sigma_{E,2}$	111
CAPITOLO 7 - RISULTATI DELLE VERIFICHE	112
7.1 PRIMA STRATEGIA DI GETTO IN ASSENZA DI PRECOMPRESSIONE	112
7.1.1 Trave in acciaio	112
7.1.2 Armature longitudinali	117
7.1.3 Soletta in calcestruzzo	118
7.1.4 Connettori	120
7.2 SECONDA STRATEGIA DI GETTO IN ASSENZA DI PRECOMPRESSIONE	122
7.2.1 Trave in acciaio	122
7.2.2 Armature longitudinali	127
7.2.3 Soletta in calcestruzzo	128
7.2.4 Connettori	
7.3 PRIMA STRATEGIA DI GETTO CON PRECOMPRESSIONE CONFIGURAZIO	NE A 132
7.3.1 Trave in acciaio	

7.3.2 Armature longitudinali	137
7.3.3 Soletta in calcestruzzo	138
7.3.4 Connettori	140
7.4 SECONDA STRATEGIA DI GETTO CON PRECOMPRESSIONE CON	<b>VFIGURAZIONE A</b>
	142
7.4.1 Trave in acciaio	142
7.4.2 Armature longitudinali	147
7.4.3 Soletta in calcestruzzo	148
7.4.4 Connettori	150
7.5 PRIMA STRATEGIA DI GETTO CON PRECOMPRESSIONE CONFIG	URAZIONE B 152
7.5.1 Trave in acciaio	152
7.5.2 Armature longitudinali	157
7.5.3 Soletta in calcestruzzo	158
7.5.4 Connettori	160
7.6 SECONDA STRATEGIA DI GETTO CON PRECOMPRESSIONE CON	FIGURAZIONE B
	162
7.6.1 Trave in acciaio	162
7.6.2 Armature longitudinali	167
7.6.3 Soletta in calcestruzzo	168
7.6.4 Connettori	170
CAPITOLO 8 - CONFRONTO DEI RISULTATI	173
8.1 TRAVE IN ACCIAIO	174
8.2 ARMATURE LONGITUDINALI	179
8.3 SOLETTA IN CALCESTRUZZO	
8.4 CONNETTORI	
CAPITOLO 9 - CONCLUSIONI	185
BIBLIOGRAFIA	188

# Capitolo 1 Introduzione

Nel presente elaborato di tesi si è voluto analizzare come, le fasi costruttive, la precompressione, e le deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, influenzano il comportamento a fatica di impalcati da ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo, a travata continua. In queste tipologie di strutture infatti, dai precedenti fattori dipende la distribuzione delle azioni interne alla struttura, e quindi lo stato fessurativo della soletta in calcestruzzo. In particolare quest'ultimo risulta essere di primaria importanza nelle strutture miste acciaio-calcestruzzo, in quando da esso dipende la rigidezza della struttura, e quindi il suo comportamento sotto l'azione dei carichi esterni.

Al fine di studiare tali fenomeni, si è deciso di considerare come caso studio un viadotto con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo, riportato all'interno di un pubblicazione edita da Setrà intitolata "Eurocodes 3 & 4 - Application to steel-concrete composite road bridges". Per tale viadotto si sono quindi considerate due diverse sequenze temporali di getto dei segmenti di soletta, e due diverse configurazioni di precompressione. La combinazione delle due strategie di getto, in assenza e in presenza delle due configurazioni di precompressione, ha consentito la definizione di 6 casi di studio. Dall'analisi dei 6 casi di studio è quindi stato possibile valutare gli effetti delle fasi costruttive, della precompressione e delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, sul comportamento a fatica della struttura oggetto di studio.

Nel capitolo 2 del presente elaborato vengono presentate le travi a sezione composta acciaio - calcestruzzo. Ne viene quindi fornita una descrizione generale soffermandosi in particolare sul loro comportamento meccanico. Infine viene riportata una descrizione delle più usuali tipologie di impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo, indicando per ognuna di esse le principali caratteristiche.

Nel capitolo 3 vengono trattati i fenomeni di fatica, descrivendo in particolare come essi si verificano nelle strutture metalliche, nelle strutture in calcestruzzo e in quelle in calcestruzzo armato.

Nel capitolo 4 viene descritto in modo dettagliato il caso oggetto di studio. Viene fornita una descrizione della geometria dell'impalcato, e delle principali caratteristiche degli elementi strutturali che lo compongono. Vengono inoltre presentate nel dettaglio le fasi costruttive e le configurazioni di precompressione considerate nel presente elaborato, e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali. Infine vengono riportate le azioni a cui l'opera risulta essere soggetta, e le combinazioni delle azioni utilizzate per eseguire le verifiche dell'impalcato.

Nel capitolo 5 vengono presentate le modalità con cui si è realizzato il modello strutturale dell'opera. In esso vengono inoltre descritte le tipologie di analisi eseguite, al fine di determinare le azioni interne agenti nella struttura. Viene quindi riportato un confronto dello stato fessurativo della soletta in calcestruzzo per ognuno dei casi analizzati, sia a breve che a lungo termine. Infine vengono riportate le equazioni utilizzate per valutare, una volta note le azioni interne, le tensioni agenti negli elementi strutturali.

Nel capitolo 6 vengono descritte le procedure con cui si sono eseguite le verifiche a fatica degli elementi strutturali componenti l'impalcato. Vengono quindi indicate le modalità con cui sono state verificate le travi metalliche, le barre di armatura, la soletta in calcestruzzo e i connettori a taglio.

Nel capitolo 7 vengono presentati i risultati delle verifiche a fatica ottenuti seguendo le procedure descritte nel capitolo precedente, per ognuno dei 6 casi analizzati sia a breve che a lungo termine.

Nel capitolo 8 viene quindi eseguito il confronto dei risultati ottenuti per i 6 casi studiati.

Infine nel capitolo 9 vengono presentate le conclusioni a cui si è giunti al termine dello studio.

# Capitolo 2 Le strutture composte

In questo capitolo vengono presentate le principali caratteristiche delle travi composte acciaio-calcestruzzo. In particolare viene fornita una descrizione delle loro caratteristiche meccaniche e dei diversi procedimenti costruttivi utilizzati per la loro realizzazione. Vengono quindi presentate le più usuali tipologie di impalcati da ponte a struttura composta acciaio-calcestruzzo.

### 2.1 Travi composte acciaio-calcestruzzo

Le travi composte acciaio-calcestruzzo si caratterizzano per il fatto di essere costituite da tre elementi (vedi figura 2.1):

- la trave in acciaio (a);
- la soletta in calcestruzzo (b);
- il sistema di collegamento tra trave in acciaio e soletta in calcestruzzo (c).



Figura 2.1: Travi composte acciaio-calcestruzzo [1]

La trave in acciaio può essere a parete piena o reticolare. Nel caso di travi a parete piena si possono avere sia travi saldate che travi laminate, le quali possono presentare un'uguale larghezza delle ali oppure una larghezza maggiore per l'ala tesa.

La soletta in calcestruzzo generalmente ha uno spessore costante, ma in alcuni casi può presentare un aumento dello stesso in corrispondenza del collegamento con la trave metallica. Nel caso essa presenti una luce contenuta, è possibile utilizzare per la sua realizzazione, delle lamiere grecate sulle quali viene eseguito il getto del calcestruzzo. La lamiera oltre a svolge la funzione di cassero, quando il calcestruzzo è fresco, può in alcuni casi, se dotata di appositi accorgimenti costruttivi atti ad impedire la scorrimento relativo fra lamiera e calcestruzzo, essere utilizzata come armatura a flessione dopo l'indurimento del calcestruzzo. Per luci superiore ai 3 m il getto del calcestruzzo viene normalmente eseguito mediante dei casseri a perdere tipo "predalles" realizzati in calcestruzzo.

Il sistema di collegamento è costituito da una serie di elementi saldati all'estradosso della trave in acciaio e inglobati nel getto della soletta. Essi posso essere realizzati in vari modi (pioli "Nelson", connettori ad attrito, connettori a blocco, connettori a pressione, ecc... ) e al fine di realizzare un'unione il quanto più possibile diffusa, essi sono distribuiti lungo tutta la lunghezza della trave. Il sistema di collegamento svolge un ruolo di primaria importanza nelle strutture composte, in quanto dalla sua efficienza dipende la collaborazione tra trave metallica e soletta in calcestruzzo nel portare i carichi. A tal fine è necessario che essi impediscano i movimenti relativi tra trave e soletta, consentendo così un aumento della rigidezza della struttura e un miglior sfruttamento delle proprietà dei due materiali.

Tali tipologie di travi, in virtù delle proprietà meccaniche dei materiali che le costituiscono, esibiscono un comportamento ottimale nel caso esse presentino uno schema statico di trave in semplice appoggio, e siano soggette a carichi verticali diretti verso il basso. In tale situazione infatti la trave risulta essere soggetta, lungo la sua intera luce, a momenti positivi i quali producono tensioni di trazione all'intradosso della trave, e tensioni di compressione all'estradosso. Ne consegue che la trave in acciaio risulta essere prevalentemente tesa, evitando così problemi di instabilità per l'acciaio, mentre la soletta in calcestruzzo risulta essere prevalentemente compressa, evitando cosi la fessurazione del calcestruzzo.

Nel caso invece di travi continue soggette a carichi verticali diretti verso in basso, nelle regioni nell'intorno degli appoggi di continuità, si vengo a creare momenti negativi i quali fanno si che la trave in acciaio sia prevalentemente compressa, e la soletta sia prevalentemente tesa, con conseguenti problemi di instabilità per l'acciaio e di fessurazione per il calcestruzzo. In tali regioni infatti, se la tensione di trazione nella soletta, supera la resistenza a trazione del calcestruzzo, si vengono a creare delle fessure le quali fanno si che il calcestruzzo non e più in grado di sopportare i carichi, che saranno quindi assorbiti solamente dalla trave in acciaio e dalle barre di armatura. Si verifica quindi una riduzione

4

della rigidezza della struttura, la quale produce una variazione della distribuzione delle sollecitazioni interne. Oltre alla riduzione della rigidezza della struttura, la fessurazione produce inoltre problemi legati alla durabilità della stessa, data l'esposizione del conglomerato cementizio e delle barre di armatura agli agenti atmosferici.

La fessurazione della soletta in calcestruzzo, nelle travi composte acciaio-calcestruzzo, oltre che dai carichi esterni è prodotta anche dalle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo. In tali strutture infatti, a causa del mutuo collegamento tra trave e soletta, esse non sono libere di avvenire in quanto ostacolate dalla trave in acciaio. Ciò fa si che si viene a creare una stato di coazione interno, che produce tensioni di compressione nella trave metallica e di trazione nella soletta, le quali, se superiori alla resistenza a trazione del calcestruzzo, portano alla fessurazione della stessa. Tali tensioni non sono costanti nel tempo ma aumentano a causa dell'incremento delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo. Ne consegue che nel tempo si vengano a creare sempre nuove regioni, in cui esse superano la resistenza a trazione del calcestruzzo, con conseguente incremento dell'estensione delle regioni fessurate lungo la trave.

Le travi composte acciaio-calcestruzzo si caratterizzano infine i seguenti vantaggi:

- stabiltà: molto spesso le travi in acciaio sono completamente tese;
- leggerezza: il calcestruzzo quasi sempre è interamente compresso, con conseguente ottimizzazione dell'uso dei materiali e quindi della riduzione dei pesi;
- durabilità: nel caso di travi in semplice appoggio non si hanno problemi di fessurazione;
- praticità: la casseratura in fase di getto può essere sostituta dall'impiego di lamiere grecate o lastre prefabbricate in calcestruzzo tipo "predalles";
- funzionalità: a parità di carico esse manifestano frecce inferiori rispetto a quelle di sezioni in calcestruzzo di dimensioni paragonabili;

e per i seguenti svantaggi:

- instabilità flesso-torsionale della trave in acciaio e fessurazione della soletta nel caso di momenti negativi;
- fessurazione della soletta a causa delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo;
- particolare attenzione richiesta nel progetto ed esecuzione delle connessioni e in caso di azioni sismiche.

### 2.2 Procedimenti costruttivi

Le travi composte acciaio-calcestruzzo vengono realizzate, generalmente, attraverso l'utilizzo di due distinte modalità costruttive.

Il primo procedimento costruttivo prevede il puntellamento della travi in acciaio durante la fase di getto del calcestruzzo, e quindi la successiva rimozione degli stessi solo dopo l'indurimento del calcestruzzo. In tal caso, nell'ipotesi che i puntelli siano disposti ad una distanza tale da costituire un appoggio pressoché continuo, la sezione composta, in seguito all'indurimento del calcestruzzo, diventa attiva prima dell'applicazione del peso proprio della soletta e quindi di tutti gli altri carichi successivamente applicati [2].

Il secondo procedimento costruttivo prevede l'assenza del puntellamento della trave in acciaio durante il getto della soletta in calcestruzzo. La trave in acciaio risulta quindi essere soggetta al peso proprio del calcestruzzo fresco e della casseratura. Successivamente all'indurimento del calcestruzzo la sezione composta diventerà attiva, e sarà soggetta solo all'azione dei carichi applicati in seguito all'indurimento del calcestruzzo [2].

### 2.3 Impalcati da ponte a struttura composta acciaiocalcestruzzo.

Gli impalcati da ponte a struttura composta acciaio-calcestruzzo vengo utilizzati per realizzare campate di medie lunghezze, comprese tra i 30 e gli 80 m, con lunghezze delle campate laterali pari al 65-70% di quelle delle campate intermedie. Essi vengono normalmente impiegati in schemi statici in semplice appoggio, in quanto essi consentono di sfruttare al meglio le caratteristiche dei materiali. Nel caso infatti di schemi statici a travata continua, nelle regioni a momento negativo, tali tipologie di impalcato possono presentare problemi di fessurazione della soletta in calcestruzzo e di instabilità nelle travi metalliche.

Solitamente tale tipologia di impalcato, presenta un costo superiore rispetto agli impalcati in cemento armato precompresso, ma in genere vengo preferiti a quest'ultimi a causa della loro facilità costruttiva.

Oltre a ciò gli impalcati a struttura composta acciaio-calcestruzzo presentano, rispetto agli impalcati in c.a.p, i seguenti vantaggi:

- basso peso proprio dell'impalcato:
  - possibilità di realizzare fondazioni e appoggi più economici;
  - miglior comportamento nei confronti delle azioni sismiche (forze sismiche di minor entità);

- costi di adeguamento e ricostruzione minori;
- minori costi di messa in opera;
- assemblaggio in situ:
  - minori costi di trasporto;
- non richiedono sostegni:
  - nessun interruzione del traffico;
- lunghe campate e limitate altezze d'impalcato:
  - maggior snellezza;
  - minor numero di pile;
- prefabbricazione:
  - elevata velocità di costruzione;
  - bassi costi di mano d'opera;
  - possibilità di eliminare le casseforme;
  - alta qualità dell'opera;
  - pochi getti realizzati in opera.

In funzione della sezione trasversale dell'impalcato di possono avere:

- impalcati con schema a travi binate (anche noto come schema a bitrave);
- impalcati con schema a cassone;

#### 2.3.1 Impalcati con schema a travi binate

Lo schema a travi binate in virtù della sua semplicità ed economicità è il più utilizzato. In tal caso l'impalcato è costituito da una soletta, realizzata normalmente in cemento armato ordinario, la quale è sostenuta da un struttura in acciaio costituita da due travi principali connesse alla soletta, e da una serie di travi trasversali dette traversi, le quali non sono in contatto con la soletta (vedi figura 2.2).



Figura 2.2: Sezione trasversale con schema a travi binate [3].

Le travi principali vengono in genere realizzate, viste le loro dimensioni, utilizzando travi saldate, che presentano normalmente una larghezza delle flange costante e uno spessore delle flange e dell'anima variabile lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato. All'estradosso della flangia superiore sono saldati i connettori, i quali sono generalmente pioli tipo "Nelson".

I traversi vengono realizzati, in funzione delle loro dimensione, sia utilizzando travi saldate (traversi in corrispondenza degli appoggi) che travi laminate (traversi in campata) e presentano in genere un interasse di 6-8 m. Nel caso di ponti di piccola luce (<30 m) possono addirittura essere eliminati. I traversi sono normalmente posizionati a metà altezza delle travi principali, in quanto tale posizione agevola sia il passaggio delle casseforme mobili utilizzate per il getto della soletta, sia la manutenzione delle piattebande superiori. La soletta in calcestruzzo presenta generalmente uno spessore costante in direzione longitudinale e molto spesso variabile in direzione trasversale. Per larghezze inferiori a 15 m essa è realizzata in cemento armato ordinario, mentre per larghezze superiori può presentare una precompressione trasversale, che viene utilizzata per ridurre lo spessore della soletta e quindi il suo peso. L'utilizzo della precompressione trasversale richiede però una grande mano d'opera e per tale motivo, nel caso di solette con larghezze superiori ai 15 m, si preferisce utilizzare lo schema a travi binate con traversi portanti. In tal caso i traversi sono in contatto con la soletta in calcestruzzo, consentendo così di ridurre il suo spessore. Per quanto concerne lo schema con traversi portanti, si possono avere sia soluzioni con traversi presenti solo nella parte interna dell'impalcato, che soluzioni con traversi aggettanti (vedi figure 2.3 e 2.4).



Figura 2.3: Schema a travi binate con traversi portanti solo nella parte interna dell'impalcato [3].

8



Figura 2.4: Schema a travi binate con traversi aggettanti [3].

Nel primo caso (vedi figura 2.3) la soletta in calcestruzzo è sostenuta dai traversi, generalmente posti ad un interasse di 4 m, solo nel tratto compreso tra le due travi longitudinali. Le mensole laterali dell'impalcato risultano quindi non essere sostenute, ciò fa si che la loro lunghezza risulta limitata a circa 2 m. Ne consegue una grande distanza tra le travi principali, la quale può essere tale da richiedere una coppia di pile.

Nel secondo caso invece (vedi figura 2.4), essendo l'intera soletta sostenuta dai traversi, è possibile realizzare sbalzi laterali molto pronunciati, e quindi ridurre l'interasse tra le travi principali, e il conseguente ingombro delle pile. Le travi trasversali poste generalmente anche in questo caso ad un interasse di 4 m, presentano solitamente un'altezza costante nel tratto compreso tra le due travi principali, e una variazione lineare della stessa nei tratti a sbalzo. La soletta in calcestruzzo per entrambi i casi viene normalmente realizzata con uno spessore costante compreso tra 22 e 25 cm.

Per quanto concerne la configurazione longitudinale degli impalcati con schema a travi binate si possono avere:

impalcati con travi metalliche ad altezza costante (vedi figura 2.5);



Figura 2.5: Impalcato con travi in acciaio ad altezza costante [4].

 impalcati con variazione lineare dello spessore delle travi metalliche nelle campate laterali (vedi figura 2.6);



Figura 2.6: Impalcato con variazione lineare dello spessore delle travi in acciaio nelle campate laterali [4]

Impalcati con travi in acciaio ad altezza variabile (vedi figura 2.7);



Figura 2.7: Impalcati con in travi in acciaio ad altezza variabile [4].

 impalcati con travi in acciaio in parte ad altezza costante e in parte ad altezza variabile (vedi figura 2.8).



Figura 2.8: Impalcati con travi in acciaio in parte ad altezza costante e in parte ad altezza variabile [4].

#### 2.3.2 Impalcati con schema a cassone

Lo schema a cassone si caratterizza per il fatto di essere più complesso da realizzare rispetto alla soluzione con schema a travi binate, e più costoso visto il maggior peso. Per tale motivo esso viene utilizzato solo se si verifica almeno una delle seguenti situazioni:

- la campata di maggior lunghezza presenta una lunghezza superiore a 90 m;
- la larghezza dell'impalcato supera i 20 m;
- l'impalcato presenta grandi raggi di curvatura nel piano orizzontale;
- l'altezza disponibile è insufficiente per integrare l'impalcato esistente per mezzo di una schema a travi binate.

Tale tipologia di impalcato costituisce inoltre un'ottima soluzione quando è richiesta un'elevata rigidezza torsionale, o quando si vuole ridurre l'altezza dell'impalcato al fine di ottenere un risultato estetico più gradevole.

Nel caso di schema a cassone, la sezione trasversale risulta essere costituita da una trave metallica aperta superioremente, generalmente a forma di U, la quale sostiene una soletta in calcestruzzo (vedi figura 2.9).



Figura 2.9: Sezione trasversale con schema a cassone [3].

La soletta in calcestruzzo e le flange superiori della trave in acciaio presentano caratteristiche analoghe a quelle delle sezioni con schema a travi binate. La flangia inferiore invece viene solitamente realizzata utilizzando lamiere di spessore costante, le quali molto spesso sono irrigidite per mezzo di nervature a forma trapezoidale o a T, e alle volte con barre piatte di acciaio. Le amine sono anch'esse realizzate mediate l'utilizzo di lamiere a spessore costante, irrigidite con barre piatte o a forma di T, e sono generalmente inclinate rispetto all'asse della sezione. La sezione viene di solito irrigidita trasversalmente mediate l'utilizzo di telai trasversali, che vengono saldati alle flange superiore, alla flangia inferiore e alle anime. Essi vengono dimensionati al fine di evitare eccessive deformazioni trasversali della sezione, e solitamente sono disposti ad un interasse compreso tra i 4 e i 6 m. In

corrispondenza degli appoggi la sezione è invece irrigidita mediante l'utilizzo di diaframmi, i quali vengono dimensionati per assorbire varie tipologie di carichi, compresi quelli torsionali e le reazioni di appoggio. Essi chiudono quasi completamente l'intera sezione trasversale della trave metallica, eccetto una zona centrale nella quale in genere è presente un foro. I diaframmi sono inoltre in contatto e collegati con la soletta in calcestruzzo, lungo tutta la larghezza superiore della sezione a U.

La trave metallica presenta in ogni caso sempre un altezza maggiore di 1,5 m, al fine di consentire il getto della soletta in calcestruzzo e l'ispezione della struttura.

Lo schema a cassone più economico si ottiene con l'assemblaggio della trave metallica in officina, e l'utilizzo di flange inferiori realizzate con un'unica lamiera. In tal caso si evita infatti di dover realizzare al centro della stessa una saldatura longitudinale di unione tra le lamiere. Ciò però può essere evitato solo nel caso in cui la larghezza complessiva della trave in acciaio sia inferiore a 6 m, e quella della flangia inferiore risulti minore di 4.5 m.

In alternativa allo schema a cassone con trave metallica aperta superiormente, si possono avere travi in acciaio chiuse anche superiormente (vedi figura 2.10).



Figura 2.10: Schema a cassone con trave in acciaio chiusa superiormente [4].

In tal caso le due flange superiori vengono sostituite da un'unica lamiera generalmente irrigidita per mezzo di barre piatte o a forma di T. L'utilizzo della lamiera superiore, sebbene a parità di larghezza dell'impalcato e lunghezza della campata, richiede l'utilizzo di una quantità di acciaio maggiore rispetto al caso precedentemente descritto, è giustificato dalla semplificazione di alcune operazioni che essa consente, dato che può essere utilizzata come cassero.

Come nel caso dello schema a travi binate, anche per lo schema a cassone, si possono avere delle travi trasversali a sostegno della soletta in calcestruzzo (vedi figura 2.11).



Figura 2.11: Schema a cassone con travi trasversali a sostegno della soletta [4].

La realizzazione di tale tipologia di sezione trasversale è molto complicata e per questo giustificata solo se:

- l'impalcato presenta una larghezza maggiore di 13 m;
- la lunghezza della campata è maggiore di 90 m.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle flange superiori, delle anime e della flangia inferiore, esse sono analoghe a quelle del caso in assenza di travi trasversali. La distanza tra le travi trasversali è in genere di 4 m. Esse si estendono fino all'estremità della soletta, generalmente con una variazione lineare dell'altezza sotto la parte a sbalzo di quest'ultima. In tale tipologia di sezione trasversale, la soletta presenta delle caratteristiche analoghe a quelle per il caso di travi binate con traversi a sostegno della soletta, e quindi un spessore costante e sottile.

In alcune tipologie di sezioni trasversali con schema a cassone in luogo alle travi trasversali, la soletta è sostenuta mediate l'uso di diaframmi, i quali vengono inoltre usati in sostituzione dei telai di controventamento (vedi figura 2.12).



Figura 2.12: Schema a cassone con diaframmi a sostegno della soletta [4].

L'interasse tra i diaframmi è generalmente di 4 m consentendo così di ridurre al minimo lo spessore della soletta.

Infine un'ultima tipologia di schema a cassone è rappresentato dallo schema con travi trasversali con mensole puntellate (vedi figura 2.13).



Figura 2.13: Schema a cassone con travi trasversali con mensole puntellate [4].

In tal caso l'impalcato presenta un nucleo centrale costituito da una flangia superiore, una flangia inferiore, due anime verticali e da una serie di telai trasversali. Lateralmente a quest'ultimi la soletta in calcestruzzo è sostenuta per mezzo di due mensole che si estendono dai telai trasversali. Quest'ultime sono a loro volta sostenute da puntelli inclinati e vincolati alla base del nucleo centrale.

Per quanto concerne la configurazione longitudinale degli impalcati con schema a cassone, essi presentano quasi sempre uno spessore costante, in quanto ciò semplifica enormemente la loro costruzione e messa in opera.

# Capitolo 3 I fenomeni di fatica

Nel capitolo vengono presentati i fenomeni di fatica soffermandosi in particolare su come essi si verificano nelle strutture metalliche, nelle strutture in calcestruzzo e in quelle in calcestruzzo armato.

### 3.1 Il fenomeno della fatica

La fatica è un fenomeno meccanico in cui un danneggiamento, sotto forma di fratture, è accumulato in un materiale sottoposto a carichi variabili nel tempo, (in maniera regolare o casuale) fino alla rottura dello stesso. Tale rottura si verifica anche nel caso in cui il materiale sia rimasto nel suo limite di elasticità, ossia anche nel caso in cui durante la sua vita utile, esso sia soggetto a tensioni sensibilmente inferiori alla tensione di rottura o snervamento. Essa si caratterizza per il fatto di essere una rottura di schianto, senza deformazioni plastiche del materiale. Ciò lo si deve al fatto che all'aumentare del danneggiamento, e quindi dell'estensione della frattura, la sezione resistente diventa via via più piccola cosicché ad un certo punto essa non è più in grado di sopportare i carichi applicati, venendosi così a verificare la rottura.

In particolare il processo di danneggiamento si caratterizza per il fatto di svilupparsi lentamente nelle prime fas,i e quindi accelerare molto velocemente nelle sue fasi conclusive (vedi figura 3.1).



Figura 3.1: Sviluppo temporale del processo di danneggiamento [5].

Esso infatti inizia con la formazione di microfratture in corrispondenza dei punti di concentrazione delle tensioni, dove localmente le tensioni agenti possono superare la tensione di rottura del materiale. Sotto la continua azione dei carichi di fatica, esse inizialmente crescono lentamente, ma successivamente quando le tensioni nell'intorno dell'apice della frattura aumentano a causa della riduzione della sezione resistente, la velocità di crescita di quest'ultime aumenta velocemente, sino alla rottura del materiale.

Per loro natura i fenomeni di fatica risultano quindi essere dei fenomeni locali, i quali si originano, a seguito di variazioni di carico, in corrispondenza di regioni in cui si verificano delle concentrazioni di tensioni, e che si caratterizzano per una progressiva perdita di resistenza del materiale. all'aumentare del numero delle variazioni di carico applicate.

#### 3.2 La fatica delle strutture metalliche

#### 3.2.1 La vita a fatica

Nelle strutture metalliche generalmente la formazione di fratture, dovute ai fenomeni di fatica si verificano quasi sempre in corrispondenza dei particolari costruttivi. In particolare le saldature, le irregolarità geometriche e i collegamenti tra elementi risultano essere delle regioni critiche dal punto di vista della fatica. Per un dato elemento o particolare costruttivo soggetto all'azione di carichi ciclici, è possibile definire una vita a fatica, la quale indica li

numero di cicli di carico che esso è in grado di sopportare prima della rottura. A seconda della geometria dell'elemento o del dettaglio costruttivo, del suo processo realizzativo o del materiale utilizzato, quattro principali parametri possono influenzare la resistenza a fatica:

- l'intervallo di variazione della tensione applicata;
- la geometria del dettaglio strutturale;
- le caratteristiche del materiale;
- le condizioni ambientali.

#### 3.2.1.1 Intervallo di variazione della tensione applicata

L'intervallo di variazione della tensione applicata, risulta essere il principale parametro che influenza la vita a fatica dei particolari costruttivi.

Le prove a fatica eseguite con variazioni costanti di tensione,  $\Delta \sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = cost$ hanno infatti dimostrato che altri parametri, come ad esempio lo sforzo minimo  $\sigma_{min}$ , lo sforzo massimo  $\sigma_{max}$ , la sforzo medio  $\sigma_m = (\sigma_{min} + \sigma_{max})/2$ , il loro rapporto  $R = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ e la frequenza di carico, possono in genere essere trascurati in fase di progetto e in particolare nel caso di dettagli costruttivi saldati.

In tal caso infatti, sebbene la vita a fatica aumenta nel caso di cicli di sforzo che siano in parte in compressione, la presenza degli sforzi residui di trazione dovuti alla saldatura, annulla l'effetto benevolo degli sforzi di compressione, poiché il comportamento a fatica dipende dalla somma tra gli sforzi residui di trazione e quelli applicati (vedi figura 3.2).



Figura 3.2: Influenza degli sforzi residui di tensione [6].

Nel caso di particolari costruttivi saldati, una maggior vita a fatica può in ogni caso essere ottenuta, mediante l'introduzione di sforzi residui di compressione, attraverso metodi di miglioramento delle saldature o attraverso specifici trattamenti post saldatura.

#### 3.2.1.2 Geometria del dettagli costruttivo

La geometria del particolare costruttivo, risulta avere un ruolo fondamentale nella definizione della posizione in cui le fratture si vengono a creare, e della loro velocità di propagazione. In particolare è possibile distinguere tre diverse categorie di influenze geometriche:

- effetti della geometria della struttura;
- effetti delle concentrazioni di tensione;
- effetti delle discontinuità nelle saldature.

Gli effetti dovuti alla geometria della struttura e quelli dovuti alla concentrazione delle tensioni, possono essere evitati attraverso un buon progetto del dettaglio costruttivo, evitando ad esempio brusche variazioni geometriche. Per quanto concerne l'influenza delle discontinuità nelle saldature, essa può essere evitata mediante l'utilizzo di adeguanti metodi di fabbricazione e controllo, al fine di garantire che queste discontinuità non eccedano i valori limite stabiliti delle normative. Tali discontinuità, oltre ad essere dovute al processo di saldatura, dipendono anche dagli intagli che si vengono a creare nel materiale a causa dei processi di laminazione o di rettifica, cosi come dagli alveoli di corrosione. In funzione della loro forma e dimensione, queste discontinuità possono drammaticamente ridurre la vita a fatica del componente, sopratutto se esso è situato in una zona di concentrazione degli sforzi.

#### 3.2.1.3 Caratteristiche del materiale

La vita a fatica di un dettaglio costruttivo risulta inoltre essere sensibilmente influenzata dalla composizione chimica, della microstruttura e dalle caratteristiche meccaniche del metallo di cui è costituito. In particolare, maggiori resistenze a trazione del metallo consentono di ottenere una vita a fatica più lunga, a causa della maggior durata della fase di nucleazione della frattura, mentre la durata della fase di propagazione risulta essere sempre la stessa. Nel caso di elementi saldati e nelle strutture metalliche in generale, la vita a fatica dipende essenzialmente dalla fase di propagazione della frattura, e per tale motivo l'influenza della resistenza a trazione del materiale viene normalmente trascurata.

#### 3.2.1.4 Condizioni ambientali

Ambienti corrosivi e umidi possono ridurre drasticamente la vita a fatica di elementi metallici, in quanto essi incrementano la velocità di propagazione delle fratture.

Per quanto concerne l'influenza della temperatura, essa può normalmente essere trascurata per i normali intervalli di variazione della stessa. Le basse temperature possono però ridurre significativamente la dimensione critica della frattura (cioè l'estensione della frattura che innesca la rottura) e quindi causare premature rotture fragili degli elementi.

#### 3.2.2 La resistenza a fatica

Al fine di determinare la resistenza a fatica di un dato dettaglio costruttivo, è necessario eseguire sullo stesso un indagine sperimentale, durante la quale dei campioni di prova vengono sottoposti a ripetuti carichi ciclici, (generalmente con variazione sinusoidale della tensione applicata) con intervalli di variazione delle tensioni costanti. I campioni devono avere una dimensione tale da poter rappresentare opportunamente il dettaglio strutturale, la sua area circostante e gli sforzi residui in esso presenti. Nell'indagine devono inoltre essere considerati un numero sufficientemente grande di campioni, al fine di valutare correttamente la dispersione dei risultati. Infatti anche nelle le medesime condizioni di prova, il numero di cicli a rottura non sarà lo stesso per campioni apparentemente identici, a causa delle piccole differenze sempre presenti nei parametri che influenzano la vita a fatica. I risultati dei test vengono generalmente rappresentati in grafici riportanti il numero di cicli a rottura *N* sull' asse delle ascisse, e l'intervallo di variazione delle tensioni  $\Delta \sigma$  su quello delle ordinate. In un piano bilogaritmico il valore medio dei risultati dei test, per un dato dettaglio costruttivo, può essere espresso nell'intervallo compreso tra  $10^4$  e  $5 \cdot 10^6$  cicli, mediante una linea rettilinea di equazione (vedi figura 3.3);

$$N = C \cdot \Delta \sigma^{-m} \tag{3.1}$$

dove:

- *N* è il numero di cicli a rottura per un intervallo di variazione delle tensioni pari a  $\Delta \sigma$ ;
- *C* è una costante che rappresenta l'influenza del dettaglio strutturale;
- $\Delta \sigma$  è intervallo di variazione delle tensioni;
- *m* è un coefficiente che definisce la pendenza della linea media dei risultati.



Figura 3.3: Risultati delle prove di fatica di elementi strutturali in acciaio [6].

La curva presenta un limite superiore (corrispondente ad alti valori di  $\Delta\sigma$ ) pari alla tensione di rottura per carico statico del materiale, e un intervallo compreso tra 10 e 10<sup>4</sup> cicli chiamato regione della fatica oligociclica. In tale intervallo la rottura avviene con grandi cicli di deformazioni plastiche, ed esso risulta rilevante solo per quei carichi, come ad esempio le azioni sismiche, in cui gli elementi sono soggetti a pochi cicli di carico ma di alta intensità.

La curva presenta inoltre un limite inferiore (corrispondente a bassi valori di  $\Delta \sigma$ ) il quale indica che, carichi ciclici con intervalli di variazione della tensione inferiori a tale limite, possono essere applicati un gran numero di volte (> 10<sup>8</sup>) senza produrre rotture per fatica. Questo valore risulta particolarmente importante per quei carichi, come ad esempio le vibrazioni, i quali sono applicati un gran numero di volte ma presentato piccoli intervalli di variazione delle tensioni. E' importante però sottolineare come tale limite può essere solo valutato attraverso l'utilizzo di prove con intervalli di variazione delle tensioni costanti.

Al fine di ricavare la curva delle resistenze di fatica di progetto, ossia la curva caratteristica delle resistenze, risulta necessario prende in considerazione la dispersione dei risultati e fissare una probabilità di sopravvivenza. L'EN 1993-1-9 assume per la curva caratteristica delle resistenze una probabilità di sopravvivenza pari al 95%, calcolata a partire dal valore medio e assumendo un intervallo di confidenza pari al 75%. La posizione esatta della curva delle resistenze dipende inoltre dal numero di risultati disponibili. Per un numero sufficiente grande di risultati, tale curva può essere approssimata da una linea retta parallela a quella dei valori medi, ma situata alla sinistra di quest'ultima ad una distanza pari a 2 volte la deviazione standard (vedi figura 3.3).

#### 3.2.3 Storie di carico con variazioni di tensione non costanti

Le curve di resistenza a fatica (vedi figura 3.3) sono state determinate mediante prove condotte considerando storie di carico cicliche con variazioni costanti di tensione. Nel caso reale però, la storia di carico a cui è soggetto un' elemento, risulta essere costituita da più variazioni di tensione diverse tra loro (vedi figura 3.4).



Figura 3.4: Generica storia di carico [6].

Nasce quindi il problema di come considerare l'influenza delle differenti variazioni di tensione, e di come contare il numero di cicli durante i quali esse si verificano. Per l'analisi della storia di carico esistono diversi metodi, come ad esempio il metodo dei conteggi dei picchi, il metodo di conteggio degli attraversamenti, il rain flow counting method e il reservoir counting method. In particolare gli ultimi due metodi vengono in genere preferiti in quanto, se applicati correttamente, forniscono gli stessi risultati e permettono una buona definizione degli intervalli di variazione delle tensioni.

L'applicazione dei precedenti metodi consente di trasformare una generica storia di carico in uno spetto degli intervalli di variazione delle tensioni, il quale a sua volta può essere semplificato in un istogramma (vedi figura 3.5).



Figura 3.5: Spettro degli intervalli di variazione delle tensioni e corrispondente istogramma semplificato [6].

Ciò viene eseguito scegliendo un opportuno numero di intervalli di variazione delle tensioni, il che consente di suddividere lo spettro in una serie di blocchi, ognuno dei quali viene assunto, conservativamente, rappresentativo del massimo intervallo di variazione delle tensioni che si verifica in quel blocco dell'istogramma.

Con l'aiuto dell'ipotesi di accumulo del danno, l'influenza di una generica storia di carico sulla vita a fatica di un elemento, può essere ancora valutata attraverso l'utilizzo delle curve di resistenza a fatica (curve S-N), ottenute per intervalli di variazione delle tensioni costanti, consentendo cosi di calcolare la vita a fatica di un dato dettaglio costruttivo sotto l'azione dei carichi reali, costituiti solitamente da variazioni delle tensioni non costanti.

#### 3.2.4 Accumulo del danno

Il modo più semplice per valutare l'accumulo del danno, è quello di utilizzare la regola di Palmgren-Miner. Essa si basa sull'ipotesi di accumulo lineare del danno, cosicché nel caso di una storia di carico caratterizzata da differenti intervalli di variazione delle tensioni, il danno parziale prodotto per ogni intervallo di variazione  $\Delta \sigma_i$ , che si verifica  $n_i$  volte, può essere valutato come  $n_i/N_i$  dove  $N_i$  rappresenta il numero di cicli che provoca la rottura sotto l'azione della costante variazione di tensione  $\Delta \sigma_i$ .

Ne consegue che il danno totale, nel caso di  $n_{tot}$  intervalli di variazione delle tensioni, risulta essere pari a (vedi figura 3.6):

$$D_{tot} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = \sum_{i=1}^{n_{tot}} \frac{n_i}{N_i}$$
(3.2)



Figura 3.6: Schema per il calcolo dell'accumulo del danno [6].

La condizione di rottura viene raggiunta quando la sommatoria dei danni parziali risulta essere pari a  $D_{tot} = 1$ .

Va però sottolineato come l'utilizzo di tale regola, non consenta di tener conto della sequenza temporale in cui le variazioni di tensioni si sono verificate. Ciò nonostante l'utilizzo dell'equazione precedente, insieme ad appropriati coefficienti di sicurezza, ha mostrato la sua affidabilità nel progetto a fatica di elementi strutturali in acciaio.

Nel caso di intervalli di variazione delle tensioni maggiori del limite di fatica (vedi figura 3.3), l'accumulo del danno può essere valutato per mezzo dell'espressione (3.2). Se invece gli intervalli di variazione sono inferiori al limite di fatica, essi non contribuiscono alla propagazione della frattura, finche essa non raggiunge una certa dimensione. Per tale motivo la parte dell'istogramma sottostante tale limite, non può essere completamente ignorata, in quanto essa contribuisce all'accumulo del danno quando la frattura diventa sufficientemente grande. A tal fine per intervalli di variazione delle tensioni  $\Delta \sigma_i$  minori del limite di fatica, si utilizza una curva di resistenza a fatica con pendenza *k* minore rispetto alla pendenza *m* della curva al di sopra del limite di fatica (vedi figura 3.7).



Figura 3.7: Influenza degli intervalli di variazione delle tensioni inferiori al limite di fatica [6].

Poiché gli intervalli di variazione delle tensioni più piccoli non contribuiscono alla propagazione della frattura, per la curva della resistenza di fatica si introduce inoltre un limite di cut-off  $\Delta \sigma_L$ . Gli intervalli di tensione minori di tali limite vengono quindi trascurati nella valutazione dell'accumulo del danno. Il limite di cut-off è in genere fissato a  $N_L = 10^8 cicli$  a cui corrisponde, nel caso in cui  $N_D = 5 \cdot 10^6 cicli$ , un intervallo di variazione delle tensioni  $\Delta \sigma_L \approx 0.55 \Delta \sigma_D$  dove  $\Delta \sigma_D$  è il limite di fatica . E' importante ricordare che la parte della curva della resistenza a fatica sotto il limite di fatica è il risultato di una semplificazione e non rappresenta il reale comportamento dell'elemento. Essa è stata introdotta al fine di facilitare il calcolo dell'accumulo del danno, attraverso l'utilizzo delle stesse ipotesi per gli intervalli di variazione delle tensioni superiori al limite di fatica.

#### 3.2.5 Concetto di fattore di danno equivalente

La verifica a fatica di una nuova struttura è un operazione complessa, la quale richiede la conoscenza dei carichi a cui la struttura sarà soggetta nel corso della sua vita. Noti i carichi è possibile valutare per la stessa il danno accumulato ed eseguire quindi la verifica di fatica. Il concetto di fattore di danno equivalente, è quindi stato introdotto al fine di evitare questo tedioso lavoro. Esso è descritto dalla figura 3.8 dove sul lato sinistro della figura è descritta la procedura di verifica a fatica utilizzando il traffico reale, mentre sul lato destro è descritta la procedura con il modello di carico semplificato.



Figura 3.8: Concetto di fattore di danno equivalente [6].

La corrispondenza tra le due procedure è fornita dal fattore di danno equivalente, il quale assicura l'equivalenza in termini di danneggiamento tra i due metodi. Esso può quindi essere definito come:

$$\lambda = \gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_E / \Delta \sigma(Q_{fat}) \qquad (3.3)$$

dove:

- $\gamma_{Ff}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per i carichi di fatica;
- $\Delta \sigma_E$  è l'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento a 2 milioni di cicli;
- $\Delta\sigma(Q_{fat})$  è l'intervallo di variazione degli sforzi dovuto al modello di carico semplificato.

Il calcolo dei valori del coefficiente  $\lambda$  è stato eseguito, una volta per tutte, per i casi più usuali e risulta essere funzione di diversi parametri, come ad esempio la composizione del traffico e la lunghezza della linea di influenza per citare i più importanti.

Il modello di carico semplificato utilizzato non risulta essere troppo distante dalla realtà, poiché altrimenti si potrebbero verificare delle brusche variazioni dei valori del fattore di danno equivalente, quando la lunghezza della linea di influenza si avvicina all'interasse tra gli assali.

### 3.3 La fatica nelle strutture in calcestruzzo

Sebbene la fatica sia considerata un fenomeno particolarmente importante per le strutture in acciaio, anche nelle strutture in calcestruzzo soggette a ripetuti carichi ciclici si possono presentare fenomeni di fatica. A differenza delle strutture metalliche per le quali il fenomeno di fatica è stato ampiamente studiato, le ricerche su comportamento a fatica del calcestruzzo risultano essere non solo molto meno avanzate, ma anche considerevolmente meno conclusive. Nonostante ad oggi non si registrino collassi di strutture in calcestruzzo a causa dei fenomeni di fatica, lo studio di tale fenomeno sta assumendo negli ultimi anni un'importanza sempre maggiore, poiché il fatto che le strutture stanno diventando sempre più snelle, il volume di traffico stia aumentando, i carichi assiali siano sempre più grandi e i limiti di velocità sempre maggiori, fanno si che la vita a fatica di tali strutture si stia progressivamente riducendo.

#### 3.3.1 La fatica nel calcestruzzo non armato

Il calcestruzzo a differenza dell'acciaio si caratterizza per il fatto di essere un materiale composito, costituito da una miscela di legante, acqua e aggregati. Per sua natura esso risulta quindi essere incline a presentare al suo interno un gran numero di difetti derivanti da numerose cause. Ciò fa si che sotto l'azione di carichi ciclici al suo interno si possono venire a formare delle fratture, le quali possono essere dovute alla frattura della pasta cementizia, alla frattura degli aggregati, alla perdita di adesione tra pasta cementizia e aggregati o a

qualsiasi combinazione delle cause precedenti. In particolare il meccanismo di fatica nel calcestruzzo non è ben noto e numerose ipotesi sulla nucleazione delle fratture e sulla loro propagazione sono state proposte da vari autori.

Secondo Mudock and Kesler (1958) la nucleazione delle fratture nel calcestruzzo è dovuta al progressivo deterioramento del legame tra aggregati e matrice. Ciò produce, a causa della propagazione delle fratture, una riduzione della sezione resistente del materiale, portando così alla sua rottura per frattura della matrice. La regione di interfaccia si caratterizza infatti per il fatto di essere la regione più debole del conglomerato, questo fa sì che la probabilità di nucleazione delle fratture in tali zone sia molto alta. Ciò nonostante secondo la maggior parte dei ricercatori la nucleazione delle fratture si può verificare, oltre che nelle regioni di interfaccia, anche all'interno della matrice. Questo dipende essenzialmente dalla dimensione dei difetti presenti.

Il comportamento a fatica del calcestruzzo è influenzato da numerosi parametri come ad esempio il tipo di carico, l'intervallo di carico, il periodo di maturazione, le proprietà del materiale, le condizioni ambientali, ecc. Le proprietà del calcestruzzo dipendono inoltre anch'esse da molti fattori come ad esempio il rapporto acqua-cemento, l'umidità relativa, il contenuto di cemento, il contenuto d'aria, la tecnica di maturazione, ecc.

I primi studi sul comportamento a fatica del calcestruzzo si devono a Van Ornum, il quale nel 1903 condusse delle prove di compressione su campioni cubici di lato 2 pollici, realizzati in solo cemento e stagionati 4 settimane. Le sue prove hanno mostrato come la resistenza ultima a 7000 cicli di carico risulti essere pari circa al 55 % della resistenza ultima statica. Egli esegui quindi delle prove simili su campioni cubici di lato 7 pollici realizzati in calcestruzzo, che fornirono dati indicativi di come il comportamento dei provini in calcestruzzo, fosse simile a quello dei provini realizzati in solo cemento (vedi figura 3.9).



Figura 3.9: Risultati delle prove di Van Ornum [7].

Nel 1907 egli condusse delle prove simili su provini prismatici di lati 5 x 5 x 12 pollici stagionati sia a un mese che a un anno, ai quali furono applicati carichi ripetuti con variazioni di tensione comprese tra zero e il valore della resistenza ultima, applicati con frequenze comprese tra 2 e 4 cicli per minuti.

Le indagini sperimentali eseguite fino ad oggi su elementi in calcestruzzo non armato, soggetti a ripetuti carichi di compressione con intervalli di variazione della tensione compresi tra zero e la tensione di rottura a compressione, hanno evidenziato come la resistenza a fatica sia pari al 50-55% della resistenza ultima statica. Il calcestruzzo soggetto a ripetuti carichi flessionali mostra una simile riduzione della resistenza ultima, sebbene si sia osservato, come una variazione compresa tra il 33 e 64% in funzione dell'umidità, della tipologia di aggregato e delle condizioni di stagionatura possa esistere. Riduzioni dal 50 al 55% sono inoltre state riscontrate sulla resistenza a trazione del calcestruzzo e sul suo modulo elastico. Le prove di laboratorio hanno inoltre dimostrato come la resistenza a fatica sia significativamente influenzata dall'età del calcestruzzo alla messa in carico, e della sue modalità di stagionatura. In particolare un calcestruzzo che sia stato accuratamente stagionato e messo in carico ad un'età adeguata, mostra una maggiore resistenza a fatica. Inoltre calcestruzzi con bassi rapporti acqua-cemento evidenziano resistenze a fatica superiori.

#### 3.3.2 La fatica nel calcestruzzo armato

La vita a fatica di una struttura realizzata in calcestruzzo armato dipende essenzialmente dalle tensioni massime e minime applicate, dall'intervallo di variazione delle tensioni e dal numero di cicli di carico applicati (vedi figura 3.10).



Figura 3.10: Principali parametri di un carico ciclico [7].
Poiché il calcestruzzo armato è un materiale composito, una struttura in calcestruzzo armato può giungere a rottura per fatica in diversi modi. La rottura è spesso una conseguenza di molti fattori, i quali fanno si che le modalità di rottura possono avere caratteristiche significativamente differenti. Delle rotture locali si possono verificare nel calcestruzzo, nell' armatura e nel legame d'aderenza tra i due materiali. Le rotture per fatica in compressione nel calcestruzzo armato possono essere considerate come duttili, dato che delle fratture nel calcestruzzo possono svilupparsi considerevolmente prima del collasso della struttura. Le rotture per fatica in trazione nel calcestruzzo armato presentano invece un comportamento molto più fragile, in quanto la velocità di propagazione della frattura nell'armatura risulta essere piuttosto rapida nella fase finale di rottura.

Le differenti modalità di rottura per fatica delle strutture in calcestruzzo armato possono essere suddivise, in funzione del loro aspetto, in due gruppi. Un primo gruppo di rotture per fatica sono le rotture per compressione e flessione. Le rotture per fatica in trazione dovute alla flessione si verificano generalmente nelle armature, soprattutto nel caso di sezioni fessurate debolmente armate. Nel caso di sezioni normalmente o fortemente armate, la situazione è molto più complessa. La rottura per compressione potrebbe verificarsi nel calcestruzzo, ma essa può essere influenzata dagli effetti tra le armature compresse e il calcestruzzo. Infatti le differenze di deformazione nell'acciaio e nel calcestruzzo, in corrispondenza di uno stesso livello di carico, causano la nascita di tensioni trasversali di trazione nel calcestruzzo, che conducono ad una sfavorevole fessurazione nella regione compressa.

Un secondo gruppo di rotture per fatica sono le rotture per taglio. La resistenza a fatica in questo caso è, in relazione alla resistenza statica, molto bassa (pari circa al 40-60%) e quindi risulta molto importante tenerne conto in fase di progetto. La rottura a fatica per taglio dipende fortemente dalla presenza o meno di armatura a taglio, la quale aumenta significativamente la resistenza a fatica.

Quando una trave è dotata di armatura a taglio essa può giungere a rottura secondo quattro differenti modalità (vedi figura 3.11).

29



Figura 3.11: Possibili modalità di rottura per fatica a taglio in travi con armature a taglio [7].

In particolare si può verificare la rottura per fatica delle armature a taglio (a), la rottura per fatica del calcestruzzo compresso sopra la fessura di taglio (b), la rottura per fatica delle armature longitudinali dove esse sono attraversate dalle fessure di taglio (c) e la rottura per fatica del calcestruzzo compresso nell'anima (d).

Per le barre di armatura si è osservato come la resistenza a fatica sia indipendente dalla classe di acciaio con cui sono realizzate. Essa dipende sopratutto dal tipo di barra di armatura. Le barre lisce si caratterizzano per il fatto di presentare la maggior resistenza. Nel caso infatti di barre ad aderenza migliorata, le nervature presenti producono, nell'intorno delle stesse, delle tensioni locali molto elevate, che riducono la resistenza a fatica. In particolare nel caso di barre ad aderenza migliorata esse mostrano una pronunciata riduzione della loro resistenza a fatica all'aumentare del loro diametro. Infine le barre saldate si caratterizzano per il fatto di presentare la minor resistenza a fatica, la quale risulta essere pari al 50% di quella delle barre continue.

Per quanto riguarda la corrosione delle armature, è stato dimostrato attraverso prove di laboratorio, che essa può ridurre la resistenza a fatica del 35%. In particolare i suoi effetti diventano più dannosi nel caso in cui i carichi siano applicati con basse frequenze.

30

# Capitolo 4 Descrizione caso di studio

Nel presente capitolo viene fornita una descrizione dettagliata dell'opera oggetto di studio. In particolare vengono descritte le condizioni ambientali in cui essa si trova ad operare, la geometria dell'impalcato e le principali caratteristiche degli elementi strutturali che la compongono. Vengono inoltre presentate nel dettaglio le fasi costruttive e le configurazioni di precompressione considerate e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali. Infine vengono riportate le azioni agenti sull' opera e le combinazioni delle azioni utilizzate nel presente elaborato.

# 4.1 Condizioni ambientali

L'opera è situata in una regione caratterizzata da una moderata gelività in cui si fa frequente uso di agenti disgelanti. Ne consegue dunque, che per le opere in calcestruzzo è possibile andare a definire le seguenti classi di esposizione:

- XC3 per l'estradosso della soletta al di sotto dello strato di impermeabilizzazione;
- XC4 per l'intradosso della soletta;
- XD4 per i cordoli in calcestruzzo a sostegno delle barriere di sicurezza.

L'umidità relativa ambientale (RH) è stata assunta pari all' 80%, mentre la minima temperatura dell'aria (considerando un periodo di ritorno di 50 anni) a cui la struttura è soggetta è stata assunta pari a -20°C.

## 4.2 Caratteristiche geometriche

Il viadotto oggetto di studio, di lunghezza complessiva pari a 200 m, è costituito da tre campate di lunghezza pari a 60 m, 80 m e 60 m (vedi figura 4.1).

La struttura si caratterizza inoltre per il fatto di possedere un profilo altimetrico orizzontale, una configurazione planimetrica rettilinea, un estradosso dell'impalcato piano e un'altezza costante delle travi longitudinali in acciaio pari a 2800 mm.



Figura 4.1: Vista longitudinale del viadotto [8].

L'opera presenta una sezione trasversale a bi-trave simmetrica rispetto all'asse centrale del ponte. Essa è costituita da due travi ad I in acciaio poste ad un interasse di 7 m, le quali sono rese solidali tra loro mediante l'impiego di traversi e dalla soletta in calcestruzzo.

La soletta in calcestruzzo presenta una larghezza di 12 m, e su di essa trova luogo una carreggiata di larghezza complessiva pari a 7 m. Essa è suddivisa in due corsie, una per senso di marcia, di larghezza pari a 3,5 m ai lati delle quali sono poste due corsie d'emergenza di ampiezza pari a 2 m. La strada è delimitata esternamente da due cordoli in calcestruzzo di larghezza pari a 1 m sui quali sono installate le barriere di sicurezza. La superficie pavimentata presenta dunque una larghezza complessiva di 11 m, e una pendenza trasversale pari a 2,5% al fine di garantire il corretto allontanamento delle acque meteoriche dalla sede stradale (vedi figura 4.2).



Figura 4.2: Sezione trasversale dell'impalcato [8].

#### 4.2.1 Travi in acciaio

Le travi metalliche presentano una sezione trasversale asimmetrica a forma di I, caratterizzata da una flangia superiore di larghezza pari a 1000 mm, e un flangia inferiore di larghezza pari a 1200 mm. Il collegamento tra le flange e l'anima è eseguito mediate l'utilizzo di saldature longitudinali continue a cordone d'angolo a cordone d'angolo, le quali presentano un'altezza di gola pari a 4 mm. Gli spessori delle anime e delle flange, così come la conseguente altezza delle anime, non sono costanti lungo lo sviluppo longitudinale, ma variano come meglio descritto nella figura sottostante (vedi figura 4.3). In particolare le variazioni di spessore nelle flange superiori ed inferiori, si verificano in corrispondenza dell' intradosso, per le flange superiori, ed in corrispondenza dell'estradosso per quelle inferiori, cosicché l'altezza delle travi in acciaio si mantiene costante e pari a 2800 mm.



Figura 4.3: Distribuzione dell'acciaio lungo la direzione longitudinale.

Le variazioni di spessore delle flange e dalle anime, fanno si che, lungo la direzione longitudinale di sviluppo della travi metalliche, sia possibile andare ad individuare quattro diverse tipologie di sezioni trasversali, le quali si diversificano per lo spessore e per l' altezza delle anime, e per lo spessore delle flange (vedi figura 4.4).



Figura 4.4: Sezioni trasversali travi in acciaio.

Le travi in acciaio sono collegate tra loro, oltre che dalla soletta in calcestruzzo, anche da travi trasversali, comunemente detti "traversi", i quali sono localizzati in corrispondenza delle spalle del viadotto, degli appoggi intermedi, così come ogni 7,5 m nelle campate laterali (C0-P1 e P2-C3) e ogni 8 m nella campata centrale (P1-P2). I traversi situati sulle spalle e in corrispondenza degli appoggi intermedi sono realizzati mediante l'impiego di travi saldate e presentano una sezione a I simmetrica (vedi figura 4.5).



Figura 4.5: Dettagli travi trasversali in corrispondenza degli appoggi [1].

Le travi trasversali situate in campata sono invece realizzate mediante l'impiego di travi laminate dal profilo tipo IPE600 (vedi figura 4.6).



Figura 4.6: Dettagli travi trasversali in campata [1].

#### 4.2.2 Soletta in calcestruzzo

La soletta in calcestruzzo presenta uno spessore variabile lungo il suo sviluppo trasversale. In particolare essa ha un spessore di 0.3075 m in corrispondenza dell'asse di simmetria, uno spessore massimo di 0,4 m in corrispondenza delle travi in acciaio e un spessore minimo di 0,25 m in corrispondenza delle sue estremità. La soletta in calcestruzzo presenta una larghezza complessiva 12 m e due mensole laterali di lunghezza pari a 2,5 m (vedi figura 4.2).

#### 4.2.2.1 Barre di armatura

La disposizione delle barre di armatura all'interno della soletta in calcestruzzo, si caratterizza per il fatto di non essere uniforme né in direzione longitudinale, né in direzione trasversale. In particolare in direzione longitudinale, è possibile andare ad individuare due diversi campi di armatura (vedi figure 4.7 e 4.8):

- barre ad aderenza migliorata con diametro φ = 22 mm e passo 130 mm, sia per lo stato superiore di armatura che per quello inferiore, nelle regioni definite di campata;
- barre ad aderenza migliorata con diametro  $\phi$  = 24 mm e passo 130 mm, sia per lo stato superiore di armatura che per quello inferiore, nelle regioni definite di appoggio.



Figura 4.7:Suddivisione in regioni di appoggio e campata.

Le armature trasversali sono poste esternamente rispetto alle armature longitudinali,e sono costituite da (vedi figura 4.8):

- barre ad aderenza migliorata con diametro φ = 20 mm e passo 170 mm nello strato superiore di armatura, e barre ad aderenza migliorata con diametro 25 mm e passo 170 mm nello strato inferiore di armatura, nei tratti di soletta compresi tra le due travi in acciaio.
- barre ad aderenza migliorata con diametro φ = 20 mm e passo 170 mm nello strato superiore di armatura, e barre ad aderenza migliorata con diametro 16 mm e passo 170 mm nello strato inferiore di armatura, nei tratti di soletta posti al di sopra delle travi metalliche.



Figura 4.8: Disposizione armatura ordinaria nella soletta in calcestruzzo [1].

#### 4.2.2.2 Copriferro

Il valore nominale di copriferro delle barre di armatura, è stato determinato seguendo le prescrizioni previste dalla normativa EN1992-1-1 al punto 4.4.1, secondo cui:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

dove:

- *c<sub>nom</sub>* è il valore nominale di copriferro;
- *c<sub>min</sub>* è il valore minimo di copriferro;
- $\Delta c_{dev}$  è il valore del margine di progetto per gli scostamenti (tolleranza).

Nel caso oggetto di studio, si è deciso di assumere come valori minimi di copriferro  $c_{min}$  i seguenti valori (classe strutturale S4):

- stato s-uperiore di armatura (classe di esposizione XC3) : c<sub>min</sub>= 25 mm;
- stato superiore di armatura (classe di esposizione XC4) :  $c_{min}$  = 30 mm.

Per quanto concerne il margine di progetto per gli scostamenti, poiché sono previsti controlli di qualità in fase di realizzazione dell'opera, con controllo della misura del copriferro, si è deciso di utilizzare un valore pari a  $\Delta c_{dev}$ = 5 mm.

Ne consegue dunque un copriferro nominale pari a:

- *c<sub>nom</sub>*= 30 mm per le armature superiori;
- $c_{nom}$ = 35 mm per le armature inferiori.

#### 4.2.2.3 Geometria semplificata per l'analisi globale

Al fine di agevolare l'analisi globale della struttura, la reale sezione trasversale della soletta, è stata sostituita da una sezione semplificata, costituita da due rettangoli di larghezza pari a 6 m, per il rettangolo superiore, e di 1 m per quello inferiore. Le altezze dei due rettangoli sono state calcolate in modo tale da garantire che la sezione semplificata, e quella reale, avessero le stesse proprietà geometriche (stessa area e stesso baricentro) e sono risultate essere pari a  $e_1$ = 0,307 m per il rettangolo superiore e  $e_2$ = 0,109 m per quello inferiore (vedi figura 4.9).



Figura 4.9: Sezione trasversale reale (sinistra) e semplificata (destra) della soletta in calcestruzzo [1].

Sia per la strato superiore di armatura che per quello inferiore, le armature longitudinali sono state concentrate in un'unica area, la quale è stata posizionata lungo l'asse verticale dell'anima della trave in acciaio ad un altezza y pari a:

Regione	Strato di armatura	Posizione verticale armatura y (mm)
Campata	Superiore	61 mm rispetto estradosso della soletta
	Inferiore	21 mm rispetto intradosso della soletta
Appoggio	Superiore	63 mm rispetto estradosso della soletta
	Inferiore	21 mm rispetto intradosso della soletta

Tabella 4.1. Posizione verticale delle armature.

## 4.2.3 Connettori a taglio

I connettori a taglio sono realizzati utilizzando pioli tipo "Nelsol" di diametro d = 22 mm e altezza h = 200 mm, disposti su file di 4 elementi (vedi figura 4.10).



Figura 4.10: Disposizione trasversale dei connettori.

L'interasse longitudinale tra le file di pioli non è costante, ma varia in funzione dell'entità della forza di taglio da assorbire. Al fine di evitare, per ragioni costruttive, una continua variazione del passo tra i pioli, la trave longitudinale è stata suddivisa in 22 segmenti, all'interno dei quali l'interasse tra le file di pioli è mantenuto costante e pari a (vedi figura 4.11):

Segmento	lnizio [ m]	Fine [m]	Interasse [mm]
1	0	6	353
2	6	12.5	406
3	12.5	25	543
4	25	35	454
5	35	42	583
6	42	50	471
7	50	62.5	329
8	62.5	80	336
9	80	87.5	375
10	87.5	100	463
11	100	108	500

12	108	112.5	450
13	112.5	120	395
14	120	132	444
15	132	140	421
16	140	150	323
17	150	162.5	347
18	162.5	170	395
19	170	176	461
20	176	187.5	523
21	187.5	194	382
22	194	200	333

Tabella 4.2: Interassi longitudinali tra i connettori



Figura 4.11: Interasse tra i connettori

## 4.2.4 Cavi da precompressione

Al fine di valutare gli effetti della precompressione esterna sul comportamento degli impalcati da ponte a struttura mista, si è deciso di considerare due diverse configurazioni di precompressione:

 configurazione A: l'impalcato è precompresso applicando ad ogni trave metallica due cavi da precompressione, costituiti da 15 trefoli (A<sub>trefolo</sub>= 139 mm<sup>2</sup>) e disposti simmetricamente rispetto all'anima della trave, caratterizzati dal seguente tracciato (vedi figura 4.12).



Figura 4.12: Precompressione configurazione A.

Deviatore	X [ m ]	Z [ m]
1	0	1.5
2	15	0.6
3	40	0.7
4	60	2.5
5	86	0.25
6	114	0.25
7	140	2.5
8	160	0.7
9	185	0.6
10	200	1.5

Tabella 4.2: Precompressione configurazione A.

 configurazione B: l'impalcato è precompresso applicando ad ogni trave metallica due cavi da precompressione, costituiti da 31 trefoli (A<sub>trefolo</sub>= 139 mm<sup>2</sup>) e disposti simmetricamente rispetto all'anima della trave, caratterizzati dal seguente tracciato (vedi figura 4.13).



Figura 4.13: Precompressione configurazione B.

Deviatore	X [ m ]	Z [ m]
1	0	1.3
2	20	0.5
3	40	1.5
4	60	2.5
5	85	0.23
6	115	0.23
7	140	2.5
8	160	1.5
9	180	0.5
10	200	1.3

Tabella 4.3: Precompressione configurazione B.

# 4.3 Vincoli

Per l'impalcato si è deciso di assumere la seguente configurazione di vincolo (vedi figura 4.14):

- lato sinistro dell'impalcato:
  - appoggio fisso in direzione longitudinale e trasversale sulla spalla CO;
  - appoggi mobili in direzione longitudinale e fissi in direzione trasversale sulle pile P1, P2 e sulla spalla C3;
- lato destro dell'impalcato:
  - appoggi mobili in direzione longitudinale e trasversale sulle spalle C0 e C3 e sulle pile P1 e P1.

C0 - Destra	► P1 - Destra	P2 - Destra	C3 - Destra 🔶
O C0 - Sinistra	● P1 - Sinistra	P2 - Sinistra 🔶	C3 - Sinistra 🔶

Figura 4.14: Configurazione di vincolo dell'impalcato.

L'idea di scegliere tale configurazione di vincolo, deriva dal fatto di voler consentire tutti gli spostamenti orizzontali dell'impalcato, impedendo quelli verticali e garantendo l'equilibrio dello stesso, al fine di evitare il nascere di coazioni interne dovute all'impedimento di tali spostamenti.

# 4.4 Fasi costruttive

Le fasi costruttive nel caso di ponti ad impalcato misto acciaio-calcestruzzo a travata continua, rivestono una primaria importanza in quanto da esse dipende lo stato tensionale interno alla struttura, e di conseguenza lo stato fessurativo della soletta in calcestruzzo. Infatti, nelle regioni attorno agli appoggi di continuità, i momenti negativi che si vengono a creare, inducono delle tensioni di trazione nella soletta, le quali posso superare il valore di resistenza a trazione del calcestruzzo portando alla fessurazione dello stesso. Lo stato fessurativo della soletta, oltre ad influire sulla durabilità dell'opera, influisce anche sulla sua rigidezza, e sulla conseguente distribuzione delle azioni al suo interno. Esso può essere limitato con un'accurata definizione della sequenza temporale di getto dei segmenti di soletta, e mediate l'uso della precompressione.

Al fine di valutare, sia l'effetto della sequenza temporale di getto dei segmenti, che l'effetto della precompressione sullo stato fessurativo della soletta, si è deciso di considerare per l'impalcato oggetto di studio due diverse tipologie di fasi costruttive, le quali si articolano nelle seguenti operazioni:

- prima tipologia
  - assemblaggio e posa in opera delle travi metalliche;
  - getto segmentato della soletta in calcestruzzo.
- seconda tipologia
  - assemblaggio e posa in opera delle travi metalliche;
  - getto segmentato della soletta in calcestruzzo;
  - precompressione dell'impalcato.

## 4.4.1 Assemblaggio e posa in opera delle travi in acciaio

Le travi in acciaio, realizzate per conci di lunghezza massima 12 m, sono dapprima assemblate in situ mediante giunzione per saldatura dei vari conci, e successivamente varate mediante l'impiego di due autogru posizionate sulle due spalle del ponte.

#### 4.4.2 Getto segmentato della soletta in calcestruzzo

La soletta in calcestruzzo di lunghezza pari a 200 m, è stata suddivisa in 8 segmenti di lunghezza 25 m, ognuno dei quali è gettato in opera ogni 10 giorni.

Al fine di valutare l'influenza della sequenza temporale di getto dei segmenti, sullo stato fessurativo della soletta nelle regioni circostanti gli appoggi di continuità, si è deciso di considerare due distinte strategie di getto:

 prima strategia: getto continuo in avanzamento dei segmenti partendo dalla spalla C0 (vedi figura 4.15);



Figura 4.15: Prima strategia di getto.

 seconda strategia: getto dapprima dei segmenti in campata e successivo getto dei segmenti sugli appoggi (vedi figura 4.16).



Figura 4.16: Seconda strategia di getto.

Per entrambe le sequenze temporali di getto, si è assunto che l'installazione delle dotazioni non strutturali del ponte è completata in 20 giorni, cosicché l'impalcato si può considerare completamente realizzato in 100 giorni.

#### 4.4.3 Precompressione dell'impalcato

L'impalcato è precompresso al tempo t = 90 giorni mediante l'applicazione dei cavi da precompressione alle travi in acciaio.

# 4.5 Casi di studio

Le due strategie di getto, in presenza o meno delle due configurazioni di precompressione ha permesso la definizione dei seguenti casi di studio:

- caso 1: prima strategia di getto in assenza di precompressione;
- caso 2: seconda strategia di getto in assenza di precompressione;
- caso 3: prima strategia di getto con precompressione configurazione A;
- caso 4: seconda strategia di getto con precompressione configurazione A;
- caso 5: prima strategia di getto con precompressione configurazione B;
- caso 6: seconda strategia di getto con precompressione configurazione B;

# 4.6 Materiali

#### 4.6.1 Acciaio da carpenteria

Le travi in acciaio sono realizzate in acciaio S 355. In particolare, al fine di assicurare una buona saldabilità e tenacità dello stesso, si è deciso di utilizzare, in funzione dello spessore delle lamiere, le seguenti qualità di acciaio:

Spessore lamiera t (mm)	Qualità
t ≤ 30 mm	S 355 K2
30 mm < t ≤ 80 mm	S 355 N
t ≥ 80 mm	S 355 NL

 Tabella 4.4. Qualità di acciaio utilizzate in funzione dello spessore delle lamiere.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche le normative EN10025-2 per acciai S 355 K2 e la normativa EN10025-3 per acciai S 355 N e S 355 NL forniscono, in funzione dello spessore delle lamiere, i seguenti valori per la tensione di snervamento ( $f_y$ ) e per quella di rottura ( $f_u$ ):

t		>16	>40	>63	>80	>100
(mm)	≤16	≤40	≤63	≤80	≤100	≤150
fy	355	345	335	325	315	295
f <sub>u</sub>	470	470	470	470	470	450

**Tabella 4.5**. Valori della tensione di snervamento  $f_y$  e di rottura  $f_u$  in funzione dello spessore t delle lamiere.

L' acciaio S 355 si caratterizza inoltre per il fatto di possedere un modulo elastico pari a  $E_a$ = 210 000 MPa e un coefficiente termico di espansione lineare pari a  $\alpha_{th}$ = 12x10<sup>-6</sup> °C<sup>-1</sup>.

## 4.6.2 Calcestruzzo

La soletta in calcestruzzo è realizzata impiegando calcestruzzo di classe C35/45 le cui principali proprietà meccaniche sono riassunte nella tabella sottostante:

Proprietà	Valore
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 45 MPa$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 35 MPa$
Resistenza media a compressione a 28 giorni	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 MPa$
Resistenza media a trazione a 28 giorni	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.2  MPa$
Resistenza a trazione caratteristica inferiore	$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.2 MPa$
Resistenza a trazione caratteristica superiore	$f_{ctk0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.2 MPa$
Modulo di elasticità secante a 28 giorni	$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{2/3} = 34077MPa$

 Tabella 4.6.
 Principali proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Il calcestruzzo si caratterizza inoltre per il fatto di essere un materiale tempo dipendente, la cui resistenza a compressione così come la sua resistenza a trazione e il suo modulo di elasticità, non sono costanti nel tempo. La variazione nel tempo delle sopracitate proprietà meccaniche, particolarmente importante per l'analisi delle fasi costruttive, è stata valutata

utilizzando le espressioni riportate nel Model Code 1990 ai punti 2.1.6.1 e 2.1.6.3, per la variazione di resistenza a compressione e per il modulo di elasticità.

resistenza a compressione

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \qquad (4.1)$$

con

$$\beta_{cc} = exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1}\right)^{1/2}\right]\right\}$$
(4.2)

dove

- $f_{cm}(t)$  è la resistenza media a compressione del calcestruzzo al tempo t;
- *f<sub>cm</sub>* è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;
- $\beta_{cc}(t)$  è un coefficiente che dipende dall'età del calcestruzzo;
- t è l'età del calcestruzzo misurata in giorni;
- $t_1 = 1$  giorno;
- s è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento e che per il caso in oggetto è stato assunto pari a s=0.25 (cementi a normale e a rapida presa).
- modulo di elasticità

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t)E_{ci} \qquad (4.3)$$

con

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{1/2} \qquad (4.4)$$

dove

- $E_{ci}(t)$  è il modulo di elasticità tangente del calcestruzzo al tempo t;
- *E<sub>ci</sub>* è il modulo di elasticità tangente del calcestruzzo a 28 giorni;
- $\beta_E(t)$  è un coefficiente che dipende dall'età del calcestruzzo.

Le espressioni precedenti sono valide per una temperatura media del calcestruzzo di 20°C e per stagionatura dello stesso in accordo con la EN 12390.

Nel presente elaborato la variazione nel tempo della resistenza a trazione non è stata presa in conto, in quanto in software di analisi strutturale utilizzato non consentiva di far ciò. Per il calcestruzzo si è quindi considerata una resistenza a trazione costante nel tempo pari a  $f_{ctm}$ . Per il calcestruzzo si è inoltre considerata, per le analisi strutturali non lineari, la relazione tensioni-deformazioni fornita dal EN 1992-1-1 al punto 3.1.5 (vedi figura 4.17):



Figura 4.17. Relazione tensioni-deformazioni per il calcestruzzo [9].

La precedente relazione è descritta dalla seguente equazione:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$
(4.6)

dove

- $\sigma_c$  è la tensione nel calcestruzzo;
- *f<sub>cm</sub>* è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;
- $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$
- $\varepsilon_c$  è la deformazione del calcestruzzo;
- $\varepsilon_{c1}$  è la deformazione del calcestruzzo sotto la massima tensione;
- $k = 1.05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm};$

## 4.6.3 Acciaio ordinario per armature

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono realizzate in acciaio B450C e si caratterizzano per le seguenti meccaniche:

Proprietà	Valore
Tensione caratteristica di rottura	$f_{sk} = 500 MPa$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{syk} = 450 MPa$
Modulo elastico	$E_s = 210\ 000\ MPa$

Tabella 4.7. Proprietà meccaniche delle barre di armature

## 4.6.4 Acciaio da precompressione

I cavi da precompressione sono realizzati utilizzando trefoli tipo EN10138-3 Y1860S7 15.2, le cui principali proprietà meccaniche sono di seguito specificate:

Proprietà	Valore
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{pk} = 1860 MPa$
Tensione caratteristica allo 0.1%	$f_{p0.1k} = 1640 MPa$
Deformazione caratteristica sotto carico massimo	$\varepsilon_{uk} = 3.5\%$
Classe di rilassamento	classe 2
Modulo elastico	$E_{sp} = 196\ 000\ MPa$

Tabella 4.8. Principali proprietà meccaniche acciaio da precompressione

## 4.6.5 Connettori a taglio

I connettori a taglio sono realizzati in acciaio S235J2G3 e si caratterizzano per una tensione ultima di rottura pari a  $f_u$  = 450 MPa.

## 4.6.6 Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali

Per le verifiche di fatica del viadotto oggetto di studio, i coefficienti parziali di sicurezza per i materiali risultano pari a:

- *γ<sub>C,fat</sub>* = 1.5 per il calcestruzzo (EN 1992-1-1, 2.4.2.4);
- *γ<sub>S,fat</sub>* = 1.15 per l' acciaio ordinario (EN 1992-1-1, 2.4.2.4);
- $\gamma_{M,f}$  = 1.35 per l'acciaio da carpenteria (EN 1993-1-9, Tabella 3.1);
- *γ<sub>Mf,s</sub>* = 1.25 per i connettori a taglio (EN 1994-2, 6.8.2);

# 4.7 Azioni agenti

## 4.7.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti (G) sono stati suddivisi in due diverse categorie:

- carichi permanenti strutturali (*G*<sub>1</sub>);
- carichi permanenti non strutturali (*G*<sub>2</sub>).

#### 4.7.1.1 Carichi permanenti strutturali

Al fine di valutare il peso proprio delle travi metalliche si è assunto per l'acciaio un peso specifico pari a  $\gamma_a = 77 \ kN \ /m^3$ .

Per la soletta in calcestruzzo armato si è invece considerato un peso specifico pari a  $\gamma_c = 25 \ kN \ /m^3$ .

#### 4.7.1.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali risultano essere pari a:

- cordolo in calcestruzzo:  $0.5 m \times 0.2 m \times 25 kN/m^3 = 2.5 kN/m;$
- barriera di sicurezza:  $= 0.638 \ kN/m$ ;
- cornice:  $= 0.245 \, kN/m;$
- stato di impermeabilizzazione:  $(0.03 m) \times 1.2 \times 25 kN/m^3 = 0.9 kN/m^2$ ;
- pavimentazione in asfalto:  $(0.08 m) \times 1.4 \times 25 kN/m^3 = 2.8 kN/m^2$ .

dove lo spessore dello strato di impermeabilizzazione è stato incrementato del 20%, e quello della pavimentazione del 40%, al fine di considerare un eventuale futuro incremento degli stessi a seguito di interventi di ripristino della pavimentazione.

I precedenti carichi sono stati concentrati e applicati sulle travi in acciaio ottenendo, per ogni trave, i seguenti valori (carichi per unità di lunghezza):

Elemento	Carico
Cordolo in calcestruzzo	2.5 <i>kN/m</i>
Barriera di sicurezza	0.638 kN/m
Cornice	0.245  kN/m
Stato di impermeabilizzazione	$0.9 \ kN/m^2 \times 5.6 \ m = 5.04 \ kN/m$
Pavimentazione in asfalto	$2.8 \ kN/m^2 \times 5.5 \ m = 15.4 \ kN/m$
TOTALE	23.82 kN/m

Tabella 4.9. Valori dei carichi permanenti non strutturali.

## 4.7.2 Ritiro del calcestruzzo

Il ritiro consiste in un variazione di volume che subisce il calcestruzzo, durante la fase di presa e indurimento a causa di una serie di reazioni chimicho-fisiche. La principale di queste è legata all'evaporazione dell'acqua d'impasto durante la fase di maturazione. Tale fenomeno si manifesta in assenza di carichi esterni, e può determinare sia un rigonfiamento che una contrazione del getto, a seconda che, dopo la rimozione dei casseri, la maturazione avvenga rispettivamente in acqua o in aria. I principali fattori che influenzano il ritiro sono:

- l'umidità relativa dell'atmosfera circostante;
- le dimensioni dell'elemento strutturale;
- la composizione del calcestruzzo;
- l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro.

Per il ritiro è possibile distinguere tre diverse tipologie:

- ritiro plastico o a breve termine: è la contrazione che si verifica a poche ore dal getto, quando il calcestruzzo si trova nella fase di fine presa e inizio indurimento. Esso è dovuto all'evaporazione dell'acqua dalla superficie del getto.
- ritiro igrometrico o da essiccamento: è dovuto all'evaporazione dell'acqua contenuta nel conglomerato e si manifesta durante tutta la vita della stesso anche se la maggior parte del fenomeno si manifesta nei primi mesi.
- ritiro autogeno o chimico: è causato da una serie di reazioni chimiche legate all'idratazione del cemento. Esso si manifesta durante la fase di presa del calcestruzzo, e si verifica in assenza di variazioni termiche e igrometriche.

Nel presente elaborato l'entità della deformazione da ritiro è stata valutata utilizzando la formulazione riportata nel Model Code 90 al punto 2.1.6.4.4 secondo cui:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cs0} \,\beta_s(t-t_s) \qquad (4.8)$$

dove:

- $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  è la deformazione totale di ritiro al tempo *t* misurata a partire da  $t_s$ ;
- $\varepsilon_{cs0}$  è il coefficiente nominale di ritiro;
- $\beta_s$  è un coefficiente che descrive l'evoluzione temporale del ritiro;
- *t* è l'età del calcestruzzo (valutata in giorni);
- *t<sub>s</sub>* è l'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro (valutata in giorni);

Il coefficiente nominale di ritiro è calcolato come:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm})\,\beta_{RH} \qquad (4.9)$$

con:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc} (9 - f_{cm}/f_{cm0}] \times 10^{-6}$$
(4.10)

dove:

- *f<sub>cm</sub>*è la resistenza a compressione media del calcestruzzo a 28 giorni (MPa);
- $f_{cm0} = 10$  MPa;
- β<sub>sc</sub> è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento: nel caso in oggetto è stato assunto pari a β<sub>sc</sub> = 5 (cemento di classe N);
- $\beta_{RH} = -1,55 \beta_{sRH}$  per 40%  $\leq$  RH < 99%

(4.11)

 $\beta_{RH} = +0.25 \beta_{sRH}$  per RH  $\ge 99\%$ 

con

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \qquad (4.12)$$

dove:

- *RH* è l'umidità relativa dell'ambiente (misurata in %);
- $RH_0 = 100\%$ .

Il coefficiente di evoluzione temporale del ritiro è dato da:

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350 (h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1}\right]^{0.5}$$
(4.13)

con:

- *h* è la dimensione convenzionale dell'elemento (in mm) valutata come *h* = 2 *A<sub>c</sub>*/*u*, dove *A<sub>c</sub>* è l'area della sezione trasversale e *u* è il perimetro dell'elemento in contatto con l'atmosfera;
- *t*<sub>1</sub> = 1 giorno;
- $h_0 = 100$  mm.

#### 4.7.3 Scorrimento viscoso del calcestruzzo

Lo scorrimento viscoso del calcestruzzo, anche noto come fluage in francese e creep in inglese, consiste in un aumento nel tempo delle deformazioni elastiche prodotte dai carichi di lunga durata. L'entità di tale aumento risulta essere cospicua e dell'ordine, a tempo infinito, di 2-3 volte la deformazione elastica iniziale.

Lo scorrimento viscoso si diversifica dal ritiro per il fatto di dipendere dai carichi applicati, i quali devono essere mantenuti per lunghi periodi affinché si producano apprezzabili incrementi di deformazione. Tali incrementi non si sviluppano con velocità costante nel tempo, ma risultano essere maggiori subito dopo l'applicazione del carico, andando poi a ridursi con il passare del tempo.

Le cause di questo fenomeno non sono state ancora completamente chiarite, anche se si ritiene che esse traggono origine dalla microstruttura porosa del calcestruzzo indurito e in particolare dalla migrazione dell'acqua non reagente verso i vuoti disponibili.

I principali fattori che influenzano il fenomeno sono simili a quelli che influenzano il ritiro e più precisamente:

- l'umidità relativa dell'atmosfera circostante;
- le dimensioni del componete strutturale;
- la composizione del calcestruzzo;
- l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto dello scorrimento viscoso;
- l'entità dei carichi di lunga durata applicati alla struttura;
- la durata di applicazione dei carichi sulla struttura:
- il grado di maturazione del calcestruzzo al momento della prima applicazione dei carichi.

Per livelli tensionali nel calcestruzzo  $\sigma_c \le 0,4 \text{ f}_{ck}$  la deformazione viscosa può essere assunta proporzionale alla deformazione elastica iniziale, e si parla quindi di viscosità lineare.

L'entità della deformazione viscosa, per il caso in oggetto, è stata determinata mediate le relazioni fornite dal Model Code 90 al punto 2.1.6.4.3 e in particolare:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \ \emptyset(t,t_0) \qquad (4.14)$$

dove:

- $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  è la deformazione viscosa al tempo *t* per carichi applicati al tempo  $t_0$ ;
- $\sigma_c(t_0)$  è la tensione applicata al calcestruzzo al tempo  $t_0$ ;
- Ø(t, t<sub>0</sub>) è il coefficiente di viscosità;
- $E_{ci}$  è il modulo di elasticità tangente nell'origine del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente di viscosità risulta essere pari a:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \,\beta_c(t - t_0) \qquad (4.15)$$

dove:

- Ø<sub>0</sub> è il coefficiente nominale di viscosità;
- $\beta_c$  è un coefficiente che descrive lo sviluppo nel tempo della deformazione viscosa;
- *t* è l'età del calcestruzzo (in giorni) al momento considerato;
- t<sub>0</sub> è l'età del calcestruzzo (in giorni) al momento dell'applicazione del carico;

Il coefficiente nominale di viscosità può essere calcolato come:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \,\beta(f_{cm}) \,\beta(t_0) \qquad (4.16)$$

con:

• 
$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}}$$
 (4.18)

• 
$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}}$$
 (4.19)

dove:

- *RH* è l'umidità relativa dell'ambiente (in %);
- $RH_0 = 100\%;$
- *h* è la dimensione convenzionale dell'elemento (in mm) valutata come  $h = 2 A_c/u$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione trasversale e *u* è il perimetro dell'elemento in contatto con l'atmosfera;
- $h_0 = 100$  mm;
- *f<sub>cm</sub>* è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;
- $f_{cm0} = 10$  MPa;
- $t_0$  è l'età del calcestruzzo (in giorni) al momento dell'applicazione del carico;
- $t_1 = 1$  giorno;

L'evoluzione temporale della deformazione viscosa è data da:

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)/t_1}{\beta_H + (t-t_0)/t_1}\right]^{0.3}$$
(4.20)

con:

$$\beta_{H} = 150 + \left\{ 1 + \left( 1.2 \frac{RH}{RH_{0}} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_{0}} + 250 \le 1500$$
(4.21)

dove:

- $t_1 = 1$  giorno;
- $RH_0 = 100\%;$
- $h_0 = 100$  mm.

L'influenza del tipo di cemento e della temperatura di maturazione sulla deformazione viscosa del calcestruzzo, è presa in conto modificando l'età alla messa in carico  $t_0$  la quale è valutata come:

$$t_0 = t_{0,T} \left[ \frac{9}{2 + \left( t_{0,T} / t_{1,T} \right)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \ge 0.5 \ giorni \qquad (4.22)$$

dove:

- $t_{1,T} = 1$  giorno;
- α è un esponente che dipende dal tipo di cemento. Nel caso studiato α = 0 (cemento di classe N);
- $t_{0,T}$  è l'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico e risulta pari a:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \exp\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0}\right]$$
(4.23)

con:

- t<sub>0,T</sub> è l'età del calcestruzzo alla messa in carico corretta per tener conto della temperatura di maturazione;
- $\Delta t_i$  è il numero di giorni in cui la temperatura T è prevalente;
- $T(\Delta t_i)$  è la temperatura (in °C) durante in periodo di tempo  $\Delta t_i$ ;
- $T_0 = 1^{\circ}C.$

Le deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo assumono un'importanza primaria nelle strutture composte, in quanto tali deformazioni non sono libere di avvenire. In tali strutture infatti, le deformazioni viscose e di ritiro della soletta di calcestruzzo, sono ostacolate dalla presenza delle travi in acciaio. In particolare la soletta compressa, nel tempo, tende ad accorciasi ulteriormente, inducendo reazioni elastiche antagoniste nelle travi in acciaio. Ne consegue una ridistribuzione delle tensioni interne rispetto al regime elastico iniziale e in particolare si assiste ad una migrazione delle stesse dal calcestruzzo alle travi in acciaio, cosicché le tensioni di compressione nel calcestruzzo diminuiscono mentre quelle nell'acciaio aumentano. Ciò comporta la possibile nascita all'interno della soletta in calcestruzzo di tensioni di trazione, le quali, aumentando nel tempo, possono arrivare a superare la resistenza a trazione dello stesso provocandone la fessurazione.

#### 4.7.4 Forza di precompressione

La forza di precompressione applicata ai cavi è stata definita attraverso la procedura descritta nel EN1992-1-1 al punto 5.10.2, andando quindi a determinare in primo luogo la massima tensione applicabile alle armature da precompressione. Essa risulta essere pari:

$$\sigma_{p,max} = min\{0.8 f_{pk}; 0.9 f_{p0.1k}\}$$
(4.23)

dove:

- $f_{p,k}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione (vedi punto 4.5.4);
- *f*<sub>p0.1k</sub> è il valore caratteristico della tensione allo 0.1% di deformazione residua dell'acciaio da precompressione (vedi punto 4.5.4);

Ne consegue una tensione massima pari a  $\sigma_{p,max} = min\{0.8 \cdot 1860; 0.9 \cdot 1640\} = min\{1488; 1476\} = 1476 MPa.$ 

Nel caso in oggetto si è deciso di applicare alle armature da precompressione una tensione di tesatura pari a  $\sigma_p = 1400 MPa$  a cui corrisponde, all'istante di messa in tensione dei cavi, una forza di precompressione alle estremità di tesatura pari a:

- configurazione A:  $P_{max} = A_p \cdot \sigma_p = (2 \cdot 15 \cdot 139) \cdot 1400 \cdot 10^{-3} = 5838 \, kN;$
- configurazione B:  $P_{max} = A_p \cdot \sigma_p = (2 \cdot 31 \cdot 139) \cdot 1400 \cdot 10^{-3} = 12065 \, kN$ .

A causa delle perdite di tensione che si verificano durante tale fase, la forza di precompressione precedentemente determinata non si mantiene costante lungo tutto il tracciato dei cavi, ma varia risultando essere in ogni caso inferiore al valore di riferimento al tiro  $P_{max}$ . Si procede quindi a valutare l'entità di tali perdite.

#### 4.7.4.1 Perdite per effetto mutuo

Nel caso oggetto di studio si è assunto, per semplicità, che la tesatura dei cavi avviene in un'unica fase al tempo t = 90 giorni. Ne consegue che le perdite di tensione per effetto mutuo risultano essere nulle.

#### 4.7.4.2 Perdite per attrito

Le perdite per attrito sono state valutate mediate l'espressione fornita dall'EN1992-1-1 al paragrafo 5.10.5.2 secondo cui:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \left( 1 - e^{-\mu(\theta + kx)} \right) \tag{4.24}$$

dove:

- *P<sub>max</sub>* è la forza di precompressione all'estremità di tesatura durante la fase di messa in tensione;
- $\theta$  è la somma delle deviazioni angolari che si verificano su una lunghezza x;
- μ è il coefficiente d'attrito tra l'armatura e la sua guaina;
- *k* è una deviazione angolare non intensionale per cavi interni;
- *x* è la distanza lungo l'armatura dall' estremità di tesatura del cavo.

Nel caso analizzato, trattandosi di una precompressione esterna si è assunta una deviazione angolare non intensionale pari a k = 0 e un coefficiente d'attrito pari a  $\mu = 0.12$  ( (trefoli - condotto HDPE non lubrificato).

	Armature interne <sup>1)</sup>	Armature esterne non aderenti			
		Condotto di acciaio/non lubrificato	condotto HDPE/non lubrificato	Condotto di acciaio/lubrificato	Condotto HDPE/ lubrificato
Filo laminato a freddo	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Trefolo	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra deformata	0,65	-	-	-	-
Barra liscia rotonda	0,33	-	-	-	-
1) Per armature che riempiono all'incirca metà del condotto.					

Figura 4.18: Coefficienti di attrito µ per armatura post-tese - Prospetto 5.1 EN1992-1-1 [9].

Le perdite di precompressione, considerando una tesatura da entrambe le estremità dei cavi, sono risultate essere pari a (vedi figure 4.12 e 4.13) :

configurazione A

Tratto	<i>θ</i> [ rad ]	$\Delta P_{\mu}(x)$ [ kN]
0 - 15	0.0000	0
15 - 40	0.0639	45
40 - 60	0.1497	104
60 - 86	0.3258	224
86 - 114	0.4121	282
114 - 140	0.3258	224
140 - 160	0.1497	104
160 - 185	0.0639	45
185 - 200	0.0000	0

**Tabella 4.10**. Perdite di precompressione per attrito  $\Delta P_{\mu}(x)$  - Configurazione A.

configurazione B

Tratto	heta [ rad ]	$\Delta {m P}_{\mu}(x)$ [ kN]
0 - 20	0.0000	0
20 - 40	0.0899	130
40 - 60	0.0899	130
60 - 85	0.2304	329
85 - 115	0.3210	456
115 - 140	0.2304	329
140 - 160	0.0899	130
160 - 180	0.0899	130
180 - 200	0.0000	0

**Tabella 4.11**. Perdite di precompressione per attrito  $\Delta P_{\mu}(x)$  - Configurazione B.

#### 4.7.4.3 Perdite per rientro ancoraggi

Per il viadotto studiato si è considerato uno slittamento del cavo rispetto al cuneo di serraggio pari a  $\Delta a$  = 3 mm. Ciò ha dato origine, lungo il tratto  $l_P$  in prossimità delle estremità di tesatura, alle seguenti perdite di tensione:

• configurazione A ( $\theta_{l_P}$ = 0.0844 rad)

Tratto	<i>θ</i> [ rad ]	$\Delta P_{sl}(x)$ [ kN]
0 - 15	0.0000	116
15 - 40	0.0639	28
40 - 60	0.1497	-
60 - 86	0.3258	-
86 - 114	0.4121	-
114 - 140	0.3258	-
140 - 160	0.1497	-
160 - 185	0.0639	28
185 - 200	0.0000	116

**Tabella 4.12**. Perdite di precompressione per rientro ancoraggi  $\Delta P_a(x)$  - Configurazione A.

- $\theta$  [rad]  $\Delta P_{sl}(x)$  [ kN ] Tratto 0 - 20 0.0000 253 20 - 40 0.0899 -40 - 60 0.0899 -60 - 85 0.2304 -85 - 115 0.3210 -115 - 140 0.2304 -140 - 160 0.0899 -160 - 180 0.0899 -0.0000 180 - 200 253
- configurazione B ( $\theta_{l_P}$ = 0.0889 rad)

**Tabella 4.13**. Perdite di precompressione per rientro ancoraggi  $\Delta P_a(x)$  - Configurazione B.

#### 4.7.4.4 Forza iniziale di precompressione

La forza iniziale di precompressione applicata  $P_{m0}$ , ottenuta sottraendo alla forza all'istante della messa in tensione  $P_{max}$  le perdite di precompressione, risulta essere pari a:

configurazione A

Tratto	<i>P<sub>max</sub></i> [ kN ]	$\Delta P_{\mu}(x)$ [ kN]	$\Delta P_{sl}(x)$ [ kN]	<i>P</i> <sub>m0</sub> [ kN ]
0 - 15	5838	0	116	5722
15 - 40	5838	45	28	5765
40 - 60	5838	104	-	5734
60 - 86	5838	224	-	5614
86 - 114	5838	282	-	5556
114 - 140	5838	224	-	5614
140 - 160	5838	104	-	5734
160 - 185	5838	45	28	5765
185 - 200	5838	0	120	5722

**Tabella 4.14**. Forza iniziale di precompressione  $P_{m0}$  - Configurazione A.



Figura 4.19: Forza di precompressione lungo il tracciato dei cavi - Configurazione A
Tratto	<i>P<sub>max</sub></i> [ kN ]	$\Delta P_{\mu}(x)$ [ kN]	$\Delta P_{sl}(x)$ [ kN]	<i>P</i> <sub>m0</sub> [ kN ]
0 - 15	12065	0	253	11812
15 - 40	12065	130	-	11935
40 - 60	12065	130	-	11935
60 - 86	12065	329	-	11736
86 - 114	12065	456	-	11609
114 - 140	12065	329	-	11736
140 - 160	12065	130	-	11935
160 - 185	12065	130	-	11935
185 - 200	12065	0	253	11812

configurazione B

**Tabella 4.15**. Forza iniziale di precompressione  $P_{m0}$  - configurazione A.



Figura 4.20: Forza di precompressione lungo il tracciato dei cavi - Configurazione B.

In particolare la tensione nelle armatura da precompressione immediatamente dopo la messa in tensione delle stesse  $\sigma_{pm0}$  deve risultare inferiore a:

$$\sigma_{pm0,max} = min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0.1k}\} = min\{1395; 1394\} = 1394 MPa$$

A tale tensione corrisponde una forza di precompressione massima iniziale  $P_{m0,max}$  pari a:

- configurazione A:  $P_{m0,max} = A_p \cdot \sigma_{pm0,max} = (2 \cdot 15 \cdot 139) \cdot 1394 \cdot 10^{-3} = 5813 \ kN;$
- configurazione B:  $P_{m0,max} = A_p \cdot \sigma_{pm0,max} = (2 \cdot 31 \cdot 139) \cdot 1394 \cdot 10^{-3} = 12013 \, kN.$

Come è possibile osservare dalle tabelle 4.12 e 4.13 la forza di precompressione iniziale  $P_{m0}$  risulta essere minore della massima ammissibile per entrambe le configurazioni di precompressione considerate.

# 4.7.5 Azioni variabili

Il viadotto oggetto di studio è soggetto ai seguenti carichi variabili:

- carichi da traffico;
- azioni termiche;
- azioni del vento.

### 4.7.5.1 Carichi da traffico

Le azioni variabili del traffico sono state modellate, a seconda della necessità, considerando due diversi schemi di carico:

- Load Model 1;
- Fatigue Load Model 3.

Il Load Model 1, definito dall' EN 1991-2 al punto 4.3.2, è costituito da carichi concentrati applicati su due assi in tandem e agenti su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m e da carichi uniformemente distribuiti (vedi figura 4.21).



Figura 4.21: Schema di applicazione del Load Model 1 [10].

I valori di tali carichi non sono costanti ma dipendono dalla corsia convenzionale sulla quale sono applicati.

Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (or $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area $(q_{\rm rk})$	0	2,5

Figura 4.22: Valori caratteristici dei carichi del LM1 [10].

Per l'opera in oggetto si è quindi provveduto a definire le corsie convenzionali, seguendo la procedura indicata al punto 4.2.3 dell'EN1991-2.

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane <i>w</i> <sub>l</sub>	Width of the remaining area			
w < 5,4  m	$n_1 = 1$	3 m	<i>w</i> - 3 m			
$5,4 \text{ m} \le w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	W	0			
		2				
$6 \text{ m} \le w$	$n_1 = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$			
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = Int\left(\frac{w}{2}\right) = 3$ , and the width of the						
remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2m$ .						

Figura 4.23: Numero e larghezza delle corsie convenzionali [10].

Presentando II viadotto una carreggiata di larghezza w = 11 m, è stato possibile individuare su di esso 3 corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m, e una zona rimanente di larghezza pari a 2 m. Data la simmetria dell'impalcato si è deciso di studiare solo la trave n°1, andando quindi a disporre le corsie convenzionali in modo tale da massimizzare gli effetti su tale trave (vedi figura 4.24).



Figura 4.24: Disposizione corsie convenzionale LM1.

Il Fatigue Load Model 3, definito al punto 4.6.4 dell'EN 1991-2, è invece stato impiegato, in combinazione con il metodo semplificato dell'intervallo di sforzo equivalente, per eseguire le verifiche di fatica. Esso è costituito da 4 assali, disposti come indicato figura 4.16, ciascuno

dei quali è dotato di due ruote identiche, con superficie di contatto quadrata di lato 0.40 m. Il carico agente su ogni assale è il medesimo e pari a 120 kN (vedi figura 4.25).



Figura 4.25: Fatigue Load Model 3 [10].

Tale modello è da applicare solo sulle corsie destinate al traffico pesante, che nel caso in oggetto, essendo la carreggiata a doppio senso di circolazione, risultano essere due. La disposizione delle corsie lente (vedi figura 4.26) è stata scelta coincidente con quella reale, dato che la disposizione utilizzata per il Load Model 1 risulta essere troppo a favore di sicurezza per le verifiche di fatica.



Figura 4.26: Disposizione corsie convenzionali FLM3.

### 4.7.5.2 Azioni termiche

In conformità con quanto stabilito dall' EN 1991-1-5, il valore caratteristico dell'azione termica  $T_k$  può essere suddiviso in quattro componenti (vedi figura 4.27):



Figura 4.27: Rappresentazione delle componenti del profilo di temperatura [11].

- componente di distribuzione uniforme della temperatura  $\Delta T_u$ ;
- componete di variazione lineare della temperatura in direzione trasversale  $\Delta T_{My}$ ;
- componente di variazione lineare della temperatura in direzione verticale  $\Delta T_{Mz}$ ;
- componente di variazione non-lineare della temperatura  $\Delta T_E$ .

Presentando l'impalcato una configurazione di vincolo tale da consentire le variazioni di lunghezza, ne consegue che la componente di distribuzione uniforme di temperatura  $\Delta T_u$  non induce azioni interne nella struttura, e per questo è stata trascurata.

Per il viadotto si è inoltre assunta un'esposizione alla luce solare uguale per entrambi i lati e quindi anche la componente di variazione lineare della temperatura in direzione trasversale  $\Delta T_{My}$  è stata trascurata.

La componente di variazione lineare della temperatura in direzione verticale  $\Delta T_{Mz}$  è stata invece determinata utilizzando l'approccio 2 proposto dall' EN 1991-1-5 al punto 6.1.4.2, il quale consente di tener conto anche della variazione non lineare della temperatura  $\Delta T_E$ , e assume per impalcati a struttura mista, una variazione discontinua e non lineare di temperatura tra soletta in calcestruzzo e trave in acciaio pari a +10°C e -10°C. Per l'impalcato oggetto di studio in definitiva l'azione termica caratteristica risulta essere costituita da due variazioni uniformi di temperatura pari a  $T_{k,contr.}$ = -10 °C e  $T_{k,esp.}$ = +10 °C, agenti unicamente sulla soletta in calcestruzzo.

#### 4.7.5.3 Azioni del vento

Le azioni del vento vista la loro scarsa entità e la limitata lunghezza delle campate che costituiscono del viadotto, sono state trascurate nelle successive analisi.

# 4.8 Combinazione delle azioni

Indicando con:

- G<sub>k</sub> il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti ai carichi permanenti;
- S<sub>k</sub> il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti al ritiro del calcestruzzo;
- *C<sub>k</sub>* il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti alla deformazione viscosa del calcestruzzo;
- *P<sub>k</sub>* il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti alla forza di precompressione;
- $T_k$  il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti all' azione termica;
- *TS<sub>k</sub>* il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti ai carichi concentrati del Load Model 1;
- UDL<sub>k</sub> il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti ai carichi uniformemente distribuiti del Load Model 1;
- *FLM3<sub>k</sub>* il valore caratteristico delle forze interne e dei momenti dovuti ai carichi di fatica del Fatigue Load Model 3;

le combinazioni utilizzate nel presente elaborato sono:

- combinazione caratteristica
  - combinatione 1:  $G_k + S_k + C_k + P_k + TS_k + UDL_k + 0.6 T_{k,contr.}$ ;
  - combinatione 2:  $G_k + S_k + C_k + P_k + TS_k + UDL_k + 0.6 T_{k,esp.}$
- combinazione frequente
  - combinatione 1:  $G_k + S_k + C_k + P_k + 0.75 TS_k + 0.4 UDL_k + 0.5 T_{k,contr.}$ ;
  - combinatione 2:  $G_k + S_k + C_k + P_k + 0.75 TS_k + 0.4 UDL_k + 0.5 T_{k,esp.}$
- combinazione di base per i carichi non ciclici più i carichi di fatica
  - combinatione 1:  $(G_k + S_k + C_k + P_k + 0.6 T_{k,contr.}) + FLM3_k$
  - combinatione 2:  $(G_k + S_k + C_k + P_k + 0.6 T_{k,esp.}) + FLM3_k$

# Capitolo 5 Analisi globale

Nel presente capitolo vengono descritte le modalità con cui è stata eseguita l'analisi globale della struttura. In particolare viene descritto il modello strutturale realizzato per il viadotto e le tipologie di analisi utilizzate. Viene quindi riportato il confronto, sia a breve che a lungo termine, tra le regioni fessurate per i 6 casi oggetto di studio. Infine vengono presentate le relazioni utilizzate per valutare, una volta note le azioni interne, le tensioni agenti negli elementi.

# 5.1 Generalità

L'analisi globale dell'opera consiste nel calcolo dell'intera struttura, ed è finalizzata alla determinazione delle azioni interne, e delle corrispondenti tensioni, che agiscono al suo interno.

Nel caso oggetto di studio essa è stata eseguita per 2 precisi istanti temporali della vita dell'opera:

- all'apertura al traffico t = 100 giorni;
- a tempo infinito t = 36500 giorni.

L'analisi è stata eseguita tenendo conto degli effetti dello shear lag, mediante la definizione della larghezza efficace della soletta. Oltre alla shear lag sono inoltre stati presi in considerazione i fenomeni non lineari legati alla viscosità e ritiro del calcestruzzo, alla sua fessurazione e alle fasi costruttive. A tal fine si è eseguita per il viadotto un'analisi non lineare per fasi costruttive, grazie alla quale è stato possibile definire la distribuzione delle sollecitazioni interne indotte dai carichi permanenti, dalla precompressione e dalle deformazioni differite del calcestruzzo (ritiro e viscosità).

Le azioni interne provocate dai carichi variabili (traffico, azione termica) sono invece state valutate per mezzo di un'analisi lineare con rigidezze fessurate, al fine di tener conto della fessurazione del calcestruzzo.

# 5.2 Larghezza efficace della soletta

La larghezza efficace  $b_{eff}$  della soletta in calcestruzzo è stata valutata attraverso la procedura fornita dall'EN 1994-2 al paragrafo 5.4.1.2 secondo cui (vedi figura 5.1):

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \tag{5.1}$$

dove:

- $b_0$  è la distanza tra gli assi dei due connettori posti più esternamente;
- *b<sub>ei</sub>* è il valore della larghezza efficace della flangia in calcestruzzo da ciascun lato dell'anima.



Figura 5.1: Larghezza efficace della flangia in calcestruzzo e lunghezze equivalenti delle campate [12].

Il valore  $b_{ei}$  è valutato come:

$$b_{ei} = \min\{L_e/8; b_i\}$$
 (5.2)

dove:

 b<sub>i</sub> è la distanza tra l'asse del connettore posto più esternamente e il punto di mezzeria tra due anime adiacenti, oppure la distanza tra l'asse del connettore e lo spigolo libero della soletta. *L<sub>e</sub>* è la distanza tra i punti di annullamento del momento flettente, ed è valutata nel caso di trave continua, secondo le modalità descritte dalla figura precedente (figura 5.1).

In corrispondenza degli appoggi di estremità la formula (5.1) diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei} \tag{5.3}$$

 $con \beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{ei}) \le 1.$ 

Nel caso oggetto di studio si ha:

- campate laterali (C0 P1) e (P2 C3)
  - $b_0 = 0.75 m;$
  - $L_{e1} = 0.85 L_1 = 0.85 \cdot 60 = 51 m;$
  - $b_{e1} = \min\{51/8; 3.125\} = 3.125 m;$
  - $b_{e2} = \min\{51/8; 2.125\} = 2.125 m;$
  - $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0.75 + 3.125 + 2.125 = 6 m$ .
- campata centrale (P1 P2)
  - $b_0 = 0.75 m;$
  - $L_{e2} = 0.7 L_2 = 0.7 \cdot 80 = 56 m;$
  - $b_{e1} = \min\{56/8; 3.125\} = 3.125 m;$
  - $b_{e2} = \min\{56/8; 2.125\} = 2.125 m;$
  - $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0.75 + 3.125 + 2.125 = 6 m$ .
- appoggi interni P1 e P2
  - $b_0 = 0.75 m;$
  - $L_{e2} = 0.25 (L_1 + L_2) = 0.25 \cdot (60 + 80) = 35 m;$
  - $b_{e1} = \min\{35/8; 3.125\} = 3.125 m;$
  - $b_{e2} = \min\{35/8; 2.125\} = 2.125 m;$
  - $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0.75 + 3.125 + 2.125 = 6 m$ .
- appoggi di estremità C0 e C3
  - $b_0 = 0.75 m;$
  - $L_{e4} = 0.85 L_1 = 0.85 \cdot 60 = 51 m;$
  - $b_{e1} = \min\{51/8; 3.125\} = 3.125 m;$

- $b_{e2} = \min\{51/8; 2.125\} = 2.125 m;$
- $\beta_1 = (0.55 + 0.025 L_{e4}/b_{e1}) = (0.55 + 0.025 + \frac{51}{3.125}) = 0.985$
- β<sub>2</sub> = (0.55 + 0.025 L<sub>e4</sub>/b<sub>e2</sub>) =  $\left(0.55 + 0.025 + \frac{51}{2.125}\right)$  = 1.15 → 1
- $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0.75 + 0.985 \cdot 3.125 + 1 \cdot 2.125 = 5.869 m$ .

In base a quanto stabilito dalla figura 5.1 circa l'andamento delle larghezze efficaci in direzione longitudinali, per il caso in oggetto si ha che:

- In corrispondenza dell'appoggio di estremità C0 la larghezza efficace della soletta risulta essere pari a 5.869 m;
- a partire dall'appoggio essa aumenta linearmente fino a raggiungere il valore di 6 m all'ascissa pari a x = 0.25 L<sub>1</sub> = 15 m;
- a partire dall'ascissa x = 15 m la larghezza efficace si mantiene costante e pari a 6 m fino all'ascissa x = 2 L<sub>1</sub> + L<sub>2</sub> 0.25 L<sub>1</sub> = 185 m;
- a partire da tale ascissa essa varia di nuovo linearmente raggiungendo nuovamente il valore di 5.869 m in corrispondenza dell'appoggio di estremità C3.

Vista la limitata estensione della regione soggetta alla variazione di larghezza e la scarsa entità di tale variazione, nel presente elaborato si è deciso di assumere per la soletta in calcestruzzo, una larghezza efficace costante e pari a 6 m su l'intera lunghezza del viadotto.

## 5.3 Modello strutturale

Il modello strutturale dell'opera è stato eseguito mediante l'utilizzo del software SAP2000. Grazie ad esso si è realizzato un modello spaziale dell'impalcato attraverso l'utilizzo di elementi tipo "beam" (vedi figura 5.2).



Figura 5.2: Particolare del modello strutturale.

In direzione longitudinale l'impalcato è stato discretizzato utilizzando elementi di lunghezza pari a 1 m e posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali. In particolare, al fine di studiare il comportamento non lineare del calcestruzzo, si è deciso di modellare le travi in acciaio e la soletta in calcestruzzo, utilizzando due elementi distinti, i quali sono quindi stati collegati tra loro mediante dei rigid link verticali, al fine di cogliere il comportamento strutturale della sezione composta. Agli elementi rappresentanti le travi in acciaio, in funzione della loro posizione longitudinale, sono state assegnate le sezioni trasversali definite al paragrafo 4.2.1 (vedi figura 4.4), mentre agli elementi modellanti la soletta in calcestruzzo è stata assegnata la sezione trasversale definita al paragrafo 4.2.2 (vedi figura 4.9).

I traversi sono invece stati modellati utilizzando elementi beam di lunghezza 7 m. Quest'ultimi sono stati posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico delle travi reali, tenendo conto della loro reale posizione longitudinale. Ad essi sono quindi state assegnate, in funzione della loro posizione longitudinale, le sezioni trasversali definite al paragrafo 4.2.1 (vedi figure 4.5 e 4.6).

La soletta in calcestruzzo in direzione trasversale è stata modellata utilizzando sempre elementi beam di lunghezza 7 m, disposti ad un'interasse longitudinale pari a 1 m. Tali elementi sono quindi stati posizionati in corrispondenza del asse baricentrico dell'elemento reale, ed ad essi è stata assegnata una sezione trasversale rettangolare di larghezza 1 m e altezza  $e_1 = 0.307$  m.

Infine i cavi da precompressione sono stati anch'essi modellati mediate l'utilizzo di elementi beam, incernierati alle estremità, e collegati in corrispondenza di esse agli elementi rappresentanti la trave in acciaio, mediante dei rigid-link verticali. Tali elementi sono stati disposti secondo le due configurazioni definite al punto 4.2.4. Ad essi è stata poi assegnata una sezione circolare di area pari a 0.00417 m<sup>2</sup> per la configurazione A e 0.00862 m<sup>2</sup> per la configurazione B. La forza di precompressione è stata applicata mediante delle deformazione imposte, le quali sono state determinate in maniera iterativa andando di volta in volta a variare il loro valore, finche non si sono ottenute nei cavi delle forze di precompressione uguali a quelle definite al paragrafo 4.6.4.

## 5.4 Analisi strutturale

Al fine di studiare l'influenza delle fasi costruttive, delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, della sua fessurazione e delle sue proprietà tempo dipendenti sulla distribuzione delle sollecitazioni all'interno della struttura, si è deciso di andare ad eseguire, mediate l'utilizzo del software SAP 2000, un'analisi non lineare per fasi di costruzione.

76

A tal fine, ad ogni elemento rappresentate la soletta in calcestruzzo in direzione longitudinale, è stata assegnata una "hinge", la quale è stata utilizzata per cogliere il comportamento non lineare del calcestruzzo e delle barre di armatura. Nel caso oggetto di studio si è deciso di utilizzare una "hinge" di tipo "fiber" che è stata posizionata in mezzeria all'elemento. Sulla sezione trasversale della soletta in calcestruzzo sono quindi state definite 22 fibre (20 per il calcestruzzo e 2 per le armature), a ciascuna delle quali è stata assegnata una posizione (rispetto al baricentro della sezione), un materiale con la sua legge costitutiva, e un'area. In particolare per regioni di appoggio si sono definite le seguenti fibre:

Fibra	X [ m ]	Y [m]	Area [m2]	Materiale
1	0	-0.2409	0.0200	C35/45
2	0	-0.2209	0.0200	C35/45
3	0	-0.2009	0.0200	C35/45
4	0	-0.1786	0.0245	C35/45
5	0	-0.1541	0.0245	C35/45
6	0	-0.1319	0.1200	C35/45
7	0	-0.1119	0.1200	C35/45
8	0	-0.0919	0.1200	C35/45
9	0	-0.0719	0.1200	C35/45
10	0	-0.0519	0.1200	C35/45
11	0	-0.0319	0.1200	C35/45
12	0	-0.0119	0.1200	C35/45
13	0	0.0081	0.1200	C35/45
14	0	0.0281	0.1200	C35/45
15	0	0.0481	0.1200	C35/45
16	0	0.0681	0.1200	C35/45
17	0	0.0881	0.1200	C35/45
18	0	0.1081	0.1200	C35/45
19	0	0.1296	0.1380	C35/45
20	0	0.1531	0.1440	C35/45
21	0	0.1021	0.0208	B450C
22	0	-0.1209	0.0208	B450C

Tabella 5.1. Suddivisione in fibre per le regioni di appoggio.

mentre per le regioni di campata:

Fibra	X [ m ]	Y [m]	Area [m2]	Materiale
1	0	-0.2409	0.0200	C35/45
2	0	-0.2209	0.0200	C35/45
3	0	-0.2009	0.0200	C35/45
4	0	-0.1786	0.0245	C35/45
5	0	-0.1541	0.0245	C35/45
6	0	-0.1319	0.1200	C35/45
7	0	-0.1119	0.1200	C35/45
8	0	-0.0919	0.1200	C35/45
9	0	-0.0719	0.1200	C35/45
10	0	-0.0519	0.1200	C35/45
11	0	-0.0319	0.1200	C35/45
12	0	-0.0119	0.1200	C35/45
13	0	0.0081	0.1200	C35/45
14	0	0.0281	0.1200	C35/45
15	0	0.0481	0.1200	C35/45
16	0	0.0681	0.1200	C35/45
17	0	0.0881	0.1200	C35/45
18	0	0.1081	0.1200	C35/45
19	0	0.1296	0.1380	C35/45
20	0	0.1531	0.1440	C35/45
21	0	0.1041	0.0175	B450C
22	0	-0.1209	0.0175	B450C

Tabella 5.2. Suddivisione in fibre per le regioni di campata.

Per quanto concerne la legge costitutiva del calcestruzzo, si è deciso di assumere una legge elasto-fragile in trazione con rottura a  $f_{ctm}$  e  $\varepsilon_{tu}$ = 9.42 x 10<sup>-5</sup>, mentre in compressione è stata utilizzata la legge costitutiva definita al paragrafo 4.5.2. Per le barre di armatura si è invece assunta la legge costitutiva elasto-plastica incrudente implementata in SAP2000 per l'acciaio B450C.

Definita per ogni fibra la legge costitutiva, la tensione in essa agente viene determinata in funzione della deformazione che essa subisce, la quale viene valutata nell'ipotesi di planarità delle sezioni. Integrando su l'intera sezione trasversale le tensioni agenti in ciascuna fibra, è

possibile determinare le azioni interne (sforzo normale e il momento flettente) agenti nella sezione. Tale tipologia di hinge permette inoltre di tener conto della fessurazione del calcestruzzo, in quanto nelle fibre in cui la deformazione di trazione supera il valore  $\varepsilon_{tu}$ , si avrà, come avviene nella realtà, una tensione nulla.

Ad ogni "hinge" deve essere assegnata una lunghezza relativa, che definisce la quota parte dell'elemento su cui considerare il comportamento non lineare dei materiali. Per lunghezze relative inferiori a 1 ne consegue che l'elemento risulta essere costituto da una parte a comportamento elastico-lineare, e da una parte a comportamento non lineare. Poiché nell'analisi si è voluto tener conto anche degli effetti prodotti dalle deformazioni differite del calcestruzzo (viscosità e ritiro), e della variazione del suo modulo elastico nel tempo, i quali vengono valutati solo sulla parte elastica dell'elemento, non è stato possibile assumere una lunghezza relativa pari a 1. E' quindi stata eseguita una procedura di calibrazione al fine di valutare la lunghezza relativa da associare alla cerniera, che garantisse di ottenete i migliori risultati. In particolare essi sono stati ottenuti utilizzando una lunghezza relativa di 0.9 e un coefficiente moltiplicativo pari a 10 per le deformazioni viscose.

Grazie all'analisi non lineare per fasi costruttive, è stato possibile andare a valutare la distribuzione delle azioni interne prodotta dai carichi permanenti, dalla precompressione, e dalle deformazioni differite del calcestruzzo, così come le regioni in cui la soletta in calcestruzzo risulta essere fessurata al termine delle fasi costruttive, sia a breve che a lungo termine.

Le azioni interne indotte dai carichi variabili (traffico e temperatura), sia a breve che a lungo termine, sono invece state valutate per mezzo di un analisi elastica. Essa è stata eseguita tenendo conto delle regioni di soletta fessurate al termine delle fasi costruttive. In tali regioni infatti si è provveduto, prima di eseguire l'analisi, a ridurre alla rigidezza delle sole armature la rigidezza degli elementi rappresentanti la soletta in calcestruzzo in direzione longitudinale. Nelle regioni fessurate inoltre non è più stata applicata l'azione termica.

# 5.5 Regioni fessurate

Determinate le distribuzioni delle azioni interne agenti nella struttura per tutti i carichi che agiscono su di essa, si è quindi potuto procedere ad individuare le regioni di soletta fessurate lungo lo sviluppo longitudinale del viadotto. Esse sono state determinante, per i 6 casi oggetto di studio, andando a valutare, per la combinazione caratteristica delle azioni, le tensioni normali  $\sigma_c$  agenti all'estradosso della soletta, e assumendo che essa risulti fessurata in quelle regioni dove esse risultano superiori a  $f_{ctm}$ .

In particolare nel valutare le tensioni è stata considerata solo la combinazione caratteristica n°1, in quanto solo l'azione termica  $T_{k,contr.}$  induce nella soletta tensioni di trazione.

Il calcolo delle tensioni normali  $\sigma_c$  agenti all'estradosso della soletta è stato eseguito, per ognuno dei 6 casi oggetto di studio, sia a breve termine (t = 100 giorni) che a lungo termine (t = 36500 giorni) ottenendo i seguenti risultati:



breve termine (t = 100 giorni)

Figura 5.3: Tensioni normali all'estradosso della soletta per la combinazione caratteristica - Breve termine.



#### Caso 2



#### Caso 3



Caso 4



Caso 5







Figura 5.4: Regioni fessurate - Breve termine.



lungo termine (t = 36500 giorni)





#### Caso 2



#### Caso 3



#### Caso 4



Caso 5



#### Caso 6



Figura 5.6: Regioni fessurate - Lungo termine.

Dal confronto degli stati fessurativi della soletta in calcestruzzo a breve termine, è possibile notare come in assenza di precompressione, la prima strategia di getto consente di avere la minore estensione delle regioni fessurate. Viceversa in presenza di precompressione la seconda strategia risulta essere più efficiente rispetto alla prima, e tale efficienza aumenta all'aumentare della forza di precompressione applicata alla struttura. A breve termine, indipendentemente dalla strategia di getto impiegata, si può inoltre osservare come all'aumentare della forza di precompressione l'estensione delle regioni fessurate si riduca. A lungo termine invece la prima strategia di getto si dimostra essere, sia in presenza che in assenza di precompressione, la più efficace. A lungo termine si osserva inoltre, a causa delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, come lo stato fessurativo sia circa lo stesso per i 6 casi studiati. Ne consegue quindi che le deformazioni viscose e il ritiro del calcestruzzo a lungo termine, tendano ad annullare gli effetti delle diverse strategie di getto e delle diverse configurazioni di precompressione considerate.

Individuate le regioni di soletta fessurate a causa di tutti i carichi agenti sull'opera, si è quindi proceduto ad aggiornare il modello strutturale utilizzato in precedenza per l'analisi lineare. In particolare si è proceduto nuovamente a ridurre la rigidezza degli elementi rappresentanti la soletta in direzione longitudinale, situati nelle nuove regioni fessurate, alla rigidezza delle sole armature. In tali regioni inoltre l'azione termica non è più stata applicata.

Con questa nuova distribuzione delle rigidezze si è quindi eseguita una nuova analisi lineare con rigidezze fessurate, andando così a determinare una nuova distribuzione delle sollecitazioni interne dovute ai carichi variabili, la quale è stata utilizzata nel prosieguo per eseguire le verifiche di fatica.

# 5.6 Calcolo tensioni interne

## 5.6.1 Travi in acciaio

Note le azioni interne agenti nelle travi in acciaio, le tensioni normali agenti sulla sezione  $\sigma_{zz}$  sono state valutate con la classica equazione:

$$\sigma_{zz} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{J_x} y - \frac{M_y}{J_y} x \qquad (5.4)$$

dove:

- *N* è lo sforzo normale agente;
- *A* è l'area della sezione trasversale;

- $M_x$  è il momento flettente agente attorno all'asse x;
- $J_x$  è il momento di inerzia della sezione rispetto all'asse x;
- *y* è la distanza della generica fibra dall'asse x;
- $M_{\gamma}$  è il momento flettente agente attorno all'asse y;
- J<sub>y</sub> è il momento di inerzia della sezione rispetto all'asse y;
- *x* è la distanza della generica fibra dall'asse y;



Figura 5.7: Sistema di riferimento per il calcolo delle tensioni nel travi in acciaio.

Le tensioni tangenziali sono invece state valutate utilizzando la formula di Jourawski secondo cui:

$$\tau_{zy} = \frac{T_y S_x(y)}{J_x b(y)}$$
(5.5)

dove:

- $T_y$  è la forza di taglio agente in direzione y;
- S<sub>x</sub>(y) è il valore del momento statico, rispetto all'asse x, della porzione di sezione trasversale sottesa dalla corda in corrispondenza della quale vengono valutate le tensioni tangenziali;
- $J_x$  è il momento di inerzia della sezione rispetto all'asse x;
- b(y) è la larghezza della corda considerata.

## 5.6.2 Soletta in calcestruzzo

Nella soletta in calcestruzzo le tensioni normali agenti sono state valutate mediante l'utilizzo del "metodo n". In particolare per il coefficiente di omogeneizzazione n, in virtù della variazione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo, si sono considerati due diversi valori a breve e lungo termine. Essi sono stati assunti pari a:

- breve termine:  $n = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210000}{34077} = 6.16$
- lungo termine:  $n = \frac{E_s}{E_{cm}(36430)} = \frac{210000}{36655} = 5.73$

Le tensioni agenti sono quindi state determinate seguendo due differenti modalità, a seconda che la sezione trasversale risulti essere:

- interamente reagente;
- parzializzata;

Definita con  $e = \frac{M_x}{N}$  l'eccentricità, ossia la distanza tra il centro di pressione e il baricentro della sezione omogeneizzata, e con  $e_1$  e  $e_2$  le distanze degli estremi del nocciolo centrale di inerzia dal baricentro stesso, per le proprietà del nocciolo centrale di inerzia si ha che

- se  $e_1 \le e \le e_2$  allora la sezione è interamente reagente;
- se  $e < e_1$  o  $e > e_2$  allora la sezione è parzializzata;

In particolare gli estremi del nocciolo centrale di inerzia possono essere valutati come:

$$e_1 = \frac{I_x}{A \cdot d_{g,sup}} \qquad (5.6)$$

$$e_2 = \frac{I_x}{A \cdot d_{g,inf}} \qquad (5.7)$$



Figura 5.8: Definizione degli estremi del nocciolo centrale di inerzia.

dove:

- $I_x$  è il momento d'inerzia dell'intera sezione omogeneizzata rispetto all'asse x;
- *A* è l'area dell'intera sezione omogeneizzata;
- *d<sub>g,sup</sub>* è la distanza tra il baricentro della sezione omogeneizzata e il lembo superiore della sezione;

*d<sub>g,inf</sub>* è la distanza tra il baricentro della sezione omogeneizzata e il lembo inferiore della sezione.

#### 5.6.2.1 Sezione interamente reagente

Nel caso la sezione risulti essere interamente reagente, le tensioni possono essere calcolate applicando il principio di sovrapposizione degli effetti. Esse possono quindi essere valutate separatamente per N e M andando poi a sommare tra loro i valori ottenuti. In particolare indicando con  $\sigma_c$  le tensioni agenti nel calcestruzzo e con  $\sigma_s$  quelle agenti nelle armature si ha (vedi figura 5.8):

$$\sigma_{c} = \frac{N}{A_{om}} + \frac{M_{x}}{J_{x,om}} y \qquad (5.8)$$
$$\sigma_{s} = n \left( \frac{N}{A_{om}} + \frac{M_{x}}{J_{x,om}} y \right) (5.9)$$

dove:

- N è lo sforzo normale agente;
- A<sub>om</sub> è l'area della sezione omogeneizzata;
- $M_x$  è il momento flettente agente attorno all'asse x;
- $J_{x,om}$  è il momento di inerzia baricentrico della sezione omogeneizzata.
- *y* è la distanza della generica fibra o del baricentro della generica armatura dall'asse neutro, baricentrico, della sezione omogeneizzata.

In particolare in funzione del fatto che la sezione risulti essere interamente compressa o interamente tesa, l'area e il momento di inerzia della sezione omogeneizzata assumono le seguenti espressioni:

sezione interamente compressa;

$$- A_{om} = A_c + n A_s \qquad (5.10)$$

- $J_{x,om} = J_{x,c} + n J_{x,s}$  (5.11)
- sezione interamente tesa;
  - $A_{om} = n (A'_s + A_s)$  (5.12)

- 
$$J_{x,om} = n J_{x,s}$$
 (5.13)

dove:

- $A_c$  è l'area della sezione trasversale della soletta in calcestruzzo;
- $A_s$  è l'area delle barre longitudinali di armatura;

- $J_{x,c}$  è il momento di inerzia della soletta in calcestruzzo rispetto all'asse neutro, baricentrico, della sezione omogeneizzata.
- $J_{x,s}$  è il momento di inerzia della barre longitudinali di armatura rispetto all'asse neutro, baricentrico, della sezione omogeneizzata.

#### 5.6.2.2 Sezione parzializzata

Nel caso in cui la sezione risulti essere in parte tesa e in parte compressa essa viene definita parzializzata. In tal caso il calcestruzzo teso risulta essere non reagente, e le tensioni non possono più essere calcolate utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti. Risulta quindi necessario in primo luogo andare a individuare la posizione dell'asse neutro al fine di definire la sezione reagente. Essa può essere calcolata come (vedi figura 5.8):

$$y_x = \frac{J_x}{S_x} \tag{5.14}$$

dove:

- $y_x$  è la distanza tra l'asse neutro e il centro di pressione;
- *J<sub>x</sub>* è il momento di inerzia della sezione omogeneizzata reagente rispetto all'asse neutro;
- S<sub>x</sub> è il momento statico della sezione omogeneizzata reagente rispetto all'asse neutro;

Risolvendo l'equazione (5.14) è possibile determinare la posizione dell'asse neutro e quindi valutare le tensioni nel calcestruzzo  $\sigma_c$  e nelle barre di armatura  $\sigma_s$  come:

$$\sigma_c = \frac{N}{S_x} y \qquad (5.15)$$
$$\sigma_s = n \left(\frac{N}{S_x} y\right) \qquad (5.16)$$

dove:

 y è la distanza della generica fibra o del baricentro della generica armatura dall'asse neutro della sezione omogeneizzata reagente.

# Capitolo 6 Verifiche di fatica

In questo capitolo vengono descritte le procedure utilizzate per eseguire le verifiche a fatica, degli elementi strutturali che compongono l'impalcato.

# 6.1 Generalità

Le verifiche di fatica dell' impalcato consistono nell' assicurare che la probabilità di rottura dello stesso, a causa della propagazione di una frattura all'interno di un suo componente, soggetto a ripetute variazioni di tensione, rimanga bassa. A tal fine per il viadotto oggetto di studio si è provveduto ad eseguire tali verifiche per i seguenti elementi strutturali:

- trave in acciaio;
- armature longitudinali;
- soletta in calcestruzzo;
- connettori a taglio.

# 6.2 Travi in acciaio

Le verifiche di fatica per le travi in acciaio sono state eseguite, in conformità a quanto previsto dall'EN1994-2 al punto 6.8.4, mediate l'utilizzo del metodo semplificato dell'intervallo di sforzo equivalente. Tale metodo si basa sull'utilizzo del Fatigue Load Model 3 (FLM 3) definito dall'EN1991-2, il quale rappresenta un veicolo pesante appositamente calibrato al fine di ottenere, in seguito al transito dello stesso sul viadotto, delle variazioni di tensione, in un dato dettaglio strutturale, analoghe in termini di danneggiamento a quelle prodotte dal traffico reale.

Le verifiche di fatica eseguite con il metodo semplificato dell'intervallo di sforzo equivalete, consistono nell'accertare che:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (6.1)$$

е

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad (6.2)$$

dove:

- Δσ<sub>E,2</sub> è l'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento relativo a 2 milioni di cicli per le tensioni normali;
- Δτ<sub>E,2</sub> è l'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento relativo a 2 milioni di cicli per le tensioni tangenziali;
- $\gamma_{Ff}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per i carichi di fatica;
- Δσ<sub>c</sub> è il valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli per le tensioni normali (detail category);
- Δτ<sub>c</sub> è il valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli per le tensioni tangenziali (detail category);
- $\gamma_{Mf}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza a fatica.

Inoltre nel caso in cui gli intervalli di sforzo equivalente  $\Delta \sigma_{E,2}$  e  $\Delta \tau_{E,2}$  vengono a coesistere è necessario verificare che:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \,\Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \,\Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}}\right)^5 \le 1.0 \tag{6.3}$$

Gli intervalli di sforzo equivalente  $\Delta \sigma_{E,2}$  e  $\Delta \tau_{E,2}$  sono calcolati come:

$$\Delta \sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta \sigma_p \qquad (6.4)$$

$$\Delta \tau_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta \tau_p \tag{6.5}$$

dove:

- λ è il fattore di equivalenza del danneggiamento;
- $\phi_2$  è il fattore dinamico equivalente di danneggiamento;
- $\Delta \sigma_p$  è l'intervallo di variazione dello sforzo di riferimento per le tensioni normali;
- $\Delta \tau_p$  è l'intervallo di variazione dello sforzo di riferimento per le tensioni tangenziali.

## 6.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza

Nel presente elaborato, in conformità a quanto previsto dall'EN1993-2 al punto 9.3, si è assunto un coefficiente parziale di sicurezza per i carichi di fatica pari a  $\gamma_{Ff} = 1$ .

Il coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze a fatica è invece stato assunto pari a  $\gamma_{Mf} = 1.35$ , il che corrisponde all'esecuzione delle verifiche secondo il metodo della vita utile a fatica (safe life method), con significative conseguenze (high conseguences) per la struttura in caso di rottura del dettaglio esaminato.

Assessment method	Consequence of failure		
Assessment method	Low consequence	High consequence	
Damage tolerant	1,00	1,15	
Safe life	1,15	1,35	

Figura 6.1: Valori del coefficiente parziale di sicurezza per le resistenza a fatica [13].

# 6.2.2 Fattore di equivalenza del danneggiamento

Il fattore di equivalenza del danneggiamento è stato determinato per mezzo dell'equazione fornita dall' EN 1993-2 al paragrafo 9.5.2, secondo cui:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \leq \lambda_{max} \tag{6.6}$$

dove:

- λ<sub>1</sub> è un fattore che dipende dal tipo di travata, e prende in conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico, e dipende dalla lunghezza della linea o della superficie di influenza;
- λ<sub>2</sub> è un fattore che tiene conto del volume di traffico;
- $\lambda_3$  è un fattore che porta in conto la vita di progetto del ponte;
- $\lambda_4$  è un fattore che tiene conto del traffico pesante sulle altre corsie lente;
- λ<sub>max</sub> è il valore massimo che il fattore λ può assumere e tiene conto del limite di fatica.

#### **6.2.2.1** Fattore $\lambda_1$



Il fattore  $\lambda_1$  è stato valutato mediante i grafici forniti dalla normativa EN 1993-2 al paragrafo 9.5.2.

Figura 6.2: Grafici per la valutazione del fattore  $\lambda_1$  [14].

Il fattore  $\lambda_1$  assume valori diversi in funzione della luce della campata, del tipo di azione interna considerata, e della posizione lungo la campata della sezione in esame (appoggio o mezzeria).

In particolare la distinzione tra sezioni di appoggio e di mezzeria è stata eseguita secondo quanto previsto dalla figura 9.7 dell' EN1993-2 (vedi figura 6.3).



Figura 6.3: Suddivisione in sezioni di mezzeria e sezioni di appoggio [14].

Per il caso oggetto di studio ne consegue la seguente suddivisione:

- sezioni di mezzeria:  $0 \le x \le 51 m$ ,  $72 < x \le 128 m$  e  $149 < x \le 200 m$
- sezioni di appoggio:  $51 < x \le 72 m$ , e  $128 < x \le 149 m$ .

Per i momenti flettenti nel caso di campate continue, la lunghezza critica della linea di influenza L, da considerare nel grafico, risulta pari alla luce della campata stessa per le sezioni di mezzeria, e alla media delle luci delle campate coinvolte per le sezioni di appoggio.

Per il taglio la lunghezza critica della linea di influenza L risulta invece pari alla luce della campata in esame per le sezioni d'appoggio, e pari a 0.4 x lunghezza campata in esame per le sezioni di mezzeria.

Ne conseguono, per il fattore  $\lambda_1$ , i seguenti valori:

momento flettente

Posizione della sezione	Lunghezza critica L	Valore di $\lambda_1$
Campate laterali	L = 60 m	2.55 - 0.7 *(60-10)/70 = 2.05
Appoggi interni	L = (60+80)/2 = 70 m	1.70 +0.5 * (70-30)/50 = 2.10
Campata centrale	L = 80 m	2.55 - 0.7 *(80-10)/70 = 1.85

**Tabella 6.1**: Valori del fattore  $\lambda_1$  per il momento flettente

taglio

Posizione della sezione	Lunghezza critica L	Valore di $\lambda_1$
Campate laterali	L = 0.4*60 = 24 m	2.55 - 0.7 *(24-10)/70 = 2.41
Appoggi interni	L = 80 m	1.70 +0.5 *(80-30)/50 = 2.20
Campata centrale	L = 0.4*80 = 32 m	2.55 - 0.7 *(32-10)/70 = 2.33

**Tabella 6.2**: Valori del fattore  $\lambda_1$  per il taglio.

#### **6.2.2.2 Fattore** $\lambda_2$

Il fattore  $\lambda_2$  tiene conto del volume del traffico e risulta essere pari a:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{Obs}}{N_0}\right)^{1/5}$$
(6.7)

in cui:

•  $Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i}\right)^{1/5}$  è il peso medio lordo dei veicoli pesanti sulla corsia lenta (kN);

con:

• 
$$Q_0 = 480 \ kN;$$

•  $N_0 = 0.5 \times 10^6;$ 

dove:

- *N*<sub>*obs*</sub> è il numero totale annuo di autocarri sulla corsia lenta;
- Q<sub>i</sub> è il peso lordo dell'autocarro i-esimo nella corsia lenta (kN);
- $n_i$  è il numero di autocarri di peso lordo  $Q_i$  nella corsia lenta.

Per il viadotto in esame si è deciso di assumere:

• categoria di traffico 2;

Traffic categories		$N_{\rm obs}$ per year and per slow lane	
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^{6}$	
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0.5  imes 10^6$	
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125  imes 10^6$	
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05  imes 10^6$	

Figura 6.4: Numero indicativo di veicoli pesanti attesi per anno per corsia lenta [10].

VEHICLE TYPE		TRAFFIC TYPE				
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70	20,0	40,0	80,0	А
0 0		130				В
	4,20	70	5,0	10,0	5,0	А
	1,30	120				В
0 00		120				В
	3.20	70	50.0	30.0	5.0	А
	5.20	150		Í.	· ·	В
	1.30	90				С
	1,30	90				С
		90				С
	3,40	70	15,0	15,0	5,0	А
	6,00	140				В
	1,80	90				В
	,	90				В
	4,80	70	10,0	5,0	5,0	А
	3,60	130				В
	4,40	90				С
	1,30	80				С
		80				С

• la composizione di traffico di lunga distanza definita per il Fatigue Load Model 4;

Figura 6.5: Veicoli equivalenti per il Fatigue Load Model 4 [10].

Ne consegue, ricordando che il viadotto possiede 2 corsie lente:

- $N_{Obs} = 0.5 \times 10^6;$
- $Q_{m1} = 445 \ kN.$

In definitiva  $\lambda_2 = 0.927$ .

#### 6.2.2.3 Fattore $\lambda_3$

Il fattore  $\lambda_3$  tiene conto della vita di progetto della struttura e risulta pari a:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/5} \tag{6.8}$$

dove:

• *t<sub>Ld</sub>* è la vita di progetto dell'opera valutata in anni.

Nel seguente elaborato si è assunta una vita di progetto pari a  $t_{Ld} = 100 anni$  a cui corrisponde  $\lambda_3 = 1$ .

#### 6.2.2.4 Fattore $\lambda_4$

Il fattore  $\lambda_4$  viene utilizzato per tener conto dell'effetti prodotti dal traffico pesante presente sulle altre corsie lente. Esso risulta essere pari a:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 \ Q_{m2}}{\eta_1 \ Q_{m1}}\right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 \ Q_{m3}}{\eta_1 \ Q_{m1}}\right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k \ Q_{mk}}{\eta_1 \ Q_{m1}}\right)^5\right]^{1/5}$$
(6.9)

dove:

- k è il numero di corsie con traffico pesante;
- N<sub>i</sub> è il numero di veicoli pesanti per anno nella corsia j;
- $Q_{mj}$  è il peso medio lordo degli autocarri nella corsia *j*.
- η<sub>j</sub> è il valore della linea di influenza della forza interna che produce l'intervallo di sforzo nella mezzeria della corsia *j*.

Nel caso di due corsie lente, si ha:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 \ Q_{m2}}{\eta_1 \ Q_{m1}}\right)^5\right]^{1/5} \tag{6.10}$$

Per il caso oggetto di studio il coefficiente  $\eta$  è stato valutato come:

$$\eta = \frac{1}{2} - \frac{e}{b} \tag{6.11}$$

dove:

- *e* è l'eccentricità del Fatigue Load Model 3 rispetto l'asse dell'impalcato;
- *b* è l'interasse tra le travi in acciaio;

ottenendo:

• 
$$\eta_1 = \frac{1}{2} + \frac{1.75}{7.0} = 0.75$$

• 
$$\eta_1 = \frac{1}{2} - \frac{1.75}{7.0} = 0.25$$



Figura 6.6: Calcolo del coefficiente n.

Assumendo inoltre:

- $N_1 = N_2$  (stesso numero di veicoli pesanti nelle corsie lente);
- $Q_{m1} = Q_{m2}$  (stessa tipologia di autocarri in ogni corsia lenta);

si ottiene  $\lambda_4 = 1$ .

#### 6.2.2.5 Fattore $\lambda_{max}$



Il valori del fattore  $\lambda_{max}$  sono stati ricavati utilizzando i grafici riportati al punto 9.5.2 dell'EN 1993-2.

Figura 6.7: Grafici per la valutazione del fattore  $\lambda_{max}$  [14].

In particolare si sono ottenuti i seguenti risultati:

momento flettente

Posizione della sezione	Lunghezza critica L	Valore di $\lambda_{max}$
Campate laterali	L = 60 m	2.00
Appoggi interni	L = (60+80)/2 = 70 m	1.80 +0.9 * (70-30)/50 = 2.52
Campata centrale	L = 80 m	2.00

**Tabella 6.3**. Valori del fattore  $\lambda_{max}$  per il momento flettente.

Per le forze di taglio la normativa non definisce nessun valore massimo per il fattore  $\lambda$ .

### 6.2.2.6 Valori del fattore $\lambda$

Per il caso oggetto di studio il fattore  $\lambda$  per i momenti flettenti assume i seguenti valori:

- $\lambda = 1.9$  nelle regioni comprese tra  $0 \le x \le 51 m$  e  $149 \le x \le 200 m$ ;
- $\lambda = 1.947$  nelle regioni comprese tra  $51 \le x \le 72 m$  e  $128 \le x \le 149 m$ ;
- $\lambda = 1.715$  nella regione compresa tra  $72 \le x \le 128 m$ .

## 6.2.3 Fattore dinamico equivalente di danneggiamento $\phi_2$

Il fattore dinamico equivalente di danneggiamento è stato assunto pari a  $\phi_2 = 1$ , in quanto l'opera oggetto di studio risulta essere un viadotto stradale. Gli effetti dinamici risultano infatti già considerati nella calibrazione del Fatigue Load Model 3.

Tale valore è stato però incrementato in prossimità dei giunti di espansione, situati alle estremità dell'impalcato, e risulta pari a:

$$\phi_2 = 1.3 \cdot \left[ 1 - \frac{D}{26} \right] \ge 1.0$$
 (6.12)

dove *D* è la distanza tra il dettaglio costruttivo in esame e il giunto di espansione (con  $D \le 6m$ ).

## 6.2.4 Intervalli di variazione degli sforzi di riferimento $\Delta \sigma_p$ e $\Delta \tau_p$

Gli intervalli di variazione degli sforzi di riferimento sono stati valutati come:

$$\Delta \sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (6.13)$$
  
$$\Delta \tau_p = |\tau_{p,max} - \tau_{p,min}| \quad (6.14)$$

dove:

- σ<sub>p,max</sub> è il valore massimo della tensione normale agente nel dettaglio costruttivo in esame, valutato utilizzando le combinazioni di base per i carichi non ciclici più i carichi di fatica (vedi paragrafo 4.7).
- $\sigma_{p,min}$  è il valore minimo della tensione normale agente nel dettaglio costruttivo in esame, valutato utilizzando le combinazioni di base per i carichi non ciclici più i carichi di fatica (vedi paragrafo 4.7).

 $\tau_{p,max}$  è il valore massimo della tensione tangenziale agente nel dettaglio costruttivo in esame, valutato utilizzando le combinazioni di base per i carichi non ciclici più i carichi di fatica (vedi paragrafo 4.7).

•  $\tau_{p,min}$  è il valore minimo della tensione tangenziale agente nel dettaglio costruttivo in esame, valutato utilizzando le combinazioni di base per i carichi non ciclici più i carichi di fatica (vedi paragrafo 4.7).

# 6.2.5 Valori di riferimento delle resistenze a fatica $\Delta \sigma_c$ e $\Delta \tau_c$

I valori di riferimento della resistenza a fatica sono stati determinati mediante l'utilizzo delle tabelle da 8.1 a 8.9 riportate all'interno dell'EN1993-1-9. Esse forniscono per ogni particolare costruttivo, oltre alla descrizione e i relativi requisiti, un valore numerico il quale definisce la sua categoria di appartenenza. Tale valore, espresso in  $N/mm^2$ , rappresenta il valore di riferimento per la resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

Nel caso oggetto di studio per i particolari costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi metalliche. si sono assunti i seguenti valori di riferimento per le resistenza a fatica:

• flangia superiore con connettori a taglio:  $\Delta \sigma_c = 80 MPa$ ;



Figura 6.8: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13].

• flangia inferiore con saldature longitudinali continue :  $\Delta \sigma_c = 125 MPa$ ;

	<b>—</b>	Continuous longitudinal welds:	Details 1) and 2):
125	2	<ol> <li>Automatic butt welds carried out from both sides.</li> <li>Automatic fillet welds. Cover plate ends to be checked using detail 6) or 7) in Table 8.5.</li> </ol>	No stop/start position is permitted except when the repair is performed by a specialist and inspection is carried out to verify the proper execution of the repair.

Figura 6.9: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13].

• giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave:  $\Delta \sigma_c = 112 MPa$ ;



Figura 6.10: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13].
8) Continuous fillet welds 8)  $\Delta \tau$  to be calculated from the transmitting a shear flow, such weld throat area. >10 mm as web to flange welds in plate





Figura 6.11: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13]

giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore in anime e flange:  $\Delta \sigma_c = 112 MPa$ ;



Figura 6.12: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13].

saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali: $\Delta \sigma_c =$ 80 MPa;



Figura 6.13: Valore di riferimento della resistenza a fatica [13].

Com'è possibile notare dalle figure precedenti, per alcuni dettagli costruttivi, nel caso essi siano costituiti da elementi di spessore t > 25 mm, è necessario tener conto degli effetti dimensionali al fine di determinare la loro resistenza.

In tal caso la resistenza a fatica è valutata come  $\Delta \sigma_{c,red} = k_s \cdot \Delta \sigma_c$  dove  $k_s$  è un coefficiente

riduttivo pari a 
$$k_s = \sqrt[5]{\frac{25}{t}}$$
 con  $t \ge 25 mm$ .

# 6.3 Barre longitudinali di armatura

Le verifiche a fatica delle barre longitudinali di armatura sono state eseguite, in conformità a quanto previsto dell'EN1994-2, seguendo la procedura descritta nell' EN1992-1-1 al paragrafo 6.8.5. Essa consiste nell'accertare che:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta \sigma_{S,equ}(N^*) \le \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \qquad (6.15)$$

dove:

- $\gamma_{F,fat}$  è il fattore parziale di sicurezza per i carichi di fatica;
- Δσ<sub>S,equ</sub>(N\*) è l'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento per le barre di armatura relativo a N\* numero di cicli;
- $\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$  è la resistenza a fatica delle barre di armatura a  $N^*$  numero di cicli:
- $\gamma_{s,fat}$  è il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale.

In particolare per l'opera oggetto di studio si sono assunti:

- $\gamma_{F,fat} = 1;$
- $\gamma_{s,fat} = 1.15;$
- $N^* = 10^6 \ cicli;$

ф

bar diameter

•  $\Delta \sigma_{Rsk}(N^*) = 162.5 MPa.$ 

Type of reinforcement		stress exponent $\Delta \sigma_{Rsk}$ (MPa)				
	<b>N</b> *	<b>k</b> 1	<b>k</b> 2	at <i>N</i> * cycles		
Straight and bent bars <sup>1</sup>	10 <sup>6</sup>	5	9	162,5		
Welded bars and wire fabrics	10 <sup>7</sup>	3	5	58,5		
Splicing devices	10 <sup>7</sup>	3	5	35		
<b>Note 1:</b> Values for $\Delta \sigma_{\text{Rsk}}$ are those for straight bars. Values for bent bars should be obtained using a reduction factor $\zeta = 0.35 + 0.026 D / \phi$ . where:						

Figura 6.14: Resistenza a fatica e numero di cicli di riferimento per le barre di armatura [9].

L'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento è stato calcolato come:

$$\Delta \sigma_{S,equ}(N^*) = \lambda_s \cdot \left| \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} \right|$$
(6.16)

dove:

- $\lambda_s$  è il fattore di equivalenza del danneggiamento per le armature;
- $\sigma_{s,max}$  e  $\sigma_{s,max}$  sono rispettivamente il valore massimo e il valore minimo della tensione normale agente nelle armature, valutata mediante la combinazione di base per i carichi non ciclici, a cui sono stati aggiunti i carichi di fatica indotti dal Fatigue Load Model 3 moltilplicati per 1.75 nelle regioni di appoggio, e 1.40 nelle regioni di campata (vedi figura 6.3).

### 6.3.1 Fattore di equivalenza del danneggiamento per le armature

Il fattore di equivalenza del danneggiamento per le armature è stato determinato seguendo la procedura riportata nell' appendice NN dell'EN1992-2, e risulta essere pari a:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \qquad (6.17)$$

dove:

- $\varphi_{fat}$  è il fattore d'impatto equivalente al danno, funzione della rugosità della pavimentazione;
- λ<sub>s,1</sub> è un fattore che tiene conto degli effetti di danneggiamento dovuti al traffico, dipendente dalla lunghezza critica L della linea di influenza del momento flettente;
- λ<sub>s,2</sub> è un fattore che tiene conto del volume di traffico;
- $\lambda_{s,3}$  è un fattore che tiene conto della vita di progetto dell'opera;
- λ<sub>s,4</sub> è un fattore da applicare quando l'elemento strutturale risulta essere sollecitato da più di una corsia lenta.

### 6.3.1.1 Fattore d'impatto equivalente al danno

il fattore d'impatto equivalente al danno, dipende dalla rugosità della pavimentazione e assume valori variabili da 1.2 a 1.4.

Nel caso oggetto di studio si è assunto per la pavimentazione una buona rugosità, e quindi  $\varphi_{fat} = 1.2$ .

### 6.3.1.2 Fattore $\lambda_{s,1}$

Il fattore  $\lambda_{s,1}$  è stato valutato mediante i grafici forniti dall'EN1992-2 nell'appendice NN in cui le lunghezze critiche utilizzate sono state valutate secondo le modalità descritte al paragrafo 6.1.2.1. Esso risulta essere pari a:



Figura 6.15: Valori del fattore  $\lambda_{s,1}$  nelle regioni intermedie di appoggio [15].



**Figura 6.16:** Valori del fattore  $\lambda_{s,1}$  nelle regioni di campata [15].

Posizione della sezione	Lunghezza critica L	Valore di $\lambda_{s,1}$
Campate laterali	L = 60 m	1.21
Appoggi interni	L = (60+80)/2 = 70 m	1.19
Campata centrale	L = 80 m	1.25

**Tabella 6.4**: Valori del fattore  $\lambda_{s,1}$ .

### 6.3.1.3 Fattore $\lambda_{s,2}$

Il fattore  $\lambda_{s,2}$  tiene conto della composizione del traffico e risulta pari a:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2 \cdot 10^6}} \qquad (6.18)$$

dove:

- $\bar{Q}$  è un fattore che tiene conto del tipo di traffico;
- $k_2$  è la pendenza della curva S-N relativa alle armature al di là di  $N^*$  cicli;
- *N<sub>obs</sub>* è il numero totale annuo di autocarri sulla corsia lenta;

Nel caso oggetto di studio avendo assunto:

- barre di armature rettilinee;
- categoria di traffico 2;
- traffico di lunga distanza;

per i precedenti parametri si ottengono i seguenti valori:

- $\bar{Q} = 1;$
- $k_2 = 9;$
- $N_{obs} = 0.5 \cdot 10^6$

$\overline{\Omega}$ -factor for	Traffic type (see EN 1991-2 Table 4.7)				
$\mathcal{Q}$ -factor for	Long distance	Medium distance	Local traffic		
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73		
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78		
k <sub>2</sub> = 9	1,0	0,94	0,82		

**Figura 6.17**: Valori del coefficiente  $\overline{Q}$  [15].

In definitiva si ottiene  $\lambda_{s,2} = 0.857$ 

### 6.3.1.4 Fattore $\lambda_{s,3}$

 $\lambda_{s,3}$  tiene conto della vita di progetto dell'opera e risulta essere pari a:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}} \qquad (6.19)$$

dove:

*N<sub>Years</sub>* è la vita di progetto dell'opera.

Nel caso studiato avendo assunto  $N_{Years} = 100 anni$  si ottiene  $\lambda_{s,3} = 1$ .

#### 6.3.1.5 Fattore $\lambda_{s.4}$

Il fattore  $\lambda_{s,4}$  tiene conto degli effetti prodotti dal traffico pesante presente sulle altre corsie lente. Esso risulta pari a:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \tag{6.20}$$

dove:

- N<sub>obs,i</sub> è il numero di autocarri previsti sulla corsia i per anno;
- *N*<sub>obs,1</sub> è il numero di autocarri sulla corsia lenta per anno.

Nel caso oggetto di studio avendo assunti uno stesso numero di veicoli pesanti sulle due corsie lente ( $N_{obs,1} = N_{obs,2} = 0.5 \cdot 10^6$ ) si ottiene:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,1}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[9]{\frac{0.5 \cdot 10^6 + 0.5 \cdot 10^6}{0.5 \cdot 10^6}} = 1.08$$

### 6.3.1.6 Valori del fattore $\lambda_s$

Per il caso oggetto di studio il fattore  $\lambda_s$  assume i seguenti valori:

- $\lambda_s = 1.344$  nelle regioni comprese tra  $0 \le x \le 51 m$  e  $149 \le x \le 200 m$ ;
- $\lambda_s = 1.322$  nelle regioni comprese tra  $51 \le x \le 72 m$  e  $128 \le x \le 149 m$ ;
- $\lambda_s = 1.388$  nella regione compresa tra  $72 \le x \le 128 m$ .

# 6.4 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica sono state eseguite utilizzando la procedura riportata nell'EN1992-1-1 al paragrafo 6.8.7. Essa consiste nell'accertare che:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \le 0.5 + 0.45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$
(6.21)

dove:

- σ<sub>c,max</sub> è il valore massimo della tensione normale di compressione nella generica fibra, valutata utilizzando la combinazione frequente dei carichi;
- σ<sub>c,min</sub> è il valore minimo della tensione normale di compressione, in corrispondenza della stessa fibra in cui è stata valutata σ<sub>c,max</sub>. Nel caso essa risulti una tensione di trazione si assume σ<sub>c,min</sub> = 0;
- $f_{cd,fat}$  è la resistenza a fatica di progetto del calcestruzzo.

In particolare  $f_{cd,fat}$  risulta essere pari a:

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$
(6.22)

dove:

- $k_1 = 0.85;$
- β<sub>cc</sub>(t<sub>0</sub>) è un coefficiente che tiene conto della resistenza del calcestruzzo all'istante di applicazione del primo carico;
- *f<sub>cd</sub>* è il valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- *f<sub>ck</sub>* è il valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 giorni.

Nel caso in esame avendo assunto per la soletta in calcestruzzo:

- calcestruzzo di classe C 35/45;
- cemento di classe N (s = 0.25);
- $t_0 = 10$  giorni;
- $\gamma_C = 1.5;$

si ottiene  $f_{cd,fat} = 14.4 MPa$ 

La verifica della soletta in calcestruzzo è stata eseguita sia in corrispondenza dell'estradosso, che in corrispondenza dell'intradosso della stessa, considerando entrambe le combinazioni frequenti riportate al paragrafo 4.7.

### 6.5 Connettori a taglio

### 6.5.1 Verifica forza di taglio nel singolo connettore

La verifica a fatica dei connettori a taglio è stata eseguita, in conformità a quanto previsto dall'EN1994-2, andando innanzitutto a verificare che la forza di taglio nel singolo connettore, valutata con la combinazione caratteristica delle azioni, fosse inferiore a  $P_{Rd}^{ELS} = 0.75 \cdot P_{Rd}$ , dove  $P_{Rd}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio del singolo connettore. Tale valore risulta essere pari a:

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_{\nu}} \qquad (6.23)$$

dove:

- $\gamma_v = 1.25$  è il coefficiente parziale di sicurezza;
- $P_{Rk} = \min(P_{Rk}^{(1)}; P_{Rk}^{(2)})$  è il valore caratteristico della resistenza a taglio del singolo connettore;

In particolare  $P_{Rk}^{(1)}$  è il valore caratteristico della resistenza a taglio del connettore nel caso di collasso per rottura dell'acciaio alla base del piolo:

$$P_{Rk}^{(1)} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^4}{4}$$
 (6.24)

mentre  $P_{Rk}^{(2)}$  è il valore caratteristico della resistenza a taglio del connettore nel caso di collasso per rottura del calcestruzzo attorno alla base del piolo:

$$P_{Rk}^{(2)} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}E_{cm}} \qquad (6.25)$$

dove:

- *d* è il diametro del gambo del piolo;
- $f_u$  è la resistenza ultima a trazione del materiale con cui è realizzato il piolo;
- *f<sub>ck</sub>* è la resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo;
- *E<sub>cm</sub>*è il modulo di elasticità secante del calcestruzzo a 28 giorni;
- $\alpha = 0.2 \cdot \left[\frac{h}{a} + 1\right]$  se  $3 \le \frac{h}{a} \le 4$  altrimenti  $\alpha = 1$ ;
- *h* è l'altezza globale del piolo.

Per il caso oggetto di studio essendo:

- d = 22 mm;
- $f_u = 450 Mpa;$
- $f_{ck} = 35 MPa;$
- $E_{cm} = 34077 Mpa;$
- h = 200 mm;

ne consegue  $P_{Rk} = \min(P_{Rk}^{(1)}; P_{Rk}^{(2)}) = \min(136.8; 153.3) = 153.3 \, kN$  a cui corrisponde  $P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_{\nu}} = \frac{153.3}{1.25} = 109.5 \, kN.$ 

La forza di taglio massima nel singolo connettore deve quindi essere inferiore a:

 $P_{Rd}^{ELS} = 0.75 \cdot P_{Rd} = 65.69 \, kN.$ 

### 6.5.2 Verifica a fatica dei connettori

La verifica a fatica dei connettori è stata svolta, seguendo le prescrizioni fornite dall'EN1994-2, mediate l'utilizzo del metodo semplificato dell'intervallo di sforzo equivalente, secondo cui:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$$
 (6.26)

dove:

- $\gamma_{Ff} = 1$  è il coefficiente parziale di sicurezza per i carichi di fatica;
- $\Delta \tau_{E,2}$  è l'intervallo di sforzo equivalente in termini di danneggiamento per le tensioni tangenziali relativo a 2 milioni di cicli;
- $\Delta \tau_c = 90 Mpa$  è il valore di riferimento della resistenza a fatica dei connettori a 2 milioni di cicli;
- $\gamma_{Mf,s} = 1,25$  è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza a fatica dei connettori a taglio.

L'intervallo di sforzo equivalente risulta pari a

$$\Delta \tau_{E,2} = \lambda_{v} \cdot \Delta \tau \qquad (6.27)$$

dove:

- $\lambda_v$  è il fattore di equivalenza in termini di danneggiamento per i connettori;
- Δτ è l'intervallo di variazione delle tensioni tangenziali alla base dei connettori, valutato attraverso la combinazione base dei carichi non ciclici, a cui sono stati aggiunti i carichi di fatica prodotti dal Fatigue Load Model 3.

### 6.5.2.1 Fattore di equivalenza del danneggiamento per i connettori

Il fattore di equivalenza del danneggiamento per i connettori risulta essere pari a:

$$\lambda_{\nu} = \lambda_{\nu,1} \cdot \lambda_{\nu,2} \cdot \lambda_{\nu,3} \cdot \lambda_{\nu,4} \qquad (6.28)$$

dove i fattori  $\lambda_{v,1}$ ,  $\lambda_{v,2}$ ,  $\lambda_{v,3}$  e  $\lambda_{v,4}$  tengono conto degli stessi fenomeni considerati per  $\lambda \in \lambda_s$ . In particolare:

- $\lambda_{v.1} = 1.55$  per ponti stradali;
- $\lambda_{v,2}$  è valutato mediante l'equazione (6.7) assumendo come esponente 1/8 e risulta pari a  $\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{Obs}}{N_0}\right)^{1/8} = 0.928$
- $\lambda_{\nu,3}$  è valutato mediante l'equazione (6.8) assumendo come esponente 1/8 e risulta pari a  $\lambda_{\nu,3} = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/8} = 1.0$
- $\lambda_{\nu,4}$  è valutato mediante l'equazione (6.10) assumendo come esponenti 8 e 1/8 e risulta pari a  $\lambda_{\nu,4} = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}}\right)^8\right]^{1/8} = 1.0$

In definitiva, per il caso oggetto di studio si ottiene:  $\lambda_{\nu} = \lambda_{\nu,1} \cdot \lambda_{\nu,2} \cdot \lambda_{\nu,3} \cdot \lambda_{\nu,4} = 1.437.$ 

# 6.5.3 Verifica di interazione tra $\Delta \tau_{E,2}$ e $\Delta \sigma_{E,2}$

Nelle regioni in cui la flangia superiore, su cui sono saldati i connettori a taglio, risulta essere soggetta a tensioni di trazione, sotto l'azione della combinazione base dei carichi non ciclici, a cui sono stati aggiunti i carichi di fatica prodotti dal Fatigue Load Model 3, è necessario eseguire una verifica di interazione tra  $\Delta \sigma_{E,2}$  agente nella flangia e  $\Delta \tau_{E,2}$  agente alla base dei connettori. Ciò e stato eseguito mediante l'espressione fornita dall' EN1994-2 al punto 6.8.7.2 secondo cui:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \,\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}}\right) + \left(\frac{\gamma_{Ff} \,\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}}\right) \le 1.3 \tag{6.29}$$

# Capitolo 7 Risultati delle verifiche

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle verifiche a fatica ottenuti, seguendo le procedure descritte nel capitolo 6, per i seguenti elementi strutturali:

- trave in acciaio;
- armature longitudinali;
- soletta in calcestruzzo;
- connettori.

In particolare vengono riportati i risultati ottenuti, a breve e a lungo termine, per i seguenti casi studiati:

- prima strategia di getto in assenza di precompressione;
- seconda strategia di getto in assenza di precompressione;
- prima strategia di getto con precompressione configurazione A;
- seconda strategia di getto con precompressione configurazione A;
- prima strategia di getto con precompressione configurazione B;
- seconda strategia di getto con precompressione configurazione B.

# 7.1 Prima strategia di getto in assenza di precompressione

### 7.1.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.1: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.2: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.3: Verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.4: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.5: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.6: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.7: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.8: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

## 7.1.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.9: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



armature longitudinali inferiori.

Figura 7.10: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

# 7.1.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.11: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.12: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.13 Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1).



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.14: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

# 7.1.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.15: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.16: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;



Figura 7.17: Verifica a fatica dei connettori.

- verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;
  - combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$



**Figura 7.18**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP}) + FLM 3$ 

**Figura 7.19**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

# 7.2 Seconda strategia di getto in assenza di precompressione

### 7.2.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.20: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.21: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.22: Verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.23: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.24: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.25: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.26: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.27: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

## 7.2.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.28: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



armature longitudinali inferiori.

Figura 7.29: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

## 7.2.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.30: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.31: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.22: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1).



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.33: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

# 7.2.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.34: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,ESP}$ .

Figura 7.35: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;





- verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;
  - combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$



Figura 7.37: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP}) + FLM 3$ 

**Figura 7.38**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

# 7.3 Prima strategia di getto con precompressione configurazione A

### 7.3.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.39: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.40: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.41: Verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.42: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.43: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.44: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.45: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.46: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.
### 7.3.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.47: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



• armature longitudinali inferiori.

Figura 7.48: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

## 7.3.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.39: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



Figura 7.50: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.51: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1)



Figura 7.52: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

## 7.3.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.53 Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



Figura 7.54: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;



Figura 7.55: Verifica a fatica dei connettori.

- verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;
  - combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$



Figura 7.56: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinazione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP.}) + FLM 3$ 

**Figura 7.57**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

# 7.4 Seconda strategia di getto con precompressione configurazione A

#### 7.4.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.58: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.59: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.60: Verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.61: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.62: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.63: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.64: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.65: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

# 7.4.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.66: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



• armature longitudinali inferiori.

Figura 7.67: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

# 7.4.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.68: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



Figura 7.69: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.70: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1)



Figura 7.71: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

# 7.4.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.72: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



Figura 7.73: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;



Figura 7.74: Verifica a fatica dei connettori.

- verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;
  - combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$



Figura 7.75: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP}) + FLM 3$ 

**Figura 7.76**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

# 7.5 Prima strategia di getto con precompressione configurazione B

#### 7.5.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.77: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.78: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.79: Verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.80: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.81: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.82: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.83: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.84: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

# 7.5.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.85: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



• armature longitudinali inferiori.

Figura 7.86: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

## 7.5.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.87: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



Figura 7.88: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.89: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1)



Figura 7.90: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

# 7.5.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.91: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



Figura 7.92: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;





- verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;
  - combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$



Figura 7.94: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP.}) + FLM 3$ 

**Figura 7.95**: Verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

# 7.6 Seconda strategia di getto con precompressione configurazione B

#### 7.6.1 Trave in acciaio

Le verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, hanno condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 7.96: Verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 7.97: Verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 7.98: Verifica a fatica della giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.99: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 7.100: Verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.101: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 7.102: Verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 7.103: Verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

## 7.6.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 7.104: Verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



• armature longitudinali inferiori.

Figura 7.105: Verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

## 7.6.3 Soletta in calcestruzzo

Le verifiche a fatica per la soletta in calcestruzzo hanno condotto ai seguenti risultati:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 7.106: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



Figura 7.107: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

\_



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 7.108: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1)



Figura 7.109: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

## 7.6.4 Connettori

Si riportano di seguito i risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR}$ .



Figura 7.110: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



Figura 7.111: Verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).

verifica a fatica dei connettori;



Figura 7.112: Verifica a fatica dei connettori.

 verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;









- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP}) + FLM 3$ 


# Capitolo 8 Confronto dei risultati

Nel presente capitolo vengono confrontati tra loro i risultati delle verifiche a fatica, ottenuti nel precedente capitolo, per i seguenti casi considerati:

- 1) prima strategia di getto in assenza di precompressione;
- 2) seconda strategia di getto in assenza di precompressione;
- 3) prima strategia di getto con precompressione configurazione A;
- 4) seconda strategia di getto con precompressione configurazione A;
- 5) prima strategia di getto con precompressione configurazione B;
- 6) seconda strategia di getto con precompressione configurazione B.

Nello specifico il confronto è stato effettuato andando inizialmente a valutare, per ogni caso studiato e per ogni tipologia di verifica, l'inviluppo tra la sollecitazione agente a breve e lungo termine. Noto l'inviluppo dell'azione agente, per ogni caso studiato, si è quindi proceduto a confrontare tra loro i risultati ottenuti per i seguenti elementi strutturali:

- trave in acciaio;
- armature longitudinali;
- connettori.

Il confronto dei risultati ottenuti per le verifiche di fatica della soletta in calcestruzzo, è stato eseguito, poiché l'azione resistente è funzione di quella agente, andando dapprima a valutare il rapporto azione agente - azione resistente, a breve e a lungo termine per ogni caso analizzato, e successivamente facendo l'inviluppo dei rapporti così ottenuti. Noti gli inviluppi, per ognuno dei 6 casi studiati, si è quindi potuto confrontare tra loro i risultati ottenuti.

#### 8.1 Trave in acciaio

Il confronto dei risultati delle verifiche a fatica dei dettagli costruttivi presenti lungo lo sviluppo longitudinale delle travi in acciaio, ha condotto ai seguenti risultati:

 flangia superiore con connettori a taglio (dettaglio costruttivo 9 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.8);



Figura 8.1: Confronto dei risultati della verifica a fatica della flangia superiore.

 flangia inferiore con saldature longitudinali continue (dettaglio costruttivo 1 tabella 8.1 EN 1993-1-9, vedi figura 6.9);



Figura 8.2: Confronto dei risultati della verifica a fatica della flangia inferiore.

 giunti assiali trasversali di connessione tra i segmenti di trave (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.10);



Figura 8.3: Confronto dei risultati della verifica a fatica delle giunzioni trasversali tra i conci di trave.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia superiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);



Figura 8.4: Confronto dei risultati della verifica a fatica delle saldature di connessione anima - flangia superiore.

 saldature continue a cordone d'angolo di connessione anima-flangia inferiore (dettaglio costruttivo 8 tabella 8.5 EN 1993-1-9, vedi figura 6.11);





 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nelle flange (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 8.6: Confronto dei risultati della verifica a fatica delle variazioni di spessore nelle flange.

 giunti assiali trasversali in corrispondenza delle variazioni di spessore nell'anima (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.3 EN 1993-1-9, vedi figura 6.12);



Figura 8.7: Confronto dei risultati della verifica a fatica delle variazioni di spessore nell'anima.

 saldature di irrigidimenti trasversali su anime e flange delle travi longitudinali (dettaglio costruttivo 7 tabella 8.4 EN 1993-1-9, vedi figura 6.13);



Figura 8.8: Confronto dei risultati della verifica a fatica degli irrigidimenti d'anima.

Infine si è voluto eseguire un confronto tra tutte le verifiche a fatica eseguite per la trave in acciaio. Esso è stato eseguito andando dapprima a valutare per ogni verifica l'inviluppo della sollecitazione agente, per i 6 casi studiati, e quindi dividendo quest'ultimo per il valore della rispettiva resistenza.



Figura 8.9: Confronto tra le verifiche di fatica per la trave in acciaio.

#### 8.2 Armature longitudinali

Si riportano di seguito i raffronti dei risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle armature longitudinali:



armature longitudinali superiori;

Figura 8.10: Confronti dei risultati della verifica a fatica delle armature longitudinali superiori.



• armature longitudinali inferiori.

Figura 8.11: Confronto dei risultati della verifica a fatica delle armature longitudinali inferiori.

#### 8.3 Soletta in calcestruzzo

Da confronto dei risultati ottenuti per la soletta in calcestruzzo si ricava:

- estradosso soletta;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$



Figura 8.12: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 1).



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 8.13: Verifica a fatica estradosso soletta (combinazione 2).

intradosso soletta.

-



combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,CONTR.}$ 

Figura 8.14: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 1)



combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.75 TS + 0.4 UDL + 0.5 T_{K,ESP}$ .

Figura 8.15: Verifica a fatica intradosso soletta (combinazione 2).

#### 8.4 Connettori

Da confronto dei risultati ottenuti per le verifiche a fatica dei connettori a taglio, si ottiene:

- forza di taglio nel singolo connettore;
  - combinatione 1:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,CONTR.}$



Figura 8.16: Confronto dei risultati della verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $G_1 + G_2 + RIT + CR + TS + UDL + 0.6 T_{K,ESP}$ .

Figura 8.17: Confronto dei risultati della verifica della forza di taglio nel singolo connettore (combinazione 2).



verifica a fatica dei connettori;

Figura 8.19: Confronto dei risultati della verifica a fatica dei connettori.

 verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore;



combinatione 1:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,CONTR.}) + FLM 3$ 

Figura 8.19: Confronto dei risultati della verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 1).



- combinatione 2:  $(G_1 + G_2 + RIT + CR + 0.6 T_{K,ESP}) + FLM 3$ 

Figura 8.20 Confronto dei risultati della verifica di interazione tra variazione tensione normale e variazione tensione tangenziale nella flangia superiore (combinazione 2).

## Capitolo 9 Conclusioni

In questa tesi si sono voluti analizzare gli effetti delle fasi costruttive, della precompressione e delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, sul comportamento a fatica di impalcati da ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo, a travata continua. A tal fine si è assunto come caso studio un viadotto riportato all'interno di una pubblicazione edita da Setrà intitolata "Eurocodes 3 & 4 - Application to steel-concrete composite road bridges". Per l'opera si sono quindi considerate, al fine di valutarne i loro effetti, due diverse sequenze temporali di getto dei segmenti di soletta, e due differenti configurazioni di precompressione.

Combinando tra loro le due diverse sequenze temporali di getto, in assenza e in presenza delle due configurazioni di precompressione, è stato possibile andare a definire 6 casi di studio. Per ognuno di essi si è quindi realizzato un modello strutturale del viadotto, mediante l'utilizzo del software SAP2000, grazie al quale si è provveduto ad eseguire l'analisi globale della struttura. Tale analisi è stata eseguita, per ognuno dei 6 casi oggetto di studio, sia a breve che a lungo termine al fine di valutare gli effetti delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo. Terminate le analisi è stato possibile determinare la distribuzione delle sollecitazioni all'interno della struttura, e quindi eseguire per ognuno dei casi oggetto di studio, le verifiche a fatica degli elementi strutturali che compongono l'impalcato.

Dal confronto dei risultati ottenuti per le verifiche a fatica delle travi in acciaio, si è potuto osservare come, indipendentemente dalla strategia di getto utilizzata, e dall'uso o meno della precompressione, il comportamento a fatica di quest'ultime peggiori a lungo termine. L'utilizzo della precompressione fa si che all'aumentare della forza di precompressione applicata le verifiche delle travi metalliche risultino sempre più soddisfatte. Ciò risulta particolarmente vero a breve termine, mentre a lungo termine i miglioramenti risultano essere meno apprezzabili. Si è inoltre osservato come la prima strategia di getto, fornisca in generale i risultati migliori. Infine si è osservato come la verifica delle saldature degli irrigidimenti d'anima sulle anime e flange delle travi longitudinali, risulti essere la più

vincolante. Essa fa si che benché, gli altri dettagli costruttivi risultino essere abbondantemente verificati, non sia possibile ridurre gli spessori delle anime e delle flange.

Le verifiche a fatica delle barre di armatura hanno evidenziato come, indipendentemente dal caso considerato, anche per le barre di armatura il comportamento a fatica peggiori a lungo termine. A breve termine si è invece osservato come, indipendentemente dal tipo di strategia di getto utilizzata, all'aumentare della forza di precompressione il comportamento a fatica delle armature migliori significativamente. A lungo termine però, a causa delle deformazioni differite del calcestruzzo, tale miglioramento di comportamento, viene quasi completamente perso, risultando però in ogni caso, anche se in maniera poco apprezzabile, il comportamento migliore all'aumentare della forza di precompressione. Si è inoltre osservato come in generale, le verifiche di fatica delle armature risultino più soddisfatte, anche se in maniera poco significativa, per la seconda strategia di getto, sia a breve che a lungo termine, e sia all'aumentare della forza di precompressione.

Il comportamento a fatica della soletta in calcestruzzo si caratterizza, a differenza della trave in acciaio e delle barre di armatura, per il fatto di essere in genere, indipendentemente dalla strategia di getto e dall'uso della precompressione, peggiore a breve termine. In particolare a breve termine si è potuto osservare come esso peggiori, all'aumentare della forza di precompressione applicata. A lungo termine, a causa delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, questo maggior peggioramento diminuisce, risultando in ogni caso, anche se in maniera poco significativa, le verifiche più soddisfatte all'aumentare della precompressione. Il comportamento a fatica del calcestruzzo risulta in generale migliore per la seconda strategia di getto in assenza di precompressione, mentre in presenza di quest'ultima si osserva come la prima strategia fornisca i risultati migliori.

I connettori a taglio si caratterizzano per il fatto di presentare, per ogni caso analizzato, un comportamento a fatica a breve termine, peggiore rispetto al comportamento a lungo termine. Il loro comportamento a fatica peggiora inoltre, sia a breve che a lungo termine, all'aumentare della forza di precompressione applicata. In presenza di precompressione la prima strategia di getto consente di ottenere i migliori risultati, mentre in assenza la seconda strategia risulta essere la migliore.

In definitiva si può concludere che la seconda strategia di getto, consente di ottenere un miglior comportamento a fatica per le barre di armatura, e per la soletta e i connettori in assenza di precompressione. Viceversa la prima strategia risulta essere più indicata per le travi in acciaio, e per la soletta e i connettori in presenza di precompressione. A lungo termine si assiste ad un peggioramento del comportamento a fatica delle travi in acciaio e delle armature. La soletta in calcestruzzo e i connettori a taglio, mostrano invece un comportamento più critico a breve termine. L'utilizzo della precompressione comporta un significativo miglioramento del comportamento a fatica delle travi

186

metalliche, mentre il comportamento della soletta in calcestruzzo e dei connettori a taglio risulta subire un peggioramento. Ciò avviene però solo nel breve termine, in quanto a lungo termine, a causa delle deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, gli effetti della precompressione vengono attenuati, e il comportamento della struttura risulta essere molto simile al comportamento della stessa in assenza di precompressione. Ne consegue che la precompressione, e le deformazioni viscose e di ritiro del calcestruzzo, risultano avere sul comportamento a fatica della struttura effetti diametralmente opposti: dove la prima porta dei benefici le seconde portano degli svantaggi e viceversa.

### Bibliografia

1. **Giordano L**. *Dispense del corso di teoria e progetto delle strutture in acciaio e composte,* a.a. 2016/17.

2. Radogna E. F. Tecnica delle costruzioni vol. 2, Zanichelli.

3. Dizi L. I ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo.

4. Sétra. Steel - Concrete Composite Bridges, 2010.

5. **Ioannis Vayas e Iliopoulos Aristidis.** *Design of Steel - Concrete Composite Bridges to Eurocodes,* CRC Press, 2013.

6. **Nussbaumer A., Borges L., Davaine L.** *Fatigue Design of Steel and Composite Structures,* ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2011.

7. Raquib A. Fatigue in concrete structures.

8. **Sétra.** *Guidance book - Eurocodes 3 and 4 - Application to steel-concrete composite road bridges, 2007.* 

9. European Committee for standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, 2004. UNI EN 1992-1-1.

10. European Committee for standardization. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*, CEN, 2002. UNI EN 1991-2.

11. European Committee for standardization. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: Thermal actions*, CEN, 2003. UNI EN 1991-1-5.

12. European Committee for standardization. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges, CEN, 2005. UNI EN 1994-2.

13. European Committee for standardization. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, CEN, 2003. UNI EN 1993-1-9.

14. European Committee for standardization. Eurocode 3: Design of steel structures -Part 2: Steel Bridges, CEN, 2005. UNI EN 1993-2.

15. European Committee for standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules, CEN, 2005. UNI EN 1992-2.

16. Comite Euro-International du beton. Model Code 1990, Thomas Telford, 1993.