

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte



Relatore

Prof. Rosario Ceravolo

Candidato

Daniele Cantelmi

Correlatore

Ing. Davide Masera, Ph.D.

Anno Accademico 2019-2020

Ai miei nonni

Indice

Abstract	1
Introduzione.....	3
Capitolo 1: Valutazione della transitabilità	5
1.1 Illustrazione del metodo semplificato	5
1.2 Carichi da normativa.....	7
1.2.1 Normale 8 del 15/09/1933	7
1.2.2 Circolare 6018 del 09/06/1945	8
1.2.3 Circolare 384 del 14/02/1962	9
1.2.4 D.M. 308 del 02/08/1980.....	10
1.2.5 D.M. LL.PP. del 04/05/1990	11
1.2.6 NTC 2018	12
1.3 Analisi dei carichi da normativa.....	14
1.4 Carichi eccezionali	16
1.5 Analisi dei carichi eccezionali	19
1.6 Ripartizione trasversale dei carichi.....	21
1.6.1 Metodo di Courbon.....	22
1.7 Ponte isostatico	25
1.8 Ponte iperstatico.....	27
Capitolo 2: Descrizione del caso studio.....	31
2.1 Caratteristiche geometriche.....	31
2.1.1 Impalcato di luce 38m	32
2.1.2 Impalcato di luce 31m	33
2.1.3 Traversi	34
2.1.4 Soletta	35
2.1.5 Vincoli	35
2.2 Materiali	36
2.2.1 Calcestruzzo.....	36
2.2.2 Acciaio ordinario per armature	37
2.2.3 Acciaio da precompressione	38

2.3 Azioni	38
2.3.1 Carichi permanenti.....	38
2.3.2 Ritiro del calcestruzzo	39
2.3.3 Forza di precompressione	40
2.3.4 Azioni variabili	46
2.3.5 Combinazione dei carichi mobili.....	47
2.3.6 Combinazione delle azioni	50
Capitolo 3: Analisi globale.....	53
3.1 Modello strutturale	53
3.1.1 Travi longitudinali	54
3.1.2 Traversi	54
3.1.3 Soletta	55
3.1.4 Vincoli	55
3.1.5 Pulvino.....	55
3.1.6 Pile	56
3.1.7 Spalle	56
3.1.8 Cavi da precompressione.....	56
3.2 Analisi strutturale	57
3.3 Risultati delle analisi.....	57
3.3.1 Impalcato isostatico	57
3.3.2 Impalcato iperstatico.....	59
Capitolo 4: Analisi a fatica	61
4.1 Generalità sul fenomeno della fatica	61
4.1.1 Storie di carico variabili nel tempo.....	62
4.1.2 Accumulo del danno	63
4.2 Analisi a fatica del caso studio	64
4.2.1 Calcolo delle tensioni	64
4.2.2 La fatica nel calcestruzzo armato	65
4.2.3 La fatica nell'acciaio	76
Conclusioni e sviluppi futuri	89
Bibliografia.....	93
Ringraziamenti.....	95

Abstract

I trasporti eccezionali sono una fonte di preoccupazione per tutte quelle società che hanno sotto la propria responsabilità la gestione della circolazione dei mezzi sui ponti da loro amministrati. In particolar modo, le strutture che potrebbero sollevare maggiori criticità sono quelle più datate, sia perché sono state progettate con normative passate che prevedevano carichi differenti da quelli attuali, sia perché sono soggette a un maggiore decadimento della resistenza a causa del degrado strutturale nel tempo.

I veicoli eccezionali che prevedono di transitare sulle diverse opere d'arte necessitano di un'autorizzazione che può essere rilasciata dalle autorità competenti solo dopo aver effettuato verifiche di tipo geometrico e di capacità portante. Tuttavia, a causa della difficoltà nel valutare l'effettiva resistenza di ciascuno dei ponti interessati dal transito del veicolo, risulta necessario individuare una metodologia semplificata per verificare la transitabilità dei veicoli eccezionali sulle diverse opere situate lungo il tragitto.

Nel presente elaborato si è voluto seguire un approccio basato sul confronto tra le sollecitazioni derivanti dal transito dei veicoli eccezionali e quelle prodotte dai carichi da normativa vigenti all'epoca della realizzazione del ponte, assumendo che quest'ultimo sia stato progettato in accordo con le prescrizioni vigenti all'epoca della sua realizzazione. Poiché durante il transito del veicolo eccezionale può non essere prevista una chiusura parziale del traffico, sono state realizzate diverse combinazioni dei carichi, nelle quali si è considerata la presenza o meno di ulteriori veicoli ordinari.

In prima approssimazione sono state effettuate delle analisi semplificate su ponti schematizzati come travi in semplice appoggio, con luce variabile da 10m fino a 50m. Successivamente, è stato utilizzato il metodo di Courbon per considerare la ripartizione trasversale dei carichi sulle travi longitudinali di un ipotetico ponte a graticcio. Sono quindi state svolte le analisi per impalcati aventi 3, 4, 5 e 8 travi longitudinali e sono stati calcolati i coefficienti di sfruttamento per le tipologie di veicoli eccezionali nelle diverse combinazioni di carico.

Le medesime combinazioni sono state applicate sul cavalcavia oggetto di studio nel presente elaborato, di cui è stato realizzato un modello agli elementi finiti. I risultati ottenuti da questo modello sono stati confrontati con quelli derivanti dalle analisi semplificate per verificarne l'attendibilità.

Infine, con lo scopo di eseguire le verifiche a fatica per il calcestruzzo della soletta, per l'armatura lenta e per i cavi da precompressione delle travi longitudinali, sono state valutate le tensioni interne, prendendo in considerazione anche le altre azioni agenti sul cavalcavia (ad esempio i carichi permanenti, le forze di precompressione, il ritiro del calcestruzzo, ecc.). In particolare, a causa delle sollecitazioni prodotte dal transito dei veicoli eccezionali, si è voluto valutare il numero di cicli al quale i componenti in calcestruzzo e in acciaio maggiormente sollecitati sono in grado di resistere.

Introduzione

I trasporti eccezionali sono disciplinati dall'art. 10 del Codice della Strada, il quale prevede che risultano eccezionali quei veicoli che, a causa del trasporto di una o più cose indivisibili, superano i limiti di sagoma o di massa stabiliti rispettivamente negli articoli 61 e 62 del "Nuovo codice della strada".

Le combinazioni di carichi per asse, la distanza tra gli assi e l'entità totale del carico eccezionale sono molto varie e coprono molteplici casistiche, non sempre riconducibili, in termini di azioni generate sul ponte, a quelle previste dai testi normativi.

Il transito di tali veicoli sui ponti è motivo di preoccupazione per le amministrazioni, giacché potrebbe compromettere la sicurezza della circolazione a causa dell'eccessivo carico, e danneggiare la struttura nel corso del tempo.

Durante un trasporto eccezionale vengono solitamente attraversate diverse opere che differiscono tra loro per:

- epoca di realizzazione (sono diverse, quindi, le normative di riferimento);
- tipologia e dimensioni, in quanto la stesa del carico ha effetti diversi in relazione alla luce della campata, alla ripartizione trasversale del carico e al rapporto tra peso proprio e carico eccezionale;
- caratteristiche dei materiali e loro disposizione;
- stato di conservazione dell'opera e dei materiali, la loro effettiva resistenza e conseguentemente la capacità portante dell'opera.

Per valutare la transitabilità occorre soddisfare sia verifiche di tipo geometrico sia di capacità portante e l'autorizzazione per il transito dei veicoli eccezionali può essere rilasciata solo quando il carico risulta essere compatibile con la conservazione delle sovrastrutture stradali, con la stabilità dei manufatti e con la sicurezza della circolazione. Risulta difficile, tuttavia, individuare l'effettiva resistenza a causa delle numerose indagini necessarie per la caratterizzazione dei materiali, la loro disposizione e lo stato di degrado, considerando che tali studi andrebbero condotti su tutte le opere interessate dal transito del veicolo. Per questi motivi la verifica della condizione $S_d < R_d$ può essere effettuata solamente dopo un'ispezione particolareggiata delle opere interessate. È perciò indispensabile individuare una metodologia semplificata per verificare la transitabilità dei veicoli eccezionali sulle diverse opere situate lungo il tragitto.

Capitolo 1

Valutazione della transitabilità

1.1 Illustrazione del metodo semplificato

Il metodo semplificato che è stato individuato per verificare la transitabilità del veicolo eccezionale sulle diverse opere d'arte si basa sul confronto tra la massima sollecitazione generata dal transito del carico eccezionale e quella prodotta dai carichi previsti dalle normative vigenti all'epoca della costruzione del ponte, assumendo quindi che il ponte esistente sia stato progettato e realizzato in accordo con le prescrizioni vigenti all'epoca della sua realizzazione¹. Tale confronto deve essere effettuato per ogni elemento strutturale costituente il ponte, ma in questo contesto si è deciso di approfondire solo il comportamento di alcuni elementi portanti.

Le ipotesi adottate per la costruzione dei modelli di ponte sono le seguenti:

- 1) la luce che viene considerata è quella massima tra le diverse campate;
- 2) le strutture vengono considerate sempre isostatiche, indipendentemente dalle reali condizioni di vincolo;
- 3) il confronto tra il momento causato dal carico eccezionale e quello dovuto alle norme è riferito alla sezione in mezzzeria alla campata;
- 4) il confronto tra il taglio causato dal carico eccezionale e quello dovuto alle norme è riferito alla sezione in corrispondenza di uno dei due appoggi;
- 5) gli effetti dinamici sono stati presi in considerazione in accordo con le diverse normative utilizzate, mentre per i veicoli eccezionali non sono stati considerati questi effetti in quanto si suppone che transitino sulle opere a velocità relativamente basse;
- 6) si trascura l'effetto di eventuali marciapiedi e dell'effetto folla;
- 7) la corsia sulla quale transita il veicolo eccezionale è occupata esclusivamente da questo veicolo, senza contemporanea presenza di ulteriori carichi mobili.

È stato dimostrato¹ che la seconda ipotesi non modifica il rapporto tra sollecitazione prodotta dai carichi eccezionali e quella dovuta ai carichi da normativa, in quanto entrambi i diagrammi di involuppo subiscono una traslazione rigida verso l'alto. Di seguito è riportata la relativa dimostrazione.

¹ Roberto Bruson e Settimo Martinello, Valutazione del transito dei carichi eccezionali attraverso una procedura di calcolo automatico

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

... applicando qualsiasi Momento ai vincoli, M'_1 e M'_2 , l'effetto è semplicemente quello di traslare rigidamente l'andamento dei Momenti verso l'alto, sia per l'involuppo di confronto sia per quello prodotto dai carichi eccezionali.

La figura successiva riassume il concetto appena espresso. Considerando un punto qualsiasi dell'impalcato di un ponte e una determinata posizione dei carichi, si rappresenta, a sinistra, il diagramma d'involuppo degli sforzi dovuto ai sovraccarichi. Essendoci continuità con le campate adiacenti, si avranno negli estremi i Momenti iperstatici M_1 e M_2 , e nella parte centrale il Momento M_0 .

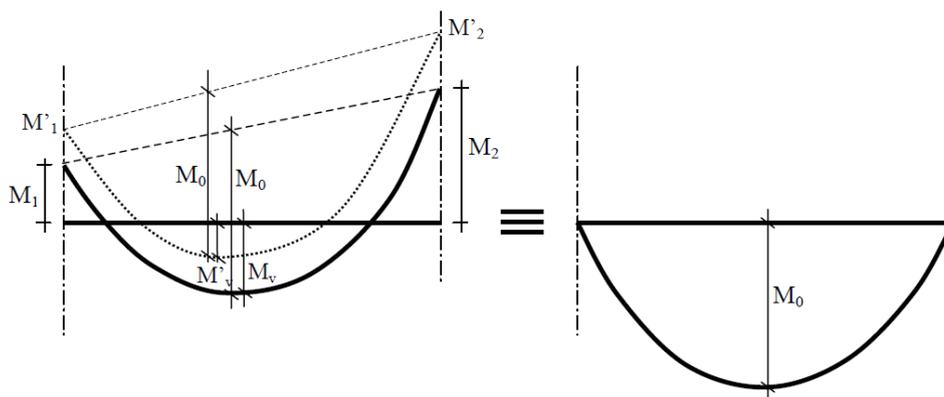


Figura 3: si mostrano due diagrammi d'involuppo generico, considerando la stessa posizione del sovraccarico e rigidità differenti negli estremi.

Supponendo, per semplificare, che il carico che genera uno dei diagrammi a sinistra della figura sia uniformemente distribuito (il ragionamento è valido per un qualsiasi carico e diagramma dei Momenti), per l'equilibrio si avrà:

$$\frac{|M_1| + |M_2|}{2} + M_v = M_0 = \frac{q_d L^2}{8}$$

Considerando un diagramma differente tale da produrre lo stesso Momento di chiusura M_0 , si avrà ugualmente:

$$\frac{|M'_1| + |M'_2|}{2} + M'_v = M_0 = \frac{q_d L^2}{8}$$

Il Momento M_0 generato dal carico è indipendente dai Momenti iperstatici M_1 , M_2 o M'_1 , M'_2 . La parte destra della figura rappresenta il modo per confrontare i carichi in funzione dei diagrammi dei Momenti che si producono.

1.2 Carichi da normativa

Vengono di seguito riportate le diverse normative utilizzate per la progettazione dei ponti dal 1933 a oggi, con i relativi carichi veicolari da usare in fase di progetto. È sempre stato considerato il carico da applicare sui ponti di I categoria.

1.2.1 Normale 8 del 15/09/1933

Nel caso di strade di tipo 1 (strade di grande traffico- Statali, autostrade, di completamento della rete Statale e altre per le quali, data la loro funzione di collegamento, si preveda lo sviluppo di un traffico intenso e pesante), ipotizzando che potessero permettere al massimo il passaggio simultaneo di due file di veicoli, veniva adottata la combinazione più gravosa tra le due di seguito riportate:

- Due treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12t affiancati;
- Un treno tipo (schema 1) indefinito di autocarri del peso di 12t e un treno tipo (schema 2) con veicoli del peso massimo di 40t affiancati.

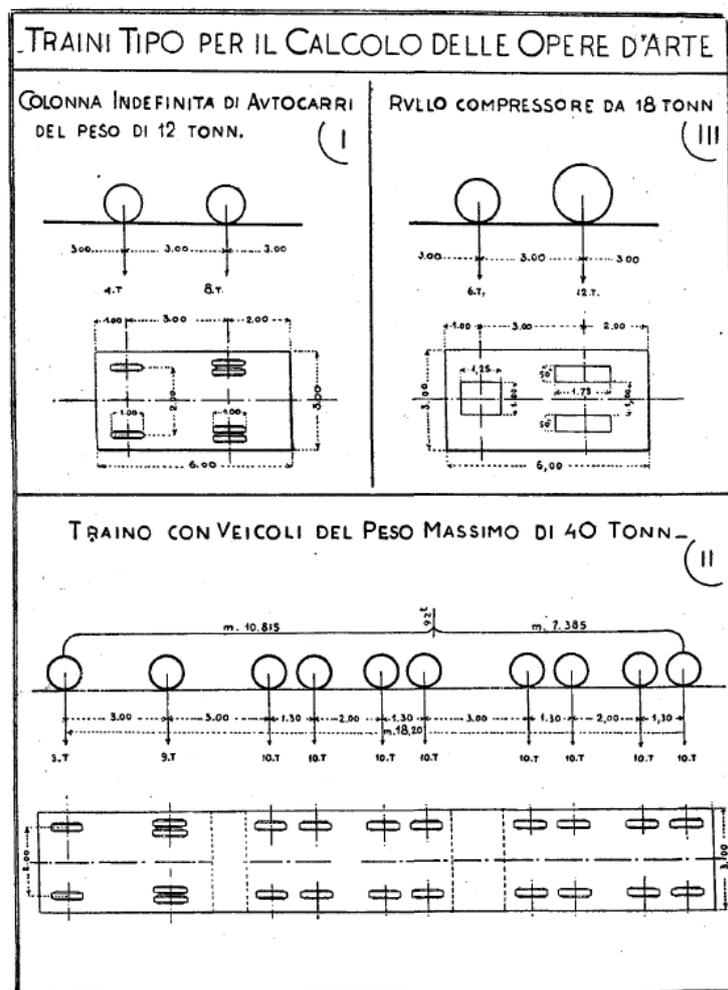


Figura 1.1. Rappresentazione degli schemi di carico relativi alla Normale 8 del 15/09/1933

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Per tener conto delle azioni dinamiche, per qualunque categoria di strada, i suddetti carichi dovevano essere aumentati del 25%.

1.2.2 Circolare 6018 del 09/06/1945

Nel secondo dopoguerra fu abolito lo schema 2 dovuto ai veicoli militari della precedente Normale, pertanto i carichi da adottare nel calcolo delle strade di tipo 1 divennero:

- Due o più treni tipo (schema 1) indefiniti di autocarri del peso di 12t affiancati;
- Due rulli compressori (schema 2) da 18t affiancati;

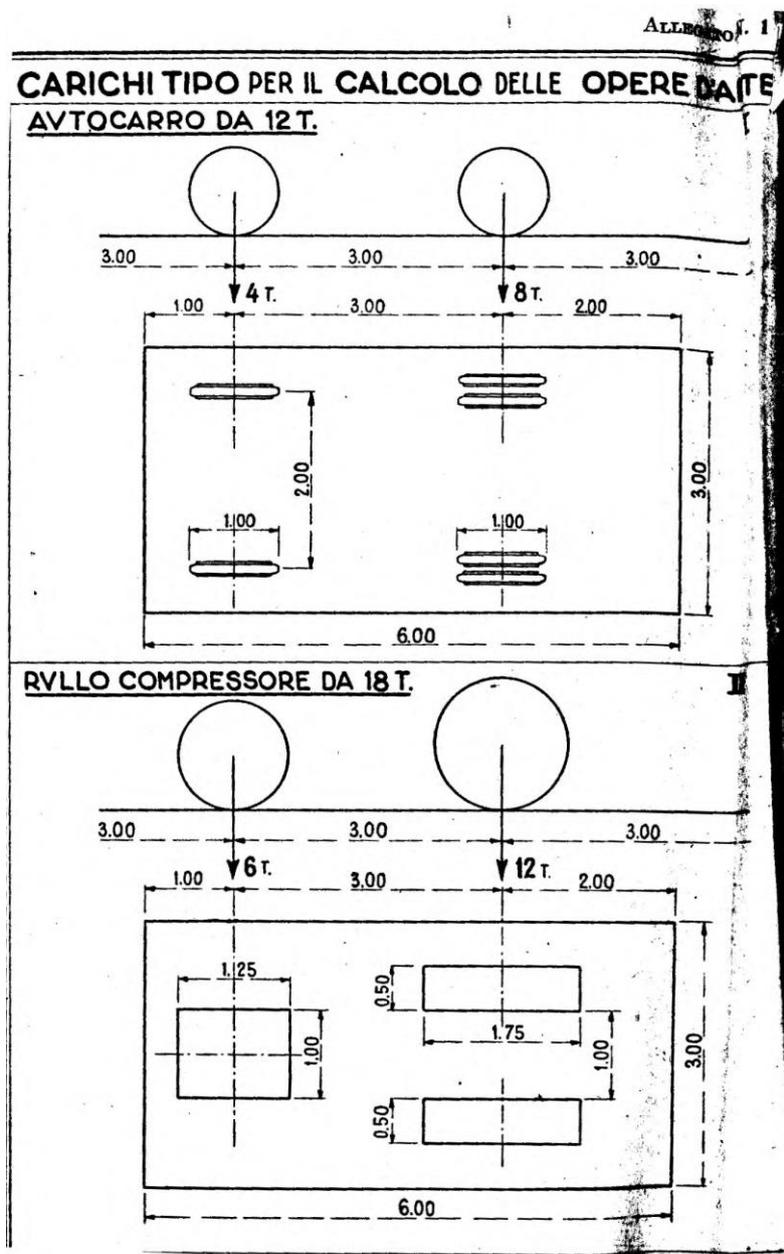


Figura 1.2. Rappresentazione degli schemi di carico relativi alla circolare 6018 del 09/06/1945

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Per tener conto delle azioni dinamiche, i carichi suddetti dovevano essere moltiplicati per il seguente coefficiente Φ , in cui l è la luce del ponte espressa in metri:

$$\Phi = 1 + \frac{16}{l + 40}$$

1.2.3 Circolare 384 del 14/02/1962

Con la Circolare 384 del 14/02/1962 furono reintrodotti i carichi derivanti dal transito dei mezzi militari, perciò per le strade di I categoria (strade destinate al transito di carichi civili e militari) venivano considerati i seguenti carichi mobili:

- Schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12t;
- Schema 2: rullo compressore isolato da 18t;
- Schema 3: folla compatta in ragione di 400kg/m²;
- Schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61,5t;
- Schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32t;
- Schema 6: carico militare isolato da 74,5t.

Per questa categoria stradale, lo schema di carico da adottare nel calcolo dei ponti stradali era uno schema militare: il più gravoso tra gli schemi 4, 5 e 6 affiancato da una o più colonne di autocarri (schema 1).

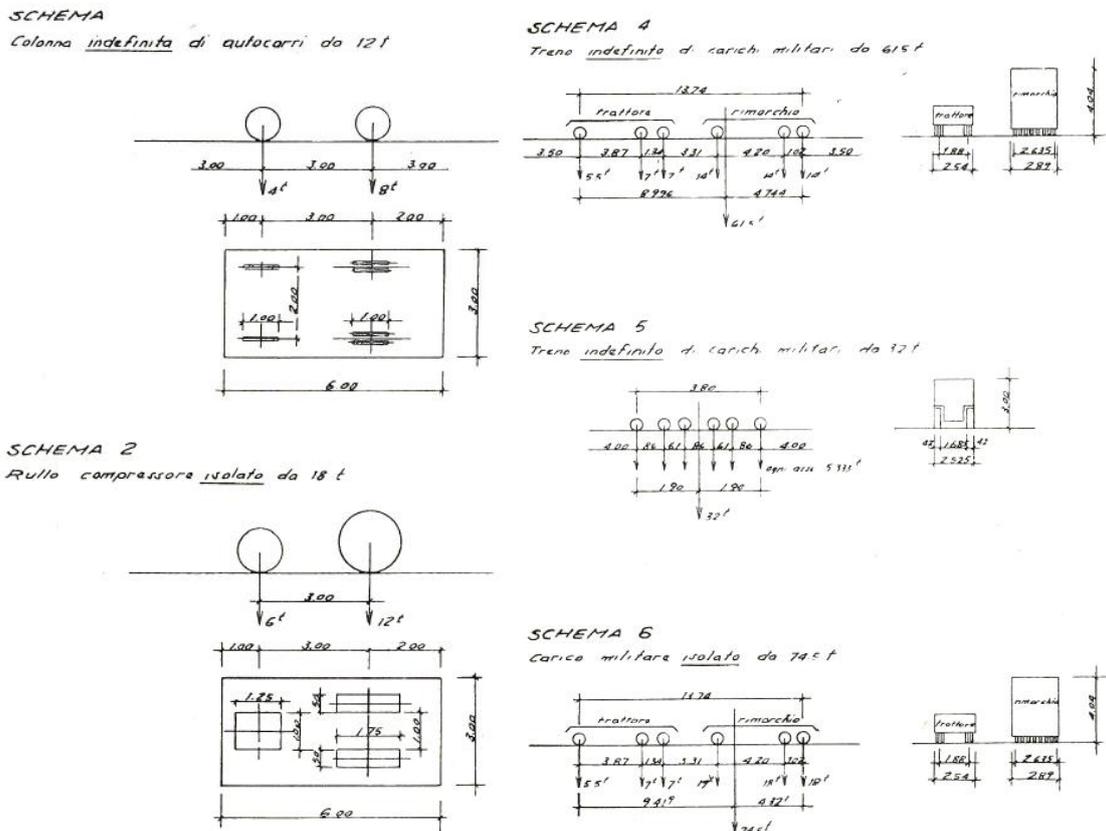


Figura 1.3. Rappresentazione degli schemi di carico relativi alla circolare 384 del 14/02/1962

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Per tener conto delle azioni dinamiche, per luci comprese da 0 a 100m, i carichi accidentali dovevano essere moltiplicati per il coefficiente:

$$\Phi = 1 + \frac{(100 - L)^2}{100 \cdot (250 - L)}$$

dove L , era la distanza fra gli appoggi espressa in metri. Per $L \geq 100m$ si doveva assumere $\Phi = 1$.

1.2.4 D.M. 308 del 02/08/1980

Nel decreto ministeriale 308 del 02/08/1980 vennero catalogate in maniera maggiormente rigorosa i pesi, carichi e deformazioni da tenere in conto nella progettazione, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

I carichi mobili q_{1A} e q_{1B} erano ripartiti lungo l'asse della corsia di ingombro con intensità differenti e dipendenti dalle stese di carico che venivano prese in esame, caso per caso, per le verifiche. L'intensità del carico q_{1A} espresso in t/m si esprime in funzione della lunghezza L , nel modo seguente:

$$\begin{aligned} q_{1A} &= 2,89 + 52 / L & \text{per } L \leq 40m \\ q_{1A} &= 4,35 - L / 250 & \text{per } 40m \leq L \leq 400m \\ q_{1A} &= 2,75 & \text{per } L > 400m \end{aligned}$$

L'intensità del carico q_{1B} espresso in t/m si esprime in funzione della lunghezza L , nel modo seguente:

$$\begin{aligned} q_{1B} &= 0,40 + 27 / L & \text{per } L \leq 15m \\ q_{1B} &= 2,23 - L / 500 & \text{per } 15m \leq L \leq 400m \\ q_{1B} &= 1,43 & \text{per } L > 400m \end{aligned}$$

I carichi q_{1C} e q_{1D} rappresentavano traini a tre assi relativamente da 55t e da 33t.

Il carico q_{1E} rappresentava l'impronta di $0,70 \times 0,70m^2$ su cui gravava un carico da 1t.

Per i ponti di I categoria si dovevano considerare:

- una colonna di carichi q_{1A} ;
- una colonna di carichi q_{1B} ;

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

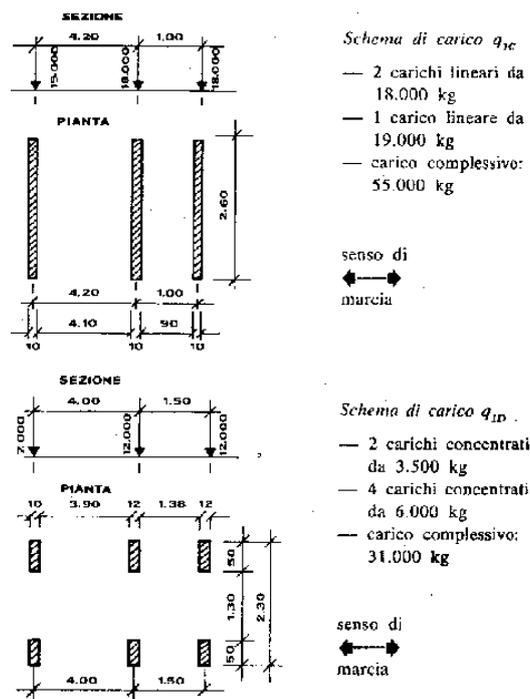


Figura 1.4. Rappresentazione degli schemi di carico relativi al D.M. 308 del 02/08/1980

L'entità dei carichi mobili doveva essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. In mancanza di analisi più concrete che prendessero in considerazione le caratteristiche dinamiche della struttura, nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, l'incremento q_2 era fornito da:

$$q_2 = (\Phi - 1) \cdot q_1$$

dove il coefficiente dinamico Φ aveva la seguente espressione:

$$\Phi = 1,4 - 0,002 \cdot (g / q + 1) \cdot L$$

g/q rappresentava il rapporto tra il carico permanente ed il carico mobile di calcolo dell'elemento strutturale, espressi per unità di lunghezza; L era la lunghezza delle stese di carico prese in esame per la singola verifica.

1.2.5 D.M. LL.PP. del 04/05/1990

Per i ponti di categoria I si dovevano considerare:

- una colonna di carico costituita da un solo mezzo q_{1a} e, al di fuori dell'ingombro di questo, da uno o più tratti di carico q_{1b} ;
- una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di q_{1a} e al 50% di q_{1b} .

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

I carichi mobili che venivano presi in considerazione erano i seguenti:

q_{1a}) mezzo convenzionale da 60t a tre assi aventi le caratteristiche indicate nello schema allegato;

q_{1b}) carico ripartito pari a 3t/m disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro;

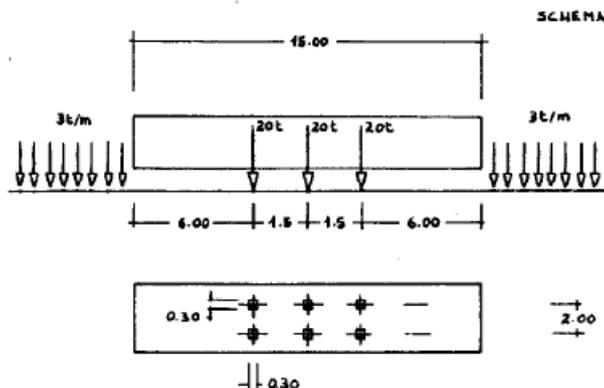


Figura 1.5. Rappresentazione dello schema di carico q_{1a} relativo al D.M. LL.PP. del 4 maggio 1990

In mancanza di analisi specifiche che prendessero in conto le caratteristiche dinamiche della struttura, nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, l'incremento q₂ era fornito da:

$$q_2 = (\Phi - 1) \cdot q_1$$

dove il coefficiente dinamico aveva la seguente espressione:

$$\Phi = 1,4 - \frac{(L - 10)}{150}$$

con le limitazioni $\Phi = 1,4$ per $L \leq 10m$ $\Phi = 1$ per $L \geq 70m$.

Per L si doveva assumere:

- a) per le travi di una sola campata, la luce di calcolo;
- b) per le travi continue, la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico q_{1a}.

1.2.6 NTC 2018

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dal modello di carico 1 riportato all'interno delle NTC2018 (attualmente in vigore) al paragrafo 5.1.3.3.5. È stata riportata di seguito l'immagine relativa allo schema di carico 1:

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

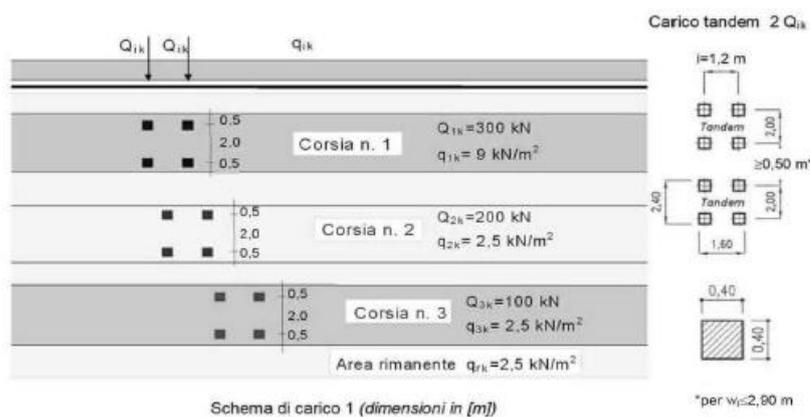


Figura 1.6. Rappresentazione degli schemi di carico relativi alle NTC2018

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Di seguito è stata riportata la tabella in cui sono indicati, per ogni normativa, i valori dei carichi distribuiti, delle forze concentrate per ogni asse e, dove il coefficiente di amplificazione dinamico risulta essere una funzione della luce, i valori dei coefficienti e delle forze moltiplicate per tale valore. Le forze e i relativi coefficienti sono stati calcolati per una luce di 10m e 35m. La larghezza delle corsie è stata ipotizzata di 3m.

Anno norma	Carico	q (kN/m)	q (kN/m ²)	F (kN/asse)	Tipologia	Formula c.a.d.	c.a.d.
1933	Schema 1	25.0	8.3	100.0	Treno indefinito		1.25
	Schema 2	27.5	9.1	125.0	Treno indefinito		
1945 10m	Schema 2	26.4	8.8	105.6	Treno indefinito	1+16/(L+40)	1.32
1945 35m	Schema 3	24.2	8.1	96.8	Treno indefinito		1.21
1962 10m	Schema 1	26.8	8.9	107.2	Treno indefinito	1+(100-L) ² /(100*(250-L))	1.34
	Schema 4	47.8	17.6	187.6	Treno indefinito		
	Schema 5	54.9	21.7	71.4	Treno indefinito		
	Schema 6	72.6	26.8	254.6	Veicolo isolato		
1962 35m	Schema 1	24.0	8.0	96.0	Treno indefinito		1.20
	Schema 4	42.8	15.7	168.0	Treno indefinito		
	Schema 5	49.2	19.4	64.0	Treno indefinito		
1980 10m	q1a (L<40 m)	110.8	36.9	-	Carico distribuito	1,4-0,002(g/q+1)*L	1.37
	q1b (L<15m)	59.0	19.7	-	Carico distribuito		
	q1c	-	-	260.3	Veicolo isolato		
	q1d	-	-	82.2	Veicolo isolato		
1980 35m	q1a (L<40 m)	56.0	18.7	-	Carico distribuito		1.28
	q1b (15m<L<400m)	27.6	9.2	-	Carico distribuito		
	q1c	-	-	243.2	Veicolo isolato		
1990 10m	q1d	-	-	76.8	Veicolo isolato		1,4-(L-10)/150
	q1a	42.0	14.0	280.0	Veicolo + Carico distribuito		
	q1b	42.0	14.0	-	Carico distribuito		
	q1c	-	-	140.0	Impronta		
1990 35m	q1d	-	-	14.0	Impronta	1.23	
	q1a	36.9	12.3	246.0	Veicolo + Carico distribuito		
	q1b	36.9	12.3	-	Carico distribuito		
	q1c	-	-	123.0	Impronta		
2008/2018	Schema 1	27.0	9.0	300.0	Carico distribuito + Impronta		0.00

I valori scritti in rosso sono stati calcolati manualmente e non forniti dalla norma, in quanto non presenti all'interno di essa

Tabella 1.1. Rappresentazione dei diversi schemi di carico nelle normative

Per maggiore chiarezza sono stati riportati nell'istogramma sottostante i valori delle forze concentrate e dei carichi distribuiti relativi alle diverse normative, prendendo i massimi valori dei diversi schemi possibili da adottare durante la fase di progettazione. I carichi sono già comprensivi dei coefficienti di amplificazione dinamica.

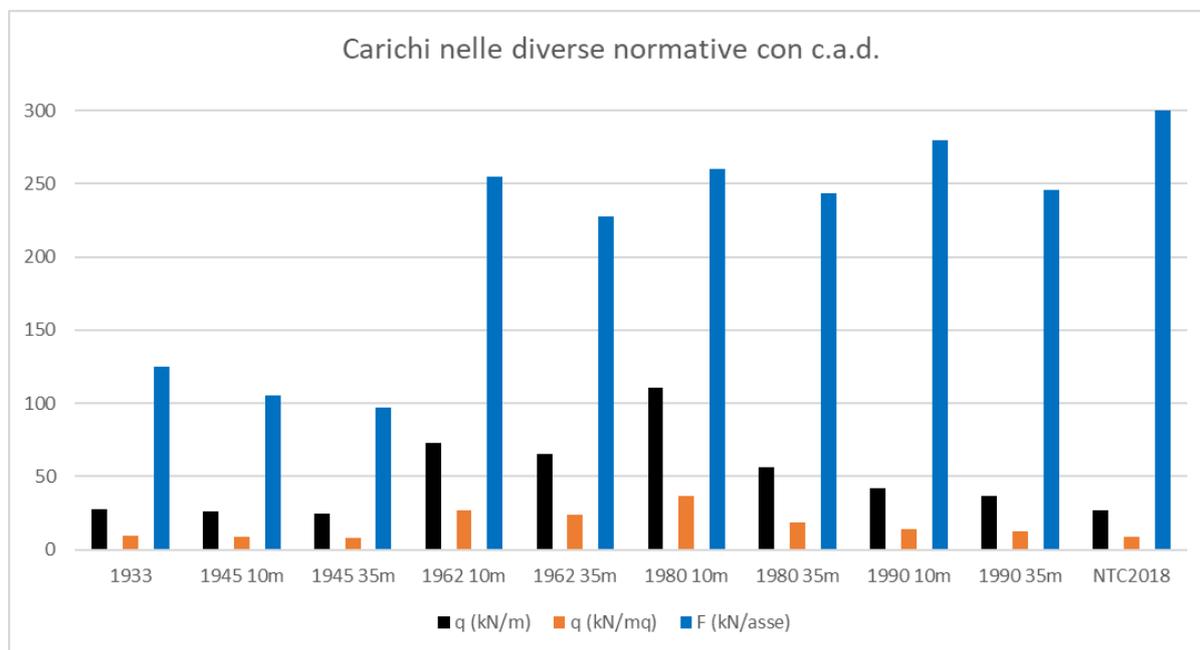


Figura 1.7. Rappresentazione dei carichi più sfavorevoli nelle diverse normative

È possibile notare come, dal secondo dopoguerra, il carico distribuito sia stato progressivamente ridotto andando invece a incrementare il valore delle forze concentrate per asse.

1.3 Analisi dei carichi da normativa

È stata successivamente svolta un'analisi statica attraverso il software Midas Gen, applicando sui ponti aventi luce compresa tra i 10m e i 50m (semplificati in questa prima fase come trave in semplice appoggio) i carichi relativi alla corsia più caricata previsti dalle normative vigenti e passate. Le caratteristiche della sollecitazione ottenute dall'analisi (momento flettente e taglio) sono state convertite in carichi distribuiti equivalenti, i quali, se applicati sull'intera luce del ponte, inducono nella trave le sollecitazioni di partenza; ciò è possibile attraverso l'inversione delle seguenti formule:

$$M_{\max}(L_i) = \frac{q_{fl}(L_i) \cdot L_i^2}{8} \Rightarrow q_{fl}(L_i) = \frac{8 \cdot M_{\max}(L_i)}{L_i^2}$$

$$V_{\max}(L_i) = \frac{q_v(L_i) \cdot L_i}{2} \Rightarrow q_v(L_i) = \frac{2 \cdot V_{\max}(L_i)}{L_i}$$

I risultati della suddetta analisi sono riportati nei due seguenti diagrammi:

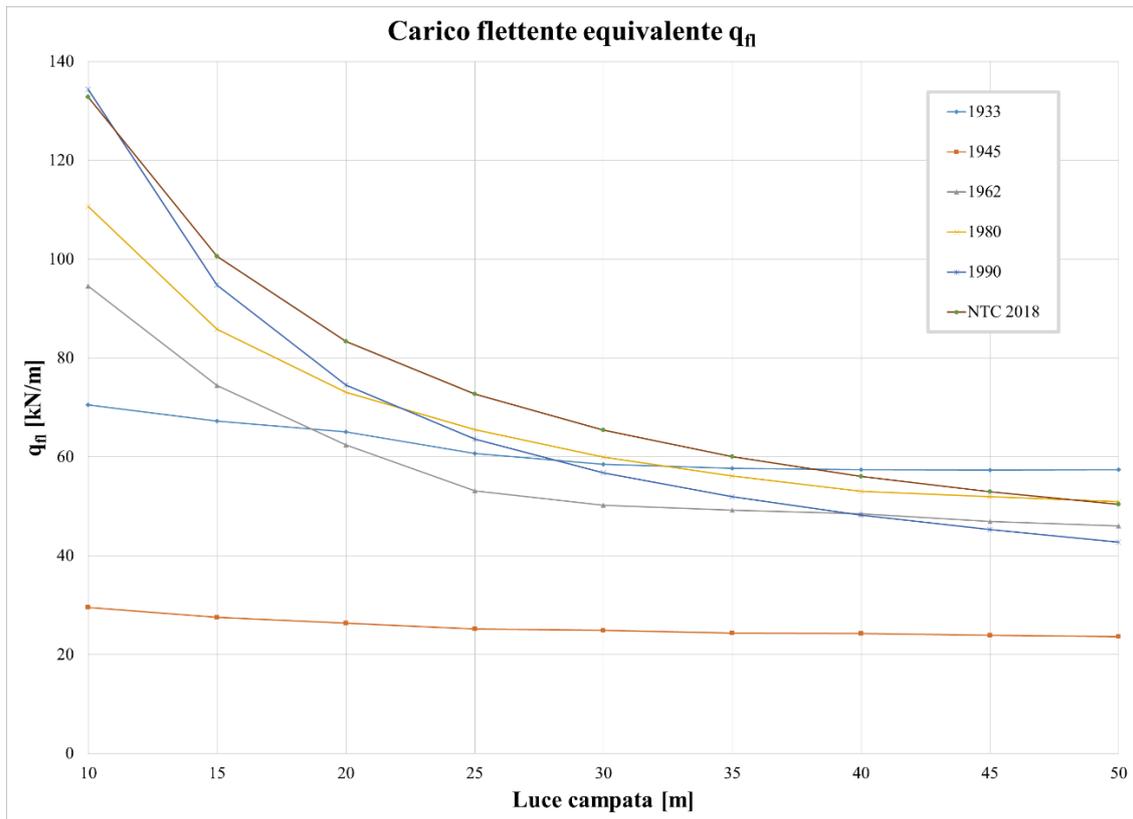


Figura 1.8. Carichi flettenti equivalenti dovuti agli schemi di carico delle diverse normative

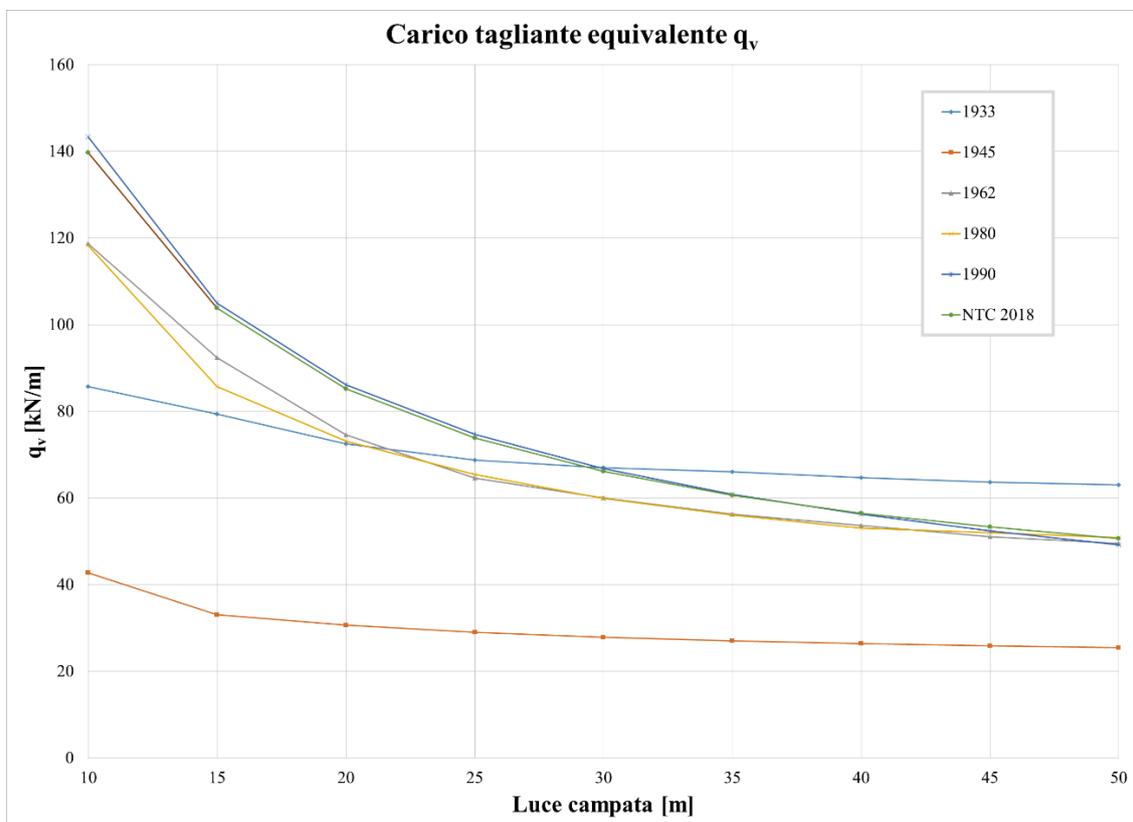


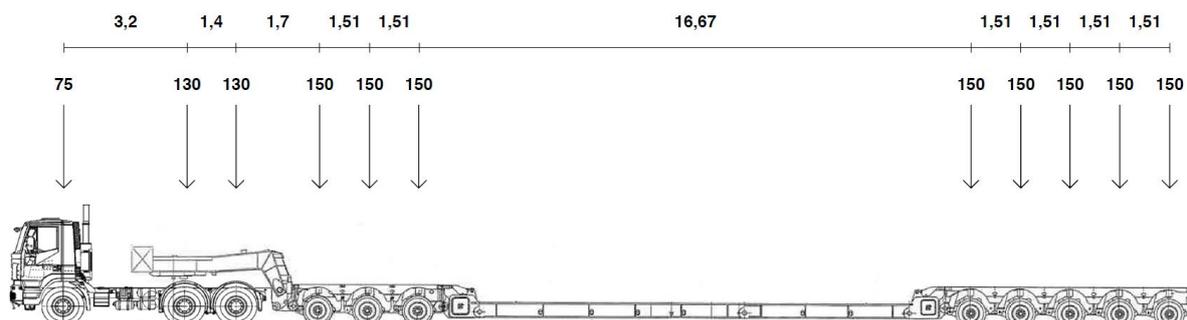
Figura 1.9. Carichi taglianti equivalenti dovuti agli schemi di carico delle diverse normative

Dai risultati sopra riportati si può notare come, con il passare degli anni, i carichi previsti dalle normative abbiano portato ad avere delle sollecitazioni maggiori sui ponti, andando a realizzare nel tempo strutture in grado di resistere a carichi sempre più gravosi. Il conseguente aumento delle azioni da considerare in fase progettuale è presumibilmente riconducibile alla domanda sempre più crescente del traffico e del peso di ciascun veicolo transitante.

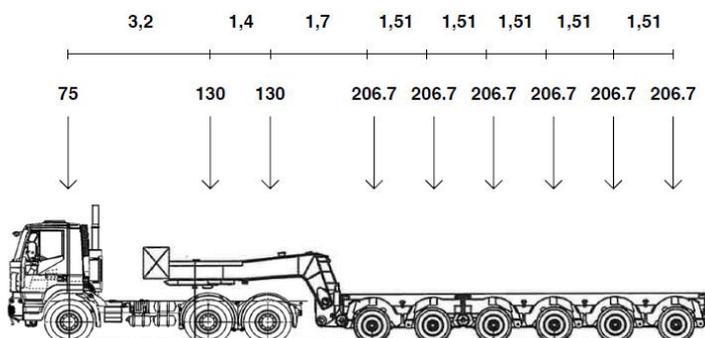
1.4 Carichi eccezionali

Successivamente si è proceduto con la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione generate dai veicoli per i trasporti eccezionali. Per svolgere questa analisi si è reso necessario considerare alcune tra le più comuni tipologie di veicoli per coprire un buon range di casistiche. I dati relativi ai rimorchi dei veicoli sotto riportati sono stati estrapolati da alcune schede tecniche, dalle quali sono state dedotte geometrie e carichi limite per asse, costituiti dalla somma della tara e del carico utile massimo che essi possono sopportare. Le loro caratteristiche sono di seguito riportate (le forze sono espresse in kN, le distanze in metri):

50E

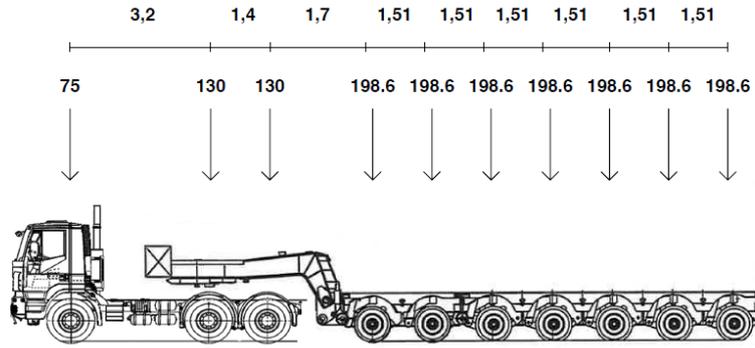


S6

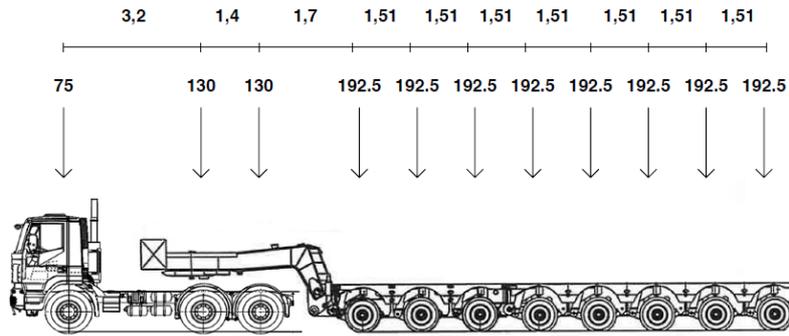


Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

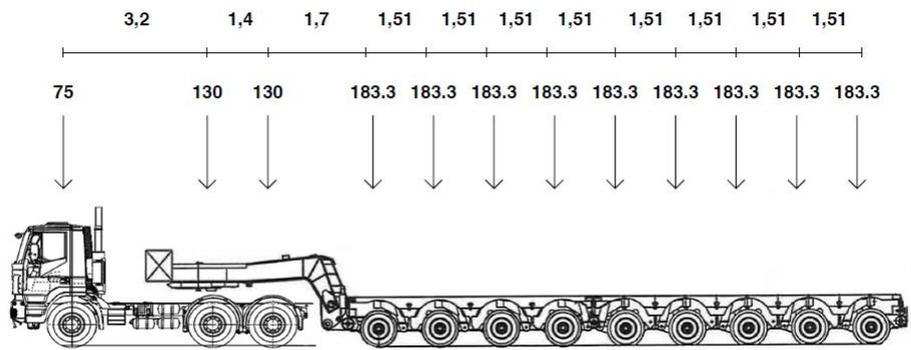
S7



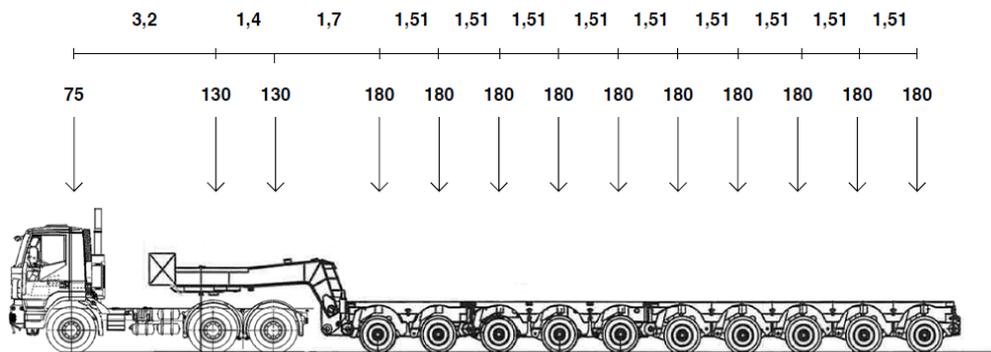
S8



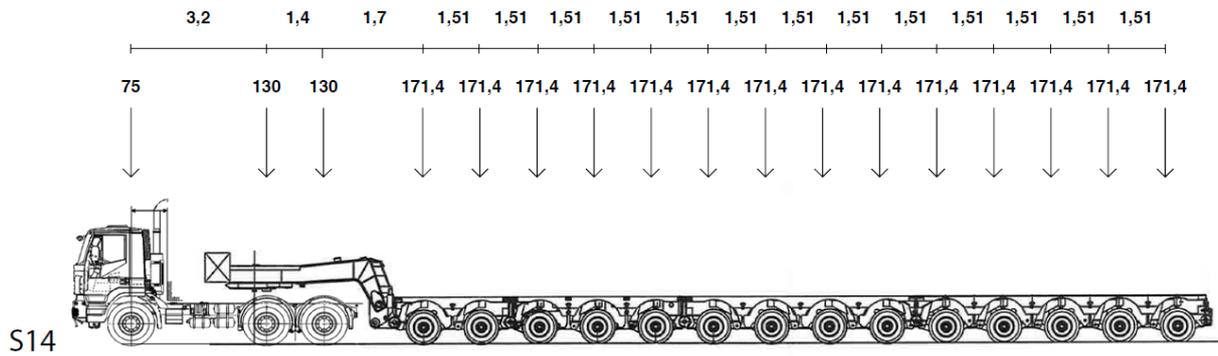
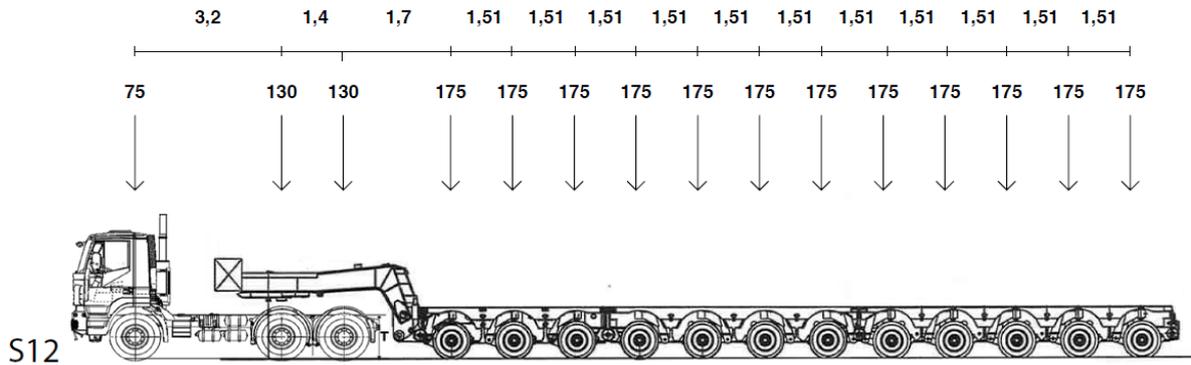
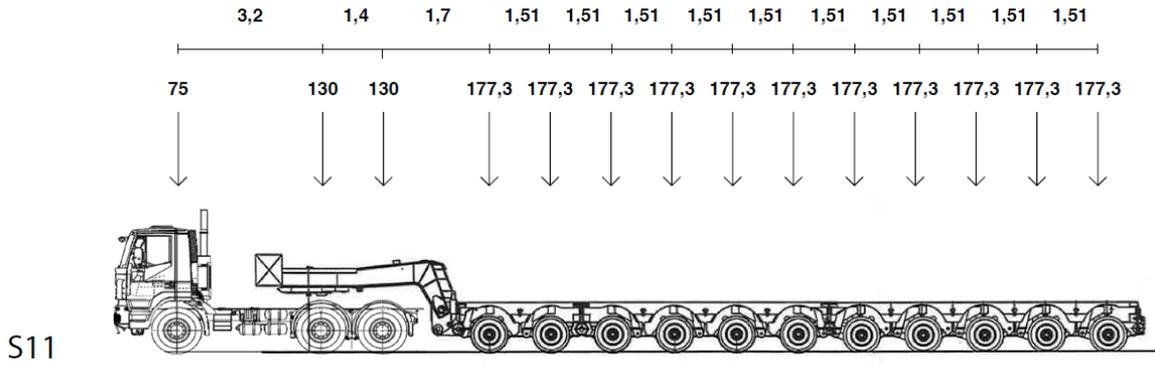
S9



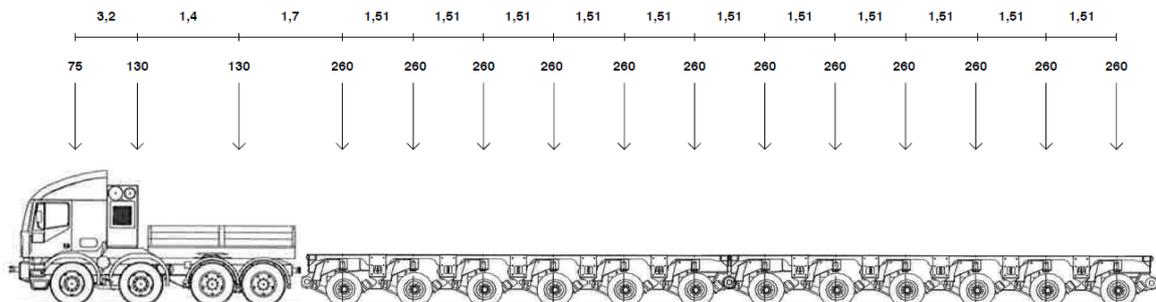
S10



Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

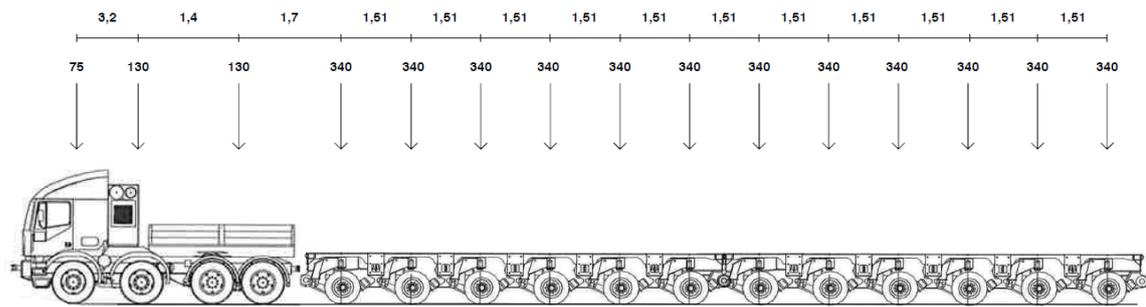


61MS 20km/h



Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

61MS 5 km/h



I valori delle massime forze per asse per ogni veicolo sono stati riportati nel seguente grafico, al fine di confrontare i carichi per asse dei diversi veicoli eccezionali con quelli previsti dalle NTC2018.

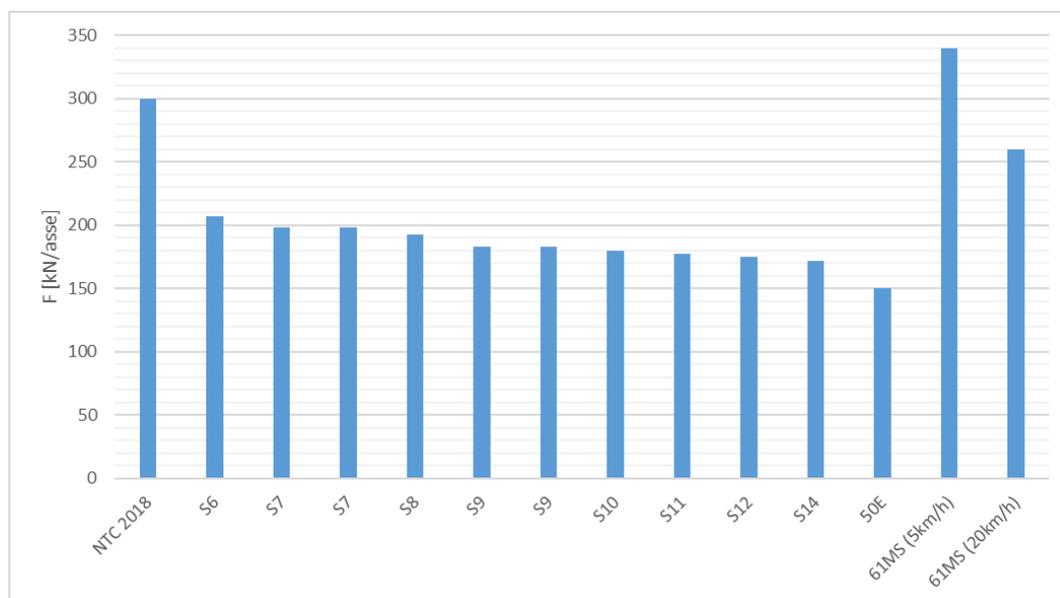


Figura 1.10. Massimo carico per ogni asse dei veicoli per i trasporti eccezionali

1.5 Analisi dei carichi eccezionali

È stata successivamente svolta un'analisi statica attraverso il software Midas Gen, nella quale i modelli dei suddetti carichi sono stati fatti transitare su ponti di diversa luce schematizzati in questa prima fase come travi in semplice appoggio; per effettuare il calcolo è stata applicata all'ingresso del ponte la prima forza del modello di veicolo ed è stato fatto viaggiare fino alla fuoriuscita dell'ultima forza dall'altra parte della campata. Si sono determinati il momento flettente a metà campata e il taglio sugli appoggi di ciascun ponte dovuti a ogni tipologia di veicolo eccezionale, e riconvertiti in carico flettente equivalente e carico tagliante equivalente, come già visto in precedenza per i carichi da normativa. I valori ottenuti sono stati infine inseriti

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

all'interno della Figura 1.8 e della Figura 1.9, così da rendere possibile un confronto tra i risultati prodotti dai veicoli eccezionali e quelli derivanti dai carichi da normativa.

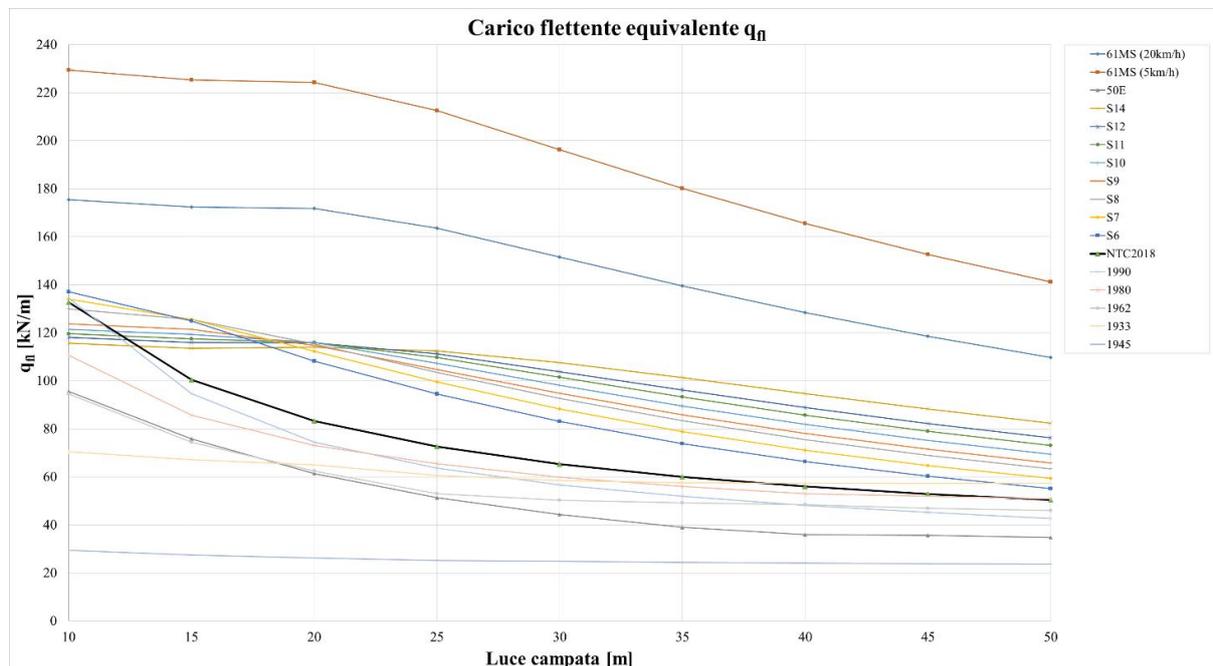


Figura 1.11. Carichi flettenti equivalenti dovuti ai veicoli eccezionali confrontati con quelli derivanti dai diversi carichi da normativa

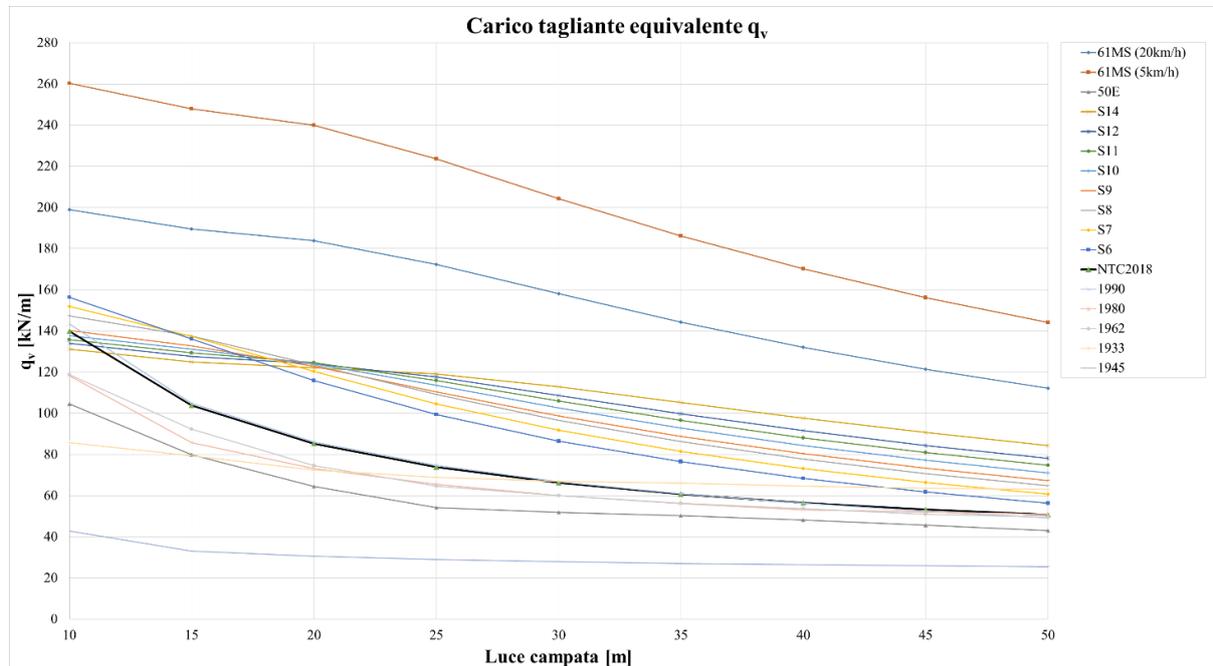


Figura 1.12. Carichi taglianti equivalenti dovuti ai veicoli eccezionali confrontati con quelli derivanti dai diversi carichi da normativa

Come si evince dai risultati, i carichi equivalenti (e quindi le sollecitazioni) prodotti dai veicoli eccezionali risultano essere quasi sempre superiori a quelli derivanti dai carichi da normativa. Potremmo pertanto affermare che tali veicoli non siano transitabili su alcun ponte avente luce

compresa tra i 10 e i 50 metri circa (praticamente la quasi totalità dei ponti esistenti); tuttavia, i carichi applicati sui mezzi durante l'analisi sono i massimi che quei veicoli eccezionali possono sopportare e l'analisi appena svolta non tiene conto dell'effettiva resistenza dell'impalcato. Infatti ogni singolo ponte è stato schematizzato come una trave in semplice appoggio, quindi non si è tenuto conto della ripartizione dei carichi sulle diverse travi longitudinali, sia per quanto riguarda i carichi da normativa che quelli eccezionali. Tale modello semplificato genera delle sollecitazioni molto più alte rispetto a quelle reali, sia dal lato della resistenza, sia dal lato della sollecitazione, ma ciò che si vuole evidenziare in questa prima fase è il loro rapporto per poter ottenere il coefficiente di sfruttamento.

1.6 Ripartizione trasversale dei carichi

Dopo aver determinato quali sono le sollecitazioni prodotte dai veicoli eccezionali analizzati, si è proceduto con lo studio della ripartizione dei carichi sulle diverse travi costituenti l'impalcato. Si è analizzato un ponte ipotetico avente luce pari a 35m e larghezza di 9m sul quale sono presenti tre corsie convenzionali. Si sono considerati diversi modelli nei quali è stato fatto variare il numero di travi longitudinali, nello specifico sono stati analizzati impalcati aventi 3,4,5 e 8 travi. Le travi sono state disposte in modo da avere tra loro interasse costante e gli sbalzi sono stati assunti pari a un quarto dell'interasse tra le travi stesse. In questo modo è univocamente definita la geometria della sezione trasversale dell'impalcato per qualunque numero di travi. Di seguito sono riportate le geometrie relative agli impalcati analizzati in questa fase:

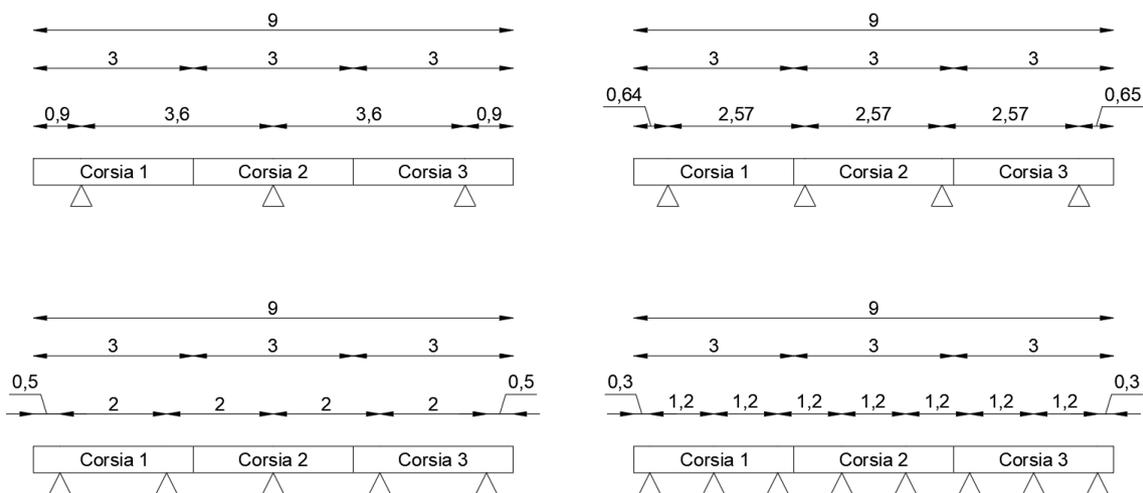


Figura 1.13. Geometrie degli impalcati analizzati aventi rispettivamente 3, 4, 5 e 8 travi longitudinali

I carichi applicati su ogni corsia sono quelli distribuiti flettenti equivalenti, calcolati precedentemente con il metodo semplificato e relativi alle travi aventi luce di 35m. I carichi da normativa sono stati applicati in diverse combinazioni per poter massimizzare tutti gli effetti sulle travi e sui vincoli. Per i carichi eccezionali sono state ipotizzate 4 combinazioni nelle quali è stata fatta variare la corsia su cui transita il veicolo eccezionale e la presenza o meno di altri carichi sulle corsie rimanenti, dovuti alla lane 2 e 3 del modello di carico 1 della NTC2018. Gli schemi relativi alle 4 combinazioni dei carichi eccezionali sono di seguito riportati:

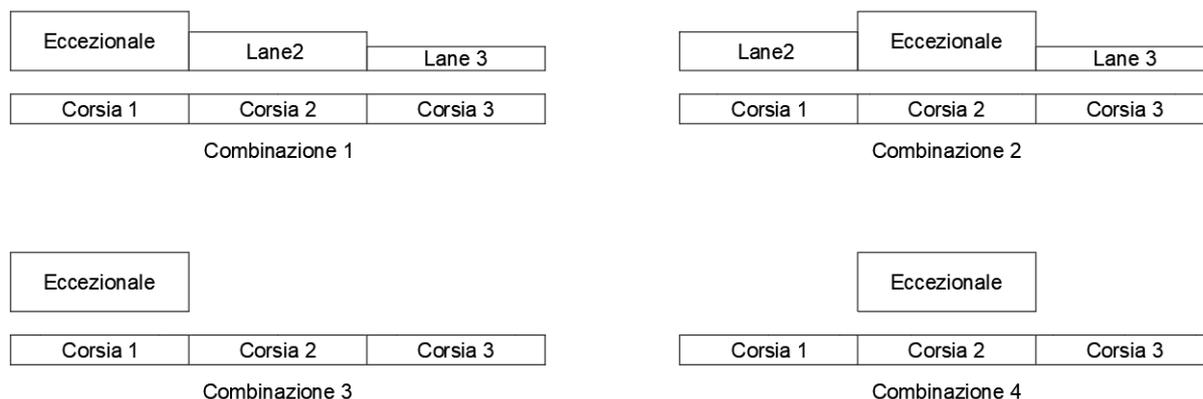


Figura 1.14. *Combinazioni dei carichi mobili e del veicolo eccezionale sulle diverse corsie utilizzate per lo svolgimento delle analisi*

1.6.1 Metodo di Courbon

Per calcolare gli effettivi valori delle sollecitazioni sulle travi, prodotte dai carichi nelle diverse combinazioni, si è reso necessario l'utilizzo del metodo di Courbon. Attraverso l'utilizzo di questo metodo è possibile calcolare la ripartizione dei carichi sulle travi longitudinali, se sono verificate le seguenti ipotesi semplificative:

- la rigidezza torsionale delle travi longitudinali è nulla ($\gamma_p = 0$);
- i traversi utilizzati per collegare tra loro le travi longitudinali hanno rigidezza flessionale infinita ($\rho_e = \infty$).

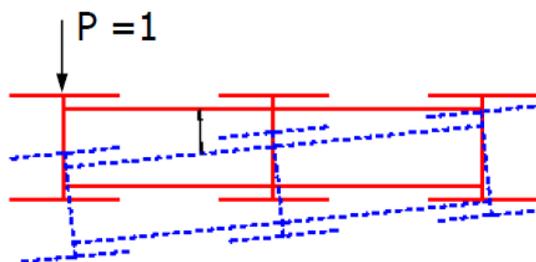


Figura 1.15. *Deformazione tipo dell'impalcato che rispetta le ipotesi di Courbon*

Grazie a queste ipotesi, il traverso poggiante sulle travi longitudinali può essere schematizzato come una trave vincolata con molle elastiche, e la reazione di ogni singolo vincolo risulta essere proporzionale allo spostamento del vincolo stesso. Di seguito è riportato lo schema semplificato appena descritto:

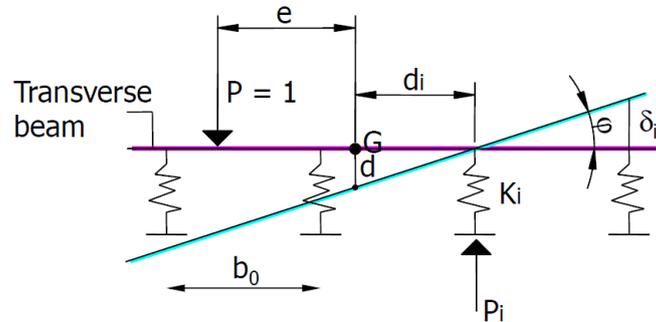


Figura 1.16. Schematizzazione dell'impalcato che rispetta le ipotesi di Courbon per calcolare la ripartizione delle forze sulle diverse travi

È possibile dimostrare che per travi longitudinali uguali tra loro e vincolate nello stesso modo, il coefficiente di ripartizione ρ_{ie} , che indica la percentuale della forza unitaria applicata con una eccentricità “e” dal baricentro delle rigidezze e relativa alla trave i-esima, è pari a:

$$\rho_{ie} = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

dove:

- n è il numero di travi longitudinali;
- d_i è la distanza di ogni trave dal baricentro delle rigidezze, presa con relativo segno;
- e è l'eccentricità della forza unitaria rispetto al baricentro delle rigidezze, presa con relativo segno.

Può essere inoltre dimostrato che il modello di Courbon approssima bene l'effettiva ridistribuzione delle forze nelle travi longitudinali, quando viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{L}{b_0} > 10$$

ovvero quando il rapporto tra la lunghezza della trave longitudinale e l'interasse tra esse risulta essere superiore a 10. Questo rapporto, calcolato per le 4 casistiche illustrate a inizio paragrafo, ha assunto i seguenti valori:

$$\left(\frac{L}{b_0}\right)_{3travi} = \frac{35}{3,6} = 9,72 \approx 10 \qquad \left(\frac{L}{b_0}\right)_{4travi} = \frac{35}{2,57} = 13,62 > 10$$

$$\left(\frac{L}{b_0}\right)_{5travi} = \frac{35}{2} = 17,5 > 10 \qquad \left(\frac{L}{b_0}\right)_{8travi} = \frac{35}{1,2} = 29,2 > 10$$

Risulta quindi possibile applicare il metodo di Courbon a tutti e quattro gli schemi di impalcato per individuare la percentuale di carico che ogni trave deve portare. Di seguito sono stati calcolati i coefficienti di ripartizione relativi alla trave più esterna (maggiormente sollecitata) per carichi applicati al centro di ogni corsia, come di seguito riportato:

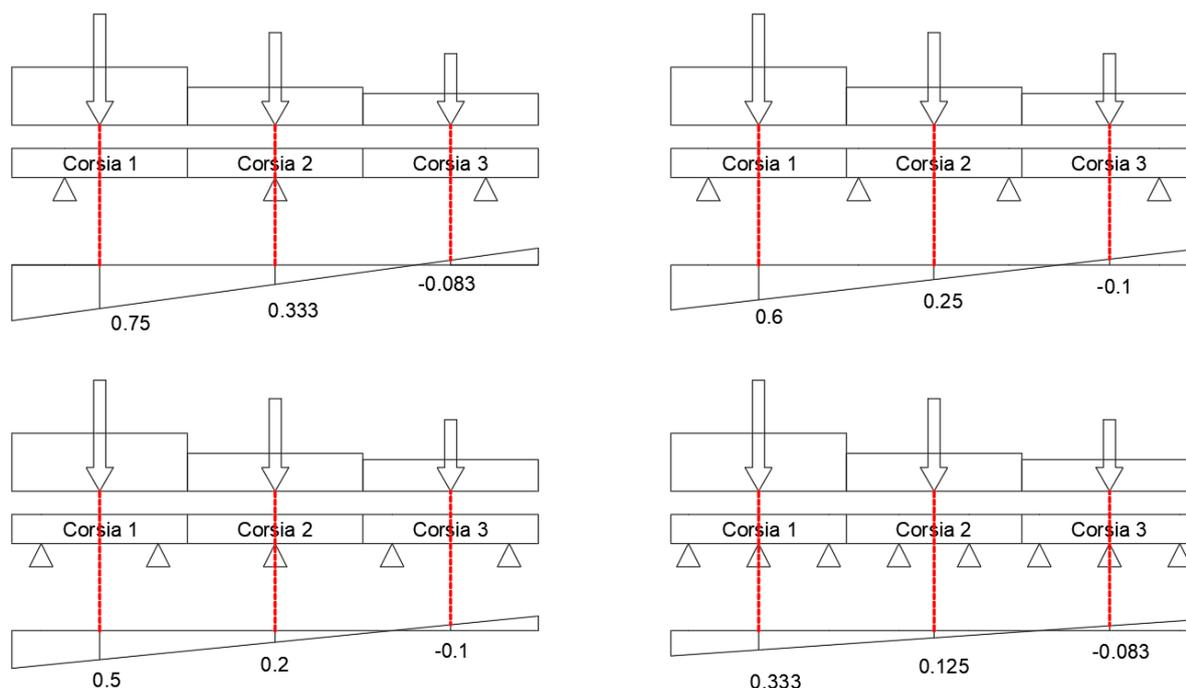


Figura 1.17. Coefficienti di Courbon relativi alla trave più esterna, per carico applicato al centro della corsia

Risulta evidente che, per qualunque numero di travi, in questi modelli non viene preso in considerazione il carico sulla corsia 3 in quanto tenderebbe a ridurre il valore di momento flettente sulla trave laterale di sinistra. Di seguito sono riportati i valori dei carichi distribuiti flettenti equivalenti applicati su ogni corsia per ogni combinazione illustrata precedentemente:

	COMBINAZIONE 1			COMBINAZIONE 2		
	P Corsia 1 [kN/m]	P Corsia 2 [kN/m]	P Corsia 3 [kN/m]	P Corsia 1 [kN/m]	P Corsia 2 [kN/m]	P Corsia 3 [kN/m]
NTC2018	60.11	29.6	0	60.11	29.6	0
50E	39.1	29.6	0	29.6	39.1	0
S6	74	29.6	0	29.6	74	0
S7	79	29.6	0	29.6	79	0
S8	83.4	29.6	0	29.6	83.4	0
S9	85.9	29.6	0	29.6	85.9	0
S10	89.6	29.6	0	29.6	89.6	0
S11	93.3	29.6	0	29.6	93.3	0
S12	96.2	29.6	0	29.6	96.2	0
S14	101.4	29.6	0	29.6	101.4	0
61MS 5km/h	180.3	29.6	0	29.6	180.3	0
61MS 20km/h	139.6	29.6	0	29.6	139.6	0

Tabella 1.2. Carichi distribuiti applicati su ogni corsia per le combinazioni 1 e 2

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

	COMBINAZIONE 3			COMBINAZIONE 4		
	P Corsia 1 [kN/m]	P Corsia 2 [kN/m]	P Corsia 3 [kN/m]	P Corsia 1 [kN/m]	P Corsia 2 [kN/m]	P Corsia 3 [kN/m]
NTC2018	60.11	29.6	0	60.11	29.6	0
50E	39.1	0	0	0	39.1	0
S6	74	0	0	0	74	0
S7	79	0	0	0	79	0
S8	83.4	0	0	0	83.4	0
S9	85.9	0	0	0	85.9	0
S10	89.6	0	0	0	89.6	0
S11	93.3	0	0	0	93.3	0
S12	96.2	0	0	0	96.2	0
S14	101.4	0	0	0	101.4	0
61MS 5km/h	180.3	0	0	0	180.3	0
61MS 20km/h	139.6	0	0	0	139.6	0

Tabella 1.3. Carichi distribuiti applicati su ogni corsia per le combinazioni 3 e 4

1.7 Ponte isostatico

Tramite l'applicazione del metodo di Courbon è stato possibile ottenere il valore del carico distribuito che interessa la trave più esterna e calcolare successivamente il relativo momento flettente per un'ipotetica campata avente luce di 35m. Il coefficiente di sfruttamento relativo alla sezione di mezzeria della trave maggiormente sollecitata è stato calcolato dividendo il momento sollecitante prodotto dai veicoli eccezionali nelle diverse combinazioni con quello derivante dai carichi da normativa.

3 travi	R1 [kN/m]	M C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	54.9	8412.6	-	54.9	8412.6	-	54.9	8412.6	-	54.9	8412.6	-
50E	39.2	5999.7	0.71	35.2	5393.1	0.64	29.3	4490.4	0.53	13.0	1993.7	0.24
S6	65.4	10007.8	1.19	46.8	7172.7	0.85	55.5	8498.4	1.01	24.6	3773.3	0.45
S7	69.1	10582.0	1.26	48.5	7427.6	0.88	59.3	9072.7	1.08	26.3	4028.3	0.48
S8	72.4	11087.3	1.32	50.0	7652.0	0.91	62.6	9578.0	1.14	27.8	4252.6	0.51
S9	74.3	11374.4	1.35	50.8	7779.5	0.92	64.4	9865.1	1.17	28.6	4380.1	0.52
S10	77.1	11799.3	1.40	52.0	7968.1	0.95	67.2	10290.0	1.22	29.8	4568.8	0.54
S11	79.8	12224.2	1.45	53.3	8156.8	0.97	70.0	10714.9	1.27	31.1	4757.4	0.57
S12	82.0	12557.3	1.49	54.2	8304.7	0.99	72.2	11048.0	1.31	32.0	4905.3	0.58
S14	85.9	13154.5	1.56	56.0	8569.8	1.02	76.1	11645.2	1.38	33.8	5170.4	0.61
61MS 20km/h	114.6	17541.5	2.09	68.7	10517.7	1.25	104.7	16032.2	1.91	46.5	7118.3	0.85
61MS 5km/h	145.1	22215.7	2.64	82.2	12593.0	1.50	135.2	20706.3	2.46	60.0	9193.6	1.09

Tabella 1.4. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 3 travi longitudinali

4 travi	R1 [kN/m]	M C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	43.5	6655.7	-	43.5	6655.7	-	43.5	6655.7	-	43.5	6655.7	-
50E	30.9	4725.4	0.71	27.5	4216.3	0.63	23.5	3592.3	0.54	9.8	1496.8	0.22
S6	51.8	7931.9	1.19	36.3	5552.3	0.83	44.4	6798.8	1.02	18.5	2832.8	0.43
S7	54.8	8391.3	1.26	37.5	5743.7	0.86	47.4	7258.1	1.09	19.8	3024.2	0.45
S8	57.4	8795.5	1.32	38.6	5912.2	0.89	50.0	7662.4	1.15	20.9	3192.7	0.48
S9	58.9	9025.2	1.36	39.2	6007.9	0.90	51.5	7892.1	1.19	21.5	3288.4	0.49
S10	61.2	9365.1	1.41	40.2	6149.5	0.92	53.8	8232.0	1.24	22.4	3430.0	0.52
S11	63.4	9705.1	1.46	41.1	6291.1	0.95	56.0	8571.9	1.29	23.3	3571.6	0.54
S12	65.1	9971.5	1.50	41.8	6402.2	0.96	57.7	8838.4	1.33	24.1	3682.7	0.55
S14	68.2	10449.3	1.57	43.1	6601.2	0.99	60.8	9316.1	1.40	25.4	3881.7	0.58
61MS 20km/h	91.2	13958.9	2.10	52.7	8063.6	1.21	83.8	12825.8	1.93	34.9	5344.1	0.80
61MS 5km/h	115.6	17698.2	2.66	62.8	9621.6	1.45	108.2	16565.1	2.49	45.1	6902.1	1.04

Tabella 1.5. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 4 travi longitudinali

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

5 travi	R1 [kN/m]	M C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	36.0	5508.7	-	36.0	5508.7	-	36.0	5508.7	-	36.0	5508.7	-
50E	25.5	3900.1	0.71	22.6	3463.7	0.63	19.6	2993.6	0.54	7.8	1197.4	0.22
S6	42.9	6572.1	1.19	29.6	4532.5	0.82	37.0	5665.6	1.03	14.8	2266.3	0.41
S7	45.4	6954.9	1.26	30.6	4685.6	0.85	39.5	6048.4	1.10	15.8	2419.4	0.44
S8	47.6	7291.8	1.32	31.5	4820.4	0.88	41.7	6385.3	1.16	16.7	2554.1	0.46
S9	48.9	7483.2	1.36	32.0	4896.9	0.89	43.0	6576.7	1.19	17.2	2630.7	0.48
S10	50.7	7766.5	1.41	32.7	5010.3	0.91	44.8	6860.0	1.25	17.9	2744.0	0.50
S11	52.6	8049.8	1.46	33.5	5123.6	0.93	46.7	7143.3	1.30	18.7	2857.3	0.52
S12	54.0	8271.8	1.50	34.0	5212.4	0.95	48.1	7365.3	1.34	19.2	2946.1	0.53
S14	56.6	8669.9	1.57	35.1	5371.6	0.98	50.7	7763.4	1.41	20.3	3105.4	0.56
61MS_20km/h	75.7	11594.6	2.10	42.7	6541.5	1.19	69.8	10688.1	1.94	27.9	4275.3	0.78
61MS_5km/h	96.1	14710.7	2.67	50.9	7787.9	1.41	90.2	13804.2	2.51	36.1	5521.7	1.00

Tabella 1.6. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 5 travi longitudinali

8 travi	R1 [kN/m]	M C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	23.7	3631.6	-	23.7	3631.6	-	23.7	3631.6	-	23.7	3631.6	-
50E	16.7	2560.3	0.71	14.7	2257.7	0.62	13.0	1993.7	0.55	4.9	748.4	0.21
S6	28.3	4339.9	1.20	19.1	2925.7	0.81	24.6	3773.3	1.04	9.3	1416.4	0.39
S7	30.0	4594.8	1.27	19.7	3021.4	0.83	26.3	4028.3	1.11	9.9	1512.1	0.42
S8	31.5	4819.2	1.33	20.3	3105.7	0.86	27.8	4252.6	1.17	10.4	1596.3	0.44
S9	32.3	4946.7	1.36	20.6	3153.5	0.87	28.6	4380.1	1.21	10.7	1644.2	0.45
S10	33.5	5135.3	1.41	21.1	3224.3	0.89	29.8	4568.8	1.26	11.2	1715.0	0.47
S11	34.8	5324.0	1.47	21.5	3295.1	0.91	31.1	4757.4	1.31	11.7	1785.8	0.49
S12	35.7	5471.9	1.51	21.9	3350.7	0.92	32.0	4905.3	1.35	12.0	1841.3	0.51
S14	37.5	5737.0	1.58	22.5	3450.2	0.95	33.8	5170.4	1.42	12.7	1940.9	0.53
61MS_20km/h	50.2	7684.9	2.12	27.3	4181.4	1.15	46.5	7118.3	1.96	17.5	2672.0	0.74
61MS_5km/h	63.7	9760.2	2.69	32.4	4960.4	1.37	60.0	9193.6	2.53	22.5	3451.1	0.95

Tabella 1.7. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 8 travi longitudinali

Nelle tabelle sopra riportate il valore di R1, ovvero il carico distribuito che interessa la trave più esterna, è stato calcolato nel seguente modo:

$$R_1 = \sum_{i=1}^2 \rho_{1i} \cdot P_i$$

dove il pedice i identifica il numero della corsia caricata dalla forza P.

A titolo esemplificativo è stato riportato il valore della reazione R_1 derivante dal modello di carico 1 presente all'interno delle NTC2018. Quando sono presenti 3 travi longitudinali, R_1 vale:

$$R_1 = \sum_{i=1}^2 \rho_{1i} \cdot P_i = 0,75 \cdot 60,11 + 0,333 \cdot 29,6 = 54,9 \text{ kN} / \text{m}$$

Dai risultati appena ottenuti si può notare come, a parità di carico, il momento flettente si riduca se si aumenta il numero di travi, mentre il coefficiente di sfruttamento varia di poco in quanto si riduce anche il momento generato dai carichi da normativa. Inoltre è evidente come risulti essere più vantaggioso far transitare il veicolo eccezionale al centro della carreggiata, ovvero sulla corsia 2, in quanto in questo modo il carico si ripartisce in maniera uniforme su tutte le travi, andando a generare sollecitazioni quasi sempre inferiori a quelle prodotte dai carichi da normativa. Confrontando infine lo schema 1 con lo schema 3 si nota come la presenza o meno

di ulteriori veicoli ordinari non sia particolarmente rilevante quando il veicolo eccezionale viene fatto transitare sulla corsia più esterna.

Per maggiore chiarezza sono stati di seguito riportati i coefficienti di sfruttamento relativi al ponte isostatico avente 3 travi longitudinali:

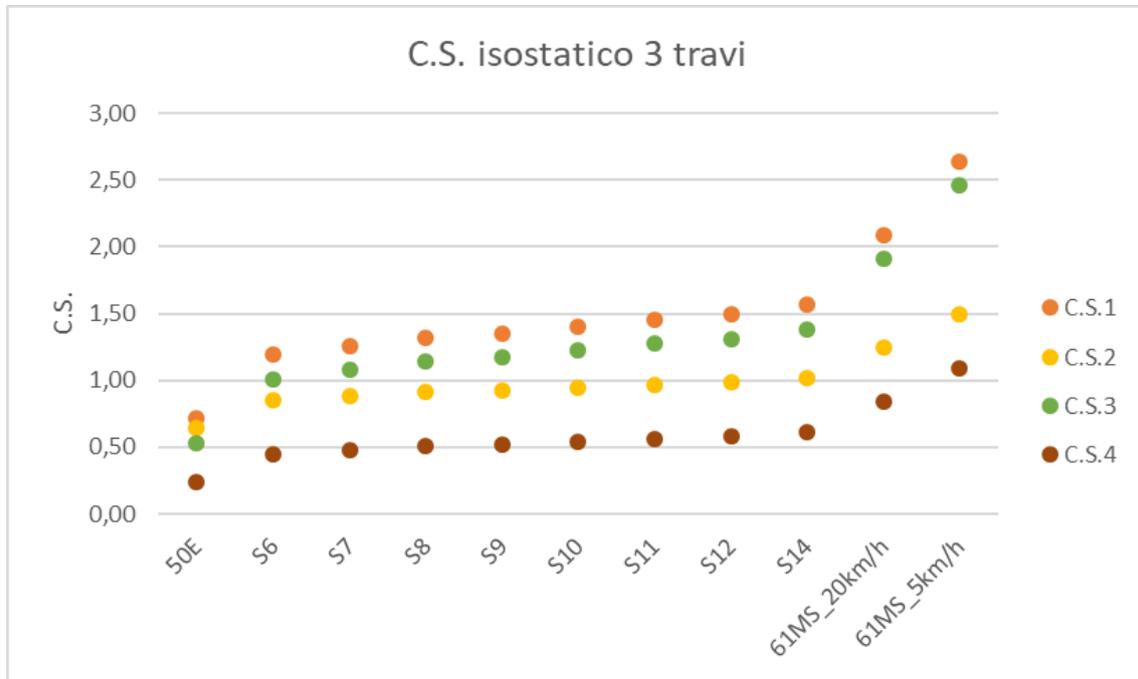


Figura 1.18. Coefficienti di sfruttamento relativi alla trave più esterna per l'impalcato isostatico costituito da 3 travi

1.8 Ponte Iperstatico

Lo stesso procedimento analizzato per il ponte isostatico è stato applicato a un ponte iperstatico avente tre luci da 35m. In questo caso è stato necessario calcolare anche la linea d'influenza di una trave longitudinale su 4 appoggi per determinare su quali corsie fosse necessario applicare il carico distribuito. I risultati riportati nelle seguenti tabelle sono relativi alla sezione in mezzera della trave più caricata della prima campata:

3 travi	R1 [kN/m]	M_C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M_C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M_C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M_C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	54.94	6812.47	-	54.94	6812.47	-	54.94	6812.47	-	54.94	6812.47	-
50E	39.18	4505.91	0.66	35.22	4050.33	0.59	29.33	3372.38	0.50	13.02	1497.33	0.22
S6	65.36	7516.03	1.10	46.84	5386.83	0.79	55.50	6382.50	0.94	24.64	2833.83	0.42
S7	69.11	7947.28	1.17	48.51	5578.31	0.82	59.25	6813.75	1.00	26.31	3025.31	0.44
S8	72.41	8326.78	1.22	49.97	5746.80	0.84	62.55	7193.25	1.06	27.77	3193.80	0.47
S9	74.28	8542.41	1.25	50.80	5842.54	0.86	64.43	7408.88	1.09	28.60	3289.54	0.48
S10	77.06	8861.53	1.30	52.04	5984.23	0.88	67.20	7728.00	1.13	29.84	3431.23	0.50
S11	79.83	9180.66	1.35	53.27	6125.92	0.90	69.98	8047.13	1.18	31.07	3572.92	0.52
S12	82.01	9430.78	1.38	54.23	6236.98	0.92	72.15	8297.25	1.22	32.03	3683.98	0.54
S14	85.91	9879.28	1.45	55.97	6436.11	0.94	76.05	8745.75	1.28	33.77	3883.11	0.57
61MS_20km/h	114.56	13174.03	1.93	68.69	7898.98	1.16	104.70	12040.50	1.77	46.49	5345.98	0.78
61MS_5km/h	145.08	16684.41	2.45	82.24	9457.59	1.39	135.23	15550.88	2.28	60.04	6904.59	1.01

Tabella 1.8. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzera e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 3 travi longitudinali

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

4 travi	R1 [kN/m]	M_C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M_C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M_C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M_C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	43.47	5389.78	-	43.47	5389.78	-	43.47	5389.78	-	43.47	5389.78	-
50E	30.86	3548.90	0.66	27.54	3166.53	0.59	23.46	2697.90	0.50	9.78	1124.13	0.21
S6	51.80	5957.00	1.11	36.26	4169.90	0.77	44.40	5106.00	0.95	18.50	2127.50	0.39
S7	54.80	6302.00	1.17	37.51	4313.65	0.80	47.40	5451.00	1.01	19.75	2271.25	0.42
S8	57.44	6605.60	1.23	38.61	4440.15	0.82	50.04	5754.60	1.07	20.85	2397.75	0.44
S9	58.94	6778.10	1.26	39.24	4512.03	0.84	51.54	5927.10	1.10	21.48	2469.63	0.46
S10	61.16	7033.40	1.30	40.16	4618.40	0.86	53.76	6182.40	1.15	22.40	2576.00	0.48
S11	63.38	7288.70	1.35	41.09	4724.78	0.88	55.98	6437.70	1.19	23.33	2682.38	0.50
S12	65.12	7488.80	1.39	41.81	4808.15	0.89	57.72	6637.80	1.23	24.05	2765.75	0.51
S14	68.24	7847.60	1.46	43.11	4957.65	0.92	60.84	6996.60	1.30	25.35	2915.25	0.54
61MS_20km/h	91.16	10483.40	1.95	52.66	6055.90	1.12	83.76	9632.40	1.79	34.90	4013.50	0.74
61MS_5km/h	115.58	13291.70	2.47	62.84	7226.03	1.34	108.18	12440.70	2.31	45.08	5183.63	0.96

Tabella 1.9. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 4 travi longitudinali

5 travi	R1 [kN/m]	M_C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M_C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M_C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M_C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	35.98	4460.90	-	35.98	4460.90	-	35.98	4460.90	-	35.98	4460.90	-
50E	25.47	2929.05	0.66	22.62	2601.30	0.58	19.55	2248.25	0.50	7.82	899.30	0.20
S6	42.92	4935.80	1.11	29.60	3404.00	0.76	37.00	4255.00	0.95	14.80	1702.00	0.38
S7	45.42	5223.30	1.17	30.60	3519.00	0.79	39.50	4542.50	1.02	15.80	1817.00	0.41
S8	47.62	5476.30	1.23	31.48	3620.20	0.81	41.70	4795.50	1.08	16.68	1918.20	0.43
S9	48.87	5620.05	1.26	31.98	3677.70	0.82	42.95	4939.25	1.11	17.18	1975.70	0.44
S10	50.72	5832.80	1.31	32.72	3762.80	0.84	44.80	5152.00	1.15	17.92	2060.80	0.46
S11	52.57	6045.55	1.36	33.46	3847.90	0.86	46.65	5364.75	1.20	18.66	2145.90	0.48
S12	54.02	6212.30	1.39	34.04	3914.60	0.88	48.10	5531.50	1.24	19.24	2212.60	0.50
S14	56.62	6511.30	1.46	35.08	4034.20	0.90	50.70	5830.50	1.31	20.28	2332.20	0.52
61MS_20km/h	75.72	8707.80	1.95	42.72	4912.80	1.10	69.80	8027.00	1.80	27.92	3210.80	0.72
61MS_5km/h	96.07	11048.05	2.48	50.86	5848.90	1.31	90.15	10367.25	2.32	36.06	4146.90	0.93

Tabella 1.10. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 5 travi longitudinali

8 travi	R1 [kN/m]	M_C1 [kNm]	C.S.1	R1 [kN/m]	M_C2 [kNm]	C.S.2	R1 [kN/m]	M_C3 [kNm]	C.S.3	R1 [kN/m]	M_C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	23.72	2940.86	-	23.72	2940.86	-	23.72	2940.86	-	23.72	2940.86	-
50E	16.72	1922.83	0.65	14.74	1695.59	0.58	13.02	1497.33	0.51	4.89	562.06	0.19
S6	28.34	3259.33	1.11	19.11	2197.28	0.75	24.64	2833.83	0.96	9.25	1063.75	0.36
S7	30.01	3450.81	1.17	19.73	2269.16	0.77	26.31	3025.31	1.03	9.88	1135.63	0.39
S8	31.47	3619.30	1.23	20.28	2332.41	0.79	27.77	3193.80	1.09	10.43	1198.88	0.41
S9	32.30	3715.04	1.26	20.59	2368.34	0.81	28.60	3289.54	1.12	10.74	1234.81	0.42
S10	33.54	3856.73	1.31	21.06	2421.53	0.82	29.84	3431.23	1.17	11.20	1288.00	0.44
S11	34.77	3998.42	1.36	21.52	2474.72	0.84	31.07	3572.92	1.21	11.66	1341.19	0.46
S12	35.73	4109.48	1.40	21.88	2516.41	0.86	32.03	3683.98	1.25	12.03	1382.88	0.47
S14	37.47	4308.61	1.47	22.53	2591.16	0.88	33.77	3883.11	1.32	12.68	1457.63	0.50
61MS_20km/h	50.19	5771.48	1.96	27.31	3140.28	1.07	46.49	5345.98	1.82	17.45	2006.75	0.68
61MS_5km/h	63.74	7330.09	2.49	32.39	3725.34	1.27	60.04	6904.59	2.35	22.54	2591.81	0.88

Tabella 1.11. Valori dei carichi distribuiti sulla trave più esterna, dei momenti che ne derivano nella sezione di mezzeria e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato costituito da 8 travi longitudinali

È possibile notare come, nonostante i carichi applicati siano i medesimi del ponte isostatico, le sollecitazioni risultino inferiori di circa il 20% rispetto al caso precedente, in quanto l'iperstaticità del ponte conferisce una ridistribuzione delle sollecitazioni anche in corrispondenza degli appoggi intermedi. In analogia con il ponte isostatico possono essere fatte le medesime considerazioni.

Per maggiore chiarezza i coefficienti di sfruttamento relativi al ponte iperstatico avente 3 travi longitudinali sono stati di seguito riportati:

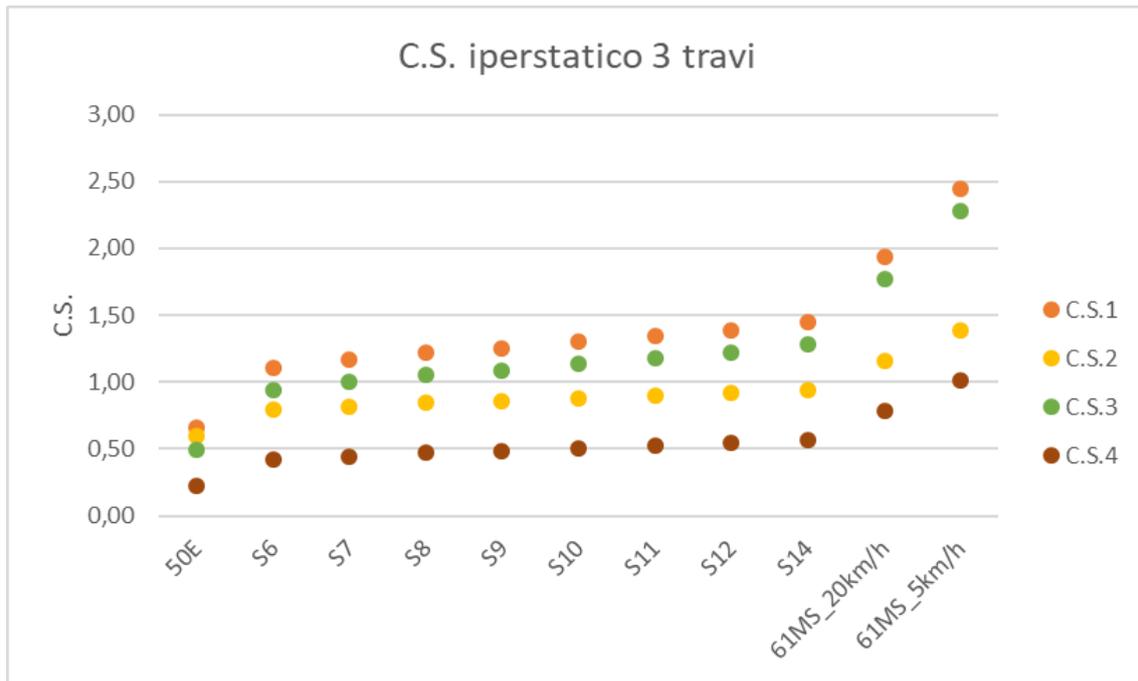


Figura 1.19. Coefficienti di sfruttamento relativi alla trave più esterna per l'impalcato iperstatico costituito da 3 travi

Si può notare come i coefficienti di sfruttamento siano simili tra il caso di ponte isostatico e di ponte iperstatico, risultando valida la seconda ipotesi del modello semplificato illustrato precedentemente.

Capitolo 2

Descrizione del caso studio

Nel presente capitolo viene fornita una descrizione dettagliata dell'opera oggetto di studio. In particolare vengono descritte la geometria dell'impalcato e le principali caratteristiche degli elementi strutturali che la compongono. Vengono inoltre presentate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali. Infine vengono riportate le azioni agenti sull' opera e le combinazioni delle azioni utilizzate per svolgere le analisi statiche.

2.1 Caratteristiche geometriche

Il cavalcavia oggetto di studio, avente lunghezza complessiva di 130m, è costituito da quattro campate isostatiche di lunghezza pari a 38m, 31m, 31m e 30m (vedi Figura 2.1).

La struttura è caratterizzata da un profilo altimetrico orizzontale e da una configurazione planimetrica rettilinea. I quattro impalcati sono costituiti rispettivamente da 8, 6, 6 e 6 travi in calcestruzzo armato, ciascuna costituita da tre conci precompressi prefabbricati che vengono collegati in opera mediante post tensione. Le travi longitudinali facenti parte della stessa campata sono collegate tra loro per mezzo di traversi e soletta in calcestruzzo armato gettati in opera. Di seguito è riportata la sezione longitudinale del cavalcavia.

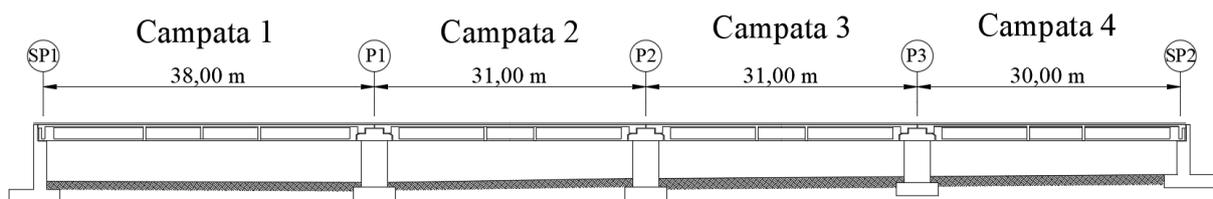


Figura 2.1. Sezione longitudinale del cavalcavia oggetto di studio

2.1.1 Impalcato di luce 38m

L'impalcato è costituito da una soletta di lunghezza 37,80m e larghezza 12,30m, sorretta da 8 travi di lunghezza 37,20m e altezza 1,60m poste a interasse 1,50m, come si può evincere dalla sezione tipo sotto riportata (le misure sono espresse in centimetri):

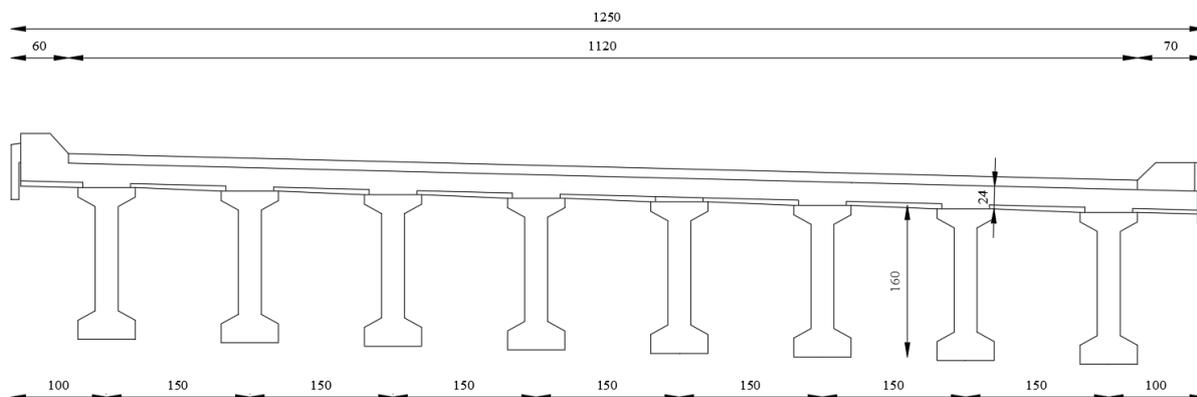


Figura 2.2. Sezione trasversale dell'impalcato con luce 38m

Le singole travi sono costituite da 3 conchi che sono stati sostenuti da puntelli fino al getto della soletta e una volta indurita si è proceduto alla post tesatura dei cavi nelle travi principali mediante l'utilizzo di un cavo da 6 trefoli ($A_{trefolo} = 139mm^2$) ancorato in soletta e con tre cavi da 12 trefoli ancorati in testata, disposti simmetricamente rispetto all'anima della trave. La sezione longitudinale di una trave tipo è di seguito riportata:

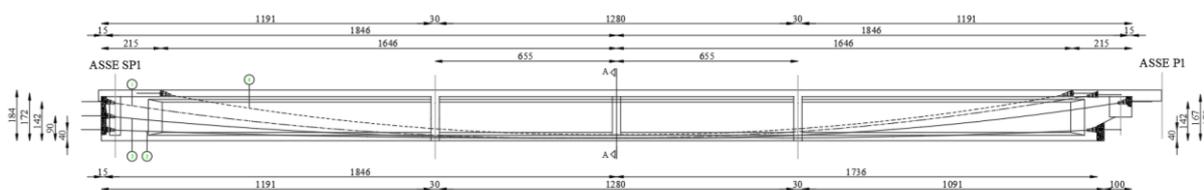


Figura 2.3. Sezione longitudinale di una trave tipo della campata 1

Le travi principali dispongono anche di armatura lenta longitudinale costituita da $\Phi 12$ e da $\Phi 20$ dove i ferri con diametro maggiore sono stati disposti nella sola parte inferiore, come riportato nella seguente figura:

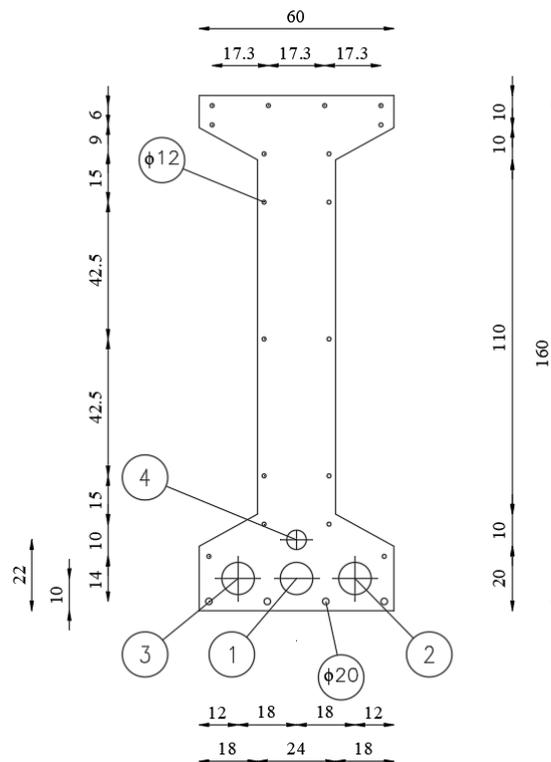


Figura 2.4. Sezione trasversale di una trave principale della campata 1

2.1.2 Impalcato di luce 31m

L'impalcato è costituito da una soletta di lunghezza 30m e larghezza 12,30m, sorretta da 6 travi di lunghezza 29,50m e altezza 1,60m poste ad interasse 2,10m come si può evincere dalla sezione tipo sotto riportata (le misure sono espresse in centimetri):

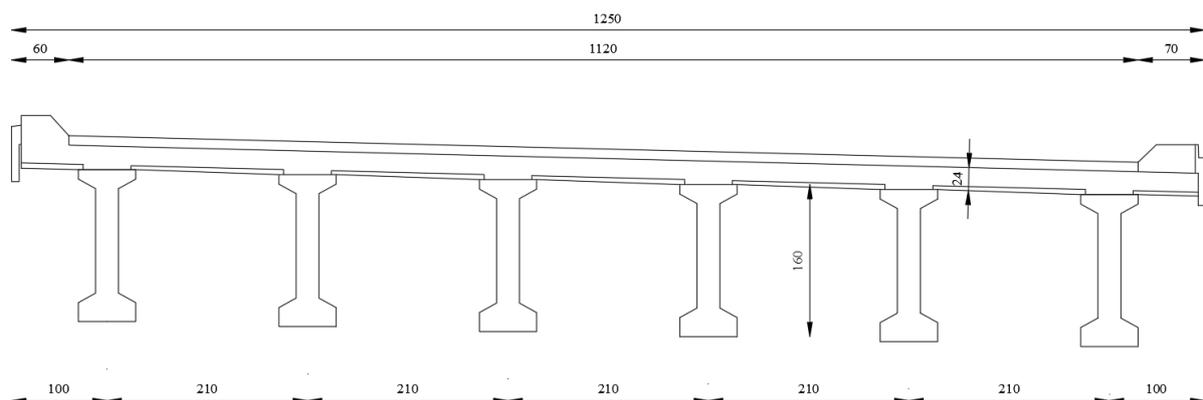


Figura 2.5. Sezione trasversale dell'impalcato con luce 31m

Le singole travi sono costituite da 3 conchi che sono stati sostenuti da puntelli fino al getto della soletta e una volta indurita si è proceduto alla post tesatura dei cavi nelle travi principali mediante l'utilizzo di un cavo da 8 trefoli ($A_{\text{trefolo}} = 139\text{mm}^2$) ancorato in soletta e con due cavi

da 12 trefoli ancorati in testata, disposti simmetricamente rispetto all'anima della trave. La sezione longitudinale di una trave tipo è di seguito riportata:

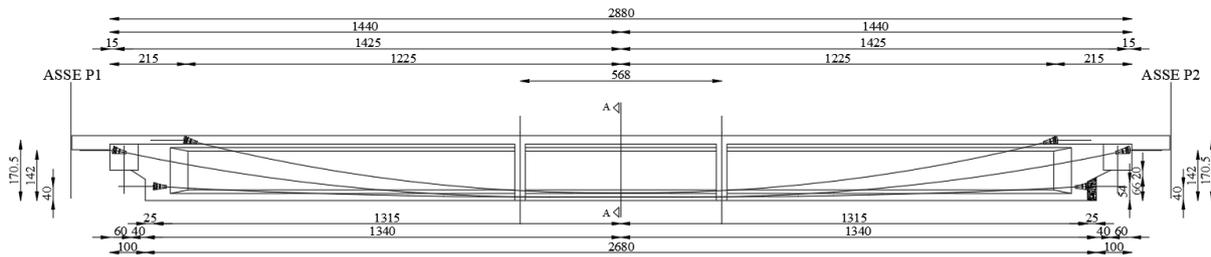


Figura 2.6. Sezione longitudinale di una trave tipo della campata 2

Le travi principali dispongono anche di armatura lenta longitudinale costituita da $\Phi 12$ e da $\Phi 20$ dove i ferri con diametro maggiore sono stati disposti nella sola parte inferiore, come riportato nella seguente figura:

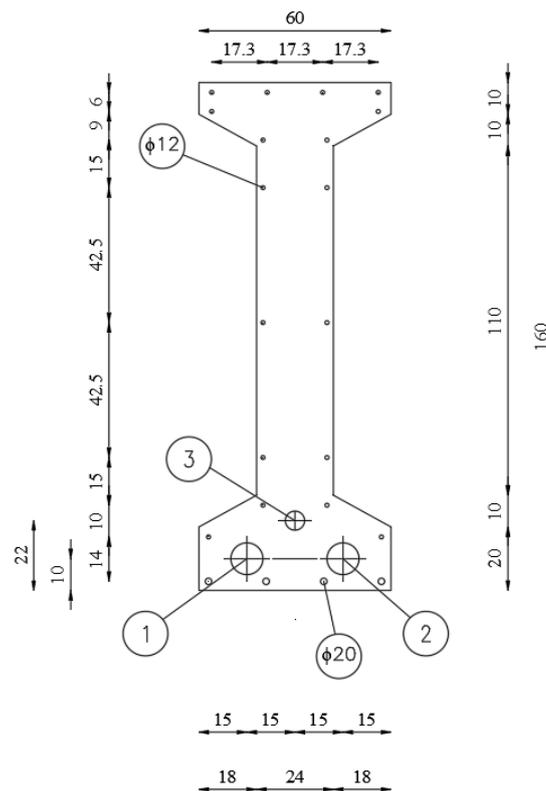


Figura 2.7. Sezione trasversale di una trave principale della campata 2

2.1.3 Traversi

Le travi in calcestruzzo sono collegate tra loro sia tramite la soletta in calcestruzzo, sia dai traversi gettati in opera. Le travi trasversali in corrispondenza delle spalle hanno dimensioni di

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

160cm x 40cm, quelli sulle pile di 100cm x 80cm e quelli in prossimità della zona centrale delle campate di 160cm x 30cm disposti così come illustrato nelle figure precedenti.

2.1.4 Soletta

La soletta in calcestruzzo presenta uno spessore costante di 24cm sia in direzione longitudinale che trasversale, ed è supportata da un sistema di Predalle appoggiate sulle travi principali. La soletta ha una larghezza complessiva di 12,50m, comprensiva di due mensole laterali della lunghezza di 1m ciascuna. L'armatura è costituita da due livelli di ferri $\Phi 12$ disposti all'intradosso e all'estradosso della soletta. I ferri sono disposti sia in direzione longitudinale che trasversale con interasse di 30cm e con 4cm di copriferro.

2.1.5 Vincoli

Per l'impalcato si è deciso di assumere la seguente configurazione dei vincoli:

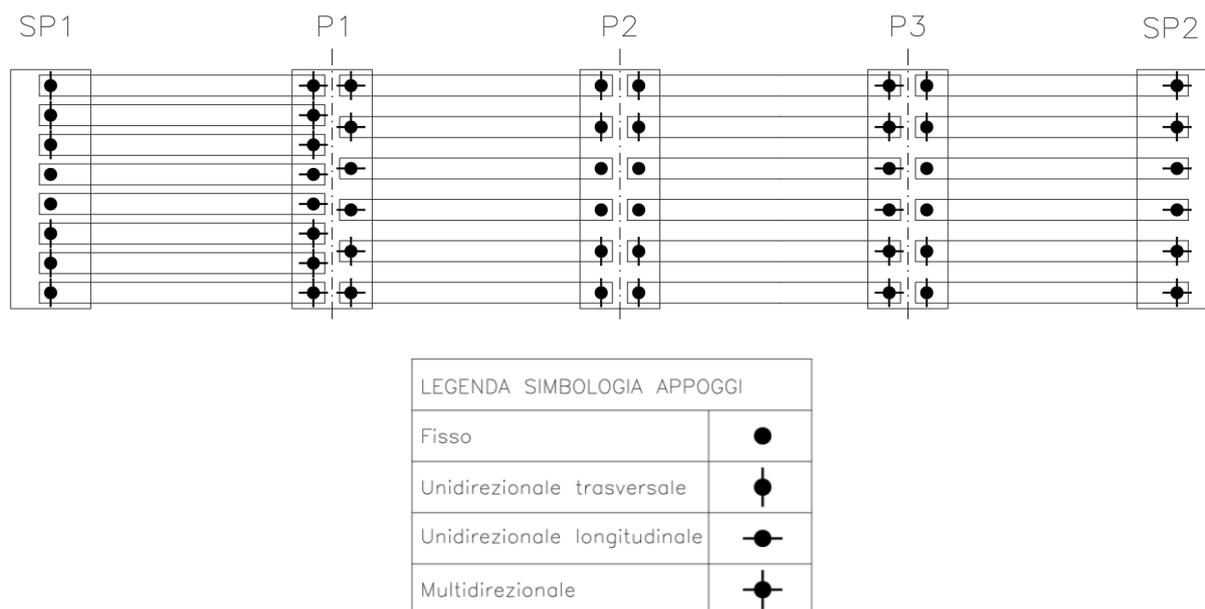


Figura 2.8. Disposizione dei vincoli sulle travi principali con relativa legenda

L'idea di scegliere tale configurazione di vincolo deriva dalla necessità di bloccare i gradi di libertà di ogni singolo impalcato, e allo stesso tempo evitare l'insorgere di ulteriori tensioni dovute all'iperstaticità del sistema.

2.2 Materiali

Nel presente paragrafo verranno descritte le caratteristiche meccaniche principali dei materiali che sono stati utilizzati per la realizzazione degli elementi strutturali costituenti il cavalcavia.

2.2.1 Calcestruzzo

La soletta e le travi sono realizzate con un calcestruzzo di classe C35/45 le cui principali caratteristiche sono di seguito riportate:

Proprietà	Valore
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}=45\text{MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}=0,83 \cdot R_{ck}=35\text{MPa}$
Resistenza media a compressione a 28 giorni	$f_{cm}=f_{ck}+8=43\text{MPa}$
Resistenza media a trazione a 28 giorni	$f_{ctm}=0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}=3,2\text{ Mpa}$
Resistenza a trazione caratteristica inferiore	$f_{ctk0,05}=0,7 \cdot f_{ctm}=2,2\text{MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica superiore	$f_{ctk0,95}=1,3 \cdot f_{ctm}=4,2\text{MPa}$
Modulo di elasticità secante a 28 giorni	$E_{cm}=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}=34077\text{MPa}$
Resistenza di progetto cilindrica a compressione	$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=19,8\text{MPa}$
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}=\alpha_t \cdot f_{ctk}/\gamma_c=1,47\text{MPa}$

Tabella 2.1. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di classe C35/45

Essendo il calcestruzzo un materiale tempo dipendente, è soggetto a variazioni delle sue proprietà meccaniche nel tempo. Tali cambiamenti risultano di fondamentale importanza quando diventa necessario effettuare l'analisi delle fasi costruttive dell'opera. In particolar modo le variazioni della resistenza a compressione e del modulo di elasticità possono essere valutate attraverso le relazioni riportate nel Model Code 2010, rispettivamente ai punti 5.1-50 e 5.1-56.

- Resistenza a compressione

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

con:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$$

dove:

$f_{cm}(t)$ è la resistenza media a compressione del calcestruzzo al tempo t ;

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

$\beta_{cc}(t)$ è una funzione che descrive lo sviluppo di resistenza nel tempo

t è l'invecchiamento del calcestruzzo misurato in giorni, prendendo in considerazione ulteriori parametri come la temperatura durante la maturazione;

s è un coefficiente che dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo e dal tempo di presa; nel caso in questione s vale 0,25.

- Modulo di elasticità

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci}$$

con:

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5}$$

dove:

$E_{ci}(t)$ è il modulo di elasticità espresso in MPa al tempo t ;

E_{ci} è il modulo di elasticità espresso in MPa a 28 giorni;

2.2.2 Acciaio ordinario per armature

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono costituite da acciaio B450C avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Proprietà	Valore
Tensione caratteristica di rottura	$f_{sk}=540\text{MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{syk}=450\text{MPa}$
Tensione di progetto di snervamento	$f_{syd}=f_{syk}/\gamma_s=391,3\text{ Mpa}$
Modulo elastico	$E_s=210000\text{MPa}$
Deformazione di calcolo di snervamento	$\epsilon_{syd}=1,96\%$
Deformazione limite dell'acciaio	$\epsilon_{sud}=67,5\%$

Tabella 2.2. Caratteristiche meccaniche dell'acciaio ordinario per armature

2.2.3 Acciaio da precompressione

Le principali caratteristiche dell'acciaio utilizzato per realizzare i cavi da precompressione sono di seguito riportate:

Proprietà	Valore
Tensione caratteristica a trazione	$f_{pk}=1860\text{MPa}$
Tensione caratteristica allo 0,1%	$f_{p0,1k}=1640\text{MPa}$
Deformazione caratteristica sotto carico massimo	$\epsilon_{uk}=3,5\%$
Modulo elastico	$E_s=196000\text{MPa}$
Classe di rilassamento	classe2

Tabella 2.3. Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per le barre da precompressione

2.3 Azioni

Nel presente paragrafo verranno descritte le azioni principali che sono state prese in considerazione per svolgere le analisi descritte nei capitoli successivi.

2.3.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti (G) sono stati suddivisi nelle due seguenti sottocategorie:

- carichi permanenti strutturali (G_1);
- carichi permanenti non strutturali (G_2).

2.3.1.1 Carichi permanenti strutturali

Al fine di valutare il peso proprio della soletta e delle travi in calcestruzzo, si è utilizzato un peso specifico per questo materiale pari a $\gamma_c = 25\text{kN} / \text{m}^3$ e si è trascurato l'effetto del peso dell'armatura all'interno degli elementi strutturali, ottenendo quindi i seguenti valori dei carichi:

- travi longitudinali: $0,528\text{m}^2 \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 13,2\text{kN} / \text{m}$;
- soletta: $0,24\text{m} \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 6\text{kN} / \text{m}^2$
- trasversi su spalle: $1,6\text{m} \cdot 0,4\text{m} \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 16\text{kN} / \text{m}$
- trasversi su pile: $1\text{m} \cdot 0,8\text{m} \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 20\text{kN} / \text{m}$
- trasversi in campata: $1,6\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 12\text{kN} / \text{m}$

2.3.1.2 Carichi permanenti non strutturali

I valori dei carichi permanenti non strutturali risultano essere i seguenti:

- cordoli: $0,158m^2 \cdot 25kN / m^3 = 4kN / m$
- parapetti: $10kN / m$
- pavimentazione: $0,10m \cdot 25kN / m^3 = 2,5kN / m^2$

2.3.2 Ritiro del calcestruzzo

Grazie alla disposizione dei vincoli e all'isostaticità delle campate, il ritiro non comporta la nascita di sollecitazioni dovute all'effetto secondario, ma genera comunque uno stato deformativo non congruente all'interno della sezione composta dal calcestruzzo precompresso della trave e dal calcestruzzo gettato in opera della soletta, facendo nascere sollecitazioni aggiuntive provocate dall'effetto primario del ritiro. Tale deformazione è stata valutata tramite le formulazioni proposte nelle NTC2018 al punto 11.2.10.6. La deformazione totale dovuta al ritiro può essere calcolata come segue:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

Si può notare che il ritiro totale è dato dalla somma del ritiro autogeno e del ritiro per essiccamento.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento può essere calcolata attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

dove il parametro ε_{c0} è funzione della resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo e dell'umidità relativa. Adottando un'umidità relativa del 70%, per il calcestruzzo di classe C35/45 si ottiene che $\varepsilon_{c0} = -0,33\%$. Il parametro k_h risulta essere funzione del valore $h_0 = 2A_c / u$ dove A_c è l'area della sezione in calcestruzzo e u è il perimetro della sezione di calcestruzzo esposta all'aria. Nel caso in esame è stato assunto in maniera cautelativa $h_0 = 0,1m$ e il valore di k_h è pari a 1.

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

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -0,0625\%$$

Il ritiro totale a tempo infinito risulta quindi essere pari a:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{ca,\infty} + \varepsilon_{cd,\infty} = -0,39\%$$

2.3.3 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 a:

$$\sigma_{p,\max} = \min \{ 0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k} \}$$

dove i valori di f_{pk} e di $f_{p0,1k}$ sono stati precedentemente illustrati al Paragrafo 2.2.3.

Ne consegue che la tensione massima valga 1476 MPa. Nel caso in oggetto si è deciso di applicare alle armature da precompressione una tensione di tesatura pari a $\sigma_p = 1300 \text{ MPa}$, alla quale corrisponde una forza di precompressione alle estremità di tesatura all'istante di messa in tensione dei cavi pari a :

- Cavi da 12 trefoli: $P_{\max} = A_p \cdot \sigma_p = (12 \cdot 139) \cdot 1300 / 1000 = 2168 \text{ kN}$;
- Cavi da 8 trefoli: $P_{\max} = A_p \cdot \sigma_p = (8 \cdot 139) \cdot 1300 / 1000 = 1445 \text{ kN}$;
- Cavi da 6 trefoli: $P_{\max} = A_p \cdot \sigma_p = (6 \cdot 139) \cdot 1300 / 1000 = 1084 \text{ kN}$.

A causa delle perdite di tensione che si verificano per diversi motivi, la forza di precompressione precedentemente determinata non si mantiene costante lungo tutto il tracciato dei cavi, ma varia rimanendo sempre inferiore al valore di riferimento al tiro P_{\max} . Si procede quindi a valutare l'entità di tali perdite.

2.3.3.1 Perdite di tensione per effetto mutuo

Nel caso oggetto di studio si è assunto, per semplicità, che la tesatura dei cavi sia avvenuta in un'unica fase. Ne consegue che le perdite di tensione per effetto mutuo siano nulle.

2.3.3.2 Perdite di tensione per attrito

Tali perdite sono causate dall'attrito che si genera tra il cavo e la guaina, e possono essere valutate attraverso l'espressione fornita dall'EN1992-1-1 al paragrafo 5.10.5.2 di seguito riportata:

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

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

dove:

- P_{\max} è la forza di precompressione all'estremità di tesatura durante la fase di messa in tensione;
- ϑ è il valore assoluto della somma delle deviazioni angolari che si presentano su una lunghezza x ;
- μ è il coefficiente d'attrito tra l'armatura e la relativa guaina;
- k è una deviazione angolare non intensionale per cavi interni per metro lineare;
- x è la distanza lungo il cavo dall'estremità di tesatura del cavo.

Nel presente caso studio, essendo le travi soggette a post tensione, il coefficiente d'attrito μ è pari a 0,19 e a favore di sicurezza si è assunta una deviazione angolare non intenzionale pari a $k = 0,01 \text{ rad} / \text{m}$. La tesatura è stata effettuata sempre solo su una delle due estremità dei cavi. Di seguito si sono riportati i risultati dei calcoli effettuati per determinare l'entità delle perdite di precompressione a causa dell'attrito nei cavi presenti all'interno delle travi esterne della prima e seconda campata:

TRAVE DI BORDO CAMPATA 1															
CAVO 1 (12 trefoli)				CAVO 2 (12 trefoli)				CAVO 3 (12 trefoli)				CAVO 4 (6 trefoli)			
x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]	x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]	x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]	x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]
0.15	1.42	0.6	2167.4	0.15	0.40	0.6	2167.4	0.15	0.90	0.6	2167.4	2.15	1.72	4.4	1079.6
0.61	1.35	5.6	2162.4	0.61	0.38	3.8	2164.2	0.61	0.86	3.7	2164.3	2.61	1.64	6.9	1077.1
1.61	1.20	13.7	2154.3	1.61	0.35	8.7	2159.3	1.61	0.76	10.6	2157.4	3.61	1.46	11.3	1072.7
2.61	1.06	21.4	2146.6	2.61	0.31	14.1	2153.9	2.61	0.67	17.6	2150.4	4.61	1.29	15.7	1068.3
3.61	0.92	29.9	2138.1	3.61	0.28	19.0	2149.0	3.61	0.59	23.7	2144.3	5.61	1.14	20.1	1063.9
4.61	0.80	37.5	2130.5	4.61	0.25	24.3	2143.7	4.61	0.52	30.6	2137.4	6.61	1.00	24.3	1059.7
5.61	0.69	45.2	2122.8	5.61	0.23	29.1	2138.9	5.61	0.45	37.0	2131.0	7.61	0.87	28.7	1055.3
6.61	0.59	53.6	2114.4	6.61	0.20	34.0	2134.0	6.61	0.38	43.9	2124.1	8.61	0.75	33.1	1050.9
7.61	0.50	61.2	2106.8	7.61	0.18	39.7	2128.3	7.61	0.33	50.3	2117.7	9.61	0.65	37.5	1046.5
8.61	0.41	69.2	2098.8	8.61	0.16	44.1	2123.9	8.61	0.28	56.8	2111.2	10.61	0.55	41.8	1042.2
9.61	0.34	76.7	2091.3	9.61	0.15	49.4	2118.6	9.61	0.23	63.2	2104.8	11.61	0.47	45.5	1038.5
10.61	0.28	85.0	2083.0	10.61	0.13	54.6	2113.4	10.61	0.20	70.0	2098.0	11.91	0.45	46.1	1037.9
11.61	0.22	91.5	2076.5	11.61	0.12	59.0	2109.0	11.61	0.16	75.7	2092.3	12.21	0.43	47.8	1036.2
11.91	0.21	92.6	2075.4	11.91	0.12	61.5	2106.5	11.91	0.16	76.9	2091.1	12.61	0.40	50.3	1033.7
12.21	0.19	96.4	2071.6	12.21	0.12	61.4	2106.6	12.21	0.15	78.7	2089.3	13.61	0.34	54.6	1029.4
12.61	0.18	100.4	2067.6	12.61	0.11	64.6	2103.4	12.61	0.14	83.1	2084.9	14.61	0.29	58.9	1025.1
13.61	0.14	107.8	2060.2	13.61	0.11	69.4	2098.6	13.61	0.12	89.0	2079.0	15.61	0.26	62.9	1021.1
14.61	0.12	116.0	2052.0	14.61	0.10	74.6	2093.4	14.61	0.11	95.7	2072.3	16.61	0.23	67.2	1016.8
15.61	0.11	123.4	2044.6	15.61	0.10	78.9	2089.1	15.61	0.10	101.6	2066.4	17.61	0.22	71.2	1012.8
16.61	0.10	129.2	2038.8	16.61	0.10	82.9	2085.1	16.61	0.10	105.9	2062.1	18.61	0.22	73.6	1010.4
17.61	0.10	133.1	2034.9	17.61	0.10	86.9	2081.1	17.61	0.10	109.8	2058.2	19.61	0.22	77.6	1006.4
18.61	0.10	138.9	2029.1	18.61	0.10	90.8	2077.2	18.61	0.10	113.7	2054.3	20.61	0.23	81.8	1002.2
19.61	0.11	147.4	2020.6	19.61	0.10	94.8	2073.2	19.61	0.10	117.6	2050.4	21.61	0.26	85.8	998.2
20.61	0.12	154.6	2013.4	20.61	0.10	100.7	2067.3	20.61	0.10	122.3	2045.7	22.61	0.29	89.9	994.1
21.61	0.15	163.0	2005.0	21.61	0.11	108.1	2059.9	21.61	0.10	128.1	2039.9	23.61	0.34	94.1	989.9
22.61	0.19	170.6	1997.4	22.61	0.12	116.3	2051.7	22.61	0.11	133.9	2034.1	24.61	0.40	97.5	986.5
23.61	0.23	179.0	1989.0	23.61	0.14	123.7	2044.3	23.61	0.12	125.8	2042.2	25.01	0.43	99.4	984.6
24.61	0.29	184.6	1983.4	24.61	0.18	130.9	2037.1	24.61	0.10	138.9	2029.1	25.31	0.45	99.9	984.1
25.01	0.32	188.0	1980.0	25.01	0.20	132.7	2035.3	25.01	0.10	141.1	2026.9	25.61	0.47	102.1	981.9
25.31	0.34	190.4	1977.6	25.31	0.21	135.2	2032.8	25.31	0.11	142.3	2025.7	26.61	0.55	106.2	977.8
25.61	0.36	194.3	1973.7	25.61	0.22	138.8	2029.2	25.61	0.11	144.7	2023.3	27.61	0.65	110.2	973.8
26.61	0.44	201.8	1966.2	26.61	0.28	146.8	2021.2	26.61	0.12	149.7	2018.3	28.61	0.75	114.3	969.7
27.61	0.54	210.0	1958.0	27.61	0.34	154.1	2013.9	27.61	0.13	155.5	2012.5	29.61	0.87	118.3	965.7
28.61	0.64	217.0	1951.0	28.61	0.41	161.7	2006.3	28.61	0.15	160.8	2007.2	30.61	1.00	122.1	961.9
29.61	0.75	225.1	1942.9	29.61	0.50	168.9	1999.1	29.61	0.17	165.8	2002.2	31.61	1.14	126.1	957.9
30.61	0.87	232.4	1935.6	30.61	0.59	176.8	1991.2	30.61	0.20	171.5	1996.5	32.61	1.29	130.0	954.0
31.61	1.01	240.4	1927.6	31.61	0.69	184.0	1984.0	31.61	0.23	176.4	1991.6	33.61	1.46	133.9	950.1
32.61	1.15	246.5	1921.5	32.61	0.80	191.1	1976.9	32.61	0.26	181.7	1986.3	34.61	1.64	139.0	945.0
33.61	1.31	250.5	1917.5	33.61	0.92	198.9	1969.1	33.61	0.30	187.3	1980.7	35.07	1.73		
34.61	1.46	254.2	1913.8	34.61	1.06	205.9	1962.1	34.61	0.34	192.2	1975.8				
35.61	1.62	257.4	1910.6	35.61	1.20	213.3	1954.7	35.61	0.38	196.8	1971.2				
35.97	1.67			36.61	1.35			35.97	0.40						

Tabella 2.4. Perdite di tensione per attrito nei cavi della trave 1 della campata 1

TRAVE DI BORDO CAMPATA 2											
CAVO 1 (12 trefoli)				CAVO 2 (12 trefoli)				CAVO 3 (8 trefoli)			
x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]	x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]	x [m]	z [m]	ΔP [kN]	$P_1(x)$ [kN]
1.25	0.4	5.1	2162.9	0.15	1.42	0.6	2167.4	2.15	1.705	5.9	1439.1
1.4	0.392	7.1	2160.9	0.4	1.367	5.2	2162.8	2.4	1.657	18.8	1426.2
2.4	0.342	11.2	2156.8	1.4	1.164	16.8	2151.2	3.4	1.418	15.8	1429.2
3.4	0.292	19.4	2148.6	2.4	0.98	27.6	2140.4	4.4	1.201	13.1	1431.9
4.4	0.252	25.1	2142.9	3.4	0.813	38.4	2129.6	5.4	1.005	19.5	1425.5
5.4	0.216	31.2	2136.8	4.4	0.663	49.5	2118.5	6.4	0.831	28.0	1417.0
6.4	0.185	37.3	2130.7	5.4	0.531	60.7	2107.3	7.4	0.679	36.4	1408.6
7.4	0.159	43.3	2124.7	6.4	0.417	71.4	2096.6	8.4	0.549	44.6	1400.4
8.4	0.138	49.0	2119.0	7.4	0.32	82.5	2085.5	9.4	0.44	53.1	1391.9
9.4	0.121	55.0	2113.0	8.4	0.241	93.1	2074.9	10.4	0.353	61.5	1383.5
10.4	0.109	61.0	2107.0	9.4	0.179	104.1	2063.9	11.4	0.288	69.6	1375.4
11.4	0.102	67.0	2101.0	10.4	0.135	115.0	2053.0	12.4	0.244	78.2	1366.8
12.4	0.1	71.8	2096.2	11.4	0.109	125.5	2042.5	13.4	0.223	84.6	1360.4
13.4	0.1	75.8	2092.2	12.4	0.1	132.9	2035.1	13.9	0.22	87.5	1357.5
14.4	0.1	79.8	2088.2	13.4	0.1	136.7	2031.3	14.4	0.22	88.8	1356.2
15.4	0.1	83.7	2084.3	14.4	0.1	140.6	2027.4	14.9	0.22	90.1	1354.9
16.4	0.1	91.2	2076.8	15.4	0.1	144.5	2023.5	15.4	0.22	97.5	1347.5
17.4	0.109	101.9	2066.1	16.4	0.1	149.1	2018.9	16.4	0.244	105.2	1339.8
18.4	0.135	112.8	2055.2	17.4	0.102	154.8	2013.2	17.4	0.288	113.0	1332.0
19.4	0.179	123.7	2044.3	18.4	0.109	160.5	2007.5	18.4	0.353	121.1	1323.9
20.4	0.241	134.1	2033.9	19.4	0.121	162.4	2005.6	19.4	0.44	129.0	1316.0
21.4	0.32	144.9	2023.1	20.4	0.128	175.4	1992.6	20.4	0.549	136.7	1308.3
22.4	0.417	155.1	2012.9	21.4	0.159	177.2	1990.8	21.4	0.679	144.5	1300.5
23.4	0.531	165.7	2002.3	22.4	0.185	182.9	1985.1	22.4	0.831	152.2	1292.8
24.4	0.663	176.2	1991.8	23.4	0.216	188.6	1979.4	23.4	1.005	159.9	1285.1
25.4	0.813	186.2	1981.8	24.4	0.252	193.8	1974.2	24.4	1.201	167.2	1277.8
26.4	0.98	196.2	1971.8	25.4	0.292	201.3	1966.7	25.4	1.418	174.7	1270.3
27.4	1.164	206.8	1961.2	26.4	0.342	205.0	1963.0	26.4	1.657	166.3	1278.7
28.4	1.367	213.7	1954.3	27.4	0.392	210.0	1958.0	26.65	1.705		
28.65	1.42			27.55	0.4						

Tabella 2.5. Perdite di tensione per attrito nei cavi della trave 1 della campata 2

3.3.3.3 Perdite di tensione per rientro ancoraggi

Per il presente caso studio è stato considerato uno slittamento dei cavi rispetto al cuneo di serraggio di $\Delta a = 4\text{mm}$. Ne consegue che, in prossimità delle estremità dei cavi, per una lunghezza l_p si abbiano ulteriori perdite di tensione, calcolate rispetto ai valori del tiro già precedentemente dettratti delle altre perdite di carico. La procedura iterativa adottata per il calcolo delle perdite di tensione per il rientro degli ancoraggi è di seguito riportata:

- 1) Si ipotizza una lunghezza l_p di primo tentativo per la quale ovviamente risulta:

$$\Delta P(x) = P_1(x) - P_2(x) = 0$$

- 2) Si calcola il valore di $P_{2,0}$ attraverso la seguente formula:

$$P_{2,0} = \frac{P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}}{2 - e^{-\mu(\alpha_{LP} + k \cdot l_p)}}$$

dove $P_{1,0}$ è il valore della forza di precompressione all'estremità di del cavo all'istante di messa in tensione;

3) Si verifica tramite la seguente formula che il valore assunto di tentativo l_p sia corretto:

$$\Delta a = \int_0^{l_p} \Delta \varepsilon(x) dx = \frac{1}{E_{sp} \cdot A_{sp}} \cdot \int_0^{l_p} \Delta P(x) dx$$

dove:

$$\Delta P(x) = P_1(x) - P_2(x)$$

$$P_1(x) = P_{1,0} \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}$$

$$P_2(x) = P_{2,0} \cdot [2 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}]$$

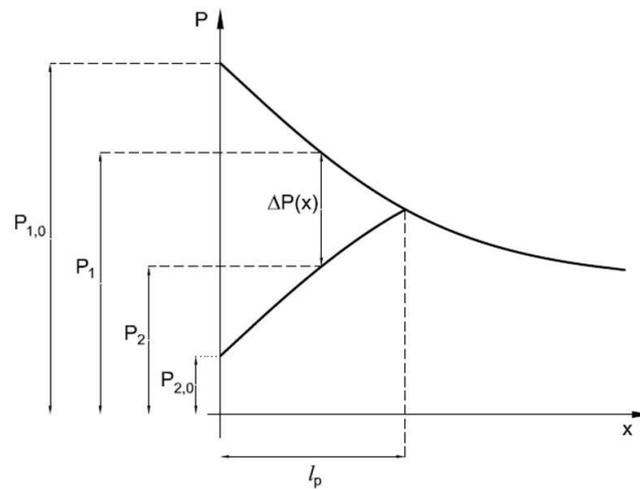


Figura 2.9. Schema illustrativo delle perdite di tensione per rientro ancoraggi

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Nelle seguenti tabelle è stato riportato il valore della forza lungo il cavo dopo aver considerato tutte le perdite di tensione.

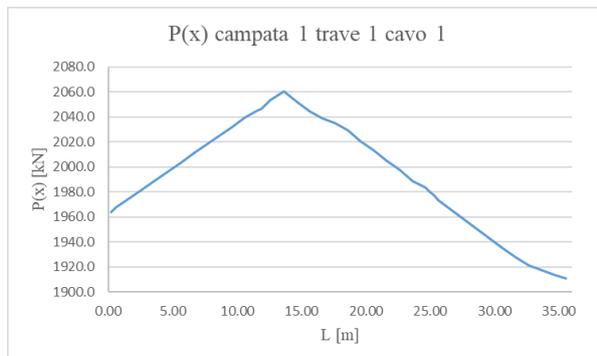
TRAVE DI BORDO CAMPATA 1											
CAVO 1 (12 trefoli)			CAVO 2 (12 trefoli)			CAVO 3 (12 trefoli)			CAVO 4 (6 trefoli)		
x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]	x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]	x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]	x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]
0.15	204.25	1963.1	0.15	158.5	2008.9	0.15	182.1	1985.3	2.15	95.5	984.1
0.61	194.76	1967.6	0.61	152.4	2011.8	0.61	176.3	1988.0	2.61	90.8	986.3
1.61	179.29	1975.0	1.61	142.9	2016.4	1.61	163.0	1994.4	3.61	82.3	990.3
2.61	164.63	1982.0	2.61	132.6	2021.3	2.61	149.7	2000.8	4.61	73.9	994.3
3.61	148.48	1989.6	3.61	123.2	2025.9	3.61	138.0	2006.3	5.61	65.5	998.3
4.61	133.89	1996.6	4.61	113.0	2030.8	4.61	124.8	2012.7	6.61	57.6	1002.1
5.61	119.35	2003.5	5.61	103.6	2035.3	5.61	112.4	2018.6	7.61	49.2	1006.1
6.61	103.32	2011.1	6.61	94.2	2039.8	6.61	99.2	2024.9	8.61	40.9	1010.0
7.61	88.85	2018.0	7.61	83.3	2045.1	7.61	86.9	2030.8	9.61	32.6	1014.0
8.61	73.68	2025.2	8.61	74.7	2049.2	8.61	74.6	2036.7	10.61	24.3	1017.9
9.61	59.30	2032.0	9.61	64.6	2054.0	9.61	62.3	2042.5	11.61	17.3	1021.2
10.61	43.46	2039.5	10.61	54.6	2058.9	10.61	49.3	2048.7	11.91	16.2	1021.8
11.61	31.18	2045.4	11.61	46.1	2063.0	11.61	38.4	2053.9	12.21	12.9	1023.3
11.91	28.92	2046.4	11.91	41.2	2065.3	11.91	36.1	2055.0	12.61	8.2	1025.5
12.21	21.68	2049.9	12.21	41.4	2065.2	12.21	32.6	2056.7	13.61	0.0	1029.4
12.61	14.19	2053.4	12.61	35.3	2068.1	12.61	24.2	2060.7	14.61	-	1025.1
13.61	0.00	2060.2	13.61	26.0	2072.6	13.61	12.8	2066.2	15.61	-	1021.1
14.61	-	2052.0	14.61	16.1	2077.4	14.61	0.0	2072.3	16.61	-	1016.8
15.61	-	2044.6	15.61	7.6	2081.4	15.61	-	2066.4	17.61	-	1012.8
16.61	-	2038.8	16.61	0.0	2085.1	16.61	-	2062.1	18.61	-	1010.4
17.61	-	2034.9	17.61	-	2081.1	17.61	-	2058.2	19.61	-	1006.4
18.61	-	2029.1	18.61	-	2077.2	18.61	-	2054.3	20.61	-	1002.2
19.61	-	2020.6	19.61	-	2073.2	19.61	-	2050.4	21.61	-	998.2
20.61	-	2013.4	20.61	-	2067.3	20.61	-	2045.7	22.61	-	994.1
21.61	-	2005.0	21.61	-	2059.9	21.61	-	2039.9	23.61	-	989.9
22.61	-	1997.4	22.61	-	2051.7	22.61	-	2034.1	24.61	-	986.5
23.61	-	1989.0	23.61	-	2044.3	23.61	-	2032.2	25.01	-	984.6
24.61	-	1983.4	24.61	-	2037.1	24.61	-	2029.1	25.31	-	984.1
25.01	-	1980.0	25.01	-	2035.3	25.01	-	2026.9	25.61	-	981.9
25.31	-	1977.6	25.31	-	2032.8	25.31	-	2025.7	26.61	-	977.8
25.61	-	1973.7	25.61	-	2029.2	25.61	-	2023.3	27.61	-	973.8
26.61	-	1966.2	26.61	-	2021.2	26.61	-	2018.3	28.61	-	969.7
27.61	-	1958.0	27.61	-	2013.9	27.61	-	2012.5	29.61	-	965.7
28.61	-	1951.0	28.61	-	2006.3	28.61	-	2007.2	30.61	-	961.9
29.61	-	1942.9	29.61	-	1999.1	29.61	-	2002.2	31.61	-	957.9
30.61	-	1935.6	30.61	-	1991.2	30.61	-	1996.5	32.61	-	954.0
31.61	-	1927.6	31.61	-	1984.0	31.61	-	1991.6	33.61	-	950.1
32.61	-	1921.5	32.61	-	1976.9	32.61	-	1986.3	34.61	-	945.0
33.61	-	1917.5	33.61	-	1969.1	33.61	-	1980.7	35.07	-	
34.61	-	1913.8	34.61	-	1962.1	34.61	-	1975.8			
35.61	-	1910.6	35.61	-	1954.7	35.61	-	1971.2			
35.97	-		36.61	-		35.97	-				

Tabella 2.6. Perdite di tensione rientro ancoraggi e tensione finale nei cavi della trave 1 della campata 1

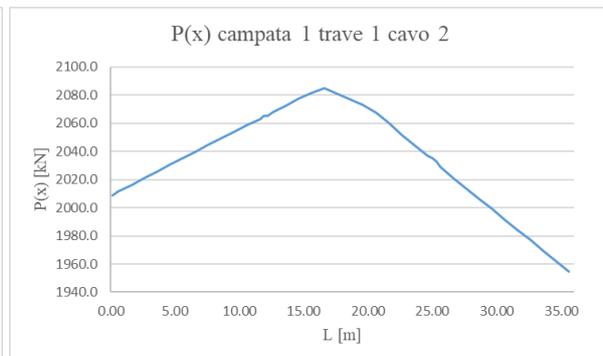
TRAVE DI BORDO CAMPATA 2								
CAVO 1 (12 trefoli)			CAVO 2 (12 trefoli)			CAVO 3 (8 trefoli)		
x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]	x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]	x [m]	ΔP [kN]	P(x) [kN]
1.25	151.3	2011.538	0.15	236.1	1931.2	2.15	137.1	1301.977
1.4	147.5	2013.372	0.4	227.5	1935.3	2.4	112.6	1313.557
2.4	139.6	2017.169	1.4	205.5	1945.7	3.4	118.3	1310.901
3.4	123.9	2024.733	2.4	185.1	1955.3	4.4	123.5	1308.428
4.4	112.9	2030.014	3.4	164.7	1964.9	5.4	111.4	1314.167
5.4	101.1	2035.657	4.4	143.6	1974.8	6.4	95.3	1321.784
6.4	89.4	2041.284	5.4	122.6	1984.7	7.4	79.2	1329.388
7.4	77.8	2046.896	6.4	102.4	1994.3	8.4	63.6	1336.741
8.4	66.9	2052.12	7.4	81.4	2004.1	9.4	47.6	1344.308
9.4	55.3	2057.702	8.4	61.3	2013.6	10.4	31.7	1351.849
10.4	43.7	2063.268	9.4	40.5	2023.4	11.4	16.3	1359.126
11.4	32.2	2068.818	10.4	19.9	2033.1	12.4	0.0	1366.834
12.4	22.9	2073.247	11.4	0.0	2042.5	13.4	-	1360.358
13.4	15.3	2076.93	12.4	-	2035.1	13.9	-	1357.518
14.4	7.6	2080.606	13.4	-	2031.253	14.4	-	1356.229
15.4	0.0	2084.276	14.4	-	2027.397	14.9	-	1354.941
16.4	-	2076.765	15.4	-	2023.549	15.4	-	1347.497
17.4	-	2066.141	16.4	-	2018.94	16.4	-	1339.844
18.4	-	2055.187	17.4	-	2013.195	17.4	-	1331.992
19.4	-	2044.302	18.4	-	2007.465	18.4	-	1323.95
20.4	-	2033.874	19.4	-	2005.559	19.4	-	1315.977
21.4	-	2023.136	20.4	-	1992.648	20.4	-	1308.322
22.4	-	2012.856	21.4	-	1990.755	21.4	-	1300.498
23.4	-	2002.278	22.4	-	1985.091	22.4	-	1292.755
24.4	-	1991.787	23.4	-	1979.443	23.4	-	1285.097
25.4	-	1981.752	24.4	-	1974.187	24.4	-	1277.759
26.4	-	1971.802	25.4	-	1966.707	25.4	-	1270.276
27.4	-	1961.223	26.4	-	1962.974	26.4	-	1278.729
28.4	-	1954.294	27.4	-	1958.011	26.65	-	
28.65	-		27.55	-				

Tabella 2.7. Perdite di tensione rientro ancoraggi e tensione finale nei cavi della trave 1 della campata 2

Nelle seguenti figure è stato riportato il valore della forza di precompressione lungo il cavo dopo aver considerato tutte le perdite di tensione.



(a)



(b)

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

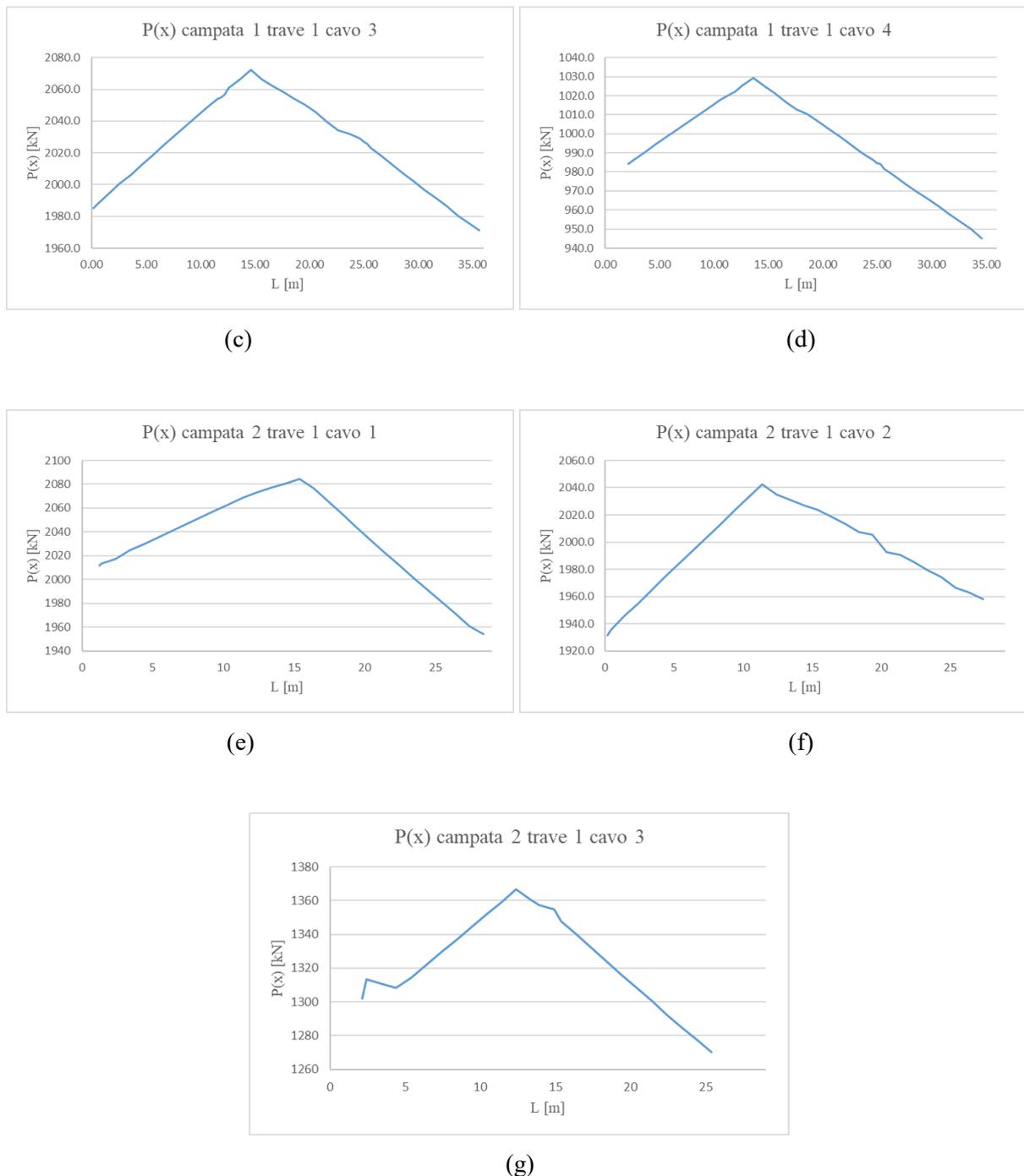


Figura 2.10. Forze di precompressione nel cavo 1 trave 1 campata 1 (a), cavo 2 trave 1 campata 1 (b), cavo 3 trave 1 campata 1 (c), cavo 4 trave 1 campata 1 (d), cavo 1 trave 1 campata 2 (e), cavo 2 trave 1 campata 2 (f), cavo 3 trave 1 campata 2 (g)

2.3.4 Azioni variabili

Nel presente caso studio è stato considerato come carico variabile il solo carico da traffico, trascurando il contributo delle variazioni termiche e del vento, in quanto si ritiene che, nell'eventualità in cui siano presenti condizioni atmosferiche avverse, il veicolo eccezionale non avrebbe il permesso delle autorità competenti per transitare sull'opera.

2.3.4.1 Azioni variabili da traffico

Il numero di corsie convenzionali, la loro larghezza e quella relativa alla zona rimanente sono state determinate attraverso le indicazioni fornite nelle NTC2018 al punto 5.1.3.3.3, riportate nella seguente tabella:

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

Tabella 2.8. Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelti in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli per ogni singola verifica. La corsia che caricata dà l'effetto più sfavorevole è denominata corsia 1, quella che dà il successivo effetto più sfavorevole è la corsia 2, e così via. Di seguito è riportata una tipica disposizione delle corsie convenzionali del presente caso studio:

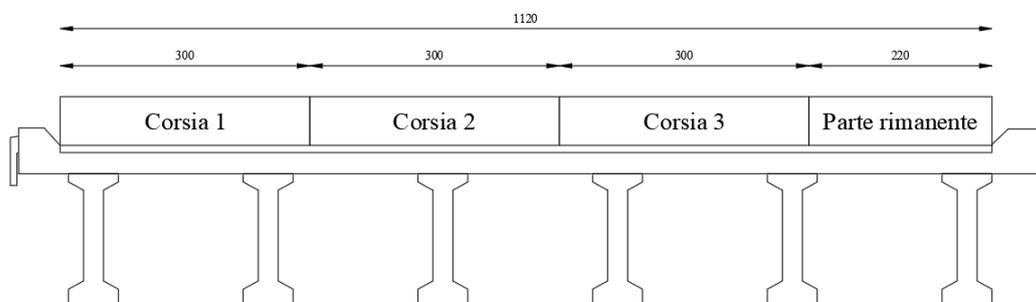


Figura 2.11. Disposizione delle corsie convenzionali

2.3.5 Combinazione dei carichi mobili

Le azioni variabili del traffico sono state modellate considerando i seguenti schemi di carico:

- Modello di carico 1 (NTC2018)
- Combinazione 1 con veicolo eccezionale
- Combinazione 2 con veicolo eccezionale
- Combinazione 3 con veicolo eccezionale
- Combinazione 4 con veicolo eccezionale

Si procede con l'illustrazione delle suddette combinazioni.

2.3.5.1 Modello di carico 1

Il modello di carico 1, definito nelle NTC2018 al punto 5.1.3.3.5, è costituito sia da carichi concentrati applicati su due assi in tandem, sia da carichi uniformemente distribuiti, così come illustrato nella seguente figura:

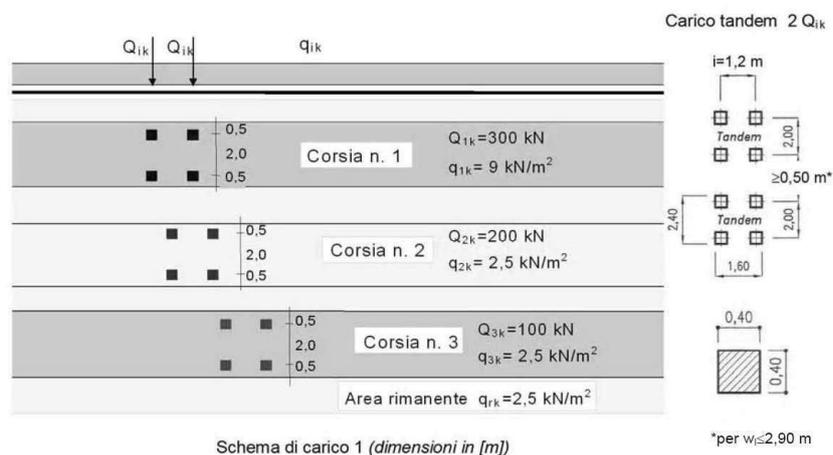


Figura 2.12. Modello di carico 1 delle NTC2018

I valori delle forze concentrate e dei carichi distribuiti sono di seguito riportati:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2.9. Intensità dei carichi concentrati e distribuiti per le diverse corsie

2.3.5.2 Combinazione 1 con veicolo eccezionale

Il modello di carico eccezionale nella combinazione 1 prevede il transito del veicolo eccezionale sulla corsia numero 1, sulla seconda corsia sono applicati i carichi relativi alla corsia numero 2 illustrati nella Tabella 2.9, sulla terza corsia sono applicati i carichi della corsia numero 3 e nella parte rimanente il carico distribuito relativo alla riga “Altre corsie”. Di seguito è riportato lo schema rappresentante il modello di carico eccezionale nella combinazione 1:

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

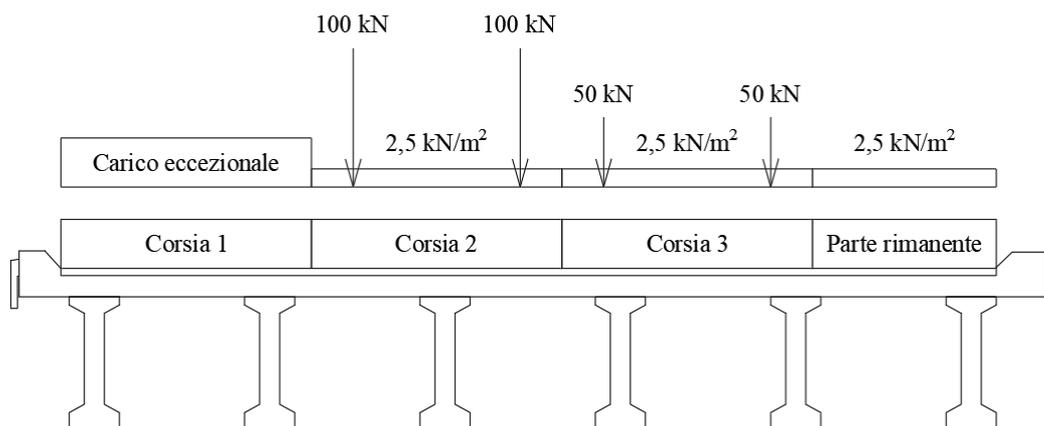


Figura 2.13. Schema della combinazione 1 con veicolo eccezionale

2.3.5.3 Combinazione 2 con veicolo eccezionale

Il modello di carico eccezionale nella combinazione 2 prevede il transito del veicolo eccezionale sulla corsia numero 2, sulla prima corsia sono applicati i carichi relativi alla corsia numero 2 illustrati nella Tabella 2.9, sulla terza corsia i carichi della corsia numero 3 e nella parte rimanente il carico distribuito relativo alla riga “Altre corsie”. Di seguito è riportato lo schema rappresentante il modello di carico eccezionale nella combinazione 2:

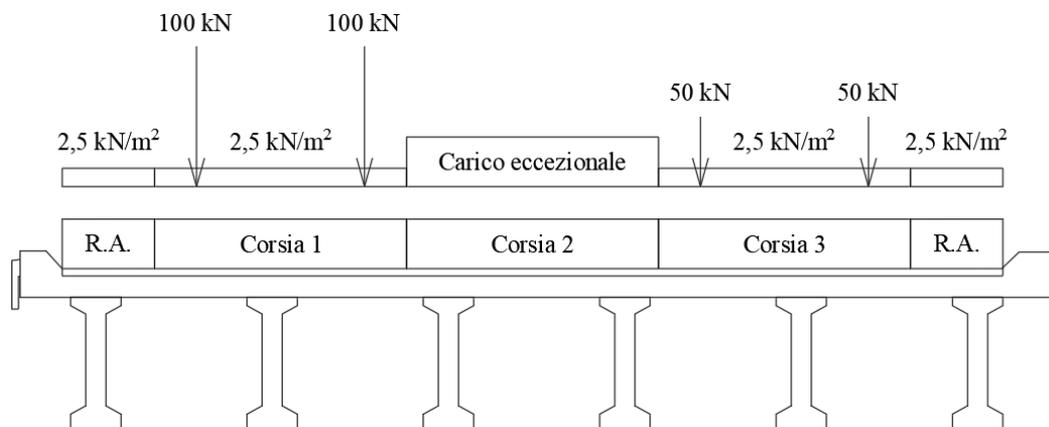


Figura 2.14. Schema della combinazione 2 con veicolo eccezionale

2.3.5.4 Combinazione 3 con veicolo eccezionale

Il modello di carico eccezionale nella combinazione 3 prevede solo il transito del veicolo eccezionale sulla corsia 1, mentre sulle altre corsie e sull'area rimanente non è applicato alcun carico. Di seguito è riportato lo schema rappresentante il modello di carico eccezionale nella combinazione 3:

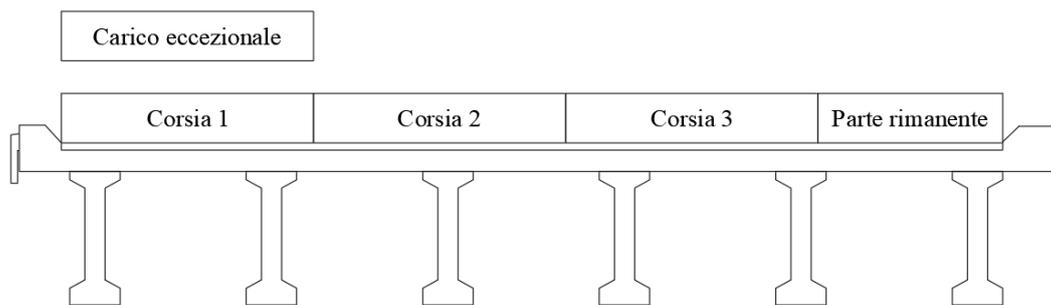


Figura 2.15. Schema della combinazione 3 con veicolo eccezionale

2.3.5.5 Combinazione 4 con veicolo eccezionale

Il modello di carico eccezionale nella combinazione 4 prevede solo il transito del veicolo eccezionale sulla corsia 2, mentre sulle altre corsie e sull'area rimanente non è applicato alcun carico. Di seguito è riportato lo schema rappresentante il modello di carico eccezionale nella combinazione 4:

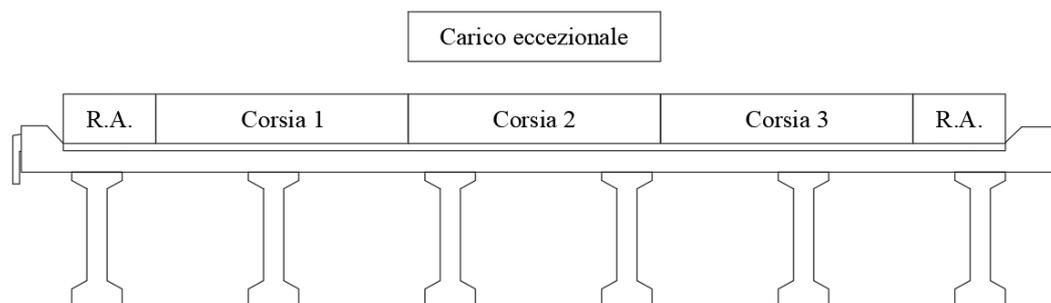


Figura 2.16. Schema della combinazione 4 con veicolo eccezionale

2.3.6 Combinazione delle azioni

Per confrontare i valori ottenuti dalle analisi svolte tramite il modello semplificato analizzato nel Capitolo 1 con quelli relativi all'analisi del caso studio, in primo luogo sono stati considerati gli effetti dei soli carichi da traffico, nelle diverse disposizioni sopra riportate.

Di seguito è stata riportata la combinazione adottata per lo studio del fenomeno della fatica causata dal ripetuto transito dei veicoli eccezionali nelle combinazioni appena viste. Tale combinazione è stata individuata all'interno del EN1992-1-1 al punto 6.8.3.

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

dove:

- $G_{k,j}$ è il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle forze interne dovute alla precompressione;

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

- Q_k è il valore caratteristico di ulteriori carichi variabili, che nel presente caso studio non sono stati considerati;
- Q_{fat} è il valore caratteristico dei carichi di fatica, ovvero dei carichi eccezionali visti precedentemente nelle diverse combinazioni.

Il segno “+” indica “combinato con”.

Capitolo 3

Analisi globale

Nel presente capitolo vengono descritte le modalità con cui è stata svolta l'analisi globale della struttura. In particolar modo si descrive il modello strutturale realizzato per il cavalcavia e le tipologie di analisi effettuate. Infine sono riportati i risultati delle analisi svolte per le diverse combinazioni di carico da traffico illustrate precedentemente sia per un modello di cavalcavia isostatico, sia per lo stesso modello iperstatico, considerando le travi continue sulle diverse pile.

3.1 Modello strutturale

Il modello strutturale del caso studio è stato realizzato mediante l'utilizzo del software Midas Civil. Si tratta di un modello grigliato spaziale del ponte avente 4 campate, realizzato con il solo utilizzo di elementi beam. Il modello agli elementi finiti è di seguito riportato, e successivamente verranno anche illustrati i singoli elementi con i quali è stato creato.

Lo scopo dell'analisi è quello di valutare le sollecitazioni interne sulle travi principali, derivanti dalle combinazioni di carico precedentemente illustrate, per confrontare tali valori con quelli calcolati con il modello semplificato illustrato al Capitolo 1. Nel capitolo successivo verranno utilizzate le sollecitazioni calcolate dalle combinazioni di carico a fatica per valutare le tensioni nei diversi punti della sezione trasversale delle travi longitudinali ed eseguire le verifiche a fatica per il calcestruzzo della soletta, per l'armatura lenta e per i cavi da precompressione della trave longitudinale.

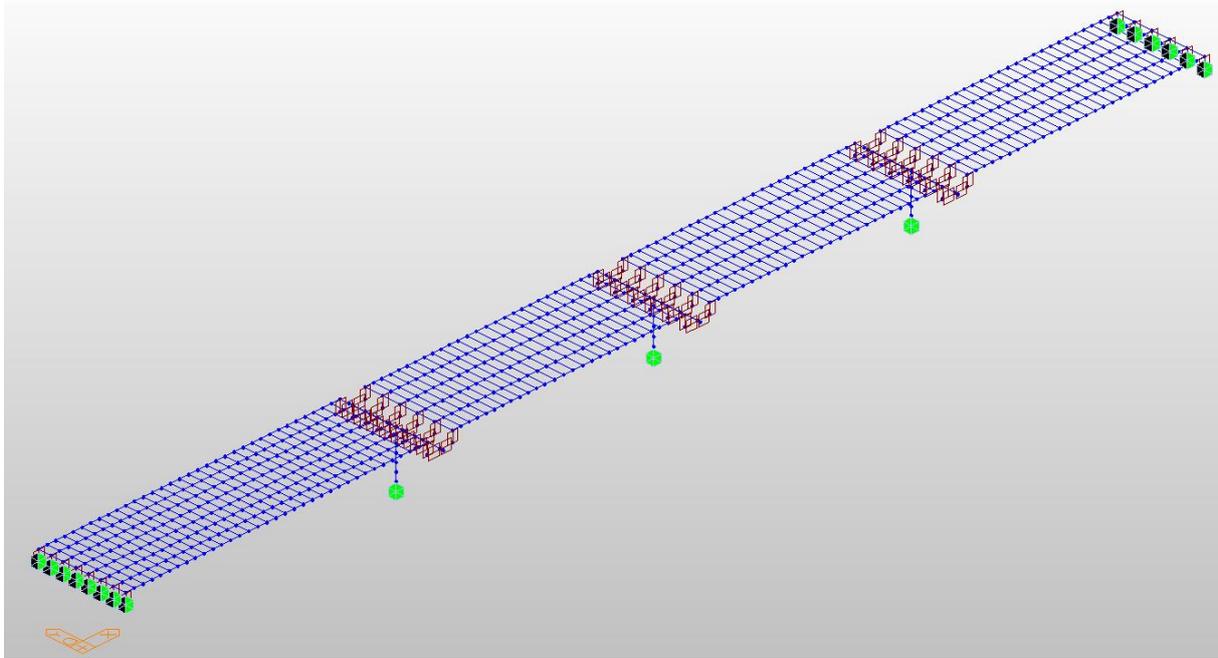


Figura 3.1. *Rappresentazione del modello strutturale attraverso il software Midas Civil del caso studio*

3.1.1 Travi longitudinali

Nella realizzazione delle travi longitudinali, modellate con elementi beam, si è tenuto conto della larghezza collaborante della soletta, assunta costante per tutta la lunghezza della trave e variabile da campata a campata a causa della variazione del numero di travi. In particolare, per le travi centrali della campata avente otto travi longitudinali, è stata utilizzata una larghezza di soletta collaborante pari all'interasse tra le travi, ovvero 1,50m, mentre per le travi di bordo tale larghezza risulta essere pari a 1,75m. Per le travi centrali delle campate 2-3-4 si è assunta una larghezza di soletta collaborante pari a 2,10m e per quelle di bordo la larghezza risulta essere di 2,05m. La sezione trasversale delle travi principali è quella definita al paragrafo 2.1.1 per la campata 1 e al paragrafo 2.1.2 per le campate 2, 3 e 4. In direzione longitudinale l'impalcato è stato discretizzato utilizzando elementi beam di larghezza pari a 1m e posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico delle travi principali.

3.1.2 Traversi

I traversi non risultano collaboranti con la soletta, perciò la loro sezione trasversale non comprende parti di soletta collaborante e le loro dimensioni sono quelle illustrate al paragrafo 2.1.3. Essi sono stati modellati con un singolo elemento beam per ogni interasse tra le travi principali, di lunghezza 1,50m per la campata 1 e 2,10m per le campate 2, 3 e 4. I traversi sono stati disposti in corrispondenza dell'asse baricentrico delle travi longitudinali precedentemente modellate.

3.1.3 Soletta

La soletta è stata rappresentata con elementi beam disposti ortogonalmente alle travi principali, aventi un'altezza di 0,24m e una larghezza di 1m, affiancati l'uno all'altro fino al completamento della campata. Il peso di questi elementi non è stato considerato in quanto altrimenti si sarebbe valutato due volte il peso della soletta.

3.1.4 Vincoli

I vincoli sono stati modellati attraverso rigid link verticali, nei quali sono stati consentiti o impediti gli spostamenti longitudinali, trasversali e verticali, in accordo con la disposizione reale dei vincoli. Essi sono stati disposti su entrambi gli estremi delle travi longitudinali e collegati a rigid link orizzontali, in cui tutti gli spostamenti sono stati impediti. L'introduzione dei collegamenti orizzontali si è resa necessaria per collegare i rigid link verticali (e quindi le travi principali) al pulvino. Di seguito è riportata una sezione longitudinale della pila 1 per mostrare la disposizione tipo dei rigid link utilizzati.

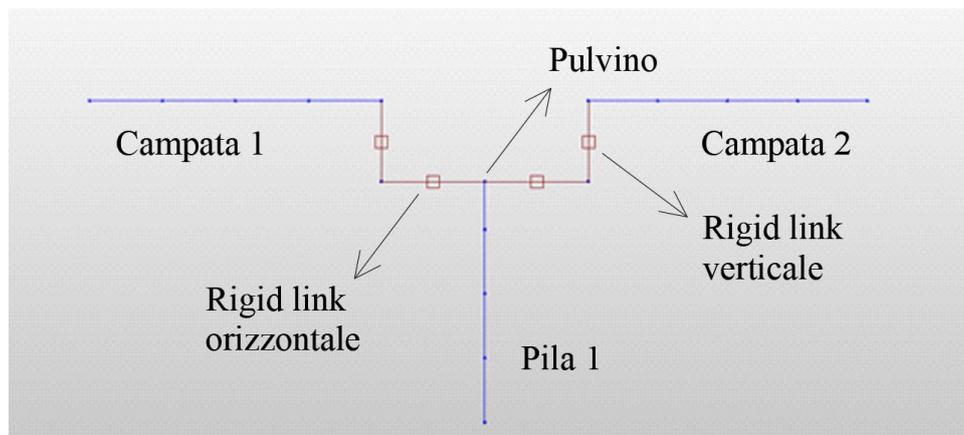


Figura 3.2. Sezione longitudinale della pila 1 nella quale si evidenzia la disposizione dei link

3.1.5 Pulvino

Il pulvino è realizzato con elementi beam disposti in direzione trasversale, la cui discretizzazione è legata all'intersezione tra l'asse del pulvino e i rigid link orizzontali precedentemente illustrati. La sezione trasversale del pulvino è di seguito riportata:

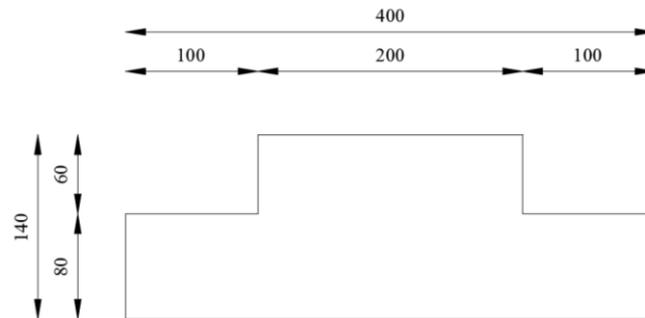


Figura 3.3. Sezione trasversale del pulvino

3.1.6 Pile

Le pile sono state realizzate con elementi beam aventi sezione circolare piena con diametro di 3m e discretizzate con elementi lunghi 1m. Alla base di tutte le pile è stato inserito un vincolo incastro perfetto.

3.1.7 Spalle

Le spalle non sono state modellate come elemento strutturale, bensì come vincoli. Questi ultimi sono stati inseriti in corrispondenza dell'estremo inferiore dei rigid link verticali collegati agli estremi delle travi longitudinali poggianti sulle spalle, impedendo le tre traslazioni nello spazio e consentendo tutte le rotazioni. Considerazioni analoghe sono state fatte per la spalla 2.

Per maggiore chiarezza è stata riportata la sezione longitudinale dell'estremo della campata 1 in corrispondenza della spalla 1:

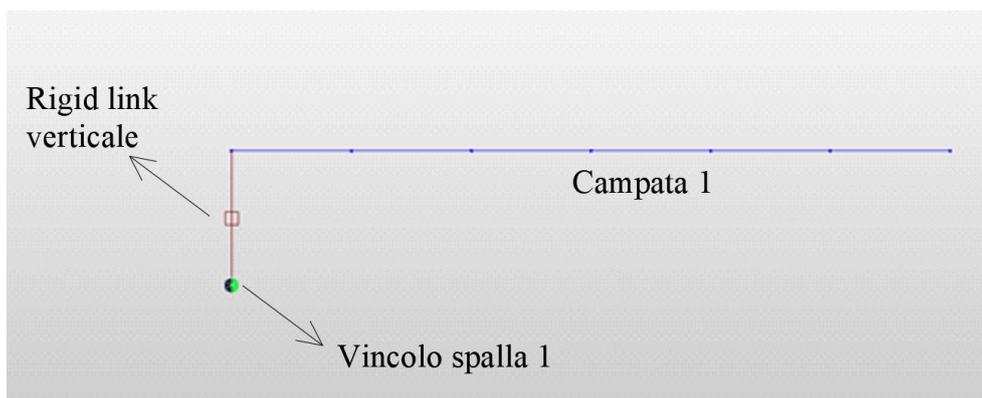


Figura 3.4. Sezione longitudinale della spalla 1 nella quale si evidenzia la disposizione dei link e dei vincoli

3.1.8 Cavi da precompressione

I cavi da precompressione sono stati inseriti all'interno delle travi longitudinali con la disposizione illustrata al Paragrafo 2.3.3. La forza di precompressione è stata introdotta

definendo il valore di tensione durante la fase di tesatura, e le perdite di precompressione sono state valutate inserendo i valori dei parametri da cui esse dipendono.

3.2 Analisi strutturale

Al fine di valutare il fenomeno del ritiro del calcestruzzo della soletta gettata in opera e di altre proprietà tempo dipendenti del materiale (le quali influenzano la distribuzione delle sollecitazioni all'interno della struttura), si è deciso di svolgere un'analisi di tipo non lineare del materiale.

I materiali utilizzati per la modellazione sono gli stessi illustrati al Paragrafo 2.2, con l'aggiunta della definizione della funzione ritiro all'interno delle proprietà tempo dipendenti del calcestruzzo, il cui andamento è riportato nel seguente grafico:

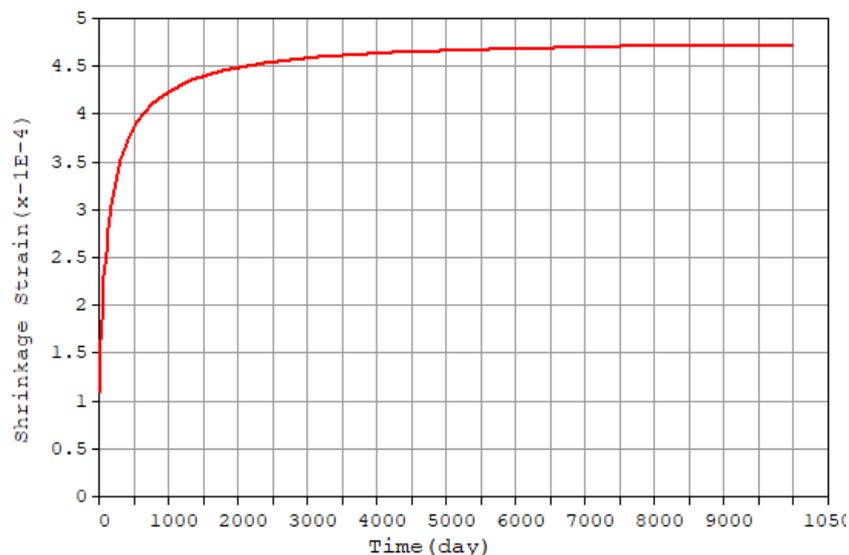


Figura 3.5. Variazione del ritiro del calcestruzzo nel tempo

3.3 Risultati delle analisi

Nel presente paragrafo verranno riportati i risultati ottenuti dall'analisi svolta tramite il modello agli elementi finiti precedentemente descritto.

3.3.1 Impalcato isostatico

Dai risultati delle analisi effettuate è risultato che la trave longitudinale maggiormente sollecitata sia quella di bordo della campata 1. Di seguito sono stati riportati i valori di momento flettente calcolati per la sezione di mezzeria della suddetta trave, derivanti dalle diverse combinazioni di carico eccezionale con il modello di carico 1 e dal modello di carico 1 completo, così come era stato fatto al Paragrafo 1.7 per il metodo semplificato.

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

	M_C1 [kNm]	C.S.1	M_C2 [kNm]	C.S.2	M_C3 [kNm]	C.S.3	M_C4 [kNm]	C.S.4
NTC2018	3664.1	-	3664.1	-	3664.1	-	3664.1	-
50E	2645.2	0.72	2006.9	0.78	1880.8	0.51	947.1	0.31
S6	4298.8	1.17	2815.8	0.77	3534.4	0.96	1799.4	0.49
S7	4528.7	1.24	2959.7	0.81	3764.3	1.03	1943.6	0.53
S8	4728.9	1.29	3095.5	0.84	3964.6	1.08	2079.3	0.57
S9	4838.5	1.32	3177.5	0.87	4074.1	1.11	2161.3	0.59
S10	5007.9	1.37	3296.8	0.90	4243.5	1.16	2280.7	0.62
S11	5175.3	1.41	3406.7	0.93	4411.3	1.20	2390.6	0.65
S12	5310.5	1.45	3506.4	0.96	4546.1	1.24	2490.4	0.68
S14	5547.2	1.51	3675.7	1.00	4782.9	1.31	2659.8	0.73
61MS_20km/h	7443.8	2.03	4594.5	1.25	6679.4	1.82	3578.5	0.98
61MS_5km/h	9390.7	2.56	5622	1.53	8626.3	2.35	4606.2	1.26

Tabella 3.1. Valori dei momenti flettenti e del coefficiente di sfruttamento sulla trave 1 della campata 1 nella sezione di mezzeria

Si noti come i valori dei momenti flettenti nell'analisi appena svolta risultino superiori a quelli ottenuti attraverso il modello semplificato di Courbon con 8 travi longitudinali, mentre i coefficienti di sfruttamento non si discostino significativamente da quelli riportati nella Figura 1.18. Per maggiore chiarezza i coefficienti di sfruttamento sono riportati nel seguente grafico:

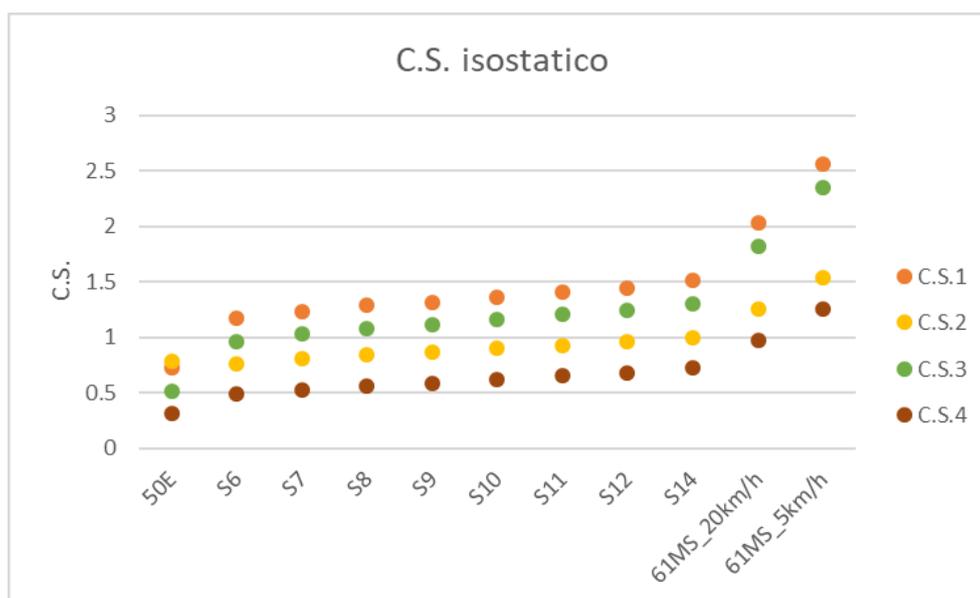


Figura 3.6. Coefficienti di sfruttamento relativi alla trave 1 della campata 1 per il cavalcavia ipotizzato isostatico

Confrontando lo schema di carico 1 con lo schema di carico 3, si nota come la presenza o meno di ulteriori veicoli ordinari non sia particolarmente rilevante quando il veicolo eccezionale viene fatto transitare sulla corsia più esterna, e che la condizione più favorevole per far transitare i veicoli eccezionali risulti essere lo schema di carico 4, ovvero quando il mezzo eccezionale transita al centro della carreggiata in assenza di altri veicoli, producendo quasi sempre sollecitazioni inferiori a quelle del modello di carico 1.

3.3.2 Impalcato iperstatico

Le analisi sono state svolte considerando solamente i carichi mobili viaggianti su un impalcato avente la stessa configurazione del caso studio, ma in questo caso analizzato come iperstatico, rendendo continue le diverse campate. Per realizzare questo modello, nel quale non sono stati presi in considerazioni ulteriori carichi se non quelli mobili, i rigid link verticali necessari a collegare le travi principali della prima e seconda campata con il pulvino della pila 1 sono stati modificati in modo da impedire tutte le rotazioni e le traslazioni, mentre sulle altre pile sono stati generati ulteriori elementi beam con le stesse caratteristiche di quelli utilizzati per le travi principali per dare continuità alle travi delle diverse campate.

Di seguito sono stati riportati i valori di momento flettente calcolati per la sezione di mezzera della trave di bordo della campata 1 e della sezione di appoggio sulla pila 1 della medesima trave, derivanti dai carichi eccezionali nelle prime 5 combinazioni illustrate al Paragrafo 2.3.5, così come era stato fatto al Paragrafo 1.8 del modello semplificato.

	M _{MAX_C1} [kNm]	C.S.1	M _{MAX_C2} [kNm]	C.S.2	M _{MAX_C3} [kNm]	C.S.3	M _{MAX_C4} [kNm]	C.S.4
NTC2018	2785.4	-	2785.4	-	2785.4	-	2785.4	-
50E	2087.6	0.75	1478.50	0.53	1539.9	0.55	728.3	0.26
S6	3326.3	1.19	2091.60	0.75	2799.4	1.01	1374.9	0.49
S7	3502.3	1.26	2203.90	0.79	2975.4	1.07	1468.7	0.53
S8	3647	1.31	2287.20	0.82	3120.1	1.12	1552.1	0.56
S9	3715.3	1.33	2335.40	0.84	3188.5	1.14	1590.7	0.57
S10	3840.4	1.38	2411.90	0.87	3313.5	1.19	1661.7	0.60
S11	3942.7	1.42	2480.00	0.89	3415.9	1.23	1729.8	0.62
S12	4044.1	1.45	2539.30	0.91	3517.2	1.26	1789.1	0.64
S14	4191.4	1.50	2634.10	0.95	3664.5	1.32	1883.9	0.68
61MS_20km/h	5596.5	2.01	3336.10	1.20	5069.6	1.82	2586	0.93
61MS_5km/h	7077.5	2.54	4088.5	1.47	6553.1	2.35	3338.3	1.20

Tabella 3.2. Valori dei momenti flettenti sulla trave 1 nella sezione di mezzera della campata 1 e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato considerato come iperstatico

	M _{min_C1}	C.S.1	M _{min_C2}	C.S.2	M _{min_C3}	C.S.3	M _{min_C4}	C.S.4
NTC2018	-2178.2	-	-2178.2	-	-2178.2	-	-2178.2	-
50E	-1661.1	0.76	-1092.20	0.50	-1281.7	0.59	-511.5	0.23
S6	-2314.5	1.06	-1441.00	0.66	-1935.1	0.89	-860.3	0.39
S7	-2473.1	1.14	-1508.20	0.69	-2093.7	0.96	-927.4	0.43
S8	-2623.8	1.20	-1570.80	0.72	-2244.4	1.03	-990.1	0.45
S9	-2717.9	1.25	-1606.90	0.74	-2338.5	1.07	-1026.2	0.47
S10	-2852	1.31	-1660.40	0.76	-2472.6	1.14	-1079.7	0.50
S11	-2977.3	1.37	-1708.50	0.78	-2597.9	1.19	-1127.8	0.52
S12	-3091.3	1.42	-1751.00	0.80	-2711.9	1.25	-1170.3	0.54
S14	-3287.4	1.51	-1819.30	0.84	-2908	1.34	-1238.6	0.57
61MS_20km/h	-4254.4	1.95	-2264.60	1.04	-3875.1	1.78	-1683.9	0.77
61MS_5km/h	-5366.1	2.46	-2751.3	1.26	-4986.7	2.29	-2170.6	1.00

Tabella 3.3. Valori dei momenti flettenti sulla trave 1 della campata 1 nella sezione di appoggio sulla pila 1 e del coefficiente di sfruttamento per l'impalcato considerato come iperstatico

Si noti come, nonostante i carichi applicati siano i medesimi del ponte isostatico, le sollecitazioni risultino inferiori, in quanto l'iperstaticità del ponte conferisce una redistribuzione delle sollecitazioni anche in corrispondenza degli appoggi intermedi. Viceversa, i coefficienti

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

di sfruttamento non variano in maniera significativa rispetto a quelli ottenuti modellando l'impalcato come se fosse isostatico. Per maggiore chiarezza i coefficienti di sfruttamento nel caso di ponte isostatico e di ponte iperstatico sono riportati nel seguente grafico:

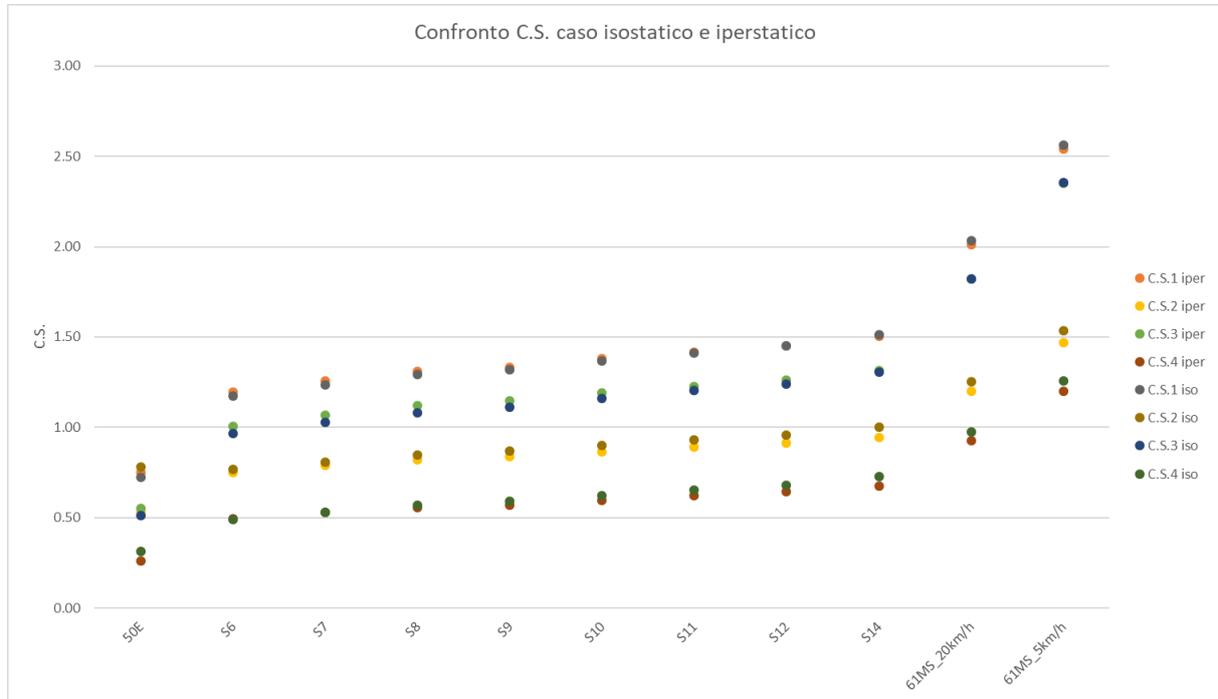


Figura 3.7. Confronto tra i coefficienti di sfruttamento relativi alla trave 1 della campata 1 per il cavalcavia ipotizzato isostatico e iperstatico

Capitolo 4

Analisi a fatica

Nel presente capitolo è stato trattato il fenomeno della fatica, causato dal transito dei veicoli eccezionali nel tempo, sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato. In particolar modo sono state effettuate verifiche semplificate per la soletta in calcestruzzo soggetta a compressione, ed è stato valutato, in funzione della combinazione di carico e del tipo di veicolo eccezionale, il numero di cicli a cui sono in grado di resistere le barre di armatura ordinarie e i cavi da precompressione presenti nelle travi principali. Le sezioni per le quali si è svolta la suddetta analisi sono quelle di mezzzeria delle travi longitudinali per le diverse campate.

4.1 Generalità sul fenomeno della fatica

La fatica è un fenomeno di danneggiamento progressivo del materiale, che si genera nell'intorno di un'imperfezione microscopica (cricca o micro cricca), fino al raggiungimento di una dimensione critica, oltre la quale si manifesta una rottura solitamente di tipo fragile. L'elemento strutturale può essere sottoposto a sollecitazioni regolari o irregolari nel tempo. Se il numero di cicli è sufficientemente alto, il materiale può giungere a rottura, nonostante il valore massimo degli sforzi rimanga sempre inferiore alla tensione di snervamento.

La rottura a fatica avviene in tre fasi: nucleazione, propagazione e rottura. La nucleazione è lo stadio più critico della frattura per fatica e interessa circa l'80% della vita del componente. La nucleazione della cricca consiste nella comparsa di micro discontinuità superficiali che determinano un danno locale. I suddetti stati fessurativi raggiungono dimensioni tali da poter dar vita a una cricca in grado di propagarsi; questo fenomeno interessa una porzione molto limitata del materiale e si sviluppa attorno al danno microscopico di partenza. La propagazione è quella fase in cui la cricca si propaga all'interno del materiale, generalmente in direzione ortogonale al campo tensionale. La rottura avviene nel momento in cui la propagazione ha indebolito la sezione a tal punto che la sezione residua non è più in grado di sopportare il carico applicato.

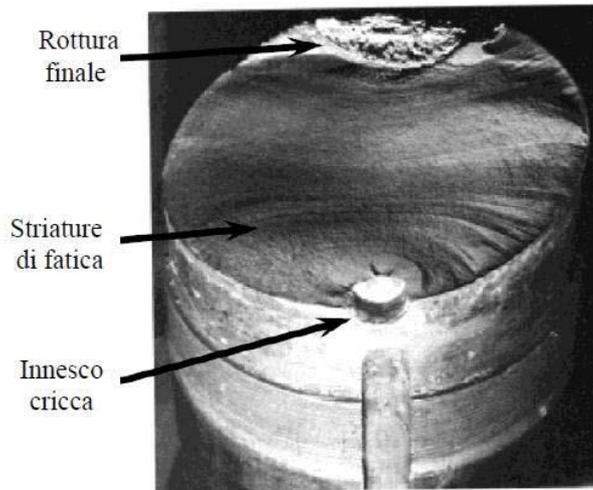


Figura 4.1. *Diverse fasi di rottura a fatica di un componente in acciaio*

Il fenomeno della fatica è un effetto locale che ha origine in corrispondenza di regioni in cui sono presenti micro danni iniziali, dove si manifesta perciò una concentrazione di tensioni.

4.1.1 Storie di carico variabili nel tempo

Solitamente, le prove effettuate per determinare le curve di resistenza a fatica si svolgono applicando storie di carico cicliche nelle quali sono ben noti i valori della frequenza, della tensione media e delle variazioni di tensione. Nella realtà, tuttavia, la storia di carico a cui è soggetto un elemento è molto eterogenea e variabile nel tempo.

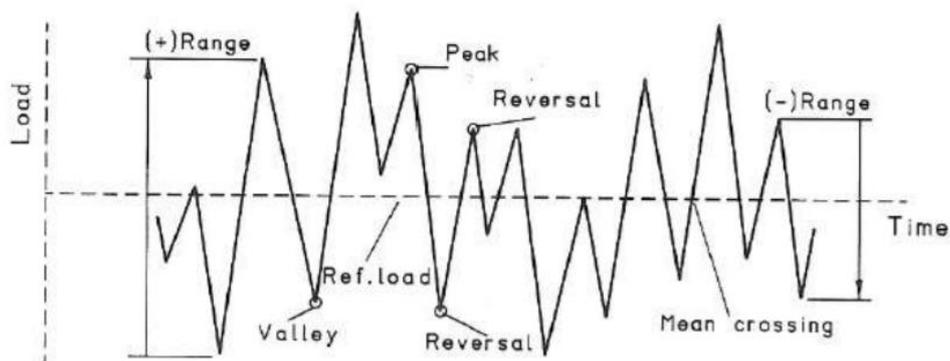


Figura 4.2. *Tipico carico variabile nel tempo a cui un particolare elemento strutturale può essere soggetto*

A causa di questa irregolarità tensionale nasce il problema di come considerare l'influenza delle diverse variazioni tensionali e di come contare i numeri di cicli di carico. Per determinare questi valori si può procedere con differenti metodi di conteggio; ad esempio, per valutare il numero di cicli possono essere conteggiati i picchi di sollecitazione, oppure si può utilizzare il metodo

del rainflow-counting o altri criteri. L'applicazione di questi metodi è in grado di determinare il valore della variazione di tensione e della frequenza con cui essa è stata applicata, che possono essere rappresentati anche su un istogramma che solitamente ha il seguente andamento:

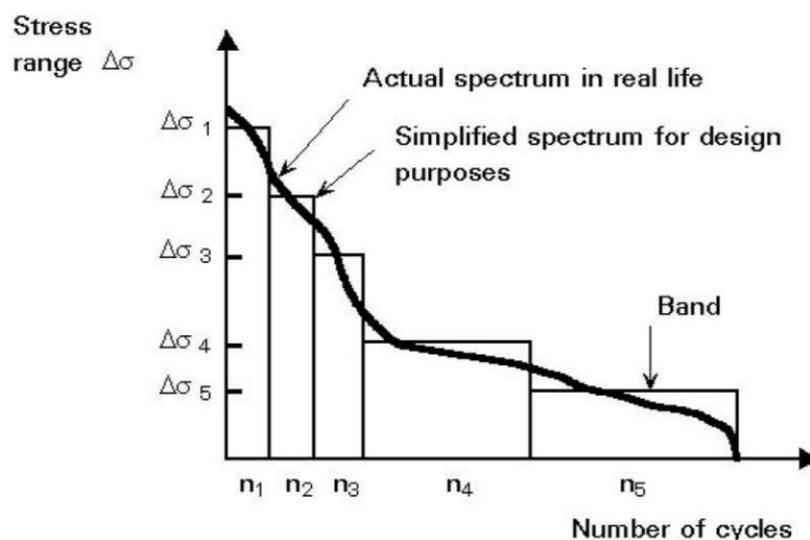


Figura 4.3. Istogramma nel quale si può notare come all'aumentare della variazione di tensione, la frequenza relativa diminuisca

Come si può notare, le frequenze sono alte per piccole variazioni di tensione, mentre all'aumentare del $\Delta\sigma$ si ha una riduzione del numero di eventi. Con l'ipotesi di accumulo del danno è possibile ancora riferirsi alle curve S-N per valutare la resistenza a fatica dell'elemento considerato, sia pur esso non soggetto a variazioni di tensioni cicliche come gli elementi analizzati per gli studi in laboratorio.

4.1.2 Accumulo del danno

Il metodo proposto da Palmgren-Miner per la valutazione dell'accumulo del danno è il più semplice tra quelli presenti in letteratura, in quanto si basa sull'ipotesi di accumulo lineare del danno. Grazie a questa teoria si può affermare che nel caso di una storia di carico costituita da differenti valori di $\Delta\sigma$ variabili nel tempo, il danno parziale prodotto per ogni intervallo $\Delta\sigma$ che si verifica n_i volte, può essere valutato come n_i / N_i dove N_i è il numero di cicli alla quale quell'elemento può resistere se sottoposto a carichi ciclici aventi quel particolare $\Delta\sigma_i$. Infine, per ottenere il danno totale prodotto dalla storia tensionale reale applicata sull'elemento, è sufficiente sommare i diversi danni parziali, così come illustrato nella seguente formula:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i}$$

La condizione teorica di rottura si verifica quando la sommatoria dei danni parziali raggiunge il valore unitario. Tale approccio, pur non tenendo conto della frequenza con la quale i diversi cicli di carico vengano applicati, è molto utilizzato per le verifiche a fatica negli elementi strutturali in acciaio.

4.2 Analisi a fatica del caso studio

Le verifiche a fatica dell'impalcato consistono nell'assicurare che la sua probabilità di rottura, dovuta al susseguirsi dei cicli di carico (e quindi alle diverse variazioni di tensione) rimanga bassa. Il $\Delta\sigma$ è determinato dalla differenza tra le tensioni presenti durante il transito dei veicoli eccezionali nelle diverse combinazioni e le tensioni causate dalle azioni permanenti agenti sull'impalcato.

Dalla combinazione a fatica, tramite il modello agli elementi finiti del caso studio, sono stati ottenuti i valori di momento flettente negli elementi portanti dell'impalcato e calcolate le tensioni agenti sulle sezioni considerate.

4.2.1 Calcolo delle tensioni

Per il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo, nelle barre di armatura lenta e nei cavi da precompressione è stato utilizzato il metodo n, il quale consiste nel convertire le proprietà delle barre di acciaio e dei cavi da precompressione in quelle del calcestruzzo equivalente attraverso un opportuno coefficiente di omogeneizzazione "n". Si può procedere con questo metodo sotto l'ipotesi che le barre di armatura e i cavi restino perfettamente aderenti al calcestruzzo, e che quindi questi elementi subiscano la stessa deformazione che ha il calcestruzzo alla medesima distanza dall'asse neutro, mantenendo in questo modo la planarità della sezione. Perciò, avendo inoltre ipotizzato la validità della legge di Hooke per tutti e tre i materiali, valgono le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \qquad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

dove il pedice "c" indica il calcestruzzo, "s" l'armatura lenta e "p" i cavi da precompressione. Dall'uguaglianza tra le tre deformazioni, grazie all'ipotesi di perfetta aderenza, è possibile scrivere:

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \cdot \sigma_c = n_s \cdot \sigma_c \qquad \sigma_p = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_c = n_p \cdot \sigma_c$$

nelle quali si è posto:

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \qquad n_p = \frac{E_p}{E_c}$$

Ne risulta che nell'armatura ordinaria la tensione sia n_s volte quella del calcestruzzo, e nei cavi da precompressione la tensione sia n_p volte quella del calcestruzzo.

Il valore dei due coefficienti di omogeneizzazione varia a seconda che si considerino carichi di breve o di lunga durata, in quanto si fa variare il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo per tener conto degli effetti del creep nel tempo. In particolare, per carichi di breve durata, il valore del coefficiente di omogeneizzazione vale circa 7, mentre per carichi di lunga durata che inducono deformazioni viscosi, il valore del coefficiente può essere anche pari a 20. Pertanto, occorrerebbe adottare due valori diversi del coefficiente di omogeneizzazione a seconda che si considerino carichi di breve o di lunga durata. Poiché nelle combinazioni di carico utilizzate nel presente caso studio si sommano gli effetti di carichi permanenti (a lungo termine) con quelli dei carichi mobili (a breve termine), si è deciso di adottare un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15, sia per quanto riguarda l'armatura lenta, sia per i cavi da precompressione.

4.2.2 La fatica nel calcestruzzo armato

Il calcestruzzo armato, essendo costituito da diversi materiali che collaborano tra loro all'interno di uno stesso elemento, è definito un materiale composito e può giungere a rottura secondo differenti meccanismi. Alcune rotture, ad esempio, possono manifestarsi nel calcestruzzo portando a collassi repentini, altre invece possono svilupparsi a partire dalle armature in acciaio, facendo arrivare a rottura l'elemento in maniera più duttile. Le modalità in cui un elemento in calcestruzzo armato può giungere a rottura per fatica possono essere classificate in due categorie: rottura per flessione in combinazione con gli sforzi normali e rottura per sforzi di taglio. Gli elementi soggetti principalmente a tensoflessione giungono a rottura generalmente nelle armature, soprattutto nel caso di elementi normalmente armati. Gli elementi che giungono a rottura per taglio hanno una resistenza a fatica minore rispetto al caso precedente, che dipende fortemente dalla presenza o meno dell'armatura a taglio nell'elemento considerato.

4.2.2.1 La fatica nel calcestruzzo

Sebbene la fatica sia considerata un fenomeno che si manifesta principalmente nelle strutture in acciaio, talvolta si presenta anche in quelle in calcestruzzo se sottoposto a ripetuti carichi ciclici. In questo caso, però, il fenomeno non è ancora ben chiaro e le ricerche sul suo comportamento sono meno avanzate rispetto al medesimo fenomeno negli elementi in acciaio.

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Per la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sono state seguite le procedure illustrate nel EN1992-1-1 al paragrafo 6.8.7 e nel EN1992-2 al paragrafo 6.8.7. La prima formulazione afferma che tale verifica risulta essere soddisfatta quando è rispettata la seguente condizione:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

dove:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

in cui:

R_{equ} è il rapporto di tensione;

$E_{cd,min,equ}$ è il livello minimo di tensione a compressione (preso in valore assoluto);

$E_{cd,max,equ}$ è il livello massimo di tensione a compressione (preso in valore assoluto);

$f_{cd,fat}$ è la resistenza a compressione del calcestruzzo a fatica;

$\sigma_{cd,min,equ}$ è il valore inferiore dell'ampiezza tensionale per N cicli;

$\sigma_{cd,max,equ}$ è il valore superiore dell'ampiezza tensionale per N cicli.

Il valore raccomandato di N è 10^6 .

La resistenza a compressione del calcestruzzo a fatica può essere calcolata attraverso la seguente formula:

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

dove $\beta_{cc}(t_0)$ è un coefficiente relativo alla resistenza del calcestruzzo all'applicazione del primo carico e t_0 è il momento in cui viene applicato il primo carico ciclico, espresso in giorni.

Il valore raccomandato di k_1 è 0,85 e il valore di $\beta_{cc}(t_0)$ è stato assunto pari a 1. Con queste ipotesi il valore di $f_{cd,fat}$ per le travi studiate (costituite da un calcestruzzo di classe C35/45) risulta essere pari a:

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot 23,3 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 17MPa$$

Per la verifica a fatica del calcestruzzo compresso è disponibile una seconda procedura illustrata nel EN1992-1-1 al paragrafo 6.8.7, il quale afferma che tale verifica risulta essere soddisfatta quando è rispettata la seguente condizione:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} &\leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \\ &\leq 0,9 \cdot f_{ck} \quad \text{per } f_{ck} \leq 50MPa \\ &\leq 0,8 \cdot f_{ck} \quad \text{per } f_{ck} > 50MPa \end{aligned}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$ è la tensione massima di compressione sotto la combinazione di carico frequente (positiva se di compressione);

$\sigma_{c,min}$ è la tensione minima di compressione sotto la combinazione di carico frequente (positiva se di compressione). Nel presente caso studio è stata considerata come combinazione frequente quella di fatica illustrata al Paragrafo 2.3.6.

Infine è possibile svolgere una terza verifica a fatica per il calcestruzzo compresso, illustrata nel EN1992-2 al paragrafo 6.8.7, che consente di calcolare il numero di cicli N_i alla quale la soletta in calcestruzzo può resistere per quel determinato valore di $\Delta\sigma_i$ derivante dall'i-esima combinazione di carico a fatica. La formula per calcolare N_i è di seguito riportata:

$$N_i = 10^{\left(14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right)}$$

dove $E_{cd,max,i}$ e R_i hanno lo stesso significato illustrato nelle formulazioni precedenti.

Nelle seguenti tabelle, oltre ai valori di momento flettente e le tensioni che questi generano nell'estremo superiore della soletta di calcestruzzo e nell'estremo superiore della trave precompressa, sono stati riportati anche i criteri di verifica illustrati precedentemente e i relativi coefficienti di sfruttamento. Le verifiche sono state svolte nelle sezioni di mezzeria delle travi di bordo della campata 1 e 2, e delle travi centrali delle medesime campate. Inoltre, sono stati riportati tutti i criteri di verifica illustrati precedentemente.

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Soletta superiore Trave 1 Campata 1									
Combinazione	M_y [kNm]	σ_c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R_{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	$E_{cd,max}$	Ni
peso proprio	5492	-5.0	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	8123	-9.0	0.56	0.81	0.53	0.63	0.84	0.53	8E+09
50E C2	7415	-7.9	0.63	0.72	0.46	0.63	0.73	0.46	3E+12
50E C3	7358	-7.8	0.64	0.71	0.46	0.63	0.72	0.46	5E+12
50E C4	6404	-6.3	0.79	0.56	0.37	0.63	0.58	0.37	3E+19
S6 C1	9776	-11.9	0.42	1.03	0.70	0.63	1.10	0.70	4E+05
S6 C2	8293	-9.2	0.54	0.83	0.54	0.63	0.85	0.54	3E+09
S6 C3	9012	-10.5	0.48	0.93	0.62	0.63	0.97	0.62	3E+07
S6 C4	7277	-7.7	0.65	0.71	0.45	0.63	0.71	0.45	9E+12
S7 C1	10006	-12.4	0.40	1.06	0.73	0.63	1.15	0.73	9E+04
S7 C2	8437	-9.4	0.53	0.85	0.55	0.63	0.87	0.55	2E+09
S7 C3	9242	-10.9	0.46	0.96	0.64	0.63	1.01	0.64	7E+06
S7 C4	7421	-7.9	0.63	0.72	0.46	0.63	0.73	0.46	3E+12
S8 C1	10206	-12.7	0.39	1.08	0.74	0.63	1.18	0.74	4E+04
S8 C2	8573	-9.7	0.52	0.87	0.57	0.63	0.90	0.57	5E+08
S8 C3	9443	-11.3	0.44	0.98	0.66	0.63	1.05	0.66	2E+06
S8 C4	7557	-8.1	0.62	0.74	0.47	0.63	0.75	0.47	8E+11
S9 C1	10316	-12.9	0.39	1.09	0.76	0.63	1.20	0.76	2E+04
S9 C2	8655	-9.8	0.51	0.88	0.57	0.63	0.91	0.57	3E+08
S9 C3	9552	-11.5	0.43	1.00	0.67	0.63	1.07	0.67	1E+06
S9 C4	7639	-8.2	0.61	0.75	0.48	0.63	0.76	0.48	4E+11
S10 C1	10485	-13.3	0.38	1.12	0.78	0.63	1.23	0.78	8E+03
S10 C2	8774	-10.1	0.50	0.90	0.59	0.63	0.94	0.59	1E+08
S10 C3	9725	-11.8	0.42	1.02	0.69	0.63	1.09	0.69	5E+05
S10 C4	7758	-8.4	0.60	0.77	0.49	0.63	0.78	0.49	1E+11
S11 C1	10653	-13.6	0.37	1.14	0.80	0.63	1.26	0.80	4E+03
S11 C2	8884	-10.3	0.49	0.91	0.60	0.63	0.96	0.60	5E+07
S11 C3	9889	-12.1	0.41	1.04	0.71	0.63	1.12	0.71	2E+05
S11 C4	7868	-8.6	0.58	0.78	0.50	0.63	0.80	0.50	5E+10
S12 C1	10788	-13.8	0.36	1.15	0.81	0.63	1.28	0.81	2E+03
S12 C2	8984	-10.4	0.48	0.92	0.61	0.63	0.97	0.61	4E+07
S12 C3	10029	-12.5	0.40	1.07	0.73	0.63	1.16	0.73	7E+04
S12 C4	7968	-8.7	0.57	0.79	0.51	0.63	0.81	0.51	3E+10
S14 C1	11025	-14.3	0.35	1.19	0.84	0.63	1.33	0.84	6E+02
S14 C2	9153	-10.8	0.46	0.95	0.63	0.63	1.00	0.63	1E+07
S14 C3	10266	-12.9	0.39	1.09	0.76	0.63	1.20	0.76	2E+04
S14 C4	8137	-9.0	0.56	0.81	0.53	0.63	0.84	0.53	8E+09
61MS 20km/h C1	12921	-17.8	0.28	1.41	1.04	0.63	1.65	1.04	2E-01
61MS 20km/h C2	10072	-12.5	0.40	1.07	0.73	0.63	1.16	0.73	7E+04
61MS 20km/h C3	12157	-16.4	0.30	1.32	0.96	0.63	1.52	0.96	4E+00
61MS 20km/h C4	9056	-10.6	0.47	0.93	0.62	0.63	0.98	0.62	2E+07
61MS 5km/h C1	14868	-21.4	0.23	1.63	1.25	0.63	1.99	1.25	8E-05
61MS 5km/h C2	11100	-14.4	0.35	1.19	0.84	0.63	1.34	0.84	5E+02
61MS 5km/h C3	14104	-20.0	0.25	1.55	1.17	0.63	1.86	1.17	2E-03
61MS 5km/h C4	10084	-12.5	0.40	1.07	0.73	0.63	1.16	0.73	7E+04

Tabella 4.1. Tensioni e verifiche nella soletta in calcestruzzo sulla trave 1 della prima campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Estradosso Trave 1 Campata 1									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{ed,max}	Ni
peso proprio	5492	-5.1	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	8123	-7.8	0.65	0.71	0.46	0.63	0.72	0.46	8E+12
50E C2	7415	-7.1	0.72	0.64	0.42	0.63	0.66	0.42	2E+15
50E C3	7358	-7.0	0.73	0.63	0.41	0.63	0.65	0.41	7E+15
50E C4	6404	-6.0	0.85	0.52	0.35	0.63	0.56	0.35	3E+23
S6 C1	9776	-9.5	0.54	0.85	0.56	0.63	0.88	0.56	1E+09
S6 C2	8293	-8.0	0.64	0.73	0.47	0.63	0.74	0.47	2E+12
S6 C3	9012	-8.7	0.59	0.79	0.51	0.63	0.81	0.51	5E+10
S6 C4	7277	-7.0	0.73	0.63	0.41	0.63	0.65	0.41	7E+15
S7 C1	10006	-9.8	0.52	0.87	0.57	0.63	0.91	0.57	4E+08
S7 C2	8437	-8.1	0.63	0.74	0.47	0.63	0.75	0.47	1E+12
S7 C3	9242	-9.0	0.57	0.81	0.53	0.63	0.84	0.53	1E+10
S7 C4	7421	-7.1	0.72	0.64	0.42	0.63	0.66	0.42	2E+15
S8 C1	10206	-9.9	0.52	0.88	0.58	0.63	0.92	0.58	3E+08
S8 C2	8573	-8.3	0.61	0.75	0.49	0.63	0.77	0.49	4E+11
S8 C3	9443	-9.2	0.55	0.83	0.54	0.63	0.85	0.54	5E+09
S8 C4	7557	-7.2	0.71	0.65	0.42	0.63	0.67	0.42	1E+15
S9 C1	10316	-10.0	0.51	0.89	0.59	0.63	0.93	0.59	2E+08
S9 C2	8655	-8.3	0.61	0.75	0.49	0.63	0.77	0.49	4E+11
S9 C3	9552	-9.3	0.55	0.83	0.55	0.63	0.86	0.55	3E+09
S9 C4	7639	-7.3	0.70	0.66	0.43	0.63	0.68	0.43	4E+14
S10 C1	10485	-10.2	0.50	0.90	0.60	0.63	0.95	0.60	9E+07
S10 C2	8774	-8.5	0.60	0.77	0.50	0.63	0.79	0.50	1E+11
S10 C3	9725	-9.5	0.54	0.85	0.56	0.63	0.88	0.56	1E+09
S10 C4	7758	-7.4	0.69	0.67	0.43	0.63	0.69	0.43	2E+14
S11 C1	10653	-10.4	0.49	0.92	0.61	0.63	0.97	0.61	4E+07
S11 C2	8884	-8.6	0.59	0.78	0.50	0.63	0.80	0.50	8E+10
S11 C3	9889	-9.6	0.53	0.86	0.56	0.63	0.89	0.56	9E+08
S11 C4	7868	-7.5	0.68	0.68	0.44	0.63	0.70	0.44	7E+13
S12 C1	10788	-10.5	0.49	0.92	0.62	0.63	0.97	0.62	3E+07
S12 C2	8984	-8.7	0.59	0.79	0.51	0.63	0.81	0.51	5E+10
S12 C3	10029	-9.8	0.52	0.87	0.57	0.63	0.91	0.57	4E+08
S12 C4	7968	-7.6	0.67	0.69	0.45	0.63	0.71	0.45	3E+13
S14 C1	11025	-10.7	0.48	0.94	0.63	0.63	0.99	0.63	2E+07
S14 C2	9153	-8.9	0.57	0.80	0.52	0.63	0.83	0.52	2E+10
S14 C3	10266	-10.0	0.51	0.89	0.59	0.63	0.93	0.59	2E+08
S14 C4	8137	-7.8	0.65	0.71	0.46	0.63	0.72	0.46	8E+12
61MS 20km/h C1	12921	-12.4	0.41	1.06	0.73	0.63	1.15	0.73	1E+05
61MS 20km/h C2	10072	-9.8	0.52	0.87	0.57	0.63	0.91	0.57	4E+08
61MS 20km/h C3	12157	-11.8	0.43	1.02	0.69	0.63	1.09	0.69	5E+05
61MS 20km/h C4	9056	-8.8	0.58	0.79	0.52	0.63	0.82	0.52	3E+10
61MS 5km/h C1	14868	-14.1	0.36	1.17	0.83	0.63	1.31	0.83	1E+03
61MS 5km/h C2	11100	-10.8	0.47	0.95	0.63	0.63	1.00	0.63	1E+07
61MS 5km/h C3	14104	-13.4	0.38	1.12	0.79	0.63	1.24	0.79	6E+03
61MS 5km/h C4	10084	-9.8	0.52	0.87	0.57	0.63	0.91	0.57	4E+08

Tabella 4.2. Tensioni e verifiche nell'estradosso della trave 1 della prima campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Soletta superiore Trave 4 Campata 1									
Combinazione	M_y [kNm]	σ_c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R_{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	$E_{cd,max}$	Ni
peso proprio	5430.32	-5.6	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	7452.48	-8.9	0.63	0.78	0.52	0.65	0.81	0.52	1E+11
50E C2	7370.23	-8.8	0.64	0.78	0.52	0.65	0.80	0.52	2E+11
50E C3	6328.74	-7.1	0.79	0.61	0.42	0.65	0.64	0.42	6E+17
50E C4	6320.04	-7.1	0.79	0.61	0.42	0.65	0.64	0.42	6E+17
S6 C1	8267.27	-10.3	0.54	0.89	0.60	0.65	0.93	0.60	2E+08
S6 C2	8125.22	-10.1	0.55	0.88	0.59	0.65	0.91	0.59	4E+08
S6 C3	7143.53	-8.4	0.67	0.74	0.49	0.65	0.76	0.49	2E+12
S6 C4	7075.03	-8.3	0.67	0.73	0.49	0.65	0.75	0.49	4E+12
S7 C1	8388.22	-10.6	0.53	0.92	0.62	0.65	0.96	0.62	5E+07
S7 C2	8219.49	-10.2	0.55	0.89	0.60	0.65	0.92	0.60	2E+08
S7 C3	7264.49	-8.6	0.65	0.76	0.50	0.65	0.78	0.50	6E+11
S7 C4	7169.3	-8.5	0.66	0.75	0.50	0.65	0.77	0.50	1E+12
S8 C1	8500.35	-10.8	0.52	0.93	0.63	0.65	0.98	0.63	3E+07
S8 C2	8307.74	-10.4	0.54	0.90	0.61	0.65	0.94	0.61	1E+08
S8 C3	7376.61	-8.8	0.64	0.78	0.52	0.65	0.80	0.52	2E+11
S8 C4	7257.55	-8.6	0.65	0.76	0.50	0.65	0.78	0.50	6E+11
S9 C1	8561.21	-10.9	0.51	0.94	0.64	0.65	0.99	0.64	2E+07
S9 C2	8341.11	-10.5	0.53	0.91	0.62	0.65	0.95	0.62	8E+07
S9 C3	7437.48	-8.9	0.63	0.78	0.52	0.65	0.81	0.52	1E+11
S9 C4	7290.92	-8.7	0.64	0.77	0.51	0.65	0.79	0.51	3E+11
S10 C1	8657.74	-11.1	0.50	0.95	0.65	0.65	1.00	0.65	9E+06
S10 C2	8414.48	-10.6	0.53	0.92	0.62	0.65	0.96	0.62	5E+07
S10 C3	7534.01	-9.1	0.62	0.80	0.53	0.65	0.82	0.53	3E+10
S10 C4	7364.29	-8.8	0.64	0.78	0.52	0.65	0.80	0.52	2E+11
S11 C1	8746.08	-11.3	0.50	0.97	0.66	0.65	1.02	0.66	4E+06
S11 C2	8476.63	-10.7	0.52	0.92	0.63	0.65	0.97	0.63	4E+07
S11 C3	7622.34	-9.2	0.61	0.81	0.54	0.65	0.83	0.54	2E+10
S11 C4	7426.44	-8.9	0.63	0.78	0.52	0.65	0.81	0.52	1E+11
S12 C1	8824.9	-11.4	0.49	0.98	0.67	0.65	1.03	0.67	3E+06
S12 C2	8532.04	-10.8	0.52	0.93	0.63	0.65	0.98	0.63	3E+07
S12 C3	7701.16	-9.4	0.60	0.82	0.55	0.65	0.85	0.55	8E+09
S12 C4	7481.85	-9.0	0.62	0.79	0.53	0.65	0.81	0.53	6E+10
S14 C1	8958.48	-11.7	0.48	1.00	0.69	0.65	1.06	0.69	1E+06
S14 C2	8622.44	-11.0	0.51	0.95	0.65	0.65	1.00	0.65	1E+07
S14 C3	7834.74	-9.6	0.58	0.84	0.56	0.65	0.87	0.56	3E+09
S14 C4	7572.25	-9.1	0.62	0.80	0.53	0.65	0.82	0.53	3E+10
61MS 20km/h C1	9852.57	-13.6	0.41	1.13	0.80	0.65	1.23	0.80	5E+03
61MS 20km/h C2	9415.55	-12.6	0.44	1.06	0.74	0.65	1.14	0.74	8E+04
61MS 20km/h C3	8728.84	-11.2	0.50	0.96	0.66	0.65	1.01	0.66	6E+06
61MS 20km/h C4	8365.36	-10.5	0.53	0.91	0.62	0.65	0.95	0.62	8E+07
61MS 5km/h C1	10807.86	-15.5	0.36	1.25	0.91	0.65	1.40	0.91	4E+01
61MS 5km/h C2	10274.74	-14.4	0.39	1.18	0.84	0.65	1.30	0.84	6E+02
61MS 5km/h C3	9684.12	-13.2	0.42	1.10	0.77	0.65	1.19	0.77	1E+04
61MS 5km/h C4	9224.55	-12.2	0.46	1.03	0.72	0.65	1.10	0.72	3E+05

Tabella 4.3. Tensioni e verifiche nella soletta in calcestruzzo sulla trave 4 della prima campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Estradosso Trave 4 Campata 1									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{cd,max}	Ni
peso proprio	5430.32	-5.6	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	7452.48	-7.9	0.71	0.70	0.46	0.65	0.72	0.46	8E+13
50E C2	7370.23	-7.8	0.72	0.69	0.46	0.65	0.71	0.46	2E+14
50E C3	6328.74	-6.6	0.85	0.55	0.39	0.65	0.60	0.39	1E+22
50E C4	6320.04	-6.6	0.85	0.55	0.39	0.65	0.60	0.39	1E+22
S6 C1	8267.27	-8.9	0.63	0.78	0.52	0.65	0.81	0.52	1E+11
S6 C2	8125.22	-8.7	0.64	0.77	0.51	0.65	0.79	0.51	3E+11
S6 C3	7143.53	-7.6	0.74	0.67	0.45	0.65	0.69	0.45	1E+15
S6 C4	7075.03	-7.5	0.75	0.66	0.44	0.65	0.68	0.44	4E+15
S7 C1	8388.22	-9.0	0.62	0.79	0.53	0.65	0.81	0.53	6E+10
S7 C2	8219.49	-8.8	0.64	0.78	0.52	0.65	0.80	0.52	2E+11
S7 C3	7264.49	-7.7	0.73	0.68	0.45	0.65	0.70	0.45	5E+14
S7 C4	7169.3	-7.6	0.74	0.67	0.45	0.65	0.69	0.45	1E+15
S8 C1	8500.35	-9.2	0.61	0.81	0.54	0.65	0.83	0.54	2E+10
S8 C2	8307.74	-8.9	0.63	0.78	0.52	0.65	0.81	0.52	1E+11
S8 C3	7376.61	-7.8	0.72	0.69	0.46	0.65	0.71	0.46	2E+14
S8 C4	7257.55	-7.7	0.73	0.68	0.45	0.65	0.70	0.45	5E+14
S9 C1	8561.21	-9.2	0.61	0.81	0.54	0.65	0.83	0.54	2E+10
S9 C2	8341.11	-9.0	0.62	0.79	0.53	0.65	0.81	0.53	6E+10
S9 C3	7437.48	-7.9	0.71	0.70	0.46	0.65	0.72	0.46	8E+13
S9 C4	7290.92	-7.7	0.73	0.68	0.45	0.65	0.70	0.45	5E+14
S10 C1	8657.74	-9.4	0.60	0.82	0.55	0.65	0.85	0.55	8E+09
S10 C2	8414.48	-9.1	0.62	0.80	0.53	0.65	0.82	0.53	3E+10
S10 C3	7534.01	-8.0	0.70	0.70	0.47	0.65	0.72	0.47	4E+13
S10 C4	7364.29	-7.8	0.72	0.69	0.46	0.65	0.71	0.46	2E+14
S11 C1	8746.08	-9.5	0.59	0.83	0.56	0.65	0.86	0.56	5E+09
S11 C2	8476.63	-9.1	0.62	0.80	0.53	0.65	0.82	0.53	3E+10
S11 C3	7622.34	-8.1	0.69	0.71	0.47	0.65	0.73	0.47	2E+13
S11 C4	7426.44	-7.9	0.71	0.70	0.46	0.65	0.72	0.46	8E+13
S12 C1	8824.9	-9.6	0.58	0.84	0.56	0.65	0.87	0.56	3E+09
S12 C2	8532.04	-9.2	0.61	0.81	0.54	0.65	0.83	0.54	2E+10
S12 C3	7701.16	-8.2	0.68	0.72	0.48	0.65	0.74	0.48	8E+12
S12 C4	7481.85	-8.0	0.70	0.70	0.47	0.65	0.72	0.47	4E+13
S14 C1	8958.48	-9.7	0.58	0.85	0.57	0.65	0.88	0.57	2E+09
S14 C2	8622.44	-9.3	0.60	0.82	0.55	0.65	0.84	0.55	1E+10
S14 C3	7834.74	-8.4	0.67	0.74	0.49	0.65	0.76	0.49	2E+12
S14 C4	7572.25	-8.1	0.69	0.71	0.47	0.65	0.73	0.47	2E+13
61MS 20km/h C1	9852.57	-10.7	0.52	0.92	0.63	0.65	0.97	0.63	4E+07
61MS 20km/h C2	9415.55	-10.2	0.55	0.89	0.60	0.65	0.92	0.60	2E+08
61MS 20km/h C3	8728.84	-9.4	0.60	0.82	0.55	0.65	0.85	0.55	8E+09
61MS 20km/h C4	8365.36	-9.0	0.62	0.79	0.53	0.65	0.81	0.53	6E+10
61MS 5km/h C1	10807.86	-11.8	0.47	1.00	0.69	0.65	1.07	0.69	9E+05
61MS 5km/h C2	10274.74	-11.2	0.50	0.96	0.66	0.65	1.01	0.66	6E+06
61MS 5km/h C3	9684.12	-10.6	0.53	0.92	0.62	0.65	0.96	0.62	5E+07
61MS 5km/h C4	9224.55	-10.0	0.56	0.87	0.59	0.65	0.91	0.59	5E+08

Tabella 4.4. Tensioni e verifiche nell'estradosso della trave 4 della prima campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Soletta superiore Trave 1 Campata 2									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{eq} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{cd,max}	Ni
peso proprio	3535.68	-2.4	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	5883.71	-5.6	0.43	0.65	0.33	0.56	0.58	0.33	3E+12
50E C2	5224.71	-4.7	0.51	0.58	0.28	0.56	0.49	0.28	3E+14
50E C3	5237.1	-4.7	0.51	0.58	0.28	0.56	0.49	0.28	3E+14
50E C4	4356.61	-3.5	0.69	0.45	0.21	0.56	0.36	0.21	7E+19
S6 C1	7381.81	-8.0	0.30	0.83	0.47	0.56	0.83	0.47	8E+08
S6 C2	5996.74	-5.7	0.42	0.66	0.33	0.56	0.59	0.33	2E+12
S6 C3	6735.2	-6.7	0.36	0.74	0.39	0.56	0.70	0.39	4E+10
S6 C4	5128.64	-4.6	0.52	0.57	0.27	0.56	0.48	0.27	6E+14
S7 C1	7558.76	-8.3	0.29	0.85	0.49	0.56	0.86	0.49	3E+08
S7 C2	6113.3	-5.9	0.41	0.68	0.35	0.56	0.61	0.35	8E+11
S7 C3	6912.16	-7.2	0.33	0.77	0.42	0.56	0.75	0.42	8E+09
S7 C4	5245.19	-4.7	0.51	0.58	0.28	0.56	0.49	0.28	3E+14
S8 C1	7716.98	-8.6	0.28	0.87	0.50	0.56	0.90	0.50	1E+08
S8 C2	6217.32	-6.0	0.40	0.68	0.35	0.56	0.62	0.35	5E+11
S8 C3	7070.38	-7.4	0.32	0.79	0.43	0.56	0.77	0.43	4E+09
S8 C4	5349.22	-4.9	0.49	0.59	0.29	0.56	0.51	0.29	9E+13
S9 C1	7768.69	-8.7	0.28	0.88	0.51	0.56	0.91	0.51	1E+08
S9 C2	6271.1	-6.1	0.39	0.69	0.36	0.56	0.63	0.36	4E+11
S9 C3	7122.09	-7.5	0.32	0.79	0.44	0.56	0.78	0.44	3E+09
S9 C4	5403	-5.0	0.48	0.60	0.29	0.56	0.52	0.29	5E+13
S10 C1	7889.08	-8.9	0.27	0.89	0.52	0.56	0.93	0.52	7E+07
S10 C2	6353.12	-6.2	0.39	0.70	0.36	0.56	0.65	0.36	2E+11
S10 C3	7242.47	-7.8	0.31	0.82	0.46	0.56	0.81	0.46	1E+09
S10 C4	5485.02	-5.1	0.47	0.61	0.30	0.56	0.53	0.30	3E+13
S11 C1	7978.87	-9.1	0.26	0.90	0.53	0.56	0.95	0.53	4E+07
S11 C2	6423.66	-6.3	0.38	0.71	0.37	0.56	0.66	0.37	2E+11
S11 C3	7332.26	-7.9	0.30	0.82	0.46	0.56	0.82	0.46	1E+09
S11 C4	5555.56	-5.2	0.46	0.62	0.30	0.56	0.54	0.30	2E+13
S12 C1	8056.29	-9.2	0.26	0.91	0.54	0.56	0.96	0.54	3E+07
S12 C2	6479.71	-6.4	0.38	0.72	0.38	0.56	0.67	0.38	1E+11
S12 C3	7409.69	-8.1	0.30	0.84	0.47	0.56	0.84	0.47	6E+08
S12 C4	5611.6	-5.2	0.46	0.62	0.30	0.56	0.54	0.30	2E+13
S14 C1	8149.9	-9.4	0.26	0.92	0.55	0.56	0.98	0.55	2E+07
S14 C2	6559.56	-6.6	0.36	0.73	0.39	0.56	0.69	0.39	6E+10
S14 C3	7503.29	-8.2	0.29	0.84	0.48	0.56	0.85	0.48	4E+08
S14 C4	5691.45	-5.3	0.45	0.63	0.31	0.56	0.55	0.31	1E+13
61MS 20km/h C1	9860.45	-12.5	0.19	1.12	0.73	0.56	1.30	0.73	1E+04
61MS 20km/h C2	7424.78	-8.1	0.30	0.84	0.47	0.56	0.84	0.47	6E+08
61MS 20km/h C3	9213.84	-11.3	0.21	1.04	0.66	0.56	1.18	0.66	2E+05
61MS 20km/h C4	6556.67	-6.6	0.36	0.73	0.39	0.56	0.69	0.39	6E+10
61MS 5km/h C1	11537.41	-15.4	0.16	1.30	0.90	0.56	1.60	0.90	3E+01
61MS 5km/h C2	8310.06	-9.7	0.25	0.94	0.57	0.56	1.01	0.57	9E+06
61MS 5km/h C3	10890.8	-14.3	0.17	1.23	0.84	0.56	1.49	0.84	3E+02
61MS 5km/h C4	7441.95	-8.1	0.30	0.84	0.47	0.56	0.84	0.47	6E+08

Tabella 4.5. Tensioni e verifiche nella soletta in calcestruzzo sulla trave 1 della seconda campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Estradosso Trave 1 Campata 2									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{cd,max}	Ni
peso proprio	3535.68	-2.9	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	5883.71	-5.0	0.58	0.57	0.29	0.56	0.52	0.29	2E+15
50E C2	5224.71	-4.3	0.67	0.50	0.25	0.56	0.45	0.25	2E+18
50E C3	5237.1	-4.4	0.66	0.51	0.26	0.56	0.46	0.26	6E+17
50E C4	4356.61	-3.6	0.81	0.40	0.21	0.56	0.37	0.21	1E+25
S6 C1	7381.81	-6.3	0.46	0.69	0.37	0.56	0.66	0.37	1E+12
S6 C2	5996.74	-5.1	0.57	0.58	0.30	0.56	0.53	0.30	9E+14
S6 C3	6735.2	-5.7	0.51	0.64	0.33	0.56	0.59	0.33	2E+13
S6 C4	5128.64	-4.3	0.67	0.50	0.25	0.56	0.45	0.25	2E+18
S7 C1	7558.76	-6.4	0.45	0.69	0.38	0.56	0.67	0.38	7E+11
S7 C2	6113.3	-5.2	0.56	0.59	0.30	0.56	0.54	0.30	4E+14
S7 C3	6912.16	-5.9	0.49	0.65	0.35	0.56	0.61	0.35	7E+12
S7 C4	5245.19	-4.4	0.66	0.51	0.26	0.56	0.46	0.26	6E+17
S8 C1	7716.98	-6.5	0.45	0.70	0.38	0.56	0.68	0.38	4E+11
S8 C2	6217.32	-5.2	0.56	0.59	0.30	0.56	0.54	0.30	4E+14
S8 C3	7070.38	-6.0	0.48	0.66	0.35	0.56	0.62	0.35	4E+12
S8 C4	5349.22	-4.5	0.64	0.52	0.26	0.56	0.47	0.26	2E+17
S9 C1	7768.69	-6.6	0.44	0.71	0.39	0.56	0.69	0.39	3E+11
S9 C2	6271.1	-5.3	0.55	0.60	0.31	0.56	0.55	0.31	2E+14
S9 C3	7122.09	-6.1	0.48	0.67	0.36	0.56	0.63	0.36	3E+12
S9 C4	5403	-4.5	0.64	0.52	0.26	0.56	0.47	0.26	2E+17
S10 C1	7889.08	-6.7	0.43	0.72	0.39	0.56	0.70	0.39	2E+11
S10 C2	6353.12	-5.4	0.54	0.61	0.32	0.56	0.56	0.32	1E+14
S10 C3	7242.47	-6.2	0.47	0.68	0.36	0.56	0.65	0.36	2E+12
S10 C4	5485.02	-4.6	0.63	0.53	0.27	0.56	0.48	0.27	7E+16
S11 C1	7978.87	-6.7	0.43	0.72	0.39	0.56	0.70	0.39	2E+11
S11 C2	6423.66	-5.4	0.54	0.61	0.32	0.56	0.56	0.32	1E+14
S11 C3	7332.26	-6.2	0.47	0.68	0.36	0.56	0.65	0.36	2E+12
S11 C4	5555.56	-4.7	0.62	0.54	0.28	0.56	0.49	0.28	2E+16
S12 C1	8056.29	-6.8	0.43	0.72	0.40	0.56	0.71	0.40	1E+11
S12 C2	6479.71	-5.5	0.53	0.62	0.32	0.56	0.57	0.32	6E+13
S12 C3	7409.69	-6.3	0.46	0.69	0.37	0.56	0.66	0.37	1E+12
S12 C4	5611.6	-4.7	0.62	0.54	0.28	0.56	0.49	0.28	2E+16
S14 C1	8149.9	-6.9	0.42	0.73	0.40	0.56	0.72	0.40	9E+10
S14 C2	6559.56	-5.6	0.52	0.63	0.33	0.56	0.58	0.33	3E+13
S14 C3	7503.29	-6.4	0.45	0.69	0.38	0.56	0.67	0.38	7E+11
S14 C4	5691.45	-4.8	0.60	0.55	0.28	0.56	0.50	0.28	1E+16
61MS 20km/h C1	9860.45	-8.0	0.36	0.81	0.47	0.56	0.83	0.47	2E+09
61MS 20km/h C2	7424.78	-6.3	0.46	0.69	0.37	0.56	0.66	0.37	1E+12
61MS 20km/h C3	9213.84	-7.6	0.38	0.78	0.45	0.56	0.79	0.45	7E+09
61MS 20km/h C4	6556.67	-5.6	0.52	0.63	0.33	0.56	0.58	0.33	3E+13
61MS 5km/h C1	11537.41	-9.0	0.32	0.88	0.53	0.56	0.94	0.53	1E+08
61MS 5km/h C2	8310.06	-7.0	0.41	0.74	0.41	0.56	0.73	0.41	6E+10
61MS 5km/h C3	10890.8	-8.7	0.33	0.86	0.51	0.56	0.91	0.51	3E+08
61MS 5km/h C4	7441.95	-6.3	0.46	0.69	0.37	0.56	0.66	0.37	1E+12

Tabella 4.6. Tensioni e verifiche nell'estradosso della trave 1 della seconda campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Soletta superiore Trave 3 Campata 2									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{cd,max}	Ni
peso proprio	4128.84	-4.7	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	6211.21	-6.0	0.78	0.55	0.35	0.62	0.56	0.35	3E+19
50E C2	6029.7	-5.8	0.81	0.53	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+21
50E C3	5080.96	-4.5	0.96	0.26	0.26	0.62	0.42	0.26	9E+49
50E C4	5069.97	-4.5	0.96	0.26	0.26	0.62	0.42	0.26	9E+49
S6 C1	7044.75	-7.4	0.64	0.69	0.43	0.62	0.70	0.43	1E+13
S6 C2	6740.52	-6.9	0.68	0.65	0.40	0.62	0.65	0.40	6E+14
S6 C3	5914.5	-5.6	0.84	0.50	0.33	0.62	0.53	0.33	3E+23
S6 C4	5780.78	-5.5	0.85	0.49	0.32	0.62	0.52	0.32	7E+24
S7 C1	7152.79	-7.6	0.62	0.71	0.45	0.62	0.71	0.45	4E+12
S7 C2	6808.73	-7.0	0.67	0.66	0.41	0.62	0.66	0.41	3E+14
S7 C3	6022.54	-5.8	0.81	0.53	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+21
S7 C4	5849	-5.6	0.84	0.50	0.33	0.62	0.53	0.33	3E+23
S8 C1	7251.03	-7.8	0.60	0.73	0.46	0.62	0.73	0.46	1E+12
S8 C2	6867.33	-7.1	0.66	0.67	0.42	0.62	0.67	0.42	1E+14
S8 C3	6120.78	-5.9	0.80	0.54	0.35	0.62	0.55	0.35	2E+20
S8 C4	5907.6	-5.6	0.84	0.50	0.33	0.62	0.53	0.33	3E+23
S9 C1	7289.13	-7.8	0.60	0.73	0.46	0.62	0.73	0.46	1E+12
S9 C2	6875.41	-7.1	0.66	0.67	0.42	0.62	0.67	0.42	1E+14
S9 C3	6158.88	-6.0	0.78	0.55	0.35	0.62	0.56	0.35	3E+19
S9 C4	5915.68	-5.6	0.84	0.50	0.33	0.62	0.53	0.33	3E+23
S10 C1	7365.13	-8.0	0.59	0.75	0.47	0.62	0.75	0.47	4E+11
S10 C2	6918.69	-7.2	0.65	0.68	0.42	0.62	0.68	0.42	5E+13
S10 C3	6234.88	-6.1	0.77	0.56	0.36	0.62	0.57	0.36	6E+18
S10 C4	5958.96	-5.7	0.82	0.51	0.33	0.62	0.54	0.33	2E+22
S11 C1	7424.54	-8.1	0.58	0.75	0.47	0.62	0.76	0.47	2E+11
S11 C2	6952.07	-7.2	0.65	0.68	0.42	0.62	0.68	0.42	5E+13
S11 C3	6294.29	-6.2	0.76	0.58	0.36	0.62	0.58	0.36	1E+18
S11 C4	5992.33	-5.7	0.82	0.51	0.33	0.62	0.54	0.33	2E+22
S12 C1	7475.48	-8.2	0.57	0.76	0.48	0.62	0.77	0.48	1E+11
S12 C2	6977.73	-7.3	0.64	0.68	0.43	0.62	0.69	0.43	3E+13
S12 C3	6345.23	-6.2	0.76	0.58	0.36	0.62	0.58	0.36	1E+18
S12 C4	6018	-5.8	0.81	0.53	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+21
S14 C1	7543.23	-8.3	0.57	0.77	0.49	0.62	0.78	0.49	8E+10
S14 C2	7009.35	-7.3	0.64	0.68	0.43	0.62	0.69	0.43	3E+13
S14 C3	6412.98	-6.3	0.75	0.59	0.37	0.62	0.59	0.37	3E+17
S14 C4	6049.61	-5.8	0.81	0.53	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+21
61MS 20km/h C1	8508.11	-10.1	0.47	0.91	0.59	0.62	0.95	0.59	6E+07
61MS 20km/h C2	7883.85	-8.9	0.53	0.82	0.52	0.62	0.84	0.52	6E+09
61MS 20km/h C3	7377.86	-8.0	0.59	0.75	0.47	0.62	0.75	0.47	4E+11
61MS 20km/h C4	6924.12	-7.2	0.65	0.68	0.42	0.62	0.68	0.42	5E+13
61MS 5km/h C1	9464.76	-11.8	0.40	1.03	0.69	0.62	1.11	0.69	4E+05
61MS 5km/h C2	8723.82	-10.4	0.45	0.93	0.61	0.62	0.98	0.61	2E+07
61MS 5km/h C3	8334.51	-9.7	0.48	0.88	0.57	0.62	0.91	0.57	3E+08
61MS 5km/h C4	7764.09	-8.7	0.54	0.80	0.51	0.62	0.82	0.51	1E+10

Tabella 4.7. Tensioni e verifiche nella soletta in calcestruzzo sulla trave 3 della seconda campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Estradosso Trave 3 Campata 2									
Combinazione	M _y [kNm]	σ _c [Mpa]	Verifica 1		Verifica 2			Verifica 3	
			R _{equ} [-]	C.S.	1° termine	2° termine	C.S.	E _{cd,max}	Ni
peso proprio	4128.84	-3.4	-	-	-	-	-	-	-
50E C1	6211.21	-5.2	0.65	0.56	0.30	0.62	0.49	0.30	3E+16
50E C2	6029.7	-5.1	0.67	0.55	0.30	0.62	0.48	0.30	1E+17
50E C3	5080.96	-4.3	0.79	0.45	0.25	0.62	0.40	0.25	8E+22
50E C4	5069.97	-4.2	0.81	0.43	0.25	0.62	0.39	0.25	2E+24
S6 C1	7044.75	-6.0	0.57	0.63	0.35	0.62	0.56	0.35	6E+13
S6 C2	6740.52	-5.7	0.60	0.61	0.33	0.62	0.54	0.33	5E+14
S6 C3	5914.5	-5.0	0.68	0.54	0.29	0.62	0.47	0.29	3E+17
S6 C4	5780.78	-4.9	0.69	0.53	0.29	0.62	0.46	0.29	1E+18
S7 C1	7152.79	-6.1	0.56	0.64	0.36	0.62	0.57	0.36	3E+13
S7 C2	6808.73	-5.8	0.59	0.62	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+14
S7 C3	6022.54	-5.1	0.67	0.55	0.30	0.62	0.48	0.30	1E+17
S7 C4	5849	-4.9	0.69	0.53	0.29	0.62	0.46	0.29	1E+18
S8 C1	7251.03	-6.2	0.55	0.65	0.36	0.62	0.58	0.36	2E+13
S8 C2	6867.33	-5.8	0.59	0.62	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+14
S8 C3	6120.78	-5.2	0.65	0.56	0.30	0.62	0.49	0.30	3E+16
S8 C4	5907.6	-5.0	0.68	0.54	0.29	0.62	0.47	0.29	3E+17
S9 C1	7289.13	-6.2	0.55	0.65	0.36	0.62	0.58	0.36	2E+13
S9 C2	6875.41	-5.8	0.59	0.62	0.34	0.62	0.55	0.34	2E+14
S9 C3	6158.88	-5.2	0.65	0.56	0.30	0.62	0.49	0.30	3E+16
S9 C4	5915.68	-5.0	0.68	0.54	0.29	0.62	0.47	0.29	3E+17
S10 C1	7365.13	-6.3	0.54	0.66	0.37	0.62	0.59	0.37	1E+13
S10 C2	6918.69	-5.9	0.58	0.63	0.35	0.62	0.55	0.35	1E+14
S10 C3	6234.88	-5.3	0.64	0.57	0.31	0.62	0.50	0.31	1E+16
S10 C4	5958.96	-5.0	0.68	0.54	0.29	0.62	0.47	0.29	3E+17
S11 C1	7424.54	-6.3	0.54	0.66	0.37	0.62	0.59	0.37	1E+13
S11 C2	6952.07	-5.9	0.58	0.63	0.35	0.62	0.55	0.35	1E+14
S11 C3	6294.29	-5.3	0.64	0.57	0.31	0.62	0.50	0.31	1E+16
S11 C4	5992.33	-5.1	0.67	0.55	0.30	0.62	0.48	0.30	1E+17
S12 C1	7475.48	-6.3	0.54	0.66	0.37	0.62	0.59	0.37	1E+13
S12 C2	6977.73	-5.9	0.58	0.63	0.35	0.62	0.55	0.35	1E+14
S12 C3	6345.23	-5.4	0.63	0.58	0.32	0.62	0.51	0.32	5E+15
S12 C4	6018	-5.1	0.67	0.55	0.30	0.62	0.48	0.30	1E+17
S14 C1	7543.23	-6.4	0.53	0.67	0.38	0.62	0.60	0.38	6E+12
S14 C2	7009.35	-6.0	0.57	0.63	0.35	0.62	0.56	0.35	6E+13
S14 C3	6412.98	-5.4	0.63	0.58	0.32	0.62	0.51	0.32	5E+15
S14 C4	6049.61	-5.1	0.67	0.55	0.30	0.62	0.48	0.30	1E+17
61MS 20km/h C1	8508.11	-7.1	0.48	0.73	0.42	0.62	0.67	0.42	2E+11
61MS 20km/h C2	7883.85	-6.7	0.51	0.69	0.39	0.62	0.63	0.39	1E+12
61MS 20km/h C3	7377.86	-6.3	0.54	0.66	0.37	0.62	0.59	0.37	1E+13
61MS 20km/h C4	6924.12	-5.9	0.58	0.63	0.35	0.62	0.55	0.35	1E+14
61MS 5km/h C1	9464.76	-7.7	0.44	0.77	0.45	0.62	0.72	0.45	2E+10
61MS 5km/h C2	8723.82	-7.3	0.47	0.74	0.43	0.62	0.69	0.43	9E+10
61MS 5km/h C3	8334.51	-7.0	0.49	0.72	0.41	0.62	0.66	0.41	3E+11
61MS 5km/h C4	7764.09	-6.6	0.52	0.69	0.39	0.62	0.62	0.39	2E+12

Tabella 4.8. Tensioni e verifiche nell'estradosso della trave 3 della seconda campata per le diverse combinazioni di carico a fatica

Per maggiore chiarezza, nei seguenti grafici sono stati riportati i risultati delle verifiche a fatica relative alla soletta e alle travi maggiormente sollecitate delle due campate:

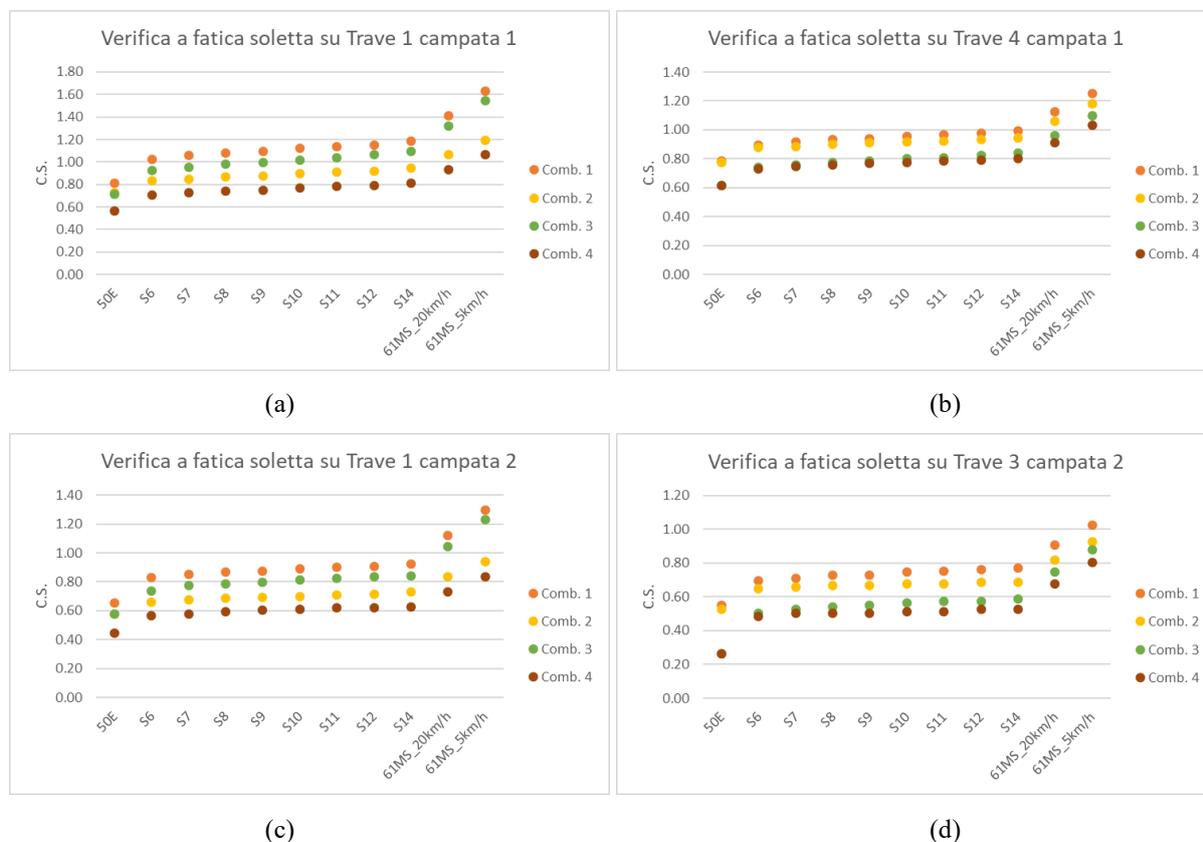


Figura 4.4. Grafici rappresentanti i coefficienti di sfruttamento nelle diverse combinazioni di carico a fatica per la soletta sulla trave 1 della prima campata (a), per la soletta sulla trave 4 della prima campata (b), per la soletta sulla trave 1 della seconda campata (c), per la soletta sulla trave 3 della seconda campata (d)

È possibile notare come le travi centrali abbiano coefficienti di sfruttamento significativamente inferiori rispetto a quelli delle travi di bordo, e che in alcune combinazioni critiche il valore della tensione di compressione nell’estradosso della soletta si avvicini alla resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo f_{cd} .

4.2.3 La fatica nell’acciaio

L’analisi del fenomeno della fatica dell’acciaio presente all’interno delle travi segue delle procedure analoghe a quelle della terza verifica illustrata per il calcestruzzo, in quanto in questo caso sono presenti dei grafici S-N ed è possibile calcolare il numero di cicli N_i alla quale un elemento può resistere per quel determinato valore di $\Delta\sigma_i$ derivante dall’i-esima combinazione di carico a fatica.

Di seguito è riportato un grafico qualitativo della curva S-N per l'acciaio e i parametri da cui dipende tale curva:

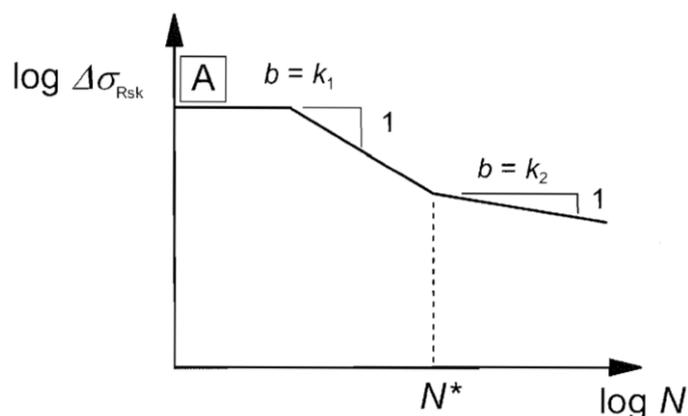


Figura 4.5. Grafico qualitativo della curva S-N per l'acciaio

4.2.3.1 La fatica nell'armatura lenta

La resistenza a fatica per le barre d'armatura ordinaria dipende principalmente dal tipo di barra, che può essere liscia o ad aderenza migliorata. In particolar modo, le barre ad aderenza migliorata presentano una resistenza a fatica inferiore rispetto alle barre lisce, in quanto si manifesta una concentrazione delle tensioni in corrispondenza delle nervature. Per l'armatura lenta presente all'interno delle travi è possibile tracciare la curva S-N attraverso i parametri riportati all'interno della tabella 6.3N del EN1992-1-1, di seguito riportata:

Type of reinforcement	N^*	stress exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) at N^* cycles
		k_1	k_2	
Straight and bent bars ¹	10^6	5	9	162,5
Welded bars and wire fabrics	10^7	3	5	58,5
Splicing devices	10^7	3	5	35

Note 1: Values for $\Delta\sigma_{Rsk}$ are those for straight bars. Values for bent bars should be obtained using a reduction factor $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$.
 where:
 D diameter of the mandrel
 ϕ bar diameter

Tabella 4.9. Parametri per tracciare la curva S-N per l'armatura lenta

Nel caso studio le barre di armatura sono disposte in maniera rettilinea senza punti di saldatura intermedi, perciò per la costruzione della curva S-N sono stati utilizzati i parametri della prima riga.

Tale curva è stata di seguito riportata su scala bi-logaritmica:

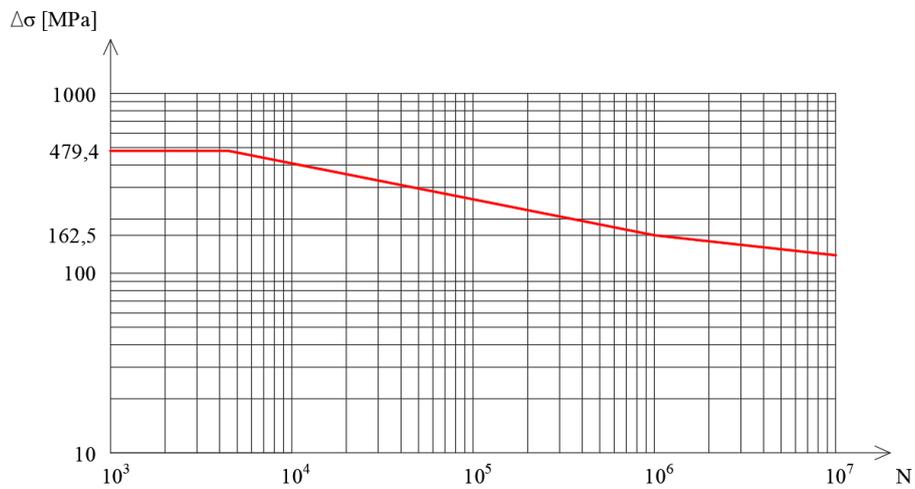


Figura 4.6. Curva S-N per l'armatura lenta del caso studio

Di seguito sono riportate le tabelle relative alle diverse sezioni individuate per calcolare le tensioni nelle armature ordinarie. In esse sono riportati, in funzione delle combinazioni di carico a fatica, i numeri di cicli N ai quali l'armatura più sollecitata sarebbe in grado di resistere se fossero applicate variazioni di tensione con la medesima ampiezza di quelle prodotte dai carichi eccezionali.

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Armatura lenta inferiore Trave 1 Campata 1				
Combinazione	M _y [kNm]	σ _y [Mpa]	Δσ _y [Mpa]	NMAX(Δσ)
peso proprio	5492	-88.1	-	-
50E C1	8123	-0.6	87.5	>10 ⁶
50E C2	7415	-23.1	65.0	>10 ⁶
50E C3	7358	-24.9	63.2	>10 ⁶
50E C4	6404	-55.2	32.9	>10 ⁶
S6 C1	9776	94.1	182.2	5·10 ⁵
S6 C2	8293	5.4	93.5	>10 ⁶
S6 C3	9012	42.8	130.9	>10 ⁶
S6 C4	7277	-27.5	60.6	>10 ⁶
S7 C1	10006	110.8	198.9	3·10 ⁵
S7 C2	8437	11.4	99.5	>10 ⁶
S7 C3	9242	57.4	145.5	>10 ⁶
S7 C4	7421	-22.9	65.2	>10 ⁶
S8 C1	10206	125.7	213.8	2·10 ⁵
S8 C2	8573	17.9	106.0	>10 ⁶
S8 C3	9443	70.8	158.9	>10 ⁶
S8 C4	7557	-18.6	69.5	>10 ⁶
S9 C1	10316	134	222.1	2·10 ⁵
S9 C2	8655	22.2	110.3	>10 ⁶
S9 C3	9552	78.3	166.4	8·10 ⁵
S9 C4	7639	-16	72.1	>10 ⁶
S10 C1	10485	146.9	235.0	10 ⁵
S10 C2	8774	28.8	116.9	>10 ⁶
S10 C3	9725	90.4	178.5	5·10 ⁵
S10 C4	7758	-12.2	75.9	>10 ⁶
S11 C1	10653	159.8	247.9	10 ⁵
S11 C2	8884	35.1	123.2	>10 ⁶
S11 C3	9889	102.2	190.3	4·10 ⁵
S11 C4	7868	-8.7	79.4	>10 ⁶
S12 C1	10788	170.4	258.5	9·10 ⁴
S12 C2	8984	41.1	129.2	>10 ⁶
S12 C3	10029	112.5	200.6	3·10 ⁵
S12 C4	7968	-5.5	82.6	>10 ⁶
S14 C1	11025	189	277.1	7·10 ⁴
S14 C2	9153	51.7	139.8	>10 ⁶
S14 C3	10266	130.2	218.3	2·10 ⁵
S14 C4	8137	-0.1	88.0	>10 ⁶
61MS 20km/h C1	12921	343	431.1	7·10 ³
61MS 20km/h C2	10072	115.7	203.8	3·10 ⁵
61MS 20km/h C3	12157	280.2	368.3	10 ⁴
61MS 20km/h C4	9056	45.6	133.7	>10 ⁶
61MS 5km/h C1	14868	505.1	593.2	-
61MS 5km/h C2	11100	194.9	283.0	6·10 ⁴
61MS 5km/h C3	14104	441.2	529.3	-
61MS 5km/h C4	10084	116.6	204.7	3·10 ⁵

Tabella 4.10. Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per l'armatura lenta più sollecitata della trave 1 della campata 1

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Armatura lenta inferiore Trave 4 Campata 1				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_y [Mpa]	$\Delta\sigma_y$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma)$
peso proprio	5430.32	-83.7	-	-
50E C1	7452.48	-18.4	65.3	$>10^6$
50E C2	7370.23	-21	62.7	$>10^6$
50E C3	6328.74	-54.7	29.0	$>10^6$
50E C4	6320.04	-55	28.7	$>10^6$
S6 C1	8267.27	9.5	93.2	$>10^6$
S6 C2	8125.22	3.8	87.5	$>10^6$
S6 C3	7143.53	-28.3	55.4	$>10^6$
S6 C4	7075.03	-30.6	53.1	$>10^6$
S7 C1	8388.22	14.9	98.6	$>10^6$
S7 C2	8219.49	7.5	91.2	$>10^6$
S7 C3	7264.49	-24.5	59.2	$>10^6$
S7 C4	7169.3	-27.5	56.2	$>10^6$
S8 C1	8500.35	20.5	104.2	$>10^6$
S8 C2	8307.74	11.3	95.0	$>10^6$
S8 C3	7376.61	-20.8	62.9	$>10^6$
S8 C4	7257.55	-24.6	59.1	$>10^6$
S9 C1	8561.21	23.8	107.5	$>10^6$
S9 C2	8341.11	12.8	96.5	$>10^6$
S9 C3	7437.48	-18.9	64.8	$>10^6$
S9 C4	7290.92	-23.6	60.1	$>10^6$
S10 C1	8657.74	29.2	112.9	$>10^6$
S10 C2	8414.48	16.2	99.9	$>10^6$
S10 C3	7534.01	-15.7	68.0	$>10^6$
S10 C4	7364.29	-21.2	62.5	$>10^6$
S11 C1	8746.08	34.2	117.9	$>10^6$
S11 C2	8476.63	19.3	103.0	$>10^6$
S11 C3	7622.34	-12.9	70.8	$>10^6$
S11 C4	7426.44	-19.2	64.5	$>10^6$
S12 C1	8824.9	38.9	122.6	$>10^6$
S12 C2	8532.04	22.2	105.9	$>10^6$
S12 C3	7701.16	-10.3	73.4	$>10^6$
S12 C4	7481.85	-17.4	66.3	$>10^6$
S14 C1	8958.48	47.1	130.8	$>10^6$
S14 C2	8622.44	27.1	110.8	$>10^6$
S14 C3	7834.74	-6	77.7	$>10^6$
S14 C4	7572.25	-14.5	69.2	$>10^6$
61MS 20km/h C1	9852.57	108.2	191.9	$4 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C2	9415.55	77.2	160.9	$>10^6$
61MS 20km/h C3	8728.84	33.2	116.9	$>10^6$
61MS 20km/h C4	8365.36	13.9	97.6	$>10^6$
61MS 5km/h C1	10807.86	181	264.7	$8 \cdot 10^4$
61MS 5km/h C2	10274.74	139.7	223.4	$2 \cdot 10^5$
61MS 5km/h C3	9684.12	96	179.7	$6 \cdot 10^5$
61MS 5km/h C4	9224.55	64.3	148.0	$>10^6$

Tabella 4.11. *Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per l'armatura lenta più sollecitata della trave 4 della campata 1*

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Armatura lenta inferiore Trave 1 Campata 2				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_y [Mpa]	$\Delta\sigma_y$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma)$
peso proprio	3535.68	-89.4	-	-
50E C1	5883.71	-11.7	77.7	$>10^6$
50E C2	5224.71	-33.5	55.9	$>10^6$
50E C3	5237.1	-33.1	56.3	$>10^6$
50E C4	4356.61	-62.2	27.2	$>10^6$
S6 C1	7381.81	76.4	165.8	10^6
S6 C2	5996.74	-7.9	81.5	$>10^6$
S6 C3	6735.2	26	115.4	$>10^6$
S6 C4	5128.64	-36.7	52.7	$>10^6$
S7 C1	7558.76	92	181.4	$5 \cdot 10^5$
S7 C2	6113.3	-4.1	85.3	$>10^6$
S7 C3	6912.16	38.5	127.9	$>10^6$
S7 C4	5245.19	-32.8	56.6	$>10^6$
S8 C1	7716.98	106.3	195.7	$4 \cdot 10^5$
S8 C2	6217.32	-0.6	88.8	$>10^6$
S8 C3	7070.38	50.6	140.0	$>10^6$
S8 C4	5349.22	-29.4	60.0	$>10^6$
S9 C1	7768.69	111.1	200.5	$3 \cdot 10^5$
S9 C2	6271.1	1.3	90.7	$>10^6$
S9 C3	7122.09	54.7	144.1	$>10^6$
S9 C4	5403	-27.6	61.8	$>10^6$
S10 C1	7889.08	122.3	211.7	$2 \cdot 10^5$
S10 C2	6353.12	4.5	93.9	$>10^6$
S10 C3	7242.47	64.5	153.9	$>10^6$
S10 C4	5485.02	-24.9	64.5	$>10^6$
S11 C1	7978.87	130.7	220.1	$2 \cdot 10^5$
S11 C2	6423.66	7.7	97.1	$>10^6$
S11 C3	7332.26	72.1	161.5	$>10^6$
S11 C4	5555.56	-22.5	66.9	$>10^6$
S12 C1	8056.29	138	227.4	10^5
S12 C2	6479.71	10.5	99.9	$>10^6$
S12 C3	7409.69	78.8	168.2	$8 \cdot 10^5$
S12 C4	5611.6	-20.7	68.7	$>10^6$
S14 C1	8149.9	147	236.4	10^5
S14 C2	6559.56	15	104.4	$>10^6$
S14 C3	7503.29	87	176.4	$6 \cdot 10^5$
S14 C4	5691.45	-18.1	71.3	$>10^6$
61MS 20km/h C1	9860.45	316.7	406.1	10^4
61MS 20km/h C2	7424.78	80.2	169.6	$8 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C3	9213.84	251.7	341.1	$2 \cdot 10^4$
61MS 20km/h C4	6556.67	14.8	104.2	$>10^6$
61MS 5km/h C1	11537.41	487.6	577.0	-
61MS 5km/h C2	8310.06	162.4	251.8	10^5
61MS 5km/h C3	10890.8	421.5	510.9	-
61MS 5km/h C4	7441.95	81.6	171.0	$7 \cdot 10^5$

Tabella 4.12. Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per l'armatura lenta più sollecitata della trave 1 della campata 2

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Armatura lenta inferiore Trave 3 Campata 2				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_y [Mpa]	$\Delta\sigma_y$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma)$
peso proprio	4128.84	-69.8	-	-
50E C1	6211.21	-0.8	69.0	$>10^6$
50E C2	6029.7	-6.8	63.0	$>10^6$
50E C3	5080.96	-38.2	31.6	$>10^6$
50E C4	5069.97	-38.6	31.2	$>10^6$
S6 C1	7044.75	48.6	118.4	$>10^6$
S6 C2	6740.52	26.4	96.2	$>10^6$
S6 C3	5914.5	-10.7	59.1	$>10^6$
S6 C4	5780.78	-15.1	54.7	$>10^6$
S7 C1	7152.79	57.2	127.0	$>10^6$
S7 C2	6808.73	31.1	100.9	$>10^6$
S7 C3	6022.54	-7.1	62.7	$>10^6$
S7 C4	5849	-12.8	57.0	$>10^6$
S8 C1	7251.03	65.3	135.1	$>10^6$
S8 C2	6867.33	35.2	105.0	$>10^6$
S8 C3	6120.78	-3.8	66.0	$>10^6$
S8 C4	5907.6	-10.9	58.9	$>10^6$
S9 C1	7289.13	68.5	138.3	$>10^6$
S9 C2	6875.41	35.8	105.6	$>10^6$
S9 C3	6158.88	-2.6	67.2	$>10^6$
S9 C4	5915.68	-10.6	59.2	$>10^6$
S10 C1	7365.13	75	144.8	$>10^6$
S10 C2	6918.69	39	108.8	$>10^6$
S10 C3	6234.88	0	69.8	$>10^6$
S10 C4	5958.96	-9.2	60.6	$>10^6$
S11 C1	7424.54	80.2	150.0	$>10^6$
S11 C2	6952.07	41.5	111.3	$>10^6$
S11 C3	6294.29	2.2	72.0	$>10^6$
S11 C4	5992.33	-8.1	61.7	$>10^6$
S12 C1	7475.48	84.5	154.3	$>10^6$
S12 C2	6977.73	43.4	113.2	$>10^6$
S12 C3	6345.23	4.2	74.0	$>10^6$
S12 C4	6018	-7.2	62.6	$>10^6$
S14 C1	7543.23	90.6	160.4	$>10^6$
S14 C2	7009.35	45.8	115.6	$>10^6$
S14 C3	6412.98	7.2	77.0	$>10^6$
S14 C4	6049.61	-6.2	63.6	$>10^6$
61MS 20km/h C1	8508.11	181.7	251.5	10^5
61MS 20km/h C2	7883.85	121.8	191.6	$4 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C3	7377.86	76.1	145.9	$>10^6$
61MS 20km/h C4	6924.12	39.4	109.2	$>10^6$
61MS 5km/h C1	9464.76	276.8	346.6	$2 \cdot 10^4$
61MS 5km/h C2	8723.82	202.9	272.7	$7 \cdot 10^4$
61MS 5km/h C3	8334.51	164.8	234.6	10^5
61MS 5km/h C4	7764.09	110.6	180.4	$6 \cdot 10^5$

Tabella 4.13. *Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per l'armatura lenta più sollecitata della trave 3 della campata 2*

4.2.3.2 La fatica nei cavi da precompressione

Per i cavi da precompressione presenti all'interno delle travi è possibile tracciare la curva S-N attraverso i parametri riportati all'interno della tabella 6.4N del EN1992-1-1, di seguito riportata:

S-N curve of prestressing steel used for	N^*	stress exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) at N^* cycles
		k_1	k_2	
pre-tensioning	10^6	5	9	185
post-tensioning				
– single strands in plastic ducts	10^6	5	9	185
– straight tendons or curved tendons in plastic ducts	10^6	5	10	150
– curved tendons in steel ducts	10^6	5	7	120
– splicing devices	10^6	5	5	80

Tabella 4.14. Parametri per tracciare la curva S-N per l'acciaio da precompressione

Nel caso studio i cavi sono stati post tesi e inseriti all'interno di guaine in plastica, perciò per la costruzione della curva S-N sono stati utilizzati i parametri della terza riga. Tale curva è stata di seguito riportata su scala bi-logaritmica:

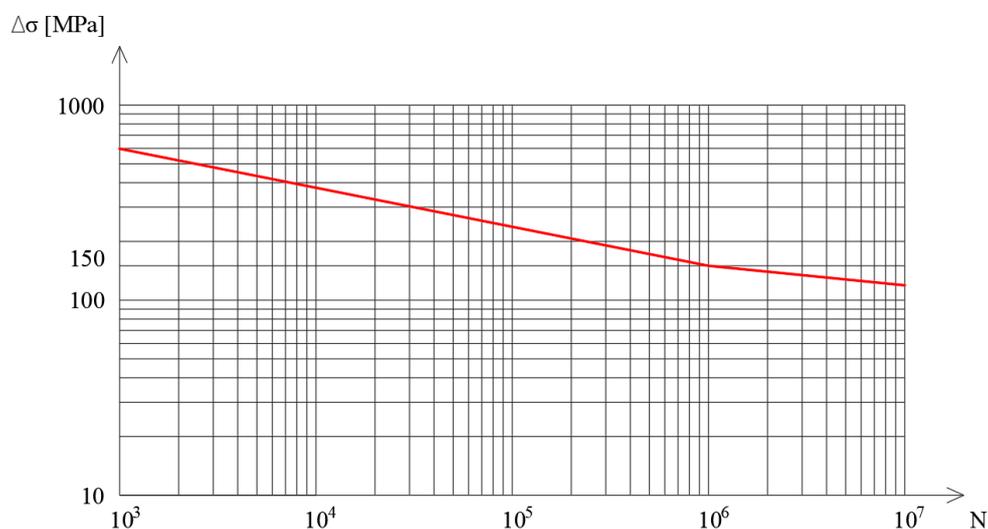


Figura 4.7. Curva S-N per l'acciaio da precompressione del caso studio

Di seguito sono riportate le tabelle relative alle diverse sezioni individuate per calcolare le tensioni nei cavi da precompressione. In esse sono riportati, in funzione delle combinazioni di carico a fatica, i numeri di cicli N ai quali il cavo più sollecitato sarebbe in grado di resistere se fossero applicate variazioni di tensione con la medesima ampiezza di quelle prodotte dai carichi eccezionali.

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Cavo da precompressione Trave 1 Campata 1				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_p [Mpa]	$\Delta\sigma_p$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma_p)$
peso proprio	5492	916.8	-	-
50E C1	8123	994.1	77.3	$>10^6$
50E C2	7415	973.2	56.4	$>10^6$
50E C3	7358	971.5	54.7	$>10^6$
50E C4	6404	943.2	26.4	$>10^6$
S6 C1	9776	1083	166.2	$6 \cdot 10^5$
S6 C2	8293	999.8	83.0	$>10^6$
S6 C3	9012	1035	118.2	$>10^6$
S6 C4	7277	969	52.2	$>10^6$
S7 C1	10006	1099	182.2	$3 \cdot 10^5$
S7 C2	8437	1005	88.2	$>10^6$
S7 C3	9242	1049	132.2	$>10^6$
S7 C4	7421	973.3	56.5	$>10^6$
S8 C1	10206	1113	196.2	$2 \cdot 10^5$
S8 C2	8573	1011	94.2	$>10^6$
S8 C3	9443	1061	144.2	$>10^6$
S8 C4	7557	977.4	60.6	$>10^6$
S9 C1	10316	1121	204.2	$2 \cdot 10^5$
S9 C2	8655	1015	98.2	$>10^6$
S9 C3	9552	1068	151.2	10^6
S9 C4	7639	979.8	63.0	$>10^6$
S10 C1	10485	1133	216.2	10^5
S10 C2	8774	1022	105.2	$>10^6$
S10 C3	9725	1080	163.2	$6 \cdot 10^5$
S10 C4	7758	983.3	66.5	$>10^6$
S11 C1	10653	1146	229.2	10^5
S11 C2	8884	1028	111.2	$>10^6$
S11 C3	9889	1091	174.2	$4 \cdot 10^5$
S11 C4	7868	986.6	69.8	$>10^6$
S12 C1	10788	1155	238.2	$9 \cdot 10^4$
S12 C2	8984	1033	116.2	$>10^6$
S12 C3	10029	1101	184.2	$2 \cdot 10^5$
S12 C4	7968	989.5	72.7	$>10^6$
S14 C1	11025	1173	256.2	$6 \cdot 10^4$
S14 C2	9153	1043	126.2	$>10^6$
S14 C3	10266	1117	200.2	$2 \cdot 10^5$
S14 C4	8137	994.6	77.8	$>10^6$
61MS 20km/h C1	12921	1319	402.2	$7 \cdot 10^3$
61MS 20km/h C2	10072	1104	187.2	$2 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C3	12157	1259	342.2	10^4
61MS 20km/h C4	9056	1038	121.2	$>10^6$
61MS 5km/h C1	14868	1473	556.2	-
61MS 5km/h C2	11100	1179	262.2	$6 \cdot 10^4$
61MS 5km/h C3	14104	1412	495.2	-
61MS 5km/h C4	10084	1105	188.2	$3 \cdot 10^5$

Tabella 4.15. Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per il cavo da precompressione più sollecitato della trave 1 della campata 1

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Cavo da precompressione Trave 4 Campata 1				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_p [Mpa]	Δσ_p [Mpa]	N_{MAX}(Δσ_p)
peso proprio	5430.32	916.3	-	-
50E C1	7452.48	977.1	60.8	>10 ⁶
50E C2	7370.23	974.6	58.3	>10 ⁶
50E C3	6328.74	943.3	27.0	>10 ⁶
50E C4	6320.04	943	26.7	>10 ⁶
S6 C1	8267.27	1003	86.7	>10 ⁶
S6 C2	8125.22	997.7	81.4	>10 ⁶
S6 C3	7143.53	967.8	51.5	>10 ⁶
S6 C4	7075.03	965.7	49.4	>10 ⁶
S7 C1	8388.22	1008	91.7	>10 ⁶
S7 C2	8219.49	1001	84.7	>10 ⁶
S7 C3	7264.49	971.4	55.1	>10 ⁶
S7 C4	7169.3	968.6	52.3	>10 ⁶
S8 C1	8500.35	1013	96.7	>10 ⁶
S8 C2	8307.74	1005	88.7	>10 ⁶
S8 C3	7376.61	974.8	58.5	>10 ⁶
S8 C4	7257.55	971.2	54.9	>10 ⁶
S9 C1	8561.21	1016	99.7	>10 ⁶
S9 C2	8341.11	1006	89.7	>10 ⁶
S9 C3	7437.48	976.6	60.3	>10 ⁶
S9 C4	7290.92	972.2	55.9	>10 ⁶
S10 C1	8657.74	1021	104.7	>10 ⁶
S10 C2	8414.48	1009	92.7	>10 ⁶
S10 C3	7534.01	979.5	63.2	>10 ⁶
S10 C4	7364.29	974.4	58.1	>10 ⁶
S11 C1	8746.08	1026	109.7	>10 ⁶
S11 C2	8476.63	1012	95.7	>10 ⁶
S11 C3	7622.34	982.2	65.9	>10 ⁶
S11 C4	7426.44	976.3	60.0	>10 ⁶
S12 C1	8824.9	1031	114.7	>10 ⁶
S12 C2	8532.04	1015	98.7	>10 ⁶
S12 C3	7701.16	984.6	68.3	>10 ⁶
S12 C4	7481.85	978	61.7	>10 ⁶
S14 C1	8958.48	1038	121.7	>10 ⁶
S14 C2	8622.44	1020	103.7	>10 ⁶
S14 C3	7834.74	988.6	72.3	>10 ⁶
S14 C4	7572.25	980.7	64.4	>10 ⁶
61MS 20km/h C1	9852.57	1096	179.7	4·10 ⁵
61MS 20km/h C2	9415.55	1067	150.7	10 ⁶
61MS 20km/h C3	8728.84	1025	108.7	>10 ⁶
61MS 20km/h C4	8365.36	1007	90.7	>10 ⁶
61MS 5km/h C1	10807.86	1165	248.7	8·10 ⁴
61MS 5km/h C2	10274.74	1126	209.7	10 ⁵
61MS 5km/h C3	9684.12	1084	167.7	5·10 ⁵
61MS 5km/h C4	9224.55	1055	138.7	>10 ⁶

Tabella 4.16. *Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per il cavo da precompressione più sollecitato della trave 4 della campata 1*

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Cavo da precompressione Trave 1 Campata 2				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_p [Mpa]	$\Delta\sigma_p$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma_p)$
peso proprio	3535.68	916.2	-	-
50E C1	5883.71	985.5	69.3	$>10^6$
50E C2	5224.71	965	48.8	$>10^6$
50E C3	5237.1	965.4	49.2	$>10^6$
50E C4	4356.61	938.8	22.6	$>10^6$
S6 C1	7381.81	1069	152.8	10^6
S6 C2	5996.74	989	72.8	$>10^6$
S6 C3	6735.2	1021	104.8	$>10^6$
S6 C4	5128.64	962.1	45.9	$>10^6$
S7 C1	7558.76	1093	176.8	$4 \cdot 10^5$
S7 C2	6113.3	992.6	76.4	$>10^6$
S7 C3	6912.16	1033	116.8	$>10^6$
S7 C4	5245.19	965.7	49.5	$>10^6$
S8 C1	7716.98	1097	180.8	$4 \cdot 10^5$
S8 C2	6217.32	995.8	79.6	$>10^6$
S8 C3	7070.38	1044	127.8	$>10^6$
S8 C4	5349.22	968.9	52.7	$>10^6$
S9 C1	7768.69	1102	185.8	$3 \cdot 10^5$
S9 C2	6271.1	997.6	81.4	$>10^6$
S9 C3	7122.09	1048	131.8	$>10^6$
S9 C4	5403	970.6	54.4	$>10^6$
S10 C1	7889.08	1112	195.8	$2 \cdot 10^5$
S10 C2	6353.12	1001	84.8	$>10^6$
S10 C3	7242.47	1057	140.8	$>10^6$
S10 C4	5485.02	973.1	56.9	$>10^6$
S11 C1	7978.87	1120	203.8	$2 \cdot 10^5$
S11 C2	6423.66	1004	87.8	$>10^6$
S11 C3	7332.26	1065	148.8	$>10^6$
S11 C4	5555.56	975.3	59.1	$>10^6$
S12 C1	8056.29	1127	210.8	10^5
S12 C2	6479.71	1006	89.8	$>10^6$
S12 C3	7409.69	1071	154.8	$8 \cdot 10^5$
S12 C4	5611.6	977	60.8	$>10^6$
S14 C1	8149.9	1136	219.8	10^5
S14 C2	6559.56	1010	93.8	$>10^6$
S14 C3	7503.29	1079	162.8	$6 \cdot 10^5$
S14 C4	5691.45	979.5	63.3	$>10^6$
61MS 20km/h C1	9860.45	1297	380.8	$6 \cdot 10^3$
61MS 20km/h C2	7424.78	1072	155.8	$8 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C3	9213.84	1235	318.8	$2 \cdot 10^4$
61MS 20km/h C4	6556.67	1010	93.8	$>10^6$
61MS 5km/h C1	11537.41	1459	542.8	-
61MS 5km/h C2	8310.06	1150	233.8	10^5
61MS 5km/h C3	10890.8	1396	479.8	-
61MS 5km/h C4	7441.95	1074	157.8	$7 \cdot 10^5$

Tabella 4.17. Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per il cavo da precompressione più sollecitato della trave 1 della campata 2

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Cavo da precompressione Trave 3 Campata 2				
Combinazione	M_y [kNm]	σ_p [Mpa]	$\Delta\sigma_p$ [Mpa]	$N_{MAX}(\Delta\sigma_p)$
peso proprio	4128.84	932.5	-	-
50E C1	6211.21	995.6	63.1	$>10^6$
50E C2	6029.7	990	57.5	$>10^6$
50E C3	5080.96	960.6	28.1	$>10^6$
50E C4	5069.97	960.2	27.7	$>10^6$
S6 C1	7044.75	1042	109.5	$>10^6$
S6 C2	6740.52	1021	88.5	$>10^6$
S6 C3	5914.5	986.4	53.9	$>10^6$
S6 C4	5780.78	982.3	49.8	$>10^6$
S7 C1	7152.79	1050	117.5	$>10^6$
S7 C2	6808.73	1026	93.5	$>10^6$
S7 C3	6022.54	990	57.5	$>10^6$
S7 C4	5849	984.4	51.9	$>10^6$
S8 C1	7251.03	1058	125.5	$>10^6$
S8 C2	6867.33	1030	97.5	$>10^6$
S8 C3	6120.78	992.8	60.3	$>10^6$
S8 C4	5907.6	986.2	53.7	$>10^6$
S9 C1	7289.13	1061	128.5	$>10^6$
S9 C2	6875.41	1030	97.5	$>10^6$
S9 C3	6158.88	994	61.5	$>10^6$
S9 C4	5915.68	986.5	54.0	$>10^6$
S10 C1	7365.13	1067	134.5	$>10^6$
S10 C2	6918.69	1033	100.5	$>10^6$
S10 C3	6234.88	996.4	63.9	$>10^6$
S10 C4	5958.96	987.8	55.3	$>10^6$
S11 C1	7424.54	1072	139.5	$>10^6$
S11 C2	6952.07	1036	103.5	$>10^6$
S11 C3	6294.29	998.4	65.9	$>10^6$
S11 C4	5992.33	988.8	56.3	$>10^6$
S12 C1	7475.48	1076	143.5	$>10^6$
S12 C2	6977.73	1037	104.5	$>10^6$
S12 C3	6345.23	1000	67.5	$>10^6$
S12 C4	6018	989.6	57.1	$>10^6$
S14 C1	7543.23	1082	149.5	$>10^6$
S14 C2	7009.35	1040	107.5	$>10^6$
S14 C3	6412.98	1003	70.5	$>10^6$
S14 C4	6049.61	990.6	58.1	$>10^6$
61MS 20km/h C1	8508.11	1169	236.5	10^5
61MS 20km/h C2	7883.85	1112	179.5	$6 \cdot 10^5$
61MS 20km/h C3	7377.86	1068	135.5	$>10^6$
61MS 20km/h C4	6924.12	1034	101.5	$>10^6$
61MS 5km/h C1	9464.76	1259	326.5	$3 \cdot 10^4$
61MS 5km/h C2	8723.82	1189	256.5	10^5
61MS 5km/h C3	8334.51	1153	220.5	$2 \cdot 10^5$
61MS 5km/h C4	7764.09	1101	168.5	$8 \cdot 10^5$

Tabella 4.18. Momento flettente, tensione e numero di cicli massimo nelle diverse combinazioni per il cavo da precompressione più sollecitato della trave 3 della campata 2

Effetto dei carichi eccezionali su strutture da ponte

Dai risultati sopra riportati si può notare come anche in questo caso la trave maggiormente sollecitata sia quella di bordo della campata 1, in quanto mediamente il numero di cicli alla quale le armature possono resistere è inferiore per le diverse combinazioni di carico, mentre la trave meno sollecitata sia quella posizionata nella zona centrale dell'impalcato. Inoltre, si nota come per alcune particolari combinazioni di carico le armature presenti all'interno della trave non riescano a resistere alle sollecitazioni prodotte dai veicoli, giungendo quindi a rottura e portando al collasso le travi stesse.

Conclusioni e sviluppi futuri

Dal presente elaborato emerge come far transitare il veicolo eccezionale al centro della carreggiata risulti essere più vantaggioso rispetto al farlo viaggiare sulla corsia più esterna, in quanto in questo modo il carico si ripartisce in maniera più uniforme su tutte le travi. Così facendo si producono, per quasi tutti i veicoli analizzati, sollecitazioni con valori inferiori a quelli prodotti dai carichi da normativa. Pertanto, in questi casi è possibile affermare che il veicolo eccezionale è libero di transitare sull'opera. Viceversa, quando il veicolo eccezionale transita sulla corsia più esterna, per quasi tutti i tipi di veicoli analizzati si generano sollecitazioni superiori a quelle previste dai carichi da normativa, ed è possibile notare come la presenza o meno di ulteriori veicoli ordinari non incida particolarmente sul totale delle sollecitazioni prodotte.

Dal metodo semplificato risulta che quasi tutti i veicoli eccezionali nella combinazione 1 producano sollecitazioni superiori a quelle previste dal modello di carico 1 delle NTC2018; perciò, per quanto previsto dal modello, il veicolo non potrebbe transitare. Tuttavia, dalle analisi svolte nel presente elaborato, è emerso che il cavalcavia oggetto di studio è in grado di supportare le sollecitazioni prodotte da questa combinazione dei carichi. In conclusione si può affermare che, per il caso studio esaminato, il metodo semplificato adottato porta a risultati cautelativi.

Confrontando tra loro i risultati ottenuti dal modello di ponte iperstatico e dal modello di ponte isostatico, nonostante i carichi applicati siano i medesimi, è emerso che le sollecitazioni nelle sezioni di mezzera delle travi del ponte iperstatico sono inferiori a quelle del ponte isostatico nelle medesime sezioni, in quanto l'iperstaticità del ponte conferisce una redistribuzione delle sollecitazioni anche in corrispondenza degli appoggi intermedi. Viceversa, i coefficienti di sfruttamento del cavalcavia iperstatico non variano in maniera significativa rispetto a quelli ottenuti modellando l'impalcato come se fosse isostatico. Perciò, nel caso in cui si dovesse studiare la transitabilità dei veicoli eccezionali su un ponte iperstatico, per semplificare le analisi è possibile ricondursi al caso di ponte isostatico.

Per quanto riguarda l'analisi a fatica si può osservare che, per alcune combinazioni di carico, il numero di cicli al quale le barre possono resistere sia relativamente basso se confrontato con la durata della vita del ponte, e che in due casi le armature, e di conseguenza le travi, giungano a rottura. Purtroppo, non essendo nota la frequenza con la quale i veicoli eccezionali transitano sull'opera, non è possibile calcolare il danno che questi mezzi sono in grado di produrre sugli elementi analizzati. Per concludere tale analisi e ottenere un valore indicativo del danno prodotto risulta quindi necessario svolgere ulteriori ricerche.

Il lavoro svolto nel presente elaborato, pur essendo stato affrontato seguendo le indicazioni fornite dalle normative vigenti, potrebbe essere ulteriormente sviluppato svolgendo prove sperimentali su conci di trave. In tal modo sarebbe possibile studiare in maniera più dettagliata il comportamento a fatica del calcestruzzo sottoposto alle tensioni cicliche individuate applicando sulla struttura i carichi derivanti dai veicoli eccezionali. Nello specifico, si potrebbe analizzare l'evoluzione del danneggiamento del calcestruzzo causato dal ripetuto transito dei veicoli eccezionali. In precedenti studi è stato osservato che tale fenomeno assume un andamento simile a quello provocato dal creep nel calcestruzzo, quando sottoposto a carico costante. Nel fenomeno del creep si possono individuare tre fasi:

- Il creep primario, che corrisponde a una riduzione della velocità di deformazione nel tempo, successiva all'applicazione di una tensione costante. Questa prima fase può essere approssimata con la legge di Andrade riportata di seguito:

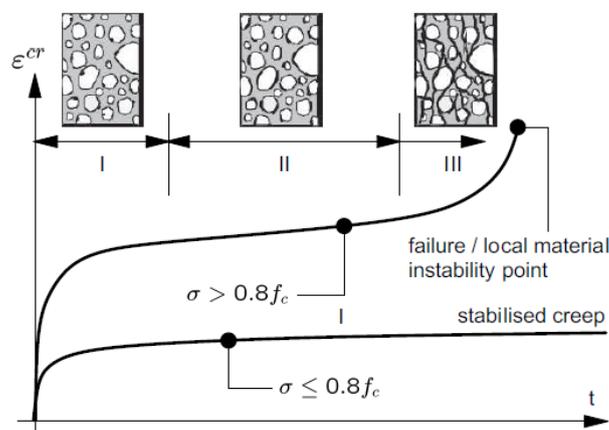
$$\frac{d\varepsilon}{dt} \approx \frac{1}{t^p}$$

dove $d\varepsilon/dt$ è la variazione di deformazione e p è un esponente minore o uguale a 1.

- Il creep secondario, che rappresenta una fase di transizione solitamente lunga, caratterizzata da un incremento approssimativamente costante della deformazione.
- Il creep terziario, che è la fase finale nella quale si ha un aumento della velocità di deformazione che prosegue fino al raggiungimento della rottura del campione. L'andamento del creep terziario può essere approssimato con la seguente legge:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \approx \frac{1}{(t_c - t)^{p'}}$$

dove l'esponente p' è minore o uguale a 1 e t_c è il tempo corrispondente all'istante di rottura.



Creep primario, secondario e terziario

Recenti esperimenti sul creep hanno dimostrato che quando il provino è sottoposto a elevate tensioni di compressione, si sviluppa un incremento non lineare della deformazione, a causa dell'interazione di effetti di danneggiamento istantanei e a lungo termine. Perciò, modelli viscoelastici lineari non sono adatti per la previsione di una risposta a lungo termine del calcestruzzo soggetto a forte compressione. Si può notare da risultati sperimentali che quando la tensione di compressione supera l'80% della tensione f_c , si genera un comportamento divergente della deformazione. In questo caso si possono sviluppare il creep secondario e terziario, che sono caratterizzati da una nascita ed evoluzione di micro crack che infine giungono a coalescenza, portando a rottura il campione.

Bibliografia

Antonaci P., P. Bocca, D. Masera, *Fatigue crack propagation monitoring by Acoustic Emission signal analysis* (2012)

Bettiga M. *Analisi degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione sul comportamento a fatica di impalcati da ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo* (2018)

Bruson R., S. Martinello, *Valutazione del transito dei carichi eccezionali attraverso una procedura di calcolo automatico*, 4 EMME S.p.a

Carpinteri A., P. Bocca, G. Lacidogna, A. Grazzini e D. Masera, *Damage Evaluation by Acoustic Emission in Brickwork Structures Under Variable Amplitude Loading* (2006)

Giordano L. *Dispense del corso di Bridges Construction and Design*, a.a. 2019/2020

Jörg Bockhold, Yuri S., Petryna e Wilfried B. Krätzig, *Nonlinear basic creep of concrete members under high compressive stresses* (2004)

Masera D., P. Bocca, e A. Grazzini, *Frequency Analysis of Acoustic Emission Signal to Monitor Damage Evolution in Masonry Structures* (2011)

Ministero dei lavori pubblici, *Normale n. 8 del 15/09/1933*

Ministero dei lavori pubblici, *Circolare n. 6018 del 09/06/1945*

Ministero dei lavori pubblici, *Circolare n.384 del 14/02/1962*

Ministero dei lavori pubblici, *Decreto Ministeriale 2 Agosto 1980*, Gazzetta Ufficiale 10 Novembre 1980, n. 308

Ministero dei lavori pubblici, *Decreto Ministeriale 4 Maggio 1990*

Peretti L., *Principi di progettazione delle strade urbane*, Edizioni del Faro (2015)

Salcuni A., *Verifica di ponti esistenti. Verifica al passaggio di carichi eccezionali*, Rivista dell'Ordine degli ingegneri della Provincia di Roma (Ottobre 2015)

Normative di riferimento

Decreto legislativo 30 aprile 1992 n. 285 e successive modificazioni, *Nuovo codice della strada - titolo I - Disposizioni generali - Art. 10. Veicoli eccezionali e trasporti in condizioni di eccezionalità*

Decreto legislativo 30 aprile 1992 n. 285 e successive modificazioni, *Nuovo codice della strada - titolo III – Dei veicoli - Art. 61 Sagoma limite e Art. 62 Massa limite*

European Committee for standardization. Eurocode 1: *Actions on structures - Part 2:Traffic loads on bridges*, CEN, 2002. UNI EN 1991-2

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

European Committee for standardization. Eurocode 2: *Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules*, CEN, 2005. UNI EN 1992-2

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni*

International Federation for Structural Concrete (fib). *Model Code 2010*

Ringraziamenti

Un ringraziamento speciale va ai miei genitori, il mio punto di riferimento, senza i quali tutto questo non sarebbe stato possibile. Grazie per avermi dato la possibilità di percorrere e concludere questo cammino sostenendomi sempre sia emotivamente che economicamente e lasciandomi libero di fare le mie scelte. Grazie per aver creduto in me. Mi avete dato la possibilità di diventare una persona migliore e ve ne sarò sempre grato.

Grazie ai miei zii che mi sono stati sempre vicini e mi hanno supportato lungo questo percorso. Ringrazio il Prof. Ceravolo per i consigli fornitimi per lo svolgimento della tesi.

Grazie all' Ing. Masera per avermi guidato nello sviluppo della tesi, per avermi dato l'opportunità di svolgere un lavoro che difficilmente si riesce a vedere in ambito universitario e per avermi fatto approcciare al mondo del lavoro.

Un ringraziamento va a Umberto per avermi aiutato nella modellazione del caso studio affrontato nella presente tesi e per avermi insegnato a utilizzare il software di modellazione.

Ringrazio i miei compagni di università Antonino, Luigi, Mario, Mattia e Thomas per avermi accompagnato in questo lungo percorso durato 6 anni e per avermi aiutato a superare i momenti più difficili con una semplice risata.

Ci tengo a ringraziare in particolar modo Mario che oltre ad essere stato un compagno di studi fantastico, è stato anche una spalla alla quale affidarsi nei momenti in cui si presentavano difficoltà nella tesi.

Grazie a Noemi che mi ha aiutato nel redigere le slide per la presentazione della tesi e per avermi alleggerito da alcuni impegni durante il periodo più faticoso del mio percorso.

Ringrazio Anna e Paolo per avermi accolto a casa loro nei periodi di preparazione per gli esami e per essermi stati vicini.

Infine un ringraziamento speciale va senza dubbio alla mia compagna di avventure Chiara, che mi è stata sempre vicina in questi 6 anni, sostenendomi e credendo sempre in me. Grazie per avermi aiutato nella preparazione degli esami, per esserti subito la parte peggiore di me e per avermi aiutato a revisionare la tesi.