



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.A. 2022/2023

Sessione di Laurea Aprile 2023

Viadotti stradali: confronto tra materiali e conseguenti tecnologie costruttive

Relatore:

Prof. Ing. Luca Giordano

Candidato:

Andrea Lodigiani

Matricola: 281777

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE.....	5
2. STRUTTURE SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO.....	7
2.1 Considerazioni generali	7
2.2 Elementi tipici.....	7
2.3 La connessione trave-soletta.....	8
3. PONTI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO	11
3.1 Impalcati con schema bi-trave o multi-trave.....	12
3.2 Impalcati con schema a cassone	18
3.3 Impalcati con schema a travi metalliche immerse.....	19
3.4 Procedimenti costruttivi.....	20
3.5 Ritiro e fessurazione	22
4. VANTAGGI E SVANTAGGI DEGLI IMPALCATI A SEZIONE MISTA ACCIAIO- CALCESTRUZZO	24
4.1 Principali vantaggi.....	24
4.2 Principali svantaggi	25
5. MATERIALI COSTRUTTIVI	27
5.1 Calcestruzzo.....	27
5.2 Acciaio per armature ordinarie.....	30
5.3 Acciaio strutturale.....	31
5.4 Acciaio da precompressione	31
6. LA PRECOMPRESSIONE: ASPETTI GENERALI	33
6.1 Vantaggi e svantaggi della tecnica di precompressione.....	34
6.2 Effetto della precompressione	38
7. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE	40
7.1 La precompressione interna.....	41
7.2 La precompressione esterna	44
7.3 La precompressione mista	46
7.4 Tipologie di ancoraggi.....	46
8. PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO	49
8.1 Considerazioni generali	49
8.2 Principali tipologie di impalcati utilizzati in ambito stradale.....	51
8.3 Principali tipologie di impalcati utilizzati in ambito ferroviario	56
8.4 Tecniche di costruzione	58
9. CASO STUDIO	65
9.1 Materiali utilizzati.....	65

9.2	Valutazione delle cadute di tensione	71
10.	IMPALCATO IN C.A.P.....	73
10.1	Analisi dei carichi impalcato	73
10.2	Definizione della forza di precompressione e del numero di trefoli	84
11.	MODELLAZIONE IMPALCATO – Software SigmaC	88
11.1	Caratteristiche geometriche	89
	Sovraccarichi adottati e norme di calcolo	90
11.2	Ripartizione trasversale dei carichi.....	91
11.3	Analisi dei carichi.....	92
	Applicazione del metodo di Massonnet	93
11.4	Metodo semiprobabilistico agli stati limite – coefficienti di combinazione.....	94
12.	ANALISI DEGLI ELEMENTI	96
12.1	Trave 1.....	96
12.2	Traverso in campata.....	98
12.3	Azioni agli appoggi.....	99
13.	VERIFICHE	104
13.1	SLE.....	105
13.2	SLU	107
13.3	Riepilogo verifiche - Grafici	123
14.	IMPALCATO ACCIAIO-CALCESTRUZZO	126
15.	MODELLAZIONE IMPALCATO – Software SAP2000.....	127
15.1	Larghezza della soletta collaborante	127
15.2	Caratteristiche geometriche	131
15.3	Analisi dei carichi.....	133
15.4	Combinazione dei carichi: combinazioni SLU e SLE.....	149
15.5	Modelli strutturali	150
16.	ANALISI DEGLI ELEMENTI E VERIFICHE.....	151
16.1	Sollecitazioni e verifiche delle travi principali.....	151
16.2	Sollecitazioni e verifiche traversi di campata.....	159
16.3	Sollecitazioni e verifiche traversi di pila e spalla	161
16.4	Analisi delle deformazioni	162
16.5	Azioni agli appoggi.....	163
16.6	Esito verifiche	166
17.	ANALISI COSTI.....	176
18.	CONCLUSIONI	178
19.	BIBLIOGRAFIA	182
20.	RINGRAZIAMENTI	184



*Ai grandi sacrifici,
Ai grandi risultati,
Alle grandi soddisfazioni.*

ABSTRACT

Le riflessioni che accompagnano un ingegnere, nelle prime fasi di progettazione, nascono sia da accurati criteri compositivi e strutturali sia da esigenze pratiche di natura tecnica e funzionale e, tali aspetti, devono essere sempre analizzati nell'unicità dell'occasione che rappresentano.

La progettazione di un ponte è influenzata da precise problematiche che, spesso in modo determinante, ne influenzano le scelte costruttive.

Ad oggi, la diversa combinazione di vincoli, esigenze, ed altri importanti fattori ha condotto all'adozione di soluzioni tecniche fra loro differenti, ognuna delle quali opportuna per il contesto storico-geografico e tecnico-economico in cui il ponte deve essere realizzato.

È opportuno rilevare che l'esistenza di contesti simili non implicano necessariamente la medesima soluzione costruttiva; a tal proposito, infatti, sussistono molteplici classificazioni dei ponti in funzione del materiale costitutivo la struttura portante, dell'ostacolo da superare, dello schema statico o della tipologia della viabilità servita.

Nel corso della storia grazie allo sviluppo scientifico, tecnologico e sociale tali strutture hanno mostrato importanti cambiamenti e permesso di coprire luci inizialmente impensabili.

All'interno del presente elaborato è stata realizzata un'analisi delle principali tipologie costruttive e dei loro principali vantaggi e svantaggi con il fine di riuscire a svolgere un confronto oggettivo tra le due categorie dominanti: il C.A.P. e la struttura composita Acciaio-Calcestruzzo.

Definiti i benefici e le criticità di entrambe le tipologie costruttive si è provveduto alla definizione di un "Caso Studio" all'interno del quale sono state analizzate due opere (non esistenti ma definite e calcolate dal candidato) aventi come caratteristiche comuni il tracciato stradale, la luce da coprire e la categoria stradale di riferimento ma come grande differenza lo schema statico adottato e la tecnica costruttiva utilizzata.

Tale "Caso Studio" ha quindi permesso di confermare le importanti differenze che presentano le due tipologie costruttive ed ha inoltre consentito di mostrare le conseguenze che implicano la scelta di un determinato schema statico all'interno di un'opera sia in termini ingegneristici che economici.

1. INTRODUZIONE

A partire dal 1800 i ponti erano stati prevalentemente realizzati in legno o muratura, fin quando, con l'avvento della rivoluzione industriale, è stato possibile introdurre l'utilizzo del ferro e successivamente dell'acciaio per la realizzazione di queste strutture.

Nei secoli a seguire, grazie allo sviluppo e miglioramento dell'acciaio, si è arrivati a realizzare ponti di luce prima impensabili.



Figura 1: Ponte dell'industria (Roma fine 800)

Nel mentre si sono manifestate le problematiche legate alle strutture realizzate con questo materiale. L'acciaio permetteva di progettare strutture resistenti, leggere ed in tempi relativamente brevi, ma a questi pregi bisognava affiancare gli alti costi di manutenzione, legati principalmente alla protezione dalla corrosione, e all'alto rapporto tra carichi variabili e carichi permanenti.

In seguito di ciò i progettisti iniziarono ad utilizzare un nuovo materiale, il cemento Portland.

Inizialmente si pensava che il cemento, paragonato all'acciaio, fosse un materiale con un costo di manutenzione praticamente nullo. A metà del 800 venne ideato il calcestruzzo armato, tale tecnologia costruttiva affiancava la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a trazione dell'acciaio immerso nel conglomerato sotto forma di barre.



Figura 2: Sovrappasso in c.a. (Piacenza 1920)

Il calcestruzzo armato e precompresso a partire degli inizi del 900 hanno dimostrato di essere un'ottima soluzione, sia economicamente che strutturalmente, per luci piccole e medie; mentre i ponti in solo acciaio rappresentavano un'ottima soluzione per le grandi luci dato il loro ridotto peso.



Figura 3: Ponte in c.a.p. (Autostrada Torino-Savona carreggiata nord, 1990)

Negli anni '60 comparirono le prime strutture composte acciaio-calcestruzzo che rappresentavano una competitiva alternativa all'utilizzo del calcestruzzo precompresso per luci di media lunghezza. L'impalcato era ed è tutt'ora realizzato con una soletta superiore in calcestruzzo armato sorretto da un telaio in acciaio. Questi due elementi collaborano grazie alla presenza di connettori, che garantiscono un comportamento solidale tra i due materiali.



Figura 4: Ponte metallico a sezione mista (Viadotto sul fiume Lambro TEEM, Milano, 2015)

Importante prendere conoscenza che ad oggi ci sono molti fattori che in passato erano considerati in minima parte in fase di progettazione, un fattore che ad oggi risulta vincolante, ad esempio, è l'idraulica. Allo stato attuale, sempre più spesso, le verifiche di compatibilità di ponti esistenti evidenziano il mancato del rispetto del franco idrico minimo normativo, arrivando talvolta a sfociare nel fenomeno del sormonto.

L'ingegnerizzazione di un ponte non può quindi prescindere dallo studio di queste problematiche, motivo per cui la progettazione si inserisce in un contesto interdisciplinare ove ci sono molte professionalità da coinvolgere nell'ambito stradale, idraulico, topografico, amministrativo (enti, gestori sottoservizi) con i quali si dovrà valutare e definire la tipologia ottimale di opera da progettare.

2. STRUTTURE SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

2.1 Considerazioni generali

Si definiscono “Ponti a struttura mista” quei ponti con una sezione dell’impalcato composta da travi in acciaio ed una soletta collaborante in calcestruzzo. Questa tipologia di struttura non nacque da un’invenzione, ma dall’interpretazione del comportamento reale delle strutture.

Fin dagli inizi del 900 si avevano strutture che utilizzavano l’acciaio per le travi principali ed il calcestruzzo per la soletta superiore, supposta indipendente dalle travi sottostanti.

Inizialmente la soletta di calcestruzzo veniva considerata come un elemento strutturale secondario costituendo parte dell’impalcato senza collaborare alla funzione statica delle travi principali.

Intorno al 1930, invece, si scoprì che il comportamento delle due componenti era differente da quello che ci si aspettava mediante il calcolo a flessione, considerando i due elementi non collegati. Infatti, si era constatato che nella realtà la soletta di calcestruzzo assorbiva un’aliquota di carico maggiore di quella attesa e questo portava a zone fessurate o eccessivamente compresse mentre nelle travi metalliche vi erano stati tensionali minori di quanto aspettato.

La causa di questi fenomeni era dovuta al comportamento dell’interfaccia delle due componenti; si rilevò che lo spostamento relativo era minore di quello ipotizzato teoricamente. Ciò era dovuto al fatto che la superficie dell’estradosso della trave metallica non era completamente liscia, a causa della presenza di chiodature nelle giunzioni delle travi, che quindi fornivano una resistenza di aderenza imprevista non considerata in fase di calcolo.

Successivamente a questa scoperta si iniziò ad approfondire questa tipologia di strutture.

Mediante un’approfondita sperimentazione è stato possibile definire i metodi per il loro dimensionamento e sfruttamento.

Negli ultimi decenni l’utilizzo di questa tipologia strutturale è incrementata nell’ambito di strutture da ponte in sostituzione alle travi prefabbricate in cemento armato precompresso per campate di luce superiore a 40 metri. Questo cambiamento è dovuto ai diversi vantaggi degli impalcati a sezione mista e ad un notevole progresso delle caratteristiche meccaniche dei materiali. (ad esempio la possibilità di utilizzare acciai saldabili ad alta resistenza, anche per elementi di spessore notevole, che calcestruzzi ad elevata resistenza.

Al giorno d’oggi questa tipologia strutturale è molto concorrenziale per luci medie 30-120 metri e per tale motivo in Italia la maggior parte dei ponti viene realizzata in questo modo.

La tipologia dell’impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo ha la particolarità di dare risultati interessanti sotto l’aspetto del comportamento statico, ma anche economico. A seconda della luce, della sezione stradale, degli altri vincoli geometrici e più in generale del contesto territoriale-ambientale, è possibile individuare principalmente le tipologie di impalcato a graticcio, a cassone e reticolare.

2.2 Elementi tipici

La seguente tipologia di impalcato è costituita principalmente da parti realizzate in acciaio per carpenteria e parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato. Possiamo quindi individuare tre elementi:

- Trave metallica: laminata, saldata, reticolare, con ali uguali o con ala tesa di area maggiore;
- Soletta in calcestruzzo armato (armatura sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale);
- Connettori che impediscono lo scorrimento relativo trave-soletta.

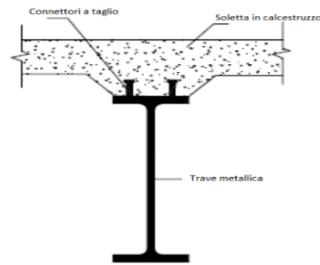


Figura 5: Connessione trave-calcestruzzo

2.3 La connessione trave-soletta

La connessione è un aspetto di fondamentale importanza in quanto rende possibile la collaborazione tra i due elementi (trave in acciaio -soletta in calcestruzzo).

Il corretto dimensionamento dei connettori a taglio permette di evitare spostamenti relativi tra l'estradosso della trave metallica e l'intradosso della soletta in calcestruzzo. In questo modo la fibra superiore della trave metallica e quella inferiore della soletta di calcestruzzo sono soggette alla stessa deformazione.

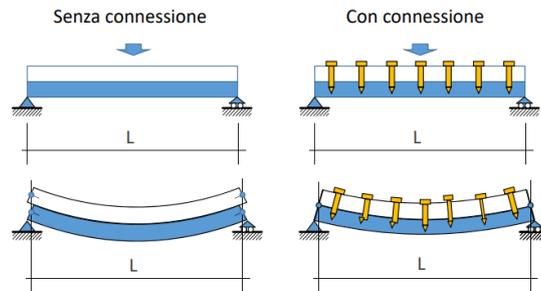


Figura 6: Funzione connessione trave-soletta

La presenza dei connettori permette lo sfruttamento ottimale delle proprietà dei due materiali garantendo un incremento della rigidità della struttura rispetto alla medesima realizzata senza connettori.

I connettori sono generalmente saldati in corrispondenza della flangia superiore della trave metallica e successivamente immersi nella soletta di calcestruzzo. Tali dispositivi di connessione sono disponibili in diverse forme, la più utilizzata è quella a piolo.

Generalmente i pioli possono essere di:

- Tipo Nelson: sicuramente la più diffusa, costituita da pioli in acciaio a basso contenuto di carbonio. I diametri possono raggiungere i 20 – 24 mm;
- Tipo Philips: costituita da pioli composti da tondi di armatura con estremità di contatto opportunamente lavorata. La dimensione arriva fino ai 18 mm di diametro.



Figura 7: Pioli di tipo Nelson

Il motivo principale che condiziona questa scelta è la loro facilità di posizionamento, il loro peso molto basso e alla larga sperimentazione effettuata su essi.

Considerando la trave sottoposta a momento flettente, in campo elastico presenterà il seguente andamento delle tensioni-deformazioni:

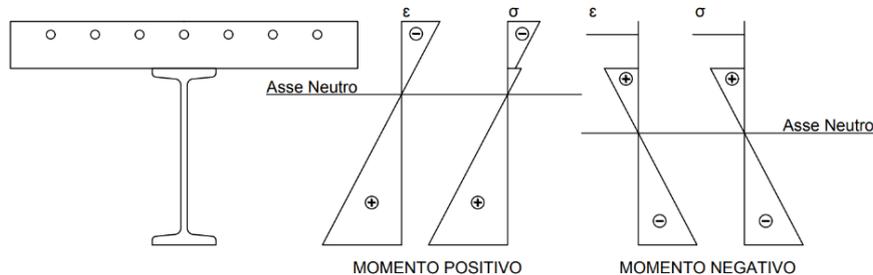


Figura 8: Comportamento a flessione della trave composta

Considerando il caso di sollecitazione di momento positivo, l'asse neutro è collocato relativamente in alto. Questo equivale ad avere la soletta compressa e l'acciaio prevalentemente teso, i materiali operano nella loro configurazione ottimale evitando i problemi di instabilità dell'acciaio.

Considerando invece il caso di sollecitazione di momento flettente negativo, abbiamo una variazione dello stato tensionale. La soletta lavorerà a trazione e qualora venisse superata la sua resistenza a trazione la sezione collasserebbe, motivo per cui vengono inserite un quantitativo maggiore di armature longitudinali all'interno di essa.

La sezione resistente in questo caso è rappresentata dalla trave in acciaio e dalle armature longitudinali.

Nel caso in cui l'acciaio lavora in compressione, quindi può essere soggetto a problemi di instabilità, ed il calcestruzzo a trazione, quindi è soggetto a fessurazione, possono nascere problemi legati alla durabilità strutturale.

Il sistema di connessione può avere un collasso di tipo fragile qualora avvenga per taglio. In genere si deve verificare:

- Il cedimento del piolo;
- Lo schiacciamento del CLS;
- Lo scorrimento per taglio del CLS nelle possibili sezioni di rottura.

I connettori possono essere collocati a passo costante (se sufficientemente duttili) o seguendo il diagramma di taglio in modo che ciascun connettore resista alla forza di scorrimento agente sul suo interasse.

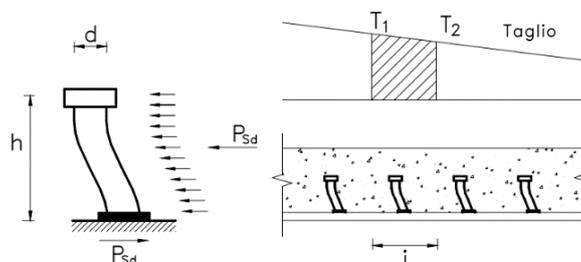


Figura 9: Sollecitazione agenti sui pioli

La forza di scorrimento sul singolo piolo risulta essere:

$$P_{sd} = \frac{\frac{T_1 + T_2}{2} * S}{J_{id}} * i$$

Mentre la resistenza del singolo connettore è determinata come il più piccolo dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = 0,8 * f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad \text{resistenza a taglio del gambo del piolo}$$

$$P_{Rd} = 0,29 * \alpha * d^2 \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v \quad \text{resistenza a schiacciamento del calcestruzzo}$$

Dove:

$$\alpha = 0,2 * \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

h = altezza piolo

d = diametro del singolo piolo

f_u = resistenza ultima a trazione del piolo

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta

E_{cm} = valore medio del modulo elastico del calcestruzzo

γ_v = coefficiente parziale di sicurezza

Il numero di connettori necessari a soddisfare la verifica risulterà essere:

$$n_p = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

3. PONTI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Prima di definire le varie tipologie di impalcati è importante prendere conoscenza della differenza tra Ponte a Via Superiore e Ponte a via Inferiore.

La differenza di base è rappresentata dalla posizione della via di transito nei confronti della struttura portante.

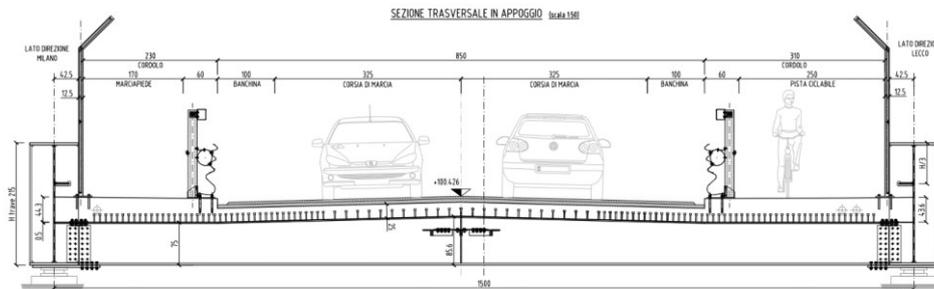


Figura 10: Sezione impalcato a via inferiore

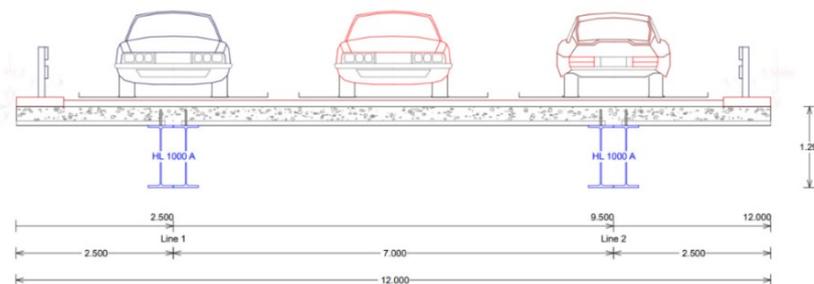


Figura 11: Sezione impalcato a via superiore

L'impalcato dei ponti in acciaio-calcestruzzo è composto da una soletta armata connessa a travi longitudinali oppure ad una trave a cassone che può essere aperta.

Possono essere realizzate soluzioni con schemi statici differenti, ad esempio utilizzando travi in semplice appoggio (soluzione isostatica) oppure travi continue (soluzione iperstatica).

Gli impalcati realizzati con schema statico in semplice appoggio rappresentano il più naturale utilizzo della sezione composta, essendo la trave composta soggetta esclusivamente a momento flettente positivo, la trave metallica sarà prevalentemente in trazione all'intradosso, evitando così problemi di instabilità; mentre, la soletta in calcestruzzo sarà compressa, evitando in questo modo problematiche dovute alla sua fessurazione.

Per coprire grandi luci, ferma restando la presenza di una o più pile intermedie, per evitare la fornitura di un elevato numero di appoggi e giunti con conseguente incremento dei costi di manutenzione ordinaria della struttura, si utilizzano prevalentemente sezione composte a trave continua, nelle quali le zone a momento negativo dovranno essere dimensionate considerando un momento resistente funzione dei ferri longitudinali della soletta e dimensionando a compressione le piattabande inferiori nella zona di appoggio.

La scelta dell'utilizzo di una trave continua porta vantaggi anche sulle caratteristiche geometriche degli elementi in termini di altezza delle travi.

Negli anni 90' Jean Armand Calgaro suggerì i seguenti rapporti luce/altezza per la definizione delle travi costituenti l'impalcato:

Tipologia impalcato	Schema statico	Rapporto luce/altezza
Bi-trave	Trave appoggiata di altezza costante	L/22 - L/25
	Trave continua di altezza costante	L/28
	Trave continua di altezza variabile	L/25 sulla pila L/50-L/60 sulla spalla L/40-L/50 in mezzeria
Cassone	Trave continua	$\frac{1}{36} \left(\frac{B}{12}\right)^{0,7}$

In fase progettazione degli impalcato in trave continua è necessario prendere in considerazione la variazione dell'inerzia lungo l'asse longitudinale del ponte, dovuta alla fessurazione dell'impalcato nelle zone in corrispondenza degli appoggi interni, e di tutti fenomeni di instabilità locale nei singoli elementi di acciaio soggetti a compressione.

Di fondamentale importanza è la predisposizione di controventi superiori per tutte le tipologie di ponte in quanto evitano lo svergolamento delle travi quindi l'instabilizzazione degli elementi compressi per peso proprio e assorbono le azioni orizzontali dovute al vento in fase di montaggio; i controventi di tipo a "L" singola o composta o semplici tiranti lavorano solo quando non è ancora stata gettata la soletta. A maturazione del calcestruzzo della soletta, infatti, non risultano essere più necessari e quindi possono essere rimossi in quanto la loro funzione viene ripristinata dalla soletta stessa.

3.1 Impalcato con schema bi-trave o multi-trave

Il campo principale di utilizzo è in ponti rettilinei di luce variabile solitamente fino a 120m, ma grazie alla possibilità di suddividere le travi in conci e la realizzazione di collegamenti che ripristinano la continuità dell'elemento rendono possibile il loro impiego anche in tracciati curvi e luci notevoli. La sezione trasversale è costituita da due o più travi a I ed un numero ridotto di traversi che permettono la connessione delle travi principali, il tutto sorregge la soletta.

Le travi principali sono realizzate in officina tramite saldatura di piastre in acciaio e successivamente trasportate in sito e collegate mediante bullonatura o saldatura. In questo modo è possibile realizzare travi metalliche aventi sezione variabile.

I connettori sono solitamente pioli tipo Nelson o similari e sono saldati in corrispondenza della flangia superiore.

Le travi secondarie presentano solitamente sezioni più significative in corrispondenza degli appoggi in quanto permettono il trasferimento delle azioni orizzontali, assorbendo le azioni da vento ad impalcato carico e scarico ed impediscono l'instabilità della trave principale. Quelle intermedie hanno sezioni più piccole e tipicamente sono necessarie ad evitare l'instabilità della flangia inferiore che può essere compressa. Tuttavia, in entrambi i casi, tali elementi costituiscono elementi di una certa rigidità tale da consentire una mutua collaborazione tra le travi principali diffondendone le sollecitazioni indotte da carichi agenti.

I traversi vengono collocati con interasse variabile 4-6 m ed in corrispondenza degli appoggi questa distanza può essere ridotta per far fronte a problemi di instabilità flessione-torsionale, inoltre nei ponti di piccola luce (< 5-6m) possono essere evitati.

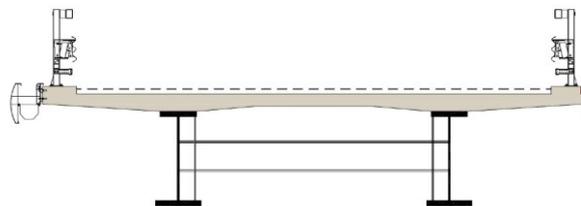
In questa tipologia di impalcati lo spessore della soletta è condizionato dalla presenza di sbalzi alle estremità delle travi principali e dall'interasse delle travi principali; maggiore saranno le geometrie in questione e maggiore sarà lo spessore della soletta e le armature in essa contenute.

I traversi normalmente possono essere solidali alla soletta e collaboranti con essa oppure non solidali; essi sono solitamente collegati agli irrigidimenti verticali delle travi principali mediante unioni saldate oppure imbullonate.

A seconda della posizione dei traversi rispetto alle travi principali si possono individuare diverse soluzioni strutturali al fine di ottenere una soluzione ottimale per il caso in questione sia in termini economici che prestazionali.

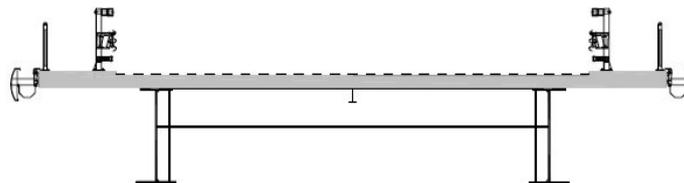
Disposizioni tipiche dei traversi per schemi bi-trave:

- A metà altezza delle travi



Questa soluzione risulta essere quella più conveniente in caso di impalcati aventi una sezione trasversale ridotta (<14 m) oltre che, ad esempio, a semplificare la realizzazione della soletta nel caso in cui siano utilizzate casseforme mobili e garantire un maggiore accesso in caso di manutenzione delle piattabande superiori.

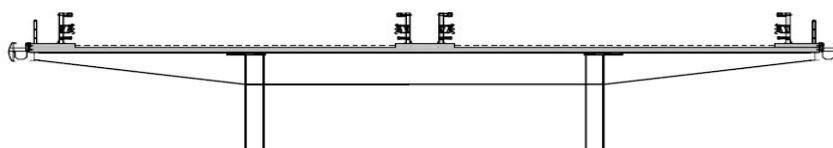
- Solidali alla soletta



Questa soluzione risulta essere quella più conveniente in caso di impalcati aventi una sezione trasversale grande (13-20 m). In questo caso i traversi sono solidali alla soletta e assumono anche il compito di elemento portante.

Collocando i traversi solo nella parte interna dell'impalcato lo spessore della soletta sarà condizionato dalla lunghezza degli sbalzi e dall'interasse dei traversi oltre che portare alla possibile necessità di una coppia di pile a sostegno della sezione in seguito all'interasse elevato delle travi principali.

- Solidali alla soletta



A differenza della soluzione precedente questa tipologia è caratterizzata da sezioni trasversali maggiori (18-25 m) sbalzi maggiori sostenuti però dal traverso. In questo caso i traversi non sono presenti solo nella parte interna ma anche nella parte esterna garantendo così una sia riduzione

dell'interasse tra le travi principali e, generalmente, il numero di pile d'appoggio sia soluzioni leggere e spessori di soletta contenuti.

Un aspetto di fondamentale importanza riguarda la funzione dei controventi in quanto hanno l'importante funzione di garantire la stabilità delle travi principali nei confronti dei fenomeni d'instabilità di tipo flesso-torsionale sia in fase di montaggio che in fase di esercizio; al fine assolvere tale funzione essi devono essere progettati in modo tale da sopportare le sollecitazioni derivanti dalla tendenza della piattabanda compressa a sbandare lateralmente.

I controventi superiori hanno un ruolo fondamentale in fase di montaggio in quanto la soletta non risulta ancora collaborante, per definirli è necessario considerare, oltre alle azioni esterne agenti sulla struttura, le imperfezioni della struttura ottenute ipotizzando uno spostamento della configurazione iniziale pari a

$$e_0 = \alpha_m * \frac{L}{500}$$

Dove:

L = luce del sistema di controvento

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m = numero elementi controventati

Nell'ambito degli impalcati bi-trave o multi-trave è possibile ulteriormente differenziare il comportamento della struttura in funzione del suo comportamento nei confronti della torsione.

L'adozione di elementi strutturali in parete sottile nelle strutture da ponte comporta la necessità di ricorrere, per affrontare il problema della torsione, alla teoria delle aree settoriali o teoria della torsione non uniforme. Essa prevede la suddivisione del flusso delle tensioni tangenziali provocate dal momento torcente in due parti:

- Il flusso primario classico della teoria di De Saint Venant associato alla torsione pura, e quindi una distribuzione tensionale puramente tangenziale;
- Il flusso secondario associato alle tensioni tangenziali legate per l'equilibrio alle tensioni normali provocate dall'ingobbamento disuniforme della sezione trasversale dovuto al flusso primario.

L'aspetto caratterizzante il comportamento statico delle travi con parete sottile, dunque, risiede essenzialmente nel fatto che, per effetto di un comportamento spaziale indotto dai carichi torcenti, possono manifestarsi deformazioni lungo le fibre longitudinali e conseguenti tensioni normali ad esse proporzionali. Questo stato tensionale definito complementare o secondario, che non è preso in considerazione nella teoria classica della torsione alla De Saint Venant, costituisce l'oggetto principale della teoria delle aree settoriali; esso comporta delle tensioni normali i cui valori possono essere non trascurabili, ma dello stesso ordine di grandezza di quelli dovuti al carico puramente flessionale.

E' possibile inoltre affermare che, se la distorsione è limitata, come accadrebbe se pensassimo di serrare, cioè impedire l'ingobbamento di una generica trave alle estremità, nella sezione trasversale appaiono sforzi normali notevoli che provocano un momento torcente opposto con un conseguente incremento della rigidità a torsione della trave. Per le sezioni aperte questo effetto è meno evidente e perciò risulta possibile trascurarlo.

In conseguenza di quanto detto, il momento torcente $M_t = M_t(z)$ si suddivide, sezione per sezione, in una quota primaria $M_t^{(P)}$, equilibrata da tensioni tangenziali alla S. Venant, ed in una quota

secondaria $M_t^{(S)}$, caratteristica della torsione non uniforme ed equilibrata dal complesso delle tensioni secondarie.

Vale pertanto la relazione:

$$M_t = M_t^{(P)} + M_t^{(S)}$$

Lo stato tensionale secondario, che non sempre è secondario numericamente, si genera nei seguenti casi:

- Momento torcente esterno variabile;
- Sezione trasversale variabile lungo l'asse della trave;
- Presenza di vincoli che impediscono l'ingobbamento.

Si possono quindi individuare due possibili soluzioni:

- impalcati non torsiorigidi (senza i controventi inferiori)

Impalcati prevalentemente rettilinei. La progettazione delle travi dovrà essere svolta assegnando loro inerzia torsionale pari a:

$$J_T = \frac{1}{3} * \sum_i (a_i * t_i^3)$$

Dove:

t_i rappresenta lo spessore del rettangolo i-esimo della sezione;

a_i rappresenta la lunghezza del rettangolo i-esimo della sezione



Figura 12: Esempio impalcato non torsiorigido

- impalcati torsiorigidi (con i controventi inferiori)

Impalcati sia in rettilineo che in curva. Negli impalcati in curva un aspetto determinante per il calcolo è quello dovuto alla formazione di un punto angoloso di qualsiasi grado in un giunto che provoca un momento torcente, difficilmente assorbibile da un'anima in condizioni di spessori commerciali.

Si dovrà quindi irrigidire la sezione inserendo profili a L singoli, accostati o a farfalla (o altre tipologie similari) prevedendo opportune giunzioni nelle zone più intradossali delle travi per garantire alla sezione un'adeguata circuitazione delle azioni.

Al fine di conferire un comportamento torso-rigido all'impalcato aperto si introducono quindi cotroventature reticolari sia all'estradosso che all'intradosso della sezione; la rigidità torsionale

viene valutata facendo riferimento alla formulazione di Bredt e considerando una sezione a cassone equivalente che assumerà configurazioni differenti sia in fase di montaggio che in fase di esercizio.

Applicando la formulazione di Bredt si ottiene:

$$J_T = \frac{4\Omega^2}{\frac{B}{t_s^*} + \frac{B}{t_i^*} + \frac{2 \cdot h_{eq}}{t_w}} = \frac{4\Omega^2}{\int \frac{dt}{s}}$$

Dove:

Ω rappresenta l'area racchiusa dalla linea media;

h_{eq} rappresenta l'altezza della parete verticale;

t_w rappresenta lo spessore della parete verticale;

B rappresenta l'altezza della parete orizzontale;

t_i^* rappresenta lo spessore della parete inferiore;

t_s^* rappresenta lo spessore della parete superiore.

Mediante tale espressione si riesce a giustificare la dizione di “cassone equivalente” o “aperto” per riferirsi ad impalcati che di fatto sono a graticcio e le cui travi longitudinali, in corrispondenza delle piattabande inferiori, sono collegate attraverso una controventatura orizzontale, formando, così, sezioni di tipo scatolare in cui il controvento stesso funge da piastra inferiore, le anime delle travi fungono da piastre verticali ed infine la soletta funge da piastra di chiusura.

Pensando a due travi scatolari cave, caratterizzate dalla medesima geometria di cui una formata da quattro pareti piene continue lungo tutto lo sviluppo e l'altra analoga con l'unica differenza di presentare una controventatura reticolare inferiore al posto di una piastra continua, si comprende bene come lo spessore equivalente t^* da introdurre nella formulazione precedente risulti alquanto modesto per il cassone equivalente.

In fase di montaggio la rigidezza torsionale è valutata considerando una sezione “a cassone” costituita lateralmente dalle travi longitudinali mentre superiormente e inferiormente dalla controventatura.

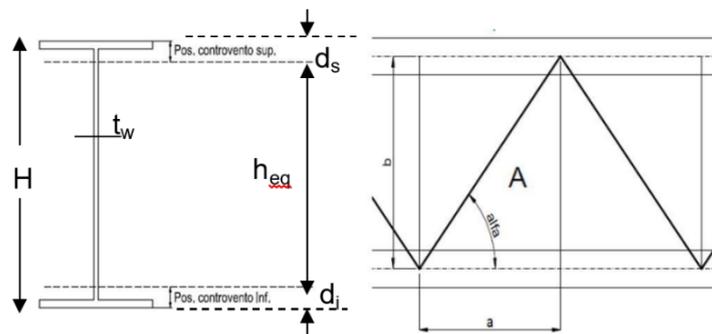


Figura 13: Sezione trasversale e vista dall'alto

Lo spessore di piastra equivalente ai controventi (costituente l'ipotetico cassone considerato) è definito come:

$$t^* = 2 \cdot \frac{E}{G} \cdot A \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \text{sen}^3 \alpha$$

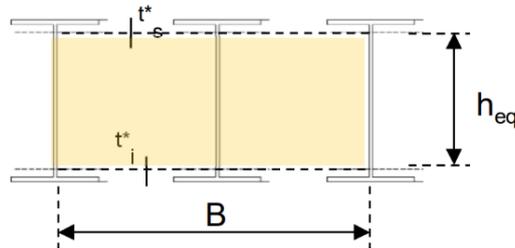
Dove:

A rappresenta l'area della sezione trasversale dell'elemento diagonale relativo alla controventatura;

a rappresenta il passo della controventatura inferiore;

α rappresenta l'angolo di inclinazione del diagonale;

E rappresenta il modulo elastico del materiale;
G rappresenta il modulo di rigidezza a taglio del materiale;
E rappresenta il modulo elastico del materiale.



$$h_{eq} = H - d_i - d_s$$

$$\Omega = B * h_{eq}$$

$$J_T = \frac{4\Omega^2}{\int dt/s}$$

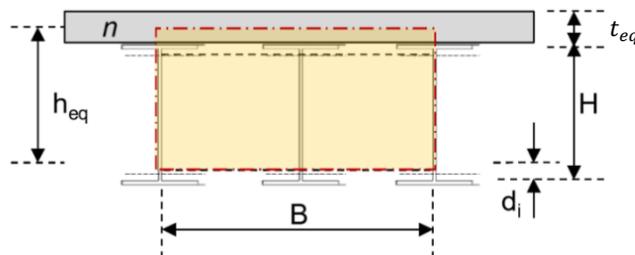
$$\int dt/s = \frac{B}{t_s^*} + \frac{B}{t_i^*} + \frac{2 * h_{eq}}{t_w}$$

$$J_{T,trave} = \frac{J_T}{N_{travi}} \quad (\text{inerzia torsionale equivalente della singola trave})$$

E' possibile notare come anche per diagonali di sezione considerevole l'effetto torsio-irrigidente del traliccio debba essere modesto perché i valori di t^* risultano sempre molto bassi; ciò nonostante, è chiaro al contempo che, poiché il flusso delle tensioni tangenziali τ risulta ancora circuitato lungo il cassone, il contributo delle stesse è sempre notevole nei riguardi dell'assorbimento del momento torcente.

In fase di esercizio, invece, il cassone considerato risulta essere costituito lateralmente dalle travi longitudinali, superiormente dalla soletta (omogeneizzata attraverso il coefficiente n) ed inferiormente dalla controventatura.

In seguito all'introduzione della soletta si ottiene un incremento della circuitazione delle azioni e dell'inerzia torsionale della sezione.



$$t_{eq} = \frac{s - c_{fe}}{n}$$

$$h_{eq} = \frac{t_{eq}}{2} + H - d_i$$

$$\Omega = B * h_{eq}$$

$$J_T = \frac{4\Omega^2}{\int dt/s}$$

$$\int dt/s = \frac{B}{t_{eq}} + \frac{B}{t_i^*} + \frac{2 * h_{eq}}{t_w}$$

$$J_{T,trave} = \frac{J_T}{N_{travi}}$$

Per gli impalcati a sezione mista la rigidezza torsionale assume valori differenti principalmente in funzione della fase considerata (fase di “montaggio” e di “esercizio”) ed in funzione dei coefficienti di omogeneizzazione che influiscono sulla determinazione dello spessore equivalente.



Figura 14: Esempio impalcato torsiorigido

3.2 Impalcati con schema a cassone

La sezione a cassone è generalmente conveniente per larghezze contenute (<5m) e costituisce un'ottima soluzione strutturale sia quando è richiesta un'elevata rigidezza torsionale, ad esempio per gli impalcati in curva, sia quando si vuole ridurre l'altezza dell'impalcato ottenendo così un risultato estetico gradevole. La sezione è composta da una trave ad U in acciaio realizzata saldando due flange superiori, due anime ed una flangia inferiore. Rappresenta una tipologia meno comune a causa dell'elevato costo ed elevata difficoltà di realizzazione e manutenzione, inoltre è soggetta a deformazioni associate a torsione non uniforme.

Tale tipologia di impalcato può coprire luci fino a 100-120m.

Anche questa tipologia di impalcati sfrutta la prefabbricazione in quanto le travi principali vengono realizzate direttamente in officina e successivamente trasportate in conci in sito.

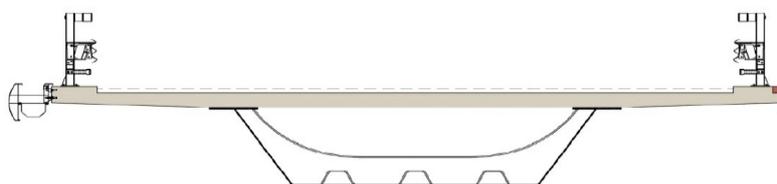
Questa tipologia di impalcati presenta un'incidenza maggiore, per tale ragione il suo utilizzo è limitato ai seguenti casi:

- tracciati stradali in curva, perché tale impalcato possiede un'elevata rigidezza torsionale;
- in presenza di limitazioni sull'altezza della trave metallica.

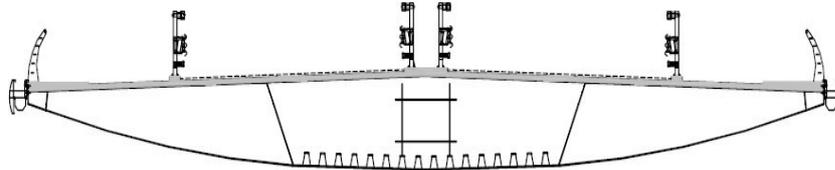
In alcuni casi per aumentare la rigidezza torsionale è possibile chiudere superiormente la parte metallica.

Le solette per questa tipologia presenta caratteristiche prossime a quelle indicate precedentemente. Possiamo individuare principalmente tre forme caratteristiche della nostra sezione a cassone:

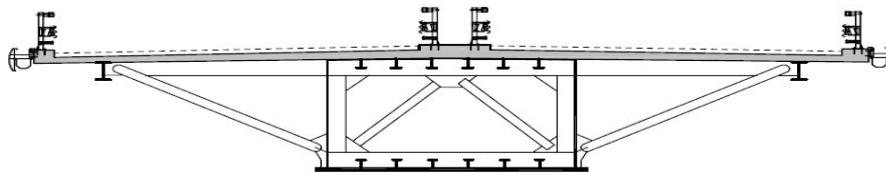
- Il cassone trapezio ha il vantaggio rispetto a quello rettangolare di ridurre la lunghezza degli sbalzi della soletta, di contenere la larghezza inferiore, e conseguentemente la larghezza delle pile.



- Nel caso di impalcati molto larghi la soluzione a cassone monocellulare può essere ancora utilizzata ricorrendo ai traversi aggettanti solidali alla soletta.



- Una soluzione alternativa è costituita dall'utilizzo di travi reticolari inclinate o di semplici puntoni collegati al fondo del cassone.



Un aspetto fondamentale negli impalcati a cassone con fondo completamente chiuso è la predisposizione di fori di ventilazione al fine di evitare ristagni di umidità, aspetto che influisce sulla durabilità della struttura.

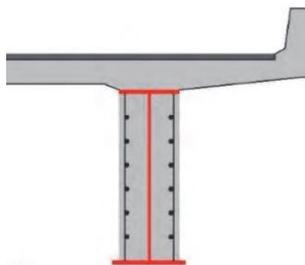
3.3 Impalcati con schema a travi metalliche immerse

Questa tipologia è ottenuta mediante l'immersione delle travi metalliche, solitamente con profilo a doppia T, all'interno della soletta in calcestruzzo.

Questa soluzione risulta essere una buona alternativa alle travi prefabbricate in c.a.p. per campate di luci basse (circa 10-15m) e trova largo impiego in ambito ferroviario.

Per luci così piccole non è conveniente utilizzare le soluzioni mostrate precedentemente.

Infatti, utilizzando le regole progettuali che forniscono i rapporti luce/altezza della trave metallica, si otterrà un'altezza della trave metallica minore di un metro. Tale assunzione non risulta corretta, in quanto queste travi metalliche dovranno sostenere un impalcato di larghezza spesso maggiore di 10 metri.



3.4 Procedimenti costruttivi

Fase 1: Trasporto ed installazione elementi in acciaio

La costruzione dell'impalcato inizia con il posizionamento delle travi metalliche. Come definito in precedenza, le travi metalliche sono realizzate in officina e successivamente trasportate per conci in sito. Al fine di minimizzare il trasporto e le saldature, conviene massimizzare la lunghezza di ciascun conco valutando però la metodologia di trasporto ed installazione che può essere utilizzata. La posa delle travi metalliche può avvenire per spinta o per sollevamento.

Dopo la posa delle travi metalliche avviene il posizionamento dei connettori a taglio e di eventuali controventi o diaframmi tramite bullonatura.

Successivamente avviene la realizzazione della soletta in calcestruzzo.

Fase 2: Realizzazione della soletta

La soletta dell'impalcato del ponte può essere completamente gettata in opera, parzialmente prefabbricata oppure quasi totalmente prefabbricata.

- Soletta realizzata in opera

Nel caso di soletta gettata in opera vi è la necessità di aver a disposizione casseforme mobili sostenute da una struttura metallica, oppure fisse. Questa tecnica costruttiva permette di realizzare, solitamente, segmenti di lunghezza variabile tra i 8m ed i 20m inoltre richiede tempi di esecuzione lunghi garantendo però numerosi vantaggi tra cui minimizzare il numero di giunti.

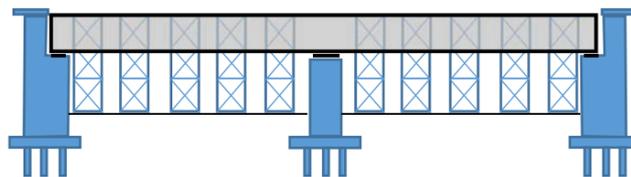


Figura 15: Casseforme fisse per il getto della soletta

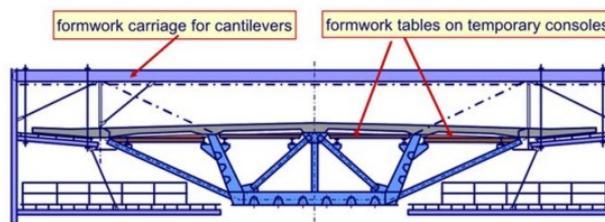


Figura 16: Casseforme mobili per il getto della soletta

Un'alternativa valida è utilizzare casseforme a perdere, comunemente le più utilizzate sono le lastre predalles oppure lamiera grecata; quest'ultima in certi casi può essere utilizzata come armatura a flessione.

Le lastre sono dimensionate in modo da sorreggere il loro peso proprio, il getto ed eventuali carichi variabili.

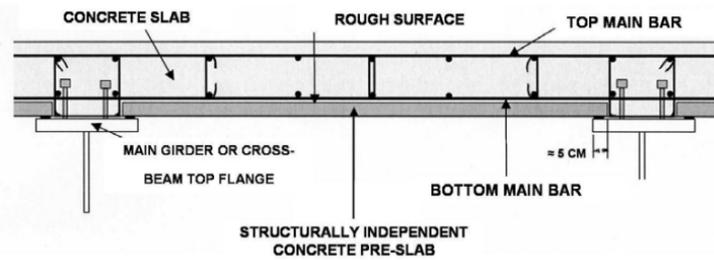


Figura 17: Casseforme a perdere per il getto della soletta

Il getto della soletta è consigliabile eseguirlo adottando una tecnica discontinua per tratti non consecutivi dato che questo influisce sullo stato tensionale in esercizio dell'impalcato, in particolare in corrispondenza degli appoggi di continuità l'estradosso risulta teso e quindi già durante le fasi costruttive la soletta potrebbe fessurarsi.

Ciò è perseguibile adottando una tecnica di sequenza che coinvolge prima il getto di tutte le zone all'interno delle campate e poi il getto delle zone sugli appoggi.

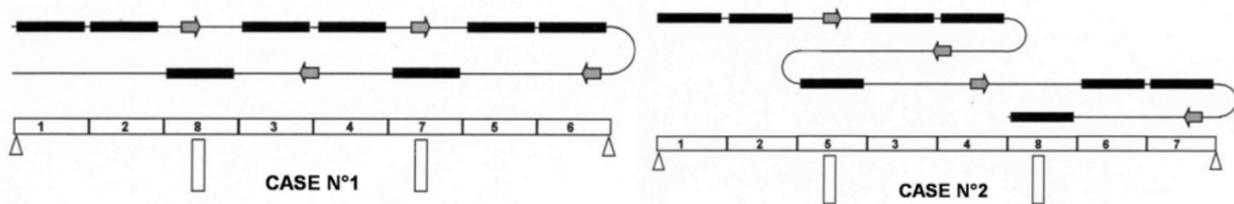


Figura 18: Esempio di una sequenza costruttiva della soletta

Adottando questa tecnica si limitano le tensioni di trazione nel calcestruzzo in corrispondenza degli appoggi interni, che potrebbero portare già inizialmente alla fessurazione.

- Soletta prefabbricata

La prefabbricazione in conci della soletta viene utilizzata invece per opere particolari, ad esempio i sovrappassi autostradali; questi richiedono tempi di esecuzione contenuti in modo da interrompere solo temporaneamente il traffico sottostante. In questa tecnica costruttiva la soletta viene gettata precedentemente in segmenti di lunghezza variabile 2-4 metri.

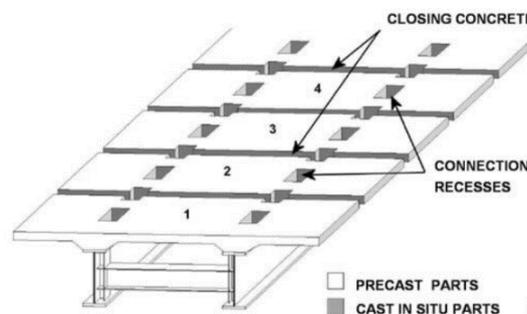
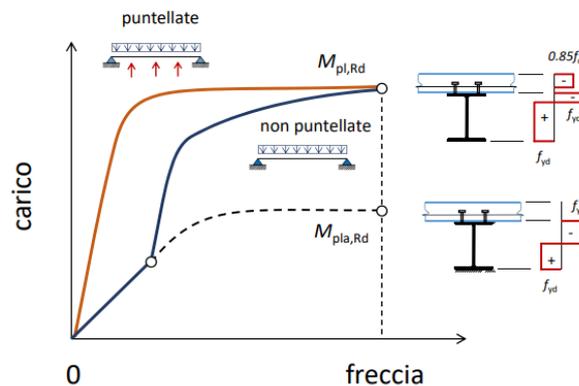


Figura 19: Disposizione soletta prefabbricata

Dal punto di vista strutturale la prefabbricazione ha il vantaggio di limitare gli effetti del ritiro del calcestruzzo a breve termine mentre gli effetti a lungo termine non possono considerarsi esauriti in quanto, ad esempio la viscosità, raggiunge circa il 90% dopo 2 anni.

Un aspetto importante da considerare in fase di progettazione è lo stato tensionale all'interno della sezione composta derivante dalla modalità costruttiva che si andrà a svolgere per la costruzione dell'impalcato; possiamo definire due differenti modalità: trave puntellata e trave non puntellata. La presenza della puntellatura ci porta a collocare puntelli al di sotto delle travi metalliche, questo comporta una quasi totale eliminazione delle tensioni presenti sulla trave metallica prima dell'indurimento della soletta di calcestruzzo in quanto i carichi sono scaricati totalmente sui puntelli. I puntelli vengono rimossi una volta che la soletta ha raggiunto la maturazione richiesta e tutti i carichi verticali saranno portati dalla struttura mista acciaio-calcestruzzo. In assenza di puntellatura, invece, il carico della struttura in acciaio e della soletta sono portati fin da subito dalla struttura in acciaio. Questo porterà ad avere un maggiore impiego statico e deformativo della trave.



Come indicato nel grafico la presenza della puntellatura influisce sulla distribuzione delle tensioni nella nostra sezione, motivo per cui, non bisogna sottovalutarne gli effetti in fase di progettazione. La curva tratteggiata rappresenta il caso in cui è assente il collegamento tra la trave in acciaio e la soletta in calcestruzzo. L'assenza del collegamento genera una riduzione di circa il 50% del $M_{pla,Rd}$. La curva blu rappresenta il caso in cui è presente il collegamento tra la trave in acciaio e la soletta in calcestruzzo ma è assente la puntellatura al di sotto della struttura. Inizialmente il comportamento della struttura è uguale al caso precedente ma nel momento in cui la soletta raggiunge la maturazione si raggiunge il valore di $M_{pl,Rd}$ paria al caso in cui è presente la puntellatura.

La curva arancione rappresenta il caso in cui è presente il collegamento tra la trave in acciaio e la soletta in calcestruzzo ed è presente la puntellatura al di sotto della struttura. Il comportamento della struttura si mostra estremamente rigido e si raggiunge il valore massimo di $M_{pl,Rd}$.

3.5 Ritiro e fessurazione

I ponti a composti acciaio-calcestruzzo a travata continua a seguito dell'applicazione di carichi verticali e deformazioni imposte sono soggetti al fenomeno della fessurazione principalmente in corrispondenza degli appoggi di continuità.

La presenza delle fessure, oltre a modificare la rigidità del ponte causando una redistribuzione delle sollecitazioni, espongono maggiormente le armature al rischio di corrosione. La corrosione può compromettere il comportamento in servizio della struttura. È dunque di fondamentale importanza lo studio dell'entità e della estensione delle fessure al fine di limitare l'avvenimento di questo fenomeno.

Il controllo dell'apertura delle fessure avviene utilizzando un adeguato quantitativo di armature ordinarie e riducendo le forze di trazione applicate, ciò può essere svolto controllando, ad esempio, le fasi costruttive della soletta oppure applicando alla struttura una precompressione esterna che non solo migliora il comportamento in esercizio della struttura ma anche allo stato limite ultimo.

La fessurazione della soletta nei ponti a composti è la principale causa della corrosione dell'armatura ordinaria che, soggetta all'aggressività chimica dell'ambiente esterno, causa un degrado del calcestruzzo con conseguente riduzione di rigidità ed un peggior comportamento in esercizio delle strutture.

Questo fenomeno può avvenire durante le fasi costruttive, nelle quali il calcestruzzo ha una bassa resistenza, oppure in esercizio. I carichi ed i fenomeni che possono causare la fessurazione prima dell'apertura del ponte sono il peso proprio, macchinari utilizzati durante la costruzione, le fasi costruttive, il ritiro e la temperatura di idratazione.

La fessurazione prematura viene controllata, ad esempio, attraverso la tipologia del cemento, rapporto acqua cemento, contenuto di cemento, additivi, umidità relativa dell'ambiente e temperatura e dalle modalità costruttive. La protezione del cls in fase di maturazione è molto importante in quanto il ritiro dipende prevalentemente da queste fasi iniziali.

Il ritiro influenza notevolmente la fessurazione in quanto, in questo caso, le travi in acciaio essendo vincolate alla soletta le impediscono di accorciarsi avendo come conseguenza la nascita di tensioni di trazione nella stessa proporzionali alla rigidità del calcestruzzo, della trave in acciaio ed all'entità della deformazione imposta.

In passato il fenomeno della fessurazione era risolto controllando principalmente gli effetti dei carichi in esercizio sulla soletta.

In Francia si perseguiva una progettazione che garantiva che la soletta non fosse mai in trazione, ciò era ottenuto sfruttando la precompressione della soletta oppure sollevando le travi principali in acciaio in corrispondenza delle pile prima del getto della soletta ed una volta che il calcestruzzo raggiungeva la resistenza voluta, le travi venivano riportate nella loro posizione iniziale; nonostante l'effetto benefico ottenuto la viscosità ne riduceva una buona parte.

Questi metodi aumentavano notevolmente il costo generale dell'opera con una conseguente perdita di competitività.

Al giorno d'oggi la limitazione dell'apertura delle fessure può essere ottenuta in diversi modi:

- Soddisfacendo determinati criteri e dettagli progettuali: percentuale minima di armature; tensione massima nelle armature; diametro delle armature.
- Utilizzando appropriati metodi costruttivi della soletta.
- Impiegando la precompressione esterna.

Il progetto allo stato limite di esercizio, tutt'oggi, è molto incerto. Dipende principalmente dalle caratteristiche del calcestruzzo, non note con certezza in fase di progetto, inoltre il comportamento non lineare in fase di esercizio è complicato dalla presenza fessurazione, tension-stiffening, ritiro e viscosità.

4. VANTAGGI E SVANTAGGI DEGLI IMPALCATI A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Considerando un impalcato costituito da uno schema BI-TRAVE, in quanto sarà oggetto successivamente di confronto, è possibile individuare quelli che sono ad oggi i vantaggi e gli svantaggi principali per questa tecnica costruttiva.

Questa tipologia presenta un'ottima soluzione per ponti di luci variabili tra i 40-100m e tracciati rettilinei.

4.1 Principali vantaggi

Prefabbricazione e l'assemblaggio in situ.

Grazie a questa possibilità si hanno risparmi nei riguardi delle tempistiche di costruzione del ponte e qualora venissero utilizzati, oltre alla struttura metallica, casseri a perdere prefabbricati (predalles) per la realizzazione della soletta in calcestruzzo, si avrebbero ulteriori sconti nelle tempistiche. La prefabbricazione degli elementi, solitamente, garantisce una di maggiore qualità e accuratezza dovuta principalmente alla loro produzione in ambiente controllato.

Ottimizzazione delle risorse.

I ponti compositi sono strutture per le quali il consumo dei materiali è ottimizzato grazie all'utilizzo di sezioni ad I e membrane di spessore variabile.

Peso proprio.

In seguito al ridotto peso proprio si hanno vantaggi anche a riguardo delle sottostrutture, ad esempio fondazioni ed appoggi avranno dimensioni minori; inoltre nei confronti del sisma si avrà una riduzione della massa partecipante e quindi una riduzione degli effetti di tale azione.

Tale soluzione, se confrontata con un equivalente soluzione in calcestruzzo armato, presenta una maggiore leggerezza (rapporto resistenza/peso) e minore sensibilità ai cedimenti differenziali delle fondazioni.

Ottimizzazione e massimo sfruttamento della resistenza dei due materiali.

Comportamento garantito dalla corretta progettazione della connessione e messa in opera dei due materiali, questo permette di utilizzare al meglio le caratteristiche di resistenza proprie dei due materiali. Infatti, dimensionando in maniera accurata la sezione trasversale si può far in modo che l'acciaio lavori il più possibile a trazione, evitando così problemi di instabilità, ed il calcestruzzo a compressione.

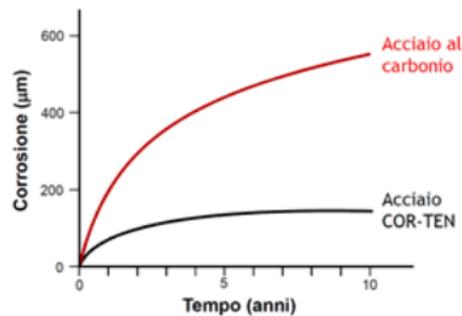
Manutenzione e durabilità.

Nelle strutture metalliche, qualora fossero perseguite in fase di progettazione tutti gli accorgimenti necessari, è richiesta una bassa manutenzione rappresentata prevalentemente dal rinnovamento dello strato protettivo contro la corrosione ogni 15-20 anni e la sostituzione/riparazione di eventuali elementi strutturali a seguito di danneggiamento causato dalla fatica.

E' importante ricordare che la verniciatura di acciai patinabili impedisce la formazione della patina di protezione dalla corrosione e quindi, la protezione, dipende unicamente dall'efficacia della verniciatura.

Risultati di prove "su banco", ovvero risultati teorici/sperimentali, hanno dimostrato che se si concede all'acciaio autopatinabile di autopassivarsi uniformemente, con regolari cicli umido/asciutto, si registrano perdite di spessore per ciascuna delle facce esposte, dell'ordine di 0,2 mm in 10 anni, senza ulteriore progressione. Questo aspetto rende possibile, ma non inevitabile,

l'annullamento degli interventi di manutenzione e/o rinforzo a seguito della perdita di spessore da corrosione grazie alla realizzazione di elementi con il sovrappessore adeguato.



Gli elementi che tipicamente vengono sostituiti con cadenza di circa 20 anni sono i giunti di espansione.

Qualità architettonica.

A seguito della semplicità dei particolari costruttivi e della chiarezza dell'impalcato strutturale si prestano all'inserimento in ambienti e contesti di particolare rilevanza paesaggistica. Inoltre presentano un'elevata l'adattabilità alle luci ed alla geometria del tracciato stradale richiesto.

Demolizione e riciclo.

Aspetto fondamentale che al giorno d'oggi non deve essere trascurato, come è noto le strutture civili sono generalmente difficili da demolire e riciclare ma contrariamente a ciò un ponte in acciaio-calcestruzzo è facilmente divisibile e riciclabile.

4.2 Principali svantaggi

Elevato costo.

Attualmente più elevata del c.a.p.

Fasi costruttive.

In seguito alla modalità di costruzione della struttura, essendo realizzata per fasi, è necessario considerare in modo opportuno i differenti stati tensionali a cui sarà soggetta la struttura.

Vulnerabilità agli impatti accidentali.

In seguito alla loro conformazione gli impalcati a sezione composta acciaio-calcestruzzo, specialmente la tipologia BI-TRAVE, non forniscono un'elevata resistenza agli impatti a causa dell'intrinseca debolezza della flangia inferiore.

Vulnerabilità al fuoco.

Nonostante gli incendi al di sotto dell'impalcato siano molto rari, la presenza di strutture portanti realizzare unicamente in acciaio forniscono una minore resistenza alle altre temperature rispetto ad un ponte interamente in calcestruzzo.

Necessità di manodopera altamente qualificata.

Dato l'elevato numero di collegamenti tra gli elementi e la loro rilevante importanza si ha la necessità di tecnici altamente qualificati per lo svolgimento dei lavori e di approfondite analisi e verifiche della correttezza delle lavorazioni svolte.

Instabilità.

Il dimensionamento delle parti metalliche costituenti l'impalcato sono fortemente influenzate dal problema dell'instabilità. Questa problematica si individua, ad esempio, nei ponti iperstatici nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi intermedi a causa del momento flettente puramente negativo. Gli elementi maggiormente influenzati sono le anime e le flange inferiori delle travi.

Rappresenta uno dei fenomeni maggiormente studiati in fase di progettazione di un ponte metallico, oltre a presentare elevate difficoltà di calcolo, ha conseguenze disastrose sia in termini economici che strutturali.



Figura 20: Esempio di instabilità flesso-torsionale

Fatica.

La fatica rappresenta un fenomeno rilevante per i ponti continuamente soggetti ai carichi concentrati mobili che viaggiano sull'impalcato e provocano escursioni di tensione, è definita come quel meccanismo secondo il quale si ha lo sviluppo di lesioni in un materiale/elemento strutturale a causa di tensioni (normali e/o tangenziali) variabili in modo ciclico.

La rottura per fatica si verifica quando piccole discontinuità, simili a fessure, crescono sotto l'applicazione ciclica di stress riducendo così la sezione resistente all'applicazione del carico con conseguente rottura; il livello tensionale in cui si verifica risulta essere inferiore rispetto a quello che porterebbe alla crisi in caso di applicazione monotona.

Nel caso di impalcato a sezione mista, dato l'elevato numero di collegamenti (unioni bullonate e/o saldate) e l'impiego di lastre in acciaio, la probabilità di possibili imperfezioni è elevata e per questo motivo la struttura deve essere sottoposta a numerosi test non distruttivi (NDT) sia in fase di assemblaggio che durante la sua vita utile. Anche questo rappresenta uno dei motivi per cui deve essere rispettato il criterio di una progettazione degli elementi tale da garantire l'ispezionabilità degli stessi.

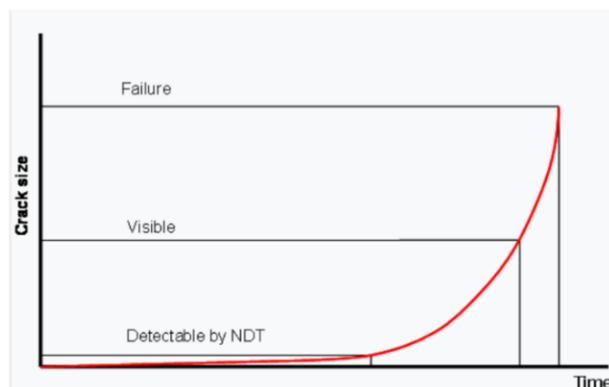


Figura 21: Propagazione della fessura nel tempo

5. MATERIALI COSTRUTTIVI

Nei successivi paragrafi si riportano i materiali con le relative caratteristiche che vengono prese in considerazione nella progettazione di ponti con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo.

5.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo armato (denominato anche conglomerato cementizio armato o cemento armato) è un materiale da costruzione costituito da calcestruzzo, ovvero materiale con una notevole resistenza a compressione ma con scarsa resistenza a trazione, ed acciaio, un materiale dotato di un'ottima resistenza a trazione; può essere realizzato in cantiere o in stabilimento.

E' ottenuto mediante l'unione di un legante, cemento, acqua ed aggregati lapidei di diverse dimensioni e qualora fosse necessario si possono aggiungere additivi che influenzano le caratteristiche fisiche o chimiche alterandone così le prestazioni. Le caratteristiche finali del calcestruzzo sono influenzate dalle tecnologie di produzione e dai dosaggi dei vari elementi costituenti, inoltre è un materiale che mostra una significativa variazione delle proprie caratteristiche nel tempo.

Caratterizzazione

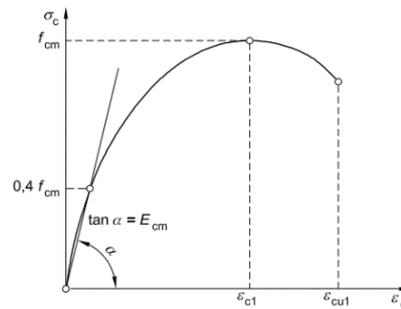
Il calcestruzzo è caratterizzato da un'elevata resistenza a compressione ed una scarsa resistenza a trazione, la resistenza a compressione può essere definita mediante prove a compressione su provini di forma differente; cubici o cilindrici.

Nel prospetto 3.1 della norma UNI EN-1992-1 troviamo la tabella che indica le "caratteristiche di resistenza e deformazione del calcestruzzo".

	Strength classes for concrete														Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	$f_{ck} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{cm}^{0.67}$ < C50/60 $f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + (f_{cm} / 10))$ > C50/60
$f_{ak,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ak,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ak,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ak,0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^3$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{cu} (%)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	see Figure 3.2 $\epsilon_{cu}(\%) = 0.7 \cdot f_{cm}^{-0.15} \cdot 2.8$
ϵ_{cu1} (%)	3.5														see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 10$ Mpa $\epsilon_{cu1}(\%) = 2.8 \cdot 27 / (85 \cdot f_{ck} / 100)^2$
ϵ_{cu2} (%)	2.0														see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}(\%) = 2.0 + 0.085 \cdot (f_{ck} / 50)^{0.15}$
ϵ_{cu3} (%)	3.5														see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}(\%) = 2.0 + 0.35 \cdot (f_{ck} / 50)^{0.15}$
n	2.0														for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1.4 + 23.4 / (90 - f_{ck} / 100)^2$
ϵ_{cu4} (%)	1.75														see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu4}(\%) = 1.75 + 0.55 \cdot (f_{ck} / 50)^{0.40}$
ϵ_{cu5} (%)	3.5														see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu5}(\%) = 2.6 + 35 / (90 - f_{ck} / 100)^2$

Figura 22: Caratteristiche di resistenza e deformazione del calcestruzzo

Al capitolo 3.1.5 la stessa norma fornisce la relazione tensione-deformazione per analisi strutturali non lineari.



La relazione mostrata in figura è rappresentata dalla seguente formulazione:

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

Dove:

- $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$
- ϵ_{c1} rappresenta la deformazione in corrispondenza della massima tensione
- $k = 1,05 E_{cm} |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$
- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 giorni

Per la progettazione delle sezioni trasversali la normativa al Capitolo 3.1.7 propone dei legami costitutivi semplificati, la relazione tensione-deformazione è rappresentata dal diagramma parabola-rettangolo.

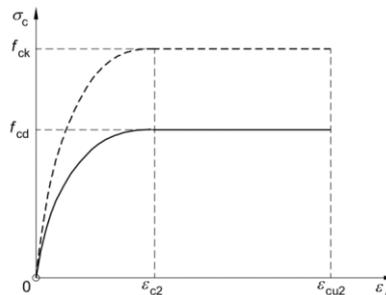


Figura 23: Legge costitutiva parabola-rettangolo

La relazione mostrata in figura è rappresentata dalla seguente formulazione:

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

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per } \epsilon_{c2} < \epsilon_c < \epsilon_{cu2}$$

Dove:

- n è l'esponente secondo il prospetto 3.1;
- ϵ_{c2} è la deformazione al raggiungimento della massima tensione;
- ϵ_{cu2} è la deformazione ultima;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto

I valori dei parametri indicati sono indicati all'interno del Prospetto 3.1.

La resistenza a compressione, a trazione ed il modulo elastico sono grandezze che dipendono dal tempo, il Model Code 1990 fornisce relazioni che legano queste grandezze al tempo.

Resistenza a compressione

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

Dove:

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

Con:

- $f_{cm}(t)$ indica la resistenza media a compressione al tempo t ;
- f_{cm} indica la resistenza media a compressione a 28 giorni;
- s è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento considerato.

Modulo elastico

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

Dove:

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

Con:

- E_{ci} modulo elastico a 28 giorni

Le formulazioni indicate risultano valide per una temperatura media di 20°C e per stagionatura secondo la EN 12390.

La valutazione della resistenza allo SLU avviene attraverso l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza, tramite la seguente relazione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$$

Dove:

- f_{ck} è la resistenza caratteristica del calcestruzzo a compressione valutata su provini cubici (resistenza cubica)
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1,5
- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 1

Il valore di α_{cc} trovato nell'Eurocodice 2-2, facendo riferimento alla parte di progettazione di ponti in calcestruzzo, ha un valore compreso tra 0,8 ed 1; l'Eurocodice 4-2 utilizza un valore pari a 1. Questo avviene per diverse ragioni e lo possiamo individuare analizzando la differenza tra gli "Stress Block" individuati dagli Eurocodice 2-2 e 4-2:

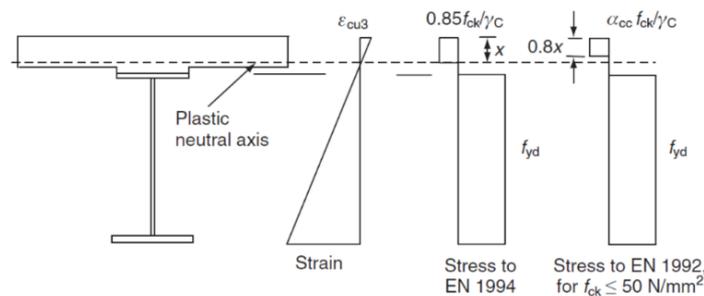


Figura 24: Stress Block

- Eurocodice 4-2

La configurazione plastica nelle sezioni composte utilizza un andamento costante di "Stress Block" pari a $0,85 * f_{cd}$, il quale si estende fino a raggiungere l'asse neutro plastico. Calcolare lo "Stress Block" in questo modo risulta più semplice in quanto le formulazioni utilizzate nell'Eurocodice 2-2 diventano complesse quando l'asse neutro plastico è vicino o della flangia in acciaio.

- Eurocodice 2-2

La configurazione plastica nelle sezioni composte utilizza un andamento costante di “Stress Block” pari a $\alpha_{cc} * f_{cd}$, il quale si estende per un’altezza pari al 80% dell’asse neutro. Per questo motivo il fattore 0,85 individuato nell’Eurocodice 4-2 non equivale al valore di α_{cc} individuato nell’Eurocodice 2-2.

5.2 Acciaio per armature ordinarie

L’acciaio ordinario viene utilizzato al fine di compensare la limitata resistenza a trazione del calcestruzzo e la limitazione dell’apertura delle fessure.

La norma UNI EN 1992-1-1 fornisce un legame costitutivo semplificato del tipo elastico-perfettamente plastico oppure elasto-plastico incrudente simmetrico a trazione e compressione per svolgere la verifica delle sezioni trasversali.

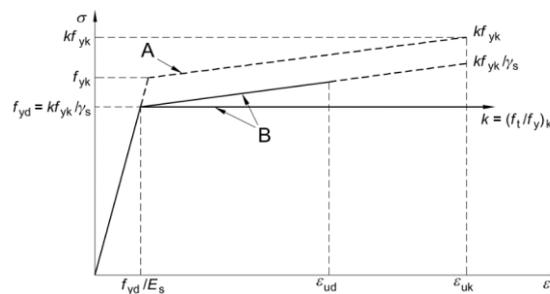


Figura 25: Legame costitutivo dell'acciaio

Legame costitutivo acciaio ordinario: A idealizzato, B calcolato

Per gli acciai comunemente utilizzati si considera un modulo di elasticità costante $E_s = 210000 \text{ MPa}$.

Per le verifiche allo SLU il valore di calcolo della tensione di snervamento risulta essere:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Dove:

- f_{yk} indica il valore caratteristico a snervamento dell’acciaio considerato;
- γ_s indica il coefficiente parziale di sicurezza ed ha un valore pari a 1,15;
- $k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ fornito nell’appendice C della EN 1992-1-1.

La deformazione corrispondente allo snervamento risulta essere:

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

L’armatura ordinaria deve garantire un’adeguata duttilità, vengono individuate tre classi differenti in funzione del rapporto k tra la tensione di rottura e quella di snervamento ed in funzione della deformazione massima ε_{uk} .

Class	Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$
A	≥ 2.5	≥ 1.05
B	≥ 5	≥ 1.08
C	≥ 7.5	$\geq 1.15, < 1.35$

5.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale è caratterizzato da un legame costitutivo simmetrico a trazione e compressione del tipo elasto-plastico-incrudente. Le caratteristiche dell'acciaio sono individuate nell' EN 1993-1-1.

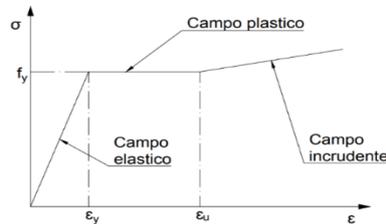


Figura 26: Legame costitutivo acciaio strutturale

A differenza dell'acciaio ordinario, che viene prevalentemente utilizzato sotto forma di barre, questo acciaio viene utilizzato per produrre profili (laminati a caldo o a freddo) e lamiere.

In fase di progettazione bisogna definire attentamente la tipologia di acciaio da utilizzare in modo che abbia una tenacità minima data la temperatura di progetto, lo spessore e la tensione in esercizio. Sperimentalmente si è visto che l'incremento dello spessore della membratura diminuisce la tensione di snervamento e la tensione di rottura.

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento				Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm			t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]		f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2					UNI EN 10210-1				
S 235	235	360	215	360	S 235 H	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410	S 275 H	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470	S 355 H	355	510	335	490
S 450	440	550	420	550	S 275 NH/NLH	275	390	255	370
UNI EN 10025-3					S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 275 N/NL	275	390	255	370	S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 355 N/NL	355	490	335	470	S 460 NH/NLH	460	560	430	550
S 420 N/NL	420	520	390	520	UNI EN 10219-1				
S 460 N/NL	460	540	430	540	S 235 H	235	360		
UNI EN 10025-4					S 275 H	275	430		
S 275 M/M/L	275	370	255	360	S 355 H	355	510		
S 355 M/M/L	355	470	335	450	S 275 NH/NLH	275	370		
S 420 M/M/L	420	520	390	500	S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 M/M/L	460	540	430	530	S 275 MH/MLH	275	360		
UNI EN 10025-5					S 355 MH/MLH	355	470		
S 235 W	235	360	215	340	S 420 MH/MLH	420	500		
S 355 W	355	510	335	490	S 460 MH/MLH	460	530		

Figura 27: Caratteristiche meccaniche di profili laminati a caldo a sezione aperta e cava

Per la verifica delle sezioni la norma permette l'utilizzo di un legame costitutivo semplificato di tipo elasto-perfettamente plastico. Per le verifiche allo SLU il valore di calcolo della tensione di snervamento risulta essere:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove:

- f_{yk} indica la resistenza caratteristica dell'acciaio strutturale del profilo considerato;
- γ_s indica il coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza delle sezioni di acciaio ed è pari a 1,05.

5.4 Acciaio da precompressione

Gli acciai da precompressione sono classificati come acciai ad alta resistenza (acciai armonici), disponibili sotto forma di fili, barre, trefoli o trecce. Presentano elevati valori di allungamento al limite elastico, necessari per contenere le perdite, e un comportamento altamente fragile caratterizzato da un'elevata resistenza in assenza o quasi di snervamento.

Per tale motivo si adotta la convenzione di utilizzare il valore della tensione allo 0.2% di deformazione residua o all'1% di deformazione sotto carico in sostituzione della tensione di snervamento.

La norma UNI EN 1992-1-1 fornisce:

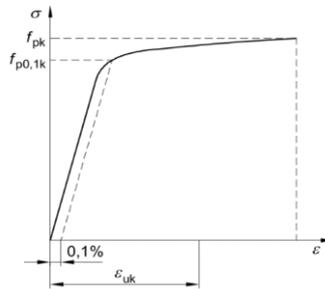


Figura 28: Legame costitutivo acciaio da precompressione

Dove:

- $f_{p0,1k}$ indica il valore caratteristico di tensione a cui corrisponde una deformazione residua, alla rimozione del carico applicato, pari a 0,1%
- f_{pk} indica il valore massimo di carico a trazione.

In fase di calcolo e progettazione la norma permette di utilizzare il diagramma semplificato elasto-plastico incrudente.

Le caratteristiche meccaniche non devono essere inferiori a quanto indicato secondo il le NTC18:

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trece	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

na=non applicabile

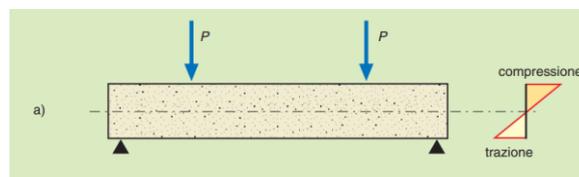
Le armature da precompressione, inoltre, devono soddisfare determinate caratteristiche di duttilità, resistenza alla fatica e devono presentare una sensibilità alla corrosione sotto tensione accettabilmente bassa. Il livello di sensibilità alla corrosione sotto tensione può essere ritenuto accettabilmente basso se le armature da precompressione sono conformi ai criteri specificati nella EN 10138 o contenuti in uno specifico Benestare Tecnico Europeo

6. LA PRECOMPRESSIONE: ASPETTI GENERALI

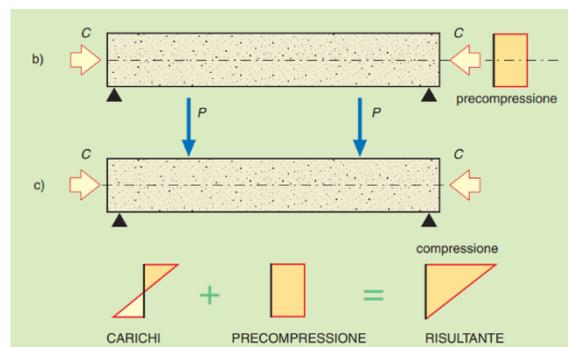
Com'è noto nella teoria statica del cemento armato si è esclusa la possibilità al calcestruzzo di resistere a sollecitazioni di trazione elevate in quanto la presenza di tali sollecitazioni causa la formazione di fessure con una conseguente riduzione della sezione resistente (sezione parzializzata). Risolvere questo problema è possibile creando un preventivo stato di pre-sollecitazione che sovrapposto a quello che viene successivamente introdotto dai carichi di esercizio consente l'eliminazione in ogni punto delle tensioni di trazione, o più in generale impedisce la parzializzazione della sezione.

Si consideri ad esempio una trave in calcestruzzo soggetta a due carichi concentrati.

In seguito all'applicazione dei carichi si genera una sollecitazione di trazione all'interno delle fibre inferiori la quale provoca fessurazioni non congrue con le capacità del conglomerato. (Figura a)



Si consideri ora il medesimo caso con la differenza di introdurre precedentemente all'applicazione del carico uno stato di pre-sollecitazione di compressione grazie all'introduzione di armatura precompressa. (Figura b e c)



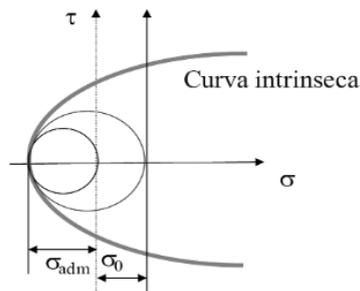
L'introduzione della pre-sollecitazione comporta una variazione sullo stato tensionale finale dell'elemento; le fibre inferiori risultano compresse e non più tese.

Inoltre la maggiore o minore eccentricità del cavo consente di ottenere una maggiore o minore riserva di compressione, ovvero, a parità di sollecitazione esterna, saranno necessari sforzi di entità più piccola o più grande.

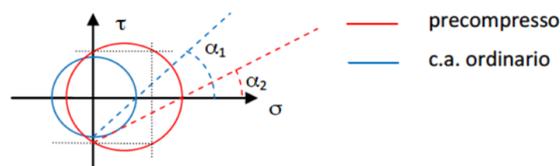
Grazie all'introduzione della precompressione la sezione acquisisce nuove caratteristiche meccaniche che ne migliorano il comportamento a rottura.

Confrontando, ad esempio, i cerchi di Mohr relativi allo stesso punto, in cui in un caso è presente la sola tensione tangenziale (zona inerte di una trave in calcestruzzo armato ordinario) e nell'altro anche una tensione normale di compressione (sezione pre-sollecitata), si può notare come il secondo risulti traslato verso destra in modo da incrementarne il coefficiente di sicurezza.

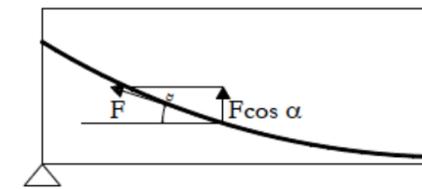
La presenza di sforzi di precompressione riduce quindi le tensioni principali di trazione conferendo alla trave un'apparente resistenza a trazione.



L'introduzione della precompressione comporta inoltre una riduzione dell'inclinazione delle bielle compresse legate al taglio, infatti, come rappresentato in figura, nel caso di calcestruzzo armato ordinario lo stato tensionale è rappresentato da un cerchio di Mohr centrato nell'origine in cui le giaciture principali risultano inclinate di $\alpha_1 = 45^\circ$ mentre nel caso di calcestruzzo armato precompresso il cerchio di Mohr risulta traslato verso destra con conseguente aumento della tensione principale di compressione. Poiché il polo delle giaciture rimane posizionato sull'asse delle ordinate (τ) l'inclinazione della giacitura delle bielle diminuisce (α_2).



Infine la presenza di cavi inclinati introduce delle forze verticali che generalmente contrastano le forze di taglio dovute ai carichi esterni, questo comporta una consistente riduzione della forza di taglio presente nella struttura rispetto alla medesima situazione realizzata con calcestruzzo armato ordinario.



6.1 Vantaggi e svantaggi della tecnica di precompressione

- **Principali Vantaggi**

Riduzione degli effetti dei carichi esterni.

Grazie alla possibilità della scelta, a seconda della tipologia di precompressione utilizzata, del tracciato dei cavi è possibile ridurre/annullare gli effetti generati dall'applicazione dei carichi esterni mediante l'introduzione di uno stato di pre-sollecitazione nella struttura attraverso i cavi disposti.

Annullamento/riduzione delle tensioni di trazione nel calcestruzzo.

In seguito a questo effetto si ha la possibilità di poter considerare la sezione la completamente resistente (qualora la trazione fosse completamente annullata) all'applicazione del carico permettendo così una sensibile riduzione di sezione a parità di carichi esterni rispetto, ad esempio, alle travi in semplice calcestruzzo armato ordinario in cui la parte di calcestruzzo teso non viene in

genere considerata all'interno della sezione resistente e di conseguenza rappresenta un elemento passivo che produce un incremento delle sollecitazioni a causa del peso proprio.

Riduzione degli sforzi di compressione.

La possibilità di poter considerare la sezione completamente resistente risulta essere un vantaggio anche nei confronti delle sollecitazioni di compressione in quanto si vanno ad applicare su un'area resistente maggiore rispetto al caso di sezione parzializzata (sezione in cui sono presenti sollecitazioni di trazione).

Riduzione delle tensioni principali di trazione dovute al taglio.

Come indicato precedentemente la precompressione induce una riduzione delle tensioni principali di trazione dovute al taglio, ciò è osservabile nel cerchio di Morh indicato in figura.

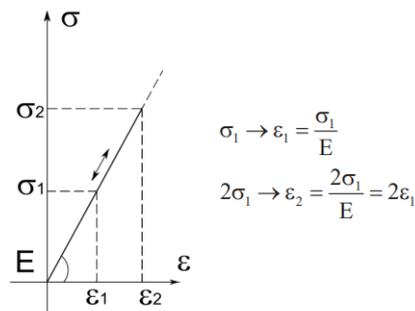
Riduzione degli effetti del ritiro.

L'introduzione della precompressione comporta un effetto benefico nei confronti del ritiro però, tale fenomeno, tende a diminuire lo stato di precompressione applicato alla struttura contribuendone a ridurne il benefico effetto.

In fase di progettazione: Sovrapposizione degli effetti.

Nel caso in cui la presollecitazione induca nella sezione solamente tensioni di compressione il calcolo allo stato limite di esercizio diventerebbe molto semplice in quanto i metodi da adottare sono quelli classici della scienza delle costruzioni dato che vale, in particolare, la sovrapposizione degli effetti; inoltre dato che in fase di progettazione occorre effettuare le verifiche in ogni fase della vita della struttura, dalla precompressione alla messa in servizio la possibilità di mantenere valida quest'ipotesi semplifica la determinazione degli sforzi e gli effetti della precompressione e dei carichi esterni possono essere sommati per ottenere lo stato di sollecitazione finale.

La verifica in generale consiste in: $|\sigma - \sigma_p| \leq |\sigma_{adm}|$



Fasi costruttive.

Un elemento precompresso nelle varie fasi di costruzione è sottoposto a severi collaudi che garantiscono l'opportuna resistenza anche a livelli di tensione che normalmente non vengono mai più raggiunti in fase di esercizio, ma tuttavia presenti nelle fasi intermedie.

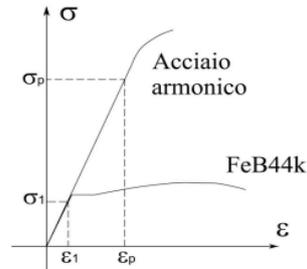
Adattabilità.

La tecnica della precompressione può essere applicata anche ad altre tipologie costruttive, ad esempio, strutture miste in acciaio-calcestruzzo e strutture metalliche.

- **Principali svantaggi**

Materiali.

Data la presenza di elevati sforzi è necessario realizzare le strutture con materiali più resistenti e dunque più costosi, ad esempio l'acciaio deve essere in grado di sviluppare grandi deformazioni (allungamenti) in campo elastico e quindi deve possedere un elevato limite elastico (si utilizzano acciai armonici).



Necessità di manodopera altamente qualificata.

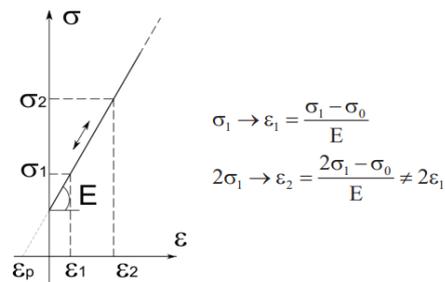
La tecnica della precompressione richiede un alto livello di specializzazione delle imprese costruttrici e delle maestranze in quanto, ad esempio, le operazioni di ancoraggio delle testate ed il corretto posizionamento dei cavi richiedono accorgimenti fondamentali al fine di introdurre in modo corretto la precompressione richiesta.



Figura 29: Esempio di errore costruttivo: spirali posizionate in modo errato in quanto non sono direttamente dietro la più esterna superficie dell'ancoraggio

In fase di progettazione: Principio di proporzionalità.

A differenza della possibilità di applicare il principio di sovrapposizione degli effetti l'applicazione del principio di proporzionalità viene meno ovvero mentre in assenza di precompressione a tensione doppia corrisponde deformazione doppia, nel caso sia presente la precompressione ciò non è più vero.



Perdite e cadute di tensione. (post-tensione)

La tensione in un cavo di precompressione è variabile sia lungo il cavo che nel tempo, pur risultando in ogni caso inferiore alla tensione al martinetto, motivo per cui si è soliti parlare di variazione di tensione rispetto al valore di riferimento al tiro.

Da un punto di vista progettuale è usuale dividere le cause di riduzione nella tensione dei cavi in riferimento all'istante in cui la stessa si verifica.

Perdite di tensione ($t = 0$, ovvero durante la fase di messa in tensione)

- perdite per effetto mutuo; le tesature dei cavi in più fasi successive comportano un ulteriore accorciamento elastico della trave rispetto a quello intervenuto nelle fasi precedenti con una conseguente diminuzione del tiro dei cavi già messi in tensione;
- perdite per attrito; perdita dominante che avviene per effetto dell'attrito che si sviluppa tra cavo e guaina;
- perdite per rientro degli ancoraggi; perdita di tensione dovuta al rientro del cavo all'interno del cono di ancoraggio.

Cadute di tensione ($t > 0$):

- ritiro, viscosità e rilassamento; a causa dei fenomeni reologici del calcestruzzo si ha un accorciamento della trave con conseguente accorciamento del cavo collegato al calcestruzzo mentre in seguito al rilassamento dell'acciaio si ha una diminuzione della tensione nell'acciaio a deformazione costante.

Difficile verifica dello stato di conservazione dell'armatura di precompressione

Come per i ponti in c.a. ordinario la corrosione dell'acciaio rappresenta uno dei principali fattori di degrado.

Nonostante il calcestruzzo sia un materiale molto resistente nel tempo la presenza di barre e/o cavi al suo interno, necessari al fine di garantire una resistenza nei confronti degli sforzi di trazione, influiscono sulla funzionalità della struttura in seguito alla loro vulnerabilità alla corrosione.

In seguito all'immersione delle barre e/o cavi all'interno del conglomerato cementizio il controllo del loro "stato di salute" risulta difficile e spesso impossibile a causa dell'inaccessibilità e per questo motivo sono stati sviluppati, negli ultimi anni, differenti livelli di indagine al fine di "sviare" tali problemi.

Queste indagini risultano utili in caso della verifica di barre d'armatura ordinaria mentre nei confronti dell'armatura di precompressione sono poco significative in quanto, solitamente, i cavi sono disposti ad una profondità maggiore e per questo motivo la loro verifica risulta complicata.

Ad esempio la corrosione dei trefoli di un cavo è difficilmente testimoniata dalla presenza di fessure o distacchi del copriferro in quanto il cavo è contornato dalla guaina.

Al fine di garantire una buona durabilità dei cavi la corretta esecuzione della procedura d'iniezione delle guaine risulta fondamentale. Questa pratica in passato veniva spesso sottovalutata, ossia considerata un provvedimento accessorio o superfluo, la conseguenza di ciò si risente tutt'oggi.

Il processo di corrosione è spesso localizzato e la perdita di uno o più cavi può portare all'improvviso collasso, anche sotto il solo peso proprio, della struttura senza mostrare segni premonitori evidenti.



Figura 30: Esempio di cavi non iniettati con guaina non più esistente sull'intradosso del bulbo inferiore della trave

6.2 Effetto della precompressione

L'analisi dello stato tensionale di una struttura precompressa risulta funzione dalle caratteristiche geometriche della sezione analizzata, in particolar modo risulta importante la conoscenza del nocciolo centrale di inerzia.

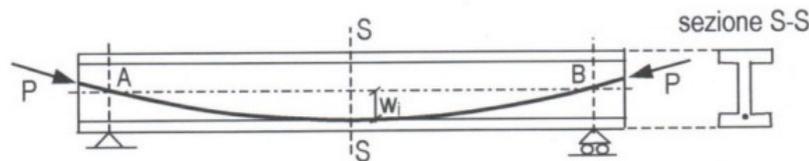
Il nocciolo centrale d'inerzia rappresenta il luogo dei centri di pressione tali per cui l'asse neutro non taglia mai la sezione e quindi si trova in uno stato di totale compressione.

Si consideri una generica trave isostatica, non soggetta ad azioni esterne, a cui viene applicata uno stato di precompressione mediante l'inserimento di un cavo parabolico post-testo all'interno della sezione stessa; inoltre si consideri trascurabile l'attrito che nasce tra cavo e guaina mentre la sollecitazione di precompressione è trasferita alla struttura in corrispondenza delle testate di ancoraggio tramite pressioni radiali che nascono per effetto della curvatura del cavo e dello sforzo di trazione in esso presente.

Qualora i cavi fossero pre-tesi lo sforzo di precompressione sarebbe invece trasmesso tramite le tensioni di aderenza tra calcestruzzo e acciaio.

In ogni sezione di una struttura isostatica l'effetto della precompressione può essere considerato come quello di una forza concentrata tangente ai cavi con uno sforzo pari a quello presente nel cavo in corrispondenza della sezione considerata.

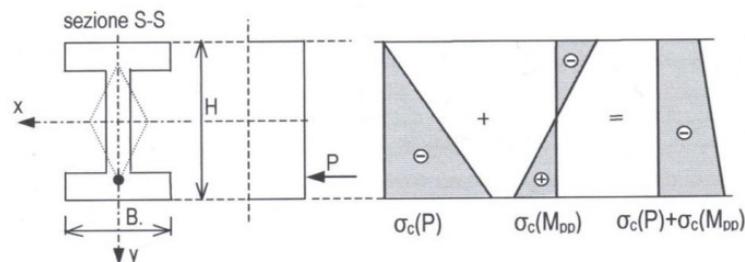
Analizziamo la sezione di mezzzeria della trave in figura avente il tracciato del cavo post-teso passante per l'estremo inferiore del nocciolo centrale di inerzia.



Com'è noto, in fase costruttiva, il getto viene realizzato entro casseforme quindi in fase iniziale il peso proprio è portato unicamente dagli elementi di sostegno delle casseforme. Successivamente con l'applicazione della precompressione si inducono delle sollecitazioni flessionali di segno opposto a quelle indotte dal peso proprio e quindi le deformazioni che ne derivano producono delle curvature positive che comportano spostamenti verso l'alto.

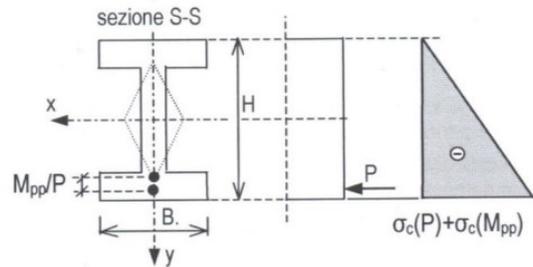
Tali spostamenti generano il sollevamento della trave dalla cassaforma generando il cosiddetto "disarmo automatico", ovvero il peso proprio della trave non graverà più sulla cassaforma ma viene trasferito dalla struttura direttamente agli appoggi di estremità con la conseguenza che il peso proprio è portato dalla struttura stessa.

Tutto ciò avviene contemporaneamente all'applicazione della precompressione e quindi il peso proprio darà luogo ad un diagramma di momento che agisce in concomitanza con l'effetto della precompressione, nascerà così una tensione di compressione all'estradosso (non utile ma dannosa) che incrementa sfavorevolmente le tensioni di compressione indotte dai carichi variabili.



Per evitare questa situazione è possibile applicare la precompressione ad una distanza dall'estremo del nocciolo di inerzia pari al rapporto tra il momento del peso proprio e la forza di precompressione

(M_{pp}/P), così facendo la presenza contemporanea dello sforzo di precompressione e del momento del peso proprio darà luogo ad una risultante che passa per l'estremo del nocciolo e quindi darà luogo ad un diagramma delle tensioni triangolare.



Lo spostamento del cavo di precompressione porta due vantaggi importanti:

- Il momento dovuto al peso proprio, o meglio quello dovuto a tutti i carichi permanenti presenti al momento della precompressione, può essere equilibrato mediante il semplice spostamento del cavo e questo effetto favorevole è chiamato “momento utile aggiunto”.
- L'armatura di precompressione si trova più vicina all'intradosso e quindi ha un braccio di leva maggiore nelle verifiche allo stato limite ultimo.

7. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE

Il calcestruzzo, com'è noto, è un materiale dotato di buona resistenza a compressione e scarsa resistenza a trazione, motivo per cui, solitamente, viene accoppiato ad armature metalliche alle quali sono affidati prevalentemente gli sforzi di trazione. Combinando armature metalliche e calcestruzzo si ottiene un materiale composito in grado di sfruttare al meglio le proprietà dei due materiali; il cemento armato.

Analizzando ciò che accade in fase di esercizio all'interno della struttura, l'eventuale presenza di sollecitazioni di trazione all'interno del calcestruzzo genera la formazione di fessure, quest'ultime oltre a parzializzare la sezione resistente reagente e rendere l'elemento strutturale più deformabile possono causare la corrosione degli elementi in acciaio motivo per cui, in fase di progettazione, non bisogna trascurare gli effetti che causano l'apertura delle fessure e contenerne l'apertura.

Al fine di limitare l'apertura delle fessure e la corrosione delle armature, le tensioni devono essere contenute entro valori non troppo elevati per cui non sarebbe possibile sfruttare le caratteristiche di resistenza degli acciai utilizzati.

Nasce così l'idea della precompressione, ovvero realizzare opportuni stati di tensione nelle sezioni in assenza di forze esterne agenti, mediante l'applicazione di deformazioni impresse alle armature al fine di generare uno stato di coazione che permette alla sezione di risultare compressa preliminarmente all'applicazione dei carichi e anche successivamente, evitando così la parzializzazione o comunque limitando le tensioni di trazione nel calcestruzzo.

La precompressione può essere applicata alla sezione in modo da annullare parzialmente o totalmente le tensioni di trazione presenti nel conglomerato, si possono così individuare tre tipologie differenti di precompressione:

TOTALE (o integrale)

In seguito all'applicazione dei carichi di servizio permette di avere una sezione totalmente compressa e quindi interamente reagente, la sola armatura di precompressione è sufficiente a svolgere le verifiche.

LIMITATA (o a sezione interamente reagente)

In seguito all'applicazione dei carichi di servizio si hanno tensioni di trazione nel conglomerato che risultano inferiori ai limiti richiesti nei confronti della fessurazione, inoltre è necessaria armatura lenta al fine di soddisfare le verifiche di resistenza.

PARZIALE (o in regime fessurato)

In seguito all'applicazione dei carichi di servizio non sono definiti limiti alle tensioni di trazione quindi è prevista la fessurazione dell'elemento, è necessaria armatura lenta al fine di soddisfare le verifiche di resistenza.

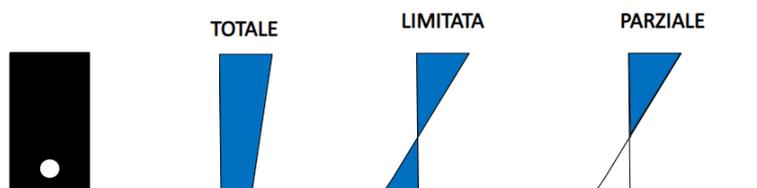


Figura 31: Tipologie di applicazione della precompressione

L'evoluzione del calcestruzzo armato precompresso ha portato nel corso degli anni alla definizione di tre differenti sistemi di applicazione della precompressione:

- La precompressione interna.
- La precompressione esterna.
- La precompressione mista.

7.1 La precompressione interna

La precompressione interna consiste nell'applicazione della precompressione mediante cavi o barre interni alla sezione ovvero annegati nel getto di calcestruzzo.

Tale tecnologia, inventata da Freyssinet, attualmente risulta essere la tecnica più utilizzata e può essere realizzata con due opposte modalità in funzione del fatto che l'armatura attiva venga messa in tensione prima o dopo l'indurimento del getto. Abbiamo quindi:

- Pre-tensione (armature aderenti al calcestruzzo fin dal getto)

Questa tipologia di precompressione è tipica della prefabbricazione industrializzata eseguita in stabilimento di elementi in calcestruzzo e risulta essere tra i primi metodi utilizzati. L'armatura di precompressione (solitamente fili o trefoli) viene disposta nella configurazione geometrica di progetto all'interno di un cassero appositamente predisposto e vincolata ad uno o due blocchi di estremità solidali con il terreno. Prima dell'esecuzione della fase di getto l'armatura viene tesata utilizzando martinetti idraulici e tale pretensione di progetto la si mantiene per il tempo necessario ad effettuare il getto di calcestruzzo e a farlo maturare.



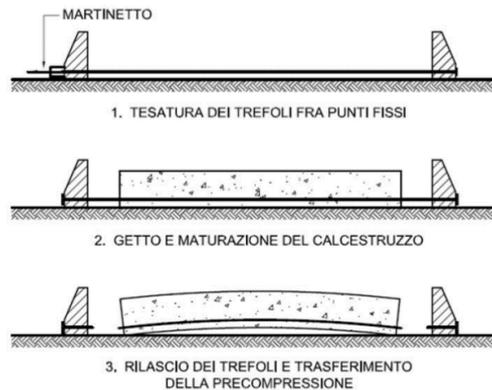
Figura 32: Pre-tensione a cavi aderenti

Raggiunta la resistenza richiesta si effettua il processo di rilascio delle armature tagliando i fili/trefoli in corrispondenza delle sezioni terminali dell'elemento esterne al cassero. In seguito a quest'operazione i fili/trefoli tenderanno ad accorciarsi e, dato che non sono più tesi, imprimeranno al calcestruzzo uno stato di coazione di compressione tramite l'aderenza tra i due materiali.

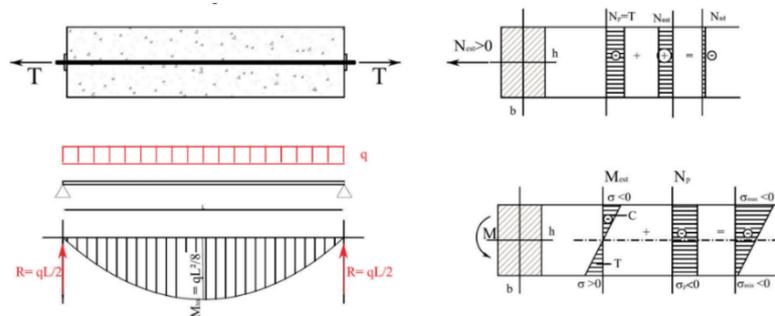
Lo stato tensionale della sezione è in funzione dalla tensione di tesatura, dalla quantità di armatura pre-tesa e dalla sua posizione rispetto all'asse baricentrico.

Uno degli svantaggi di questa tecnica è rappresentato dal vincolo del percorso dei cavi.

Tale metodologia impone che le armature presentino un tracciato rettilineo, è però possibile realizzare un andamento poligonale disponendo opportuni deviatori sul banco. La quantità di precompressione può essere modulata inguainando una parte dei cavi nelle zone in cui questa risulterebbe non utile o eccessiva (ad esempio l'estremità di una trave semplicemente appoggiata).



Una rappresentazione semplice e utile a capire il beneficio nei confronti dello stato tensionale di tale metodo è il seguente:



- Post-tensione (armature inizialmente non aderenti e rese aderenti a costruzione ultimata)

Questa tipologia di precompressione è realizzata, solitamente, in opera una volta che il calcestruzzo ha raggiunto le caratteristiche meccaniche richieste. L'armatura di precompressione è costituita da cavi, formati da più trefoli, che vengono indicati dal numero dei trefoli e dal diametro nominale di quest'ultimi.

Nel processo di tesatura l'armatura deve risultare indipendente dal calcestruzzo, motivo per cui i cavi sono alloggiati entro speciali guaine (corrugate, metalliche o plastiche) installate durante le operazioni di casseratura e di realizzazione della gabbia metallica, inoltre sono sostenute mediante appoggi e legature in modo da non subire spostamenti durante il getto.

A getto avvenuto ed al raggiungimento delle minime caratteristiche meccaniche da parte del calcestruzzo, solitamente, si effettua una prima tesatura a circa il 30% del tiro finale, anche di solo una parte dei cavi totali, con l'obiettivo di prevenire eventuali fessurazioni legate al gradiente termico e al ritiro mentre la precompressione finale viene applicata il più tardi possibile, in modo che il calcestruzzo abbia avuto tempo sufficiente a raggiungere la maturazione richiesta.



Figura 33: Esempio di tracciato delle guaine da pre-compressione

Risulta essere di fondamentale importanza l'impedimento dell'ingresso all'interno della guaina di liquame di cemento o altro che possa ostruirne il condotto, inoltre nei punti più elevati vengono disposti sfiati mentre in quelli più bassi del tracciato possono disporsi degli scarichi.

L'inserimento dei cavi all'interno delle guaine può essere realizzato tramite spinta/tiro oppure utilizzando guaine con trefoli preassemblati, tale operazione viene in genere realizzata a getto indurito.

Uno dei vantaggi rispetto al metodo precedente è la maggiore flessibilità nella scelta del tracciato dei cavi in quanto è possibile definire un percorso che permette di contrastare in modo più efficace le sollecitazioni a cui la struttura sarà assoggettata.

Il pre-tensionamento dei cavi è realizzato mediante opportuni dispositivi che, sfruttando il contrasto con le piastre di ancoraggio in testata installate nel calcestruzzo, tendono il cavo fino alla tensione o all'allungamento definito in fase di progettazione. Le testate di ancoraggio si distinguono in attive o passive a seconda della possibilità di effettuare localmente la tesatura o meno.

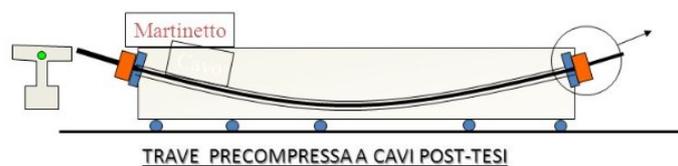


Figura 34: Post-tensione

Raggiunta la tensione di progetto viene iniettata nelle guaine della malta cementizia, o altri prodotti idonei a riempire i vuoti tra guaina e cavo (attraverso un sistema a pressione controllata) ponendo attenzione alla quantità iniettata nel tentativo di minimizzare i vuoti all'interno della guaina stessa. La malta cementizia ha funzione sia di proteggere le armature dalla corrosione, in quanto insieme alla guaina rappresenta lo strato protettivo più esterno dei cavi, sia di rendere solidale l'armatura al calcestruzzo, rendendo così possibile l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane (fino a che è garantito il comportamento di sezione resistente interamente reagente).

Qualora non venisse iniettata malta cementizia ma altri prodotti i cavi non risulteranno aderenti e non sarà rispettata l'ipotesi di conservazione della sezione piana in quanto si avranno differenti deformazioni nei due materiali in corrispondenza dello stesso livello; tale soluzione si adotta, ad esempio, quanto si vogliono ridurre le perdite per attrito che si avrebbero a causa dei lunghi tracciati dei cavi e deviazioni angolari accentuate. Tale soluzione implica la difficoltà di poter attingere alla resistenza ultima del materiale come invece può avvenire allo stato limite ultimo nel caso di cavi aderenti.

L'operazione di insufflaggio della guaina risulta essere di elevata importanza ed, al fine di garantire la massima continuità possibile, è necessario disporre il minor numero possibile di giunti di accoppiamento. L'eventuale presenza di vuoti nelle guaine favorisce la diffusione di processi di

corrosione localizzati, invisibili ad occhio nudo e difficilmente individuabili e quantificabili anche con tecniche avanzate a seguito della difficoltà di ispezione del cavo lungo il tracciato, i quali rappresentano uno dei maggiori fattori di rischio nelle strutture in cemento armato precomprese post-tese.

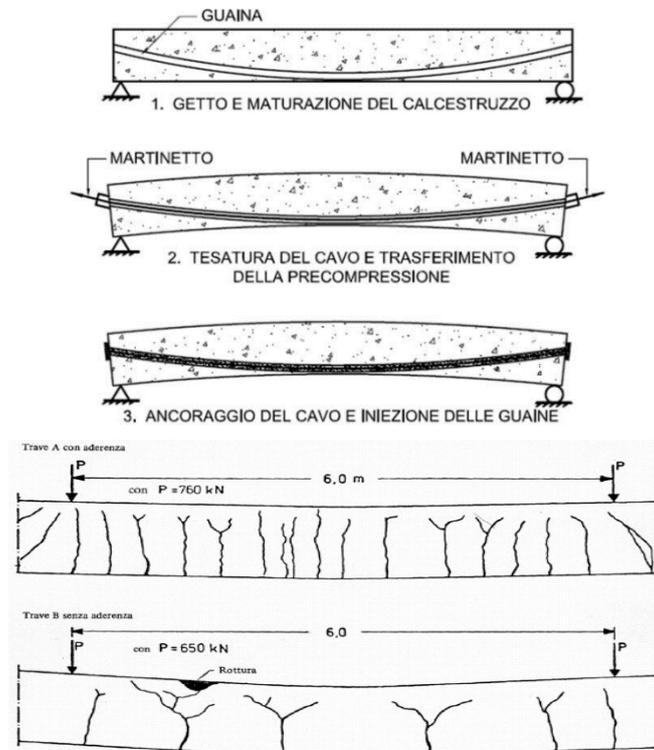


Figura 35: Confronto di travi a cavi aderenti e cavi non aderenti alle guaine soggette a carichi concentrati

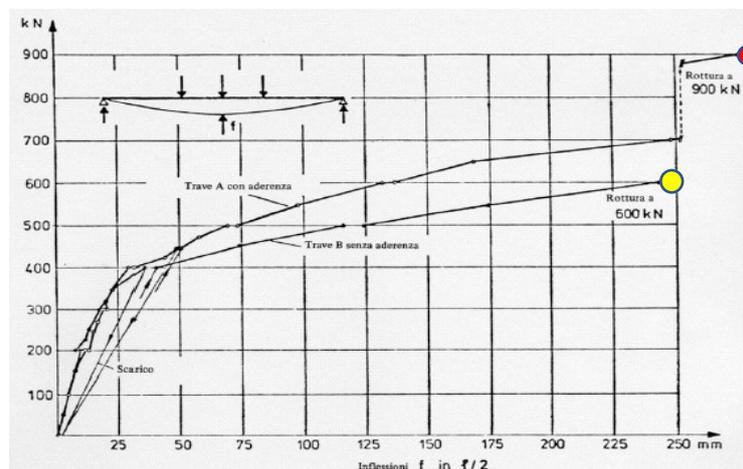


Figura 36: Tensioni di rottura di una trave a cavi aderenti e cavi non aderenti alle guaine

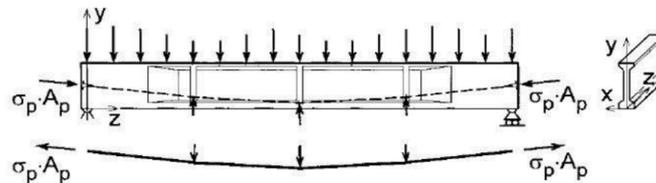
7.2 La precompressione esterna

La precompressione esterna è realizzata con armature non aderenti per tutta la vita della struttura e che in genere risultano essere esterne alla sezione di calcestruzzo.

Questa tecnica non sfrutta l'aderenza acciaio-calcestruzzo ma trasmette un sistema di forza puntuali nei punti in cui sono posizionati i deviatori e le testate di ancoraggio. I deviatori sono dei ringrossi della sezione trasversale in corrispondenza dei quali il cavo viene deviato ed in tali sezioni

si ha l'aderenza tra cavo e calcestruzzo. L'andamento dei cavi solitamente risulta essere rettilineo o costituito da più spezzate se si utilizzano opportuni sistemi di deviazione mentre per prevenire la corrosione l'armatura viene posta all'interno di opportune guaine che successivamente sono iniettate con grasso, cera o boiacca.

La precompressione esterna viene generalmente utilizzata nel rinforzo di strutture esistenti che per ammaloramento o nuova destinazione necessitano di un incremento di capacità flessionale.



Dal punto di vista costruttivo e progettuale questa tecnologia si basa sulla determinazione del corretto posizionamento di deviatori e testate di ancoraggio necessari alla trasmissione delle forze di precompressione. Questi elementi possono essere collocati internamente alla struttura, ad esempio all'interno di una sezione scatolare di un ponte, oppure esternamente sulle travi. La forza di precompressione trasmessa risulta essere in funzione della tensione del cavo e dalla forma del suo tracciato.

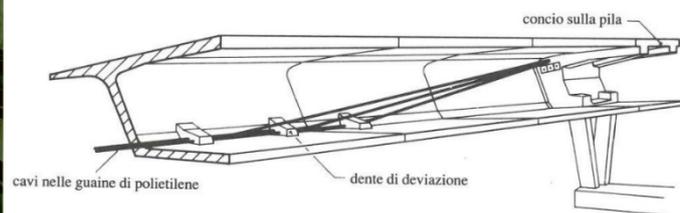


Figura 37: Esempi di precompressione esterna

La forza di precompressione può essere applicata con le due seguenti modalità:

- Cavi aderenti all'interno delle guaine

Dal punto di vista tecnologico simile alla precompressione interna a cavi post-tesi.

- Cavi non aderenti nelle guaine

Le guaine vengono iniettate con una speciale sostanza (ad esempio cera, grasso) che ha la funzione di minimizzare la presenza d'aria proteggendo così i cavi dalla corrosione oltre a permettere di effettuare una eventuale ri-tesatura.

In seguito all'installazione delle guaine esternamente alla sezione di calcestruzzo si avranno deterioramenti differenti rispetto al caso in cui le guaine sono annegate all'interno della sezione.

Tale soluzione offre il vantaggio di garantire la possibilità di ispezione, manutenzione ed eventuale sostituzione di una parte dei cavi anche in fase di esercizio, permettendo inoltre di risolvere situazioni di getto difficoltose in presenza di spessori esigui e alta densità di armature, permettendo così una diminuzione del peso del cassone, ed in particolare lo spessore delle anime.

Al contempo uno dei principali svantaggi risiede nel fatto che l'incremento di tensione nell'armatura al crescere del carico dipende dall'allungamento complessivo del cavo che a sua volta è in funzione della deformabilità dell'intera struttura e non solo dalla sezione in esame, quindi l'incremento tensionale è notevolmente inferiore a quello che si avrebbe in una struttura pre o post-tesa a cavi aderenti inoltre il calcolo non risulta immediato ed in assenza di analisi approfondite viene ritenuto nullo o preso in misura massima del 5% quindi tale tipologia di precompressione risulta meno performante allo Stato Limite Ultimo.

Un ulteriore svantaggio è dato dalla riduzione dell'eccentricità del cavo in seguito alla deformazione della struttura, in particolar modo se vi sono pochi punti di deviazione.

CONFRONTI	Sistema a cavi PRE-TESI	Sistema a cavi POST-TESI
Tracciato cavi	Rettilinei	Parabolici
Posa in opera	Banchi di tesatura, trasporto, varo	Solo martinetti
Testate di ancoraggio	NO	SI
Entità di precompressione	Ridotta (trasmissione in testata per aderenza)	Elevata (fondamentale il corretto dimensionamento degli apparecchi di ancoraggio)
Aderenza	Buona	Ridotta
Sistemi isostatici	SI	SI
Sistemi iperstatici	NO	SI

7.3 La precompressione mista

La precompressione mista può essere considerata una vera e propria tecnica costruttiva più che una tecnologia. Nasce dalla fusione dei sistemi di precompressione interna ed esterna nel tentativo di sfruttarne in maniera complementare solo i vantaggi.

Le due diverse famiglie di cavi collaborano efficacemente ma sono appositamente dimensionati e progettati per l'assorbimento di carichi di tipo differente: i cavi interni alla soletta e alla controsoletta operano nei confronti dei pesi propri, dei carichi permanenti e di parte degli accidentali; mentre i cavi esterni applicati su piani paralleli alle anime solo nei confronti dei carichi accidentali.

7.4 Tipologie di ancoraggi

I sistemi di ancoraggio necessari al trasferimento della precompressione sono molteplici ma principalmente si possono individuare due tipologie differenti.

Ancoraggio a cuneo (Freyssinet)

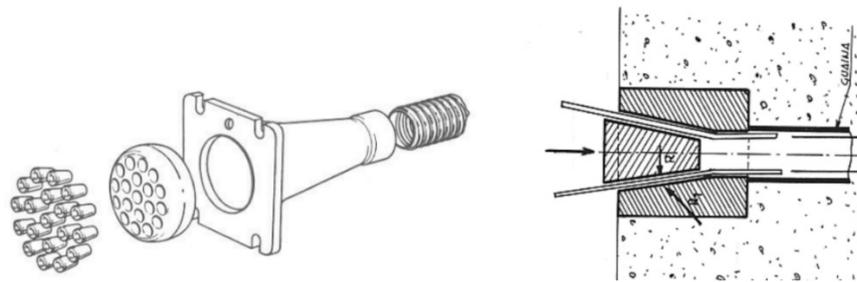


Figura 38: Ancoraggio a cuneo utilizzato in strutture post-tese

In questa tipologia l'ancoraggio è caratterizzato da un tronco di cono centrale che in seguito all'applicazione della forza di trazione viene trascinato all'interno dell'elemento e premuto contro la sua sede fino ad auto-bloccarsi.

Ancoraggio a testa cilindrica

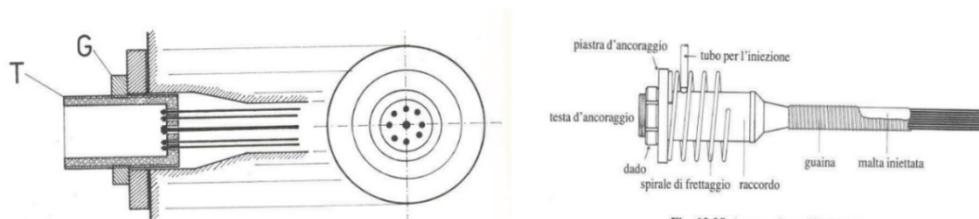
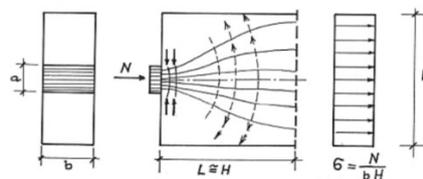


Fig. 13.25 Ancoraggio mobile BBRV.

Figura 39: Ancoraggio a testa cilindrica utilizzato in strutture post-tese

Un aspetto che accomuna entrambi i dispositivi è l'importanza da prestare, sia in fase di progettazione che di realizzazione in opera, alla zona di ancoraggio in quanto nel punto di contratto e trasferimento della forza di precompressione si hanno tensioni molto elevate sia in direzione del cavo che in direzione ortogonale; per riprendere le tensioni di trazione e contemporaneamente confinare il calcestruzzo soggetto a compressioni elevate bisogna prevedere un'armatura trasversale molto fitta (staffe molto ravvicinate), l'armatura di frettaggio.



Strutture post-tese

Nelle strutture post-tese la zona di ancoraggio è rappresentata dalla parte di struttura compresa fra

la faccia terminale di applicazione della forza di precompressione e la sezione in cui si raggiunge una distribuzione lineare delle deformazioni; il passaggio da uno stato di deformazione non lineare ad uno lineare sarà accompagnato da trazioni trasversali generalmente suddivise in:

Tensioni di Bursting.

Tensioni trasversali generate dalla diffusione della forza di precompressione ed aventi valore massimo ad una certa distanza dall'ancoraggio e a livello del cavo.

Tensioni di Spalling.

Tensioni trasversali generate direttamente dall'ancoraggio ed aventi un valore massimo nelle sezioni immediatamente adiacenti all'ancoraggio. Dato che si verificano dal lato opposto della sezione rispetto al cavo possono pertanto diventare rilevanti per cavi con elevata eccentricità.

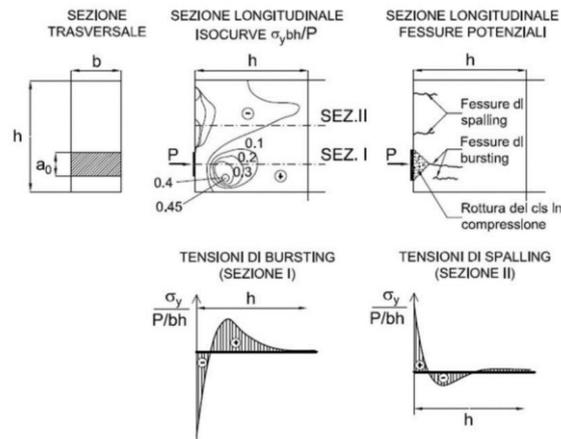
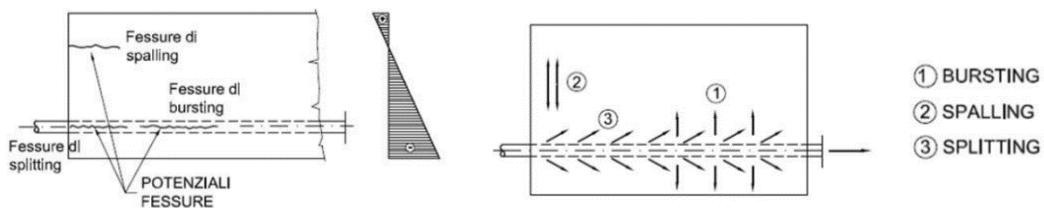


Figura 40: Tensioni di Bursting e Spalling

Strutture pre-tese

Nelle strutture pre-tese la forza di precompressione è trasmessa alla struttura per aderenza. In questo caso, dato che non si utilizza una piastra di ancoraggio, la forza varia da un valore nullo all'estremità della trave fino al suo valore massimo in corrispondenza della lunghezza di trasmissione della barra.

In seguito alla modalità di trasferimento della forza, oltre alle tensioni di bursting e spalling, si hanno le tensioni di splitting lungo il cavo dovute agli elevati valori di aderenza ed allo scorrimento cavo-calcestruzzo; queste tensioni sono concentrate principalmente in corrispondenza dell'estremità della trave.



8. PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

8.1 Considerazioni generali

Ponti e viadotti hanno da sempre rappresentato un settore molto importante delle costruzioni.

La maggior parte delle pubblicazioni e dei documenti in materia di progettazione e realizzazione si concentra usualmente su progetti di ponti aventi luci estremamente grandi e condizioni di esecuzione difficili inoltre sono spesso strutture costruite in sito utilizzando la tecnica della prefabbricazione a piè d'opera.

Il grosso mercato dei ponti riguarda interventi su autostrade, ferrovie e corsi d'acqua, caratterizzati da luci variabili e dalla necessità di limitare al minimo le restrizioni del traffico durante i lavori e dall'economia; motivo per cui l'introduzione della prefabbricazione ha assunto nel tempo un ruolo fondamentale anche per opere ridotte.

L'utilizzo di ponti in calcestruzzo armato precompresso costituiti da elementi prefabbricati varia da paese a paese ed il loro sviluppo inizialmente è avvenuto anche grazie alla collaborazione tra autorità pubbliche e industria.

L'origine del calcestruzzo armato precompresso può farsi risalire agli inizi del 900 ma il suo uso sistematico nel campo dei ponti si ha solo a partire dagli anni '50.

In alcuni paesi, come per esempio il Regno Unito, all'inizio c'è stata forte un'influenza da parte del governo nell'utilizzo del calcestruzzo precompresso al fine di far fronte alla carenza di acciaio.

Le prime travi da ponte prefabbricate precomprese sono state realizzate circa nel 1948, in Regno Unito, mentre nel 1950 negli Stati Uniti è stato realizzato il primo ponte prefabbricato.

Inizialmente l'altezza delle travi era piuttosto piccola, circa 50 centimetri, ma poteva gradualmente raggiungere i 2,2 metri circa (ad esempio in alcune opere italiane); lo stesso discorso è valido per le luci dove si è passati dai 35 m negli anni '60 a oltre i 100 m ai giorni d'oggi.

La precompressione delle travi grandi avveniva spesso attraverso una combinazione di trefoli dritti e deviati al fine di far fronte alle sollecitazioni di trazione sulla parte superiore delle testate durante la fabbricazione e la movimentazione, in alcuni casi i trefoli deviati erano costituiti da cavi post-tesi che venivano pre-sollecitati o nell'area di stoccaggio o in opera dopo il getto e l'indurimento dell'impalcato.

Le travi da ponte avevano per lo più sezione a I o a T rovescia, di solito con ringrossi di testata, e venivano posizionate ad una certa distanza, benché esistevano soluzioni con grandi ali inferiori e travi accostate per aumentarne la resistenza all'urto laterale.

La soletta dell'impalcato veniva gettata su predalles in calcestruzzo a perdere poste tra una trave e l'altra.

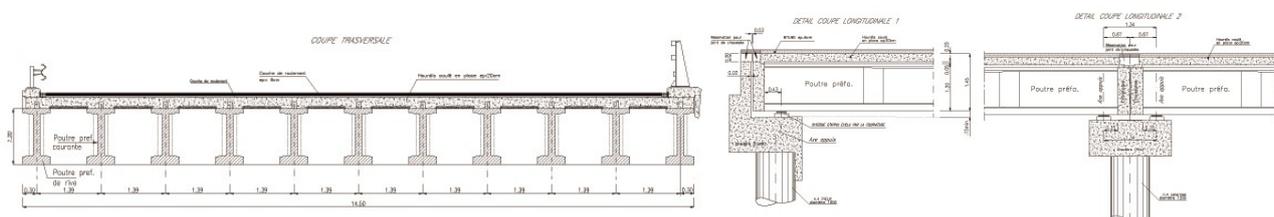


Figura 41: Impalcato con travi a I

Venivano utilizzate anche altre tipologie di travi, per esempio in Francia e in Italia, con sezione a V o trapezoidale.

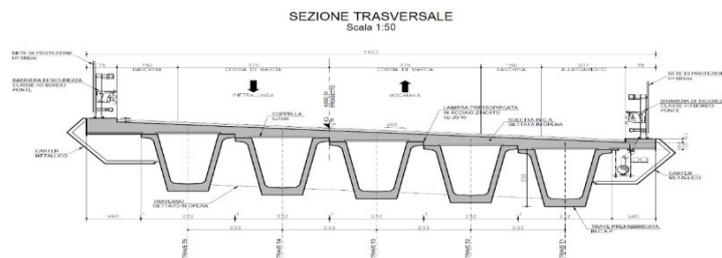


Figura 42: Impalcato con travi a cassoncino

I primi sistemi ed i primi elementi prefabbricati sono stati sviluppati, e principalmente lo sono tutt'ora, dai pre-fabbricatori stessi.

Inizialmente, gli elementi prefabbricati, erano pensati per coprire luci piuttosto piccole e per tale motivo erano realizzate prevalentemente due categorie di opere:

- Sistemi a conci prefabbricati coniugati, per mezzo dei quali il ponte veniva composto da una serie di travi rettangolari posizionate fianco a fianco e trasformate dopo il montaggio in impalcato attraverso un post-tensionamento trasversale;
- Sistemi composti da travi a T rovescia affiancate, nei quali veniva lo spazio tra e sopra le travi stesse dopo il montaggio veniva riempito con calcestruzzo gettato in opera.

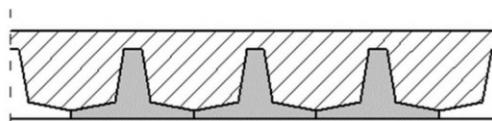


Figura 43: Impalcato con travi a T rovescia

In seguito alle nuove luci da coprire ed al progresso delle tecniche progettuali, dei materiali e delle tecniche costruttive sono state sviluppate altre tipologie di impalcato al fine di poter soddisfare le nuove richieste, come ad esempio, realizzare ponti ad asse curvo senza ricorrere a piante poligonali, realizzare elementi con altezze variabili al fine di garantire una maggiore qualità architettonica permettendo un migliore inserimento nel contesto circostante ed infine garantire la prefabbricazione dell'intero impalcato del ponte.

Sono stati così introdotti:

- Ponti con trave a cassone, singolo e pluricellulare;
- Ponti composti, con impalcato prefabbricato formato da elementi trasversali di lunghezza pari alla larghezza totale del ponte che poggiano su travi di acciaio;
- Ponti costituiti da conci prefabbricati in stabilimento.

Grazie alla prefabbricazione si introdotti importanti vantaggi rispetto ai metodi di costruzione tradizionale, ad esempio:

- Qualità e regolarità della resistenza del calcestruzzo;
- Durabilità maggiore;
- Possibilità di ottenere elementi con forme elaborate al fine di sfruttare maggiormente i materiali;
- Riduzione ed eliminazione di ponteggi in fase di costruzione;
- Riduzione dei tempi di costruzione.

Presentano anche svantaggi, ad esempio:

- Scarse qualità architettoniche;
- In caso di non continuità di impalcato o soletta l'elevato numero di giunti comporta disturbo all'utenza ed elevati costi di manutenzione;

- Trasmissione degli sforzi tangenziali all'interfaccia tra calcestruzzo gettato in opera ed elementi prefabbricati, soprattutto in relazione alle sollecitazioni da fatica.

8.2 Principali tipologie di impalcati utilizzati in ambito stradale

- Impalcato a solettone

Questa tipologia di impalcati possono essere utilizzati per luci inferiori ai 30 m, sono caratterizzati da un'altezza della sezione inferiore ad 1 m, nel caso di sezione piena, e poco maggiore di 1 metro in caso di sezione alleggerita grazie alla presenza di vuoti.

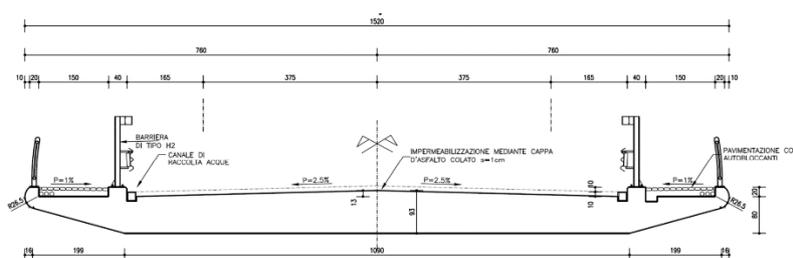


Figura 44: Impalcato a solettone

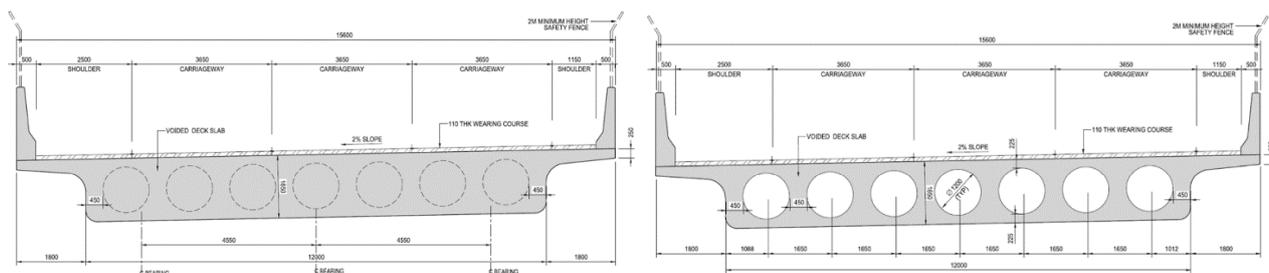


Figura 45: Sezioni in corrispondenza degli appoggi ed in campata

Questa tipologia di impalcati è realizzata mediante getto in opera del calcestruzzo e, rispetto alle altre tipologie realizzate in opera presenta i seguenti vantaggi:

- Riduzione dei costi delle casseforme (in quanto di semplice realizzazione);
- Riduzione dello spessore del ponte;
- Buona soluzione per la realizzazione di forme irregolari o oblique;
- Disposizione semplice dell'armatura, non sono necessarie staffe o rinforzi. I rinforzi, in questo caso, sono distribuiti uniformemente su tutta la larghezza dell'impalcato invece di essere concentrati nelle singole travi;
- Il costo della finitura superficiale è inferiore rispetto ai ponti a trave.

Gli svantaggi, invece, di tale tipologia costruttiva sono principalmente legati all'elevato peso della struttura, il quale va ad influenzarne il comportamento sismico e delle sottostrutture, e l'elevato quantitativo di materiali utilizzati per la sua realizzazione.

- Impalcato a graticcio gettato in opera

La realizzazione di un impalcato gettato in opera rappresenta ad oggi una soluzione ormai abbandonata in seguito ai numerosi vantaggi introdotti dalla prefabbricazione degli elementi.

Questa tipologia di impalcati possono essere realizzati per coprire luci fino a 40 m e sono costituiti da travi longitudinali, trasversali ed una soletta superiore; ogni elemento è realizzato gettando il calcestruzzo in casseri opportunamente predisposti.

L'interasse tra le travi longitudinali varia solitamente tra 1,8 m e 3 m al fine di minimizzare il costo dovuto alla realizzazione dei casseri e dei materiali mentre la loro sezione presenta una base compresa tra i 35 e 60 cm circa.

Il numero di traversi varia tra 3 a 5, si possono avere soluzioni con solo due traversi agli appoggi ma è necessario inserire un maggior quantitativo di armatura nella soletta per garantire la ripartizione dei carichi

Il processo di precompressione delle travi tramite post-tensione è effettuato a maturazione avvenuta del calcestruzzo.

Questa soluzione costruttiva risulta particolarmente adatta per schemi statici in semplice appoggio mentre in caso di uno schema statico a trave continua nelle zone di momento negativo, e quindi in corrispondenza degli appoggi, la parte della sezione compressa potrebbe non far affidamento sulla sezione a T generata dalla trave con soletta collaborante superiore (con conseguenti problemi di duttilità); si potrebbe così pensare di realizzare una soletta anche inferiormente ma questo presenta notevoli difficoltà costruttive.

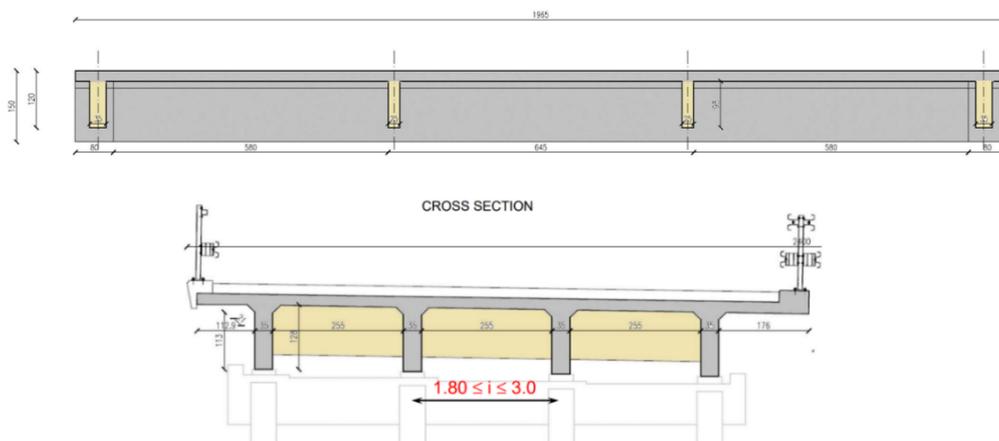


Figura 46: Impalcato graticcio

- **Impalcato a graticcio con travi a I prefabbricate e soletta gettata in opera**

A differenza del caso precedente, in questo caso, le travi longitudinali sono prefabbricate e non gettate in opera eliminando così i tempi ed i costi relativi alla cassetatura in opera mentre la soletta superiore di collegamento e le travi trasversali risultano comunque gettate in opera.

Questa tipologia di impalcato possono essere realizzati per coprire luci fino a 35 m, limite principalmente dettato da motivi logistici nel trasporto degli elementi di grosse dimensioni.

La precompressione nelle travi longitudinale può essere introdotta tramite pre-tensione o post-tensione oppure si può adottare una soluzione mista.

In seguito alla prefabbricazione delle travi longitudinali il loro collegamento con i traversi è realizzato tramite armatura di precompressione alloggiata nelle travi trasversali e passante per l'anima degli elementi prefabbricati; vista quindi la difficoltà di connessione si cerca di limitare il numero dei traversi disponendoli in corrispondenza delle pile e uno o due in campata. Un altro aspetto di fondamentale importanza è la connessione travi principali-soletta. La connessione tra i due elementi è garantita mediante opportuni connettori che permettono di ottenere così una sezione collaborante a T e non solo a I come si avrebbe con la trave isolata mentre i traversi, a seconda della necessità, possono o meno essere collegati alla soletta e quindi possono essere collaboranti o non collaboranti.

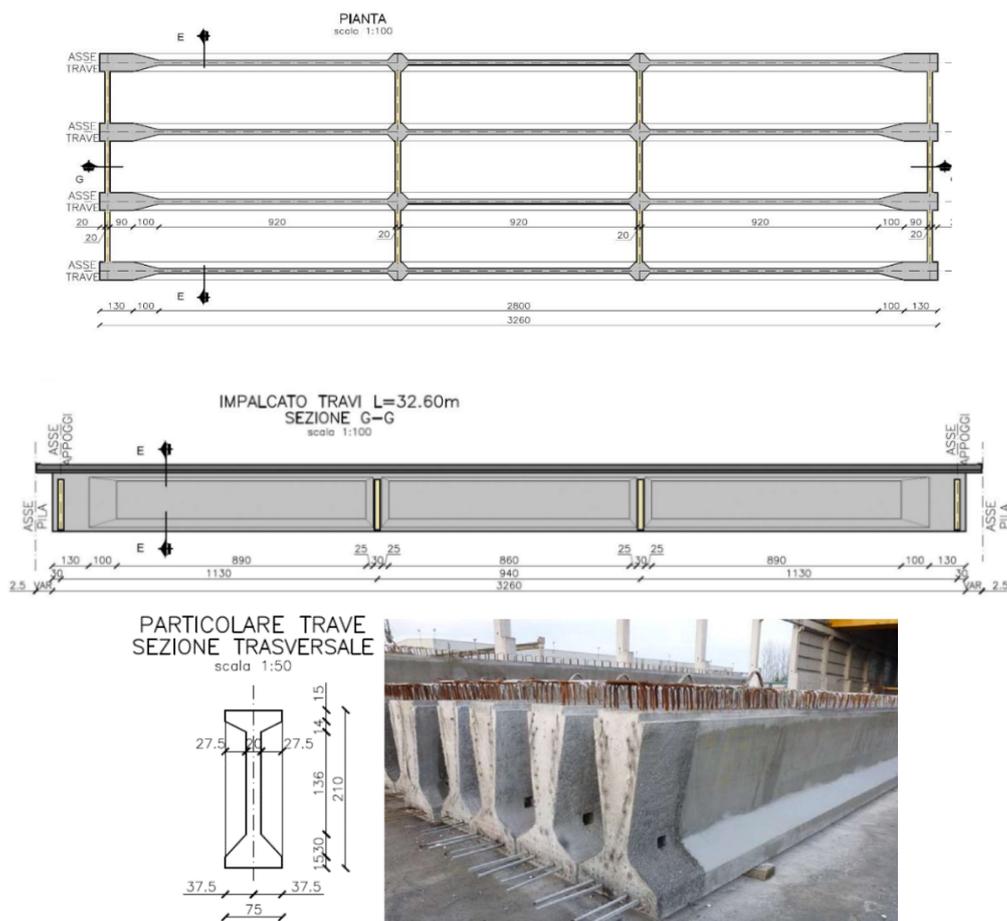


Figura 47: Sezione trasversale, longitudinale e armatura per il collegamento trave-soletta gettata in opera

Una caratteristica delle travi longitudinali è la presenza un ringrosso, di sezione rettangolare piena, in corrispondenza degli appoggi al fine di aumentare la resistenza a taglio e aumentare lo spazio a disposizione per i sistemi di ancoraggio dei cavi di precompressione. Questa soluzione grazie all'impiego della prefabbricazione e di moderni sistemi di varo risulta molto competitiva per le piccole e medie luci permettendo anche un'elevata riduzione dei tempi e costi di realizzazione.

- **Impalcato a graticcio con travi a V prefabbricate e soletta gettata in opera**

Questa tipologia di impalcato è caratterizzata dalla particolare sezione degli elementi longitudinali che non è più a I, come per i casi precedenti, ma a V. Questa soluzione può essere realizzata per coprire luci fino a circa 35 m, limite principalmente dettato dai motivi indicati per il caso precedente, ma differenza dell'impalcato costituito da travi con sezione a I in questo caso il getto della soletta dà origine a sezioni chiuse, anche dette a "cassoncino", dotate di elevata rigidità torsionale motivo per cui sono spesso utilizzate per i ponti ferroviari. Le travi prefabbricate sono solitamente pre-tese, con l'armatura disposta nella parte bassa della sezione, in quanto lo spessore ridotto delle anime causerebbe problemi nel garantire il copriferro ai cavi da post-tensione con gravi conseguenze sulla durabilità dell'elemento.

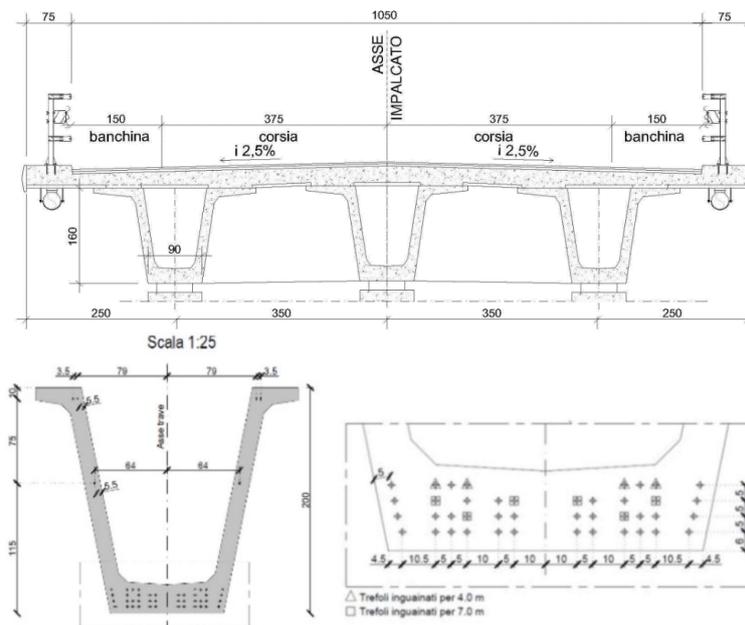
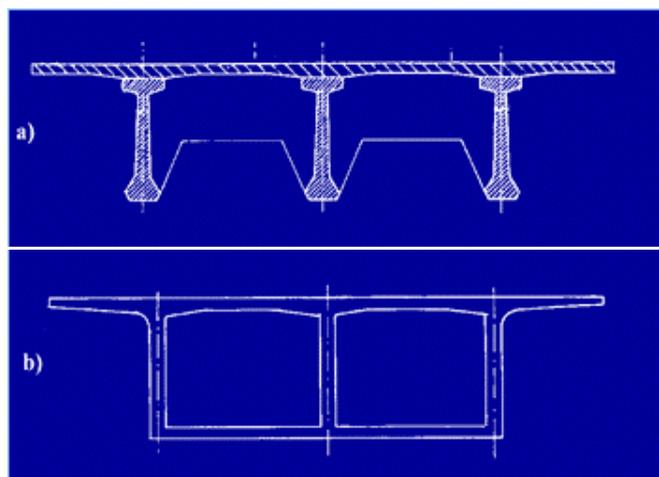


Figura 48: Sezione trasversale impalcato costituito da travi a V

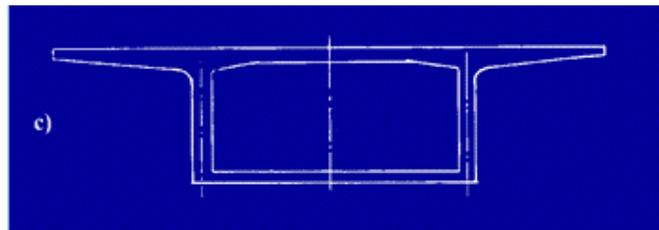
- Impalcato a cassone

Questa tipologia di impalcato possono essere realizzati per coprire luci fino a 150 m e offrono la possibilità di essere realizzati utilizzando elementi prefabbricati (costruzione per conci) oppure gettati in opera.

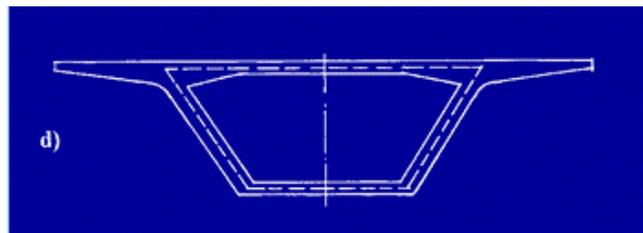
Il passaggio da un impalcato a sezione aperta verso una soluzione a cassone ha subito un'evoluzione in relazione alla necessità di ridurre, a parità di larghezza dell'impalcato, i pesi propri strutturali. Ciò lo si è ottenuto incrementando il rapporto tra la larghezza dell'impalcato e la larghezza del nucleo del cassone, comportando tuttavia non sempre sostanziali vantaggi nei confronti dell'assetto statico per azioni torcenti.



Facendo riferimento alla Figura a il miglioramento del comportamento statico dello schema strutturale a travata comporta un collegamento inferiore del bulbo delle travi portando così alla realizzazione di un cassone bicellulare, come quello indicato in Figura b.



Per esigenze costruttive ed economiche, generalmente dove è possibile, si tende ad eliminare il setto centrale incrementando lo spessore dei setti laterali ottenendo così lo schema di Figura c.



Infine, per esigenze connesse alla limitazione dell'ingombro delle sottostrutture (ad esempio le pile nelle zone urbane), è possibile ridurre la larghezza della contro-soletta ottenendo così lo schema finale di Figura d; inoltre le variazioni del profilo possono essere ulteriormente influenzate da esigenze di alloggiamento dei cavi di precompressione, sia nella contro-soletta (ponti a cassoni appoggiati) sia in soletta (ponti realizzati a conci prefabbricati) per l'avanzamento o per realizzare la continuità.

La sezione a cassone risulta molto più aderente, sotto l'aspetto statico, al regime di sollecitazioni presenti negli impalcati da ponte. In questi, infatti, l'eccentricità dei carichi mobili e le azioni di torsione ad esse connesse consigliano sezioni in grado di fornire un'elevata resistenza a sollecitazioni torsionali.

Questa tipologia strutturale risulta particolarmente adatta per lo schema a trave continua in quanto, grazie anche alla presenza della contro-soletta (il cui spessore può essere aumentato in corrispondenza degli appoggi), si risolve il problema dell'assorbimento delle sollecitazioni flettenti negative.

Un'altra considerazione a favore è rappresentata dalla possibilità di ridurre le dimensioni trasversali delle sottostrutture, ad esempio pile e fondazioni, eliminando così il problema dell'inserimento della struttura in aree urbane ed extraurbane; motivo per cui ad oggi ci si orienta verso una progettazione di sezioni con una struttura portante ridotta rispetto alla larghezza totale della sezione stessa.

In seguito alle proprie caratteristiche (spessori ridotti, rapporto tra la larghezza della sezione utile e la larghezza del nucleo a cassone molto maggiore dell'unità, assenza di diaframature di campata) la sezione a cassone, non consente l'ipotesi di sezione trasversalmente rigida e per tale motivo sono richieste verifiche approfondite per indagare gli effetti statici della deformabilità trasversale del profilo.

In caso di condizioni di carico non simmetriche, gli spigoli, possono subire spostamenti relativi; la sezione trasversale quindi non rispetta la propria geometria sviluppando sollecitazioni trasversali e sollecitazioni normali, globalmente equilibrate.

Il comportamento di queste sezioni in regime di torsione uniforme richiede approfondimenti mentre l'ingobbamento impedito, o la variabilità delle sollecitazioni torcenti, danno origine a problemi connessi alla torsione non uniforme.

Quando si studia la deformata trasversale del profilo risulta necessario fare riferimento alla sezione trasversale tenendo conto della variabilità della sezione della soletta di impalcato e della contro-

soletta; in assenza di diaframature una tale variabilità è determinante al fine di irrigidire la sezione trasversale; contributo trascurato in fase progettuale.

8.3 Principali tipologie di impalcati utilizzati in ambito ferroviario

La progettazione ferroviaria è fondata sui requisiti di durabilità, ispezionabilità e manutenibilità delle opere d'arte.

Il criterio di selezione della tipologia di impalcato ferroviario è basato principalmente sulla limitazione degli oneri di manutenzione, evitando la varietà delle tipologie e puntando invece sulla standardizzazione, omogeneità e facilità delle soluzioni costruttive (dovendo spesso realizzare più viadotti e/o di notevole lunghezza); motivo per cui è privilegiato l'utilizzo di travate appoggiate e la prefabbricazione degli elementi.

In seguito a considerazioni statiche relative al regime tensionale del binario su ballast sono richiesti giunti di binario sulle rotaie qualora la lunghezza di dilatazione degli impalcati superi 100 m, ciò comporta che la scelta di travi continue su determinate lunghezze può portare la messa in opera di numerosi apparecchi di dilatazione del binario con conseguenti impegnativi interventi di manutenzione.

Tale ragione indirizza la scelta della tipologia degli impalcati ferroviari verso travi in semplice appoggio che presentano, peraltro, una maggiore semplicità esecutiva (dovuta alla minore quantità di operazioni di messa in opera), tempi di costruzione ridotti, miglior controllo del prodotto prefabbricato e prevede, nella maggior parte dei casi, l'adozione di un sistema di precompressione costruttivamente meno complesso (cavi aderenti, ancorché scorrevoli).

La validità della soluzione a trave continua permane in quei casi particolari in cui sia opportuno, o necessario, adottare impalcati di sezione più bassa, oppure realizzare pile particolarmente snelle, potendo limitare le azioni longitudinali su di esse; in tali casi il ricorso ai giunti di binario costituisce un intervento eccezionale e non sistematico, che non ha conseguenze di rilievo sui programmi di manutenzione.

E' possibile individuare varie tipologie di impalcati in calcestruzzo armato precompresso utilizzati in ambito ferroviario:

- Impalcato bicassone (L_{max} circa 35 m), precompresso con trefoli longitudinali aderenti; i due cassoni sono connessi da trasversi post-tesi;

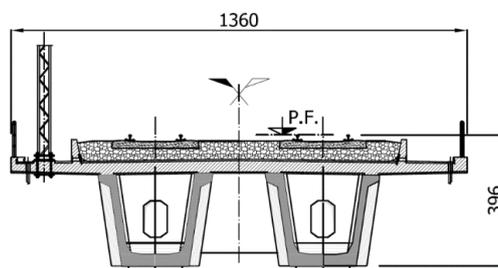


Figura 49: Sezione trasversale impalcato bicassone

- Impalcato monocassone, presente in due versioni, prefabbricato a trefoli aderenti (L_{max} circa 25 m), oppure gettato in opera su centina autovarante con cavi di precompressione post-tesi (L_{max} circa 40 m);

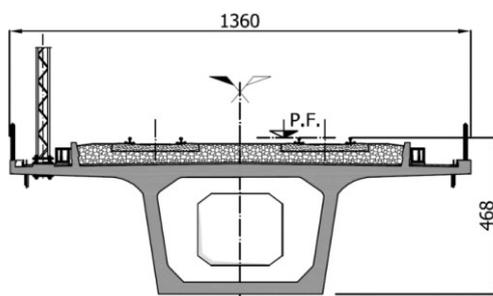


Figura 50: Sezione trasversale impalcato monocassone

- Impalcato bicellulare, completamente prefabbricato a piè d'opera con cavi di precompressione post-tesi (Lmax circa 30 m);

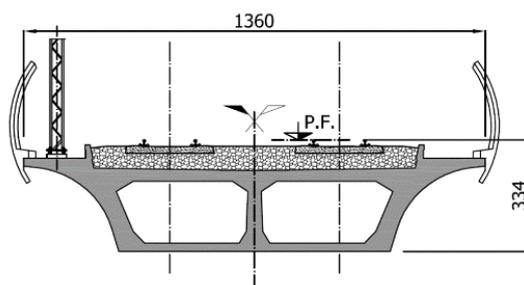


Figura 51: Sezione trasversale impalcato bicellulare

- Impalcato tricellulare (Lmax circa 45 m), composto da quattro travi prefabbricate post-tese e soletta gettata in opera; le travi sono solidarizzate da trasversi post-tesi;

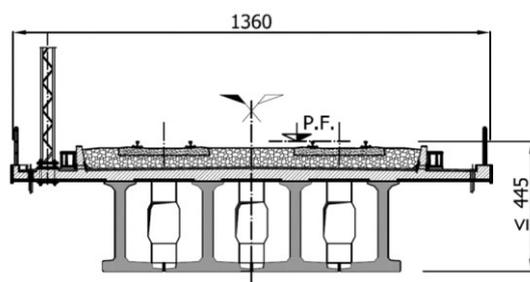


Figura 52: Sezione trasversale impalcato tricellulare

- Impalcato a via inferiore "tipo Modena" (Lmax circa 30 m), a cavi post-tesi; con alcune modifiche nella carpenteria, può essere previsto anche iperstatico su tre campate di luci 40-56-40 m.

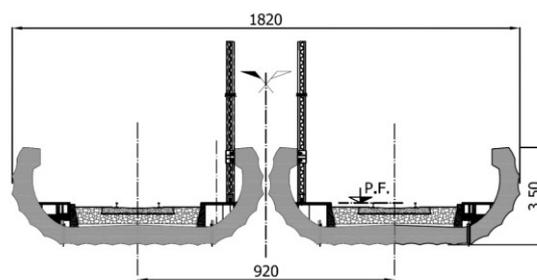


Figura 53: Sezione trasversale impalcato a via inferiore "tipo Modena"

Ad oggi la tipologia di impalcato più utilizzata è quella costituita da 4 cassoncini in quanto rappresenta circa il 40% della lunghezza totale dei ponti e viadotti a campate appoggiate; quest'ultima consente una realizzazione delle campate senza richiedere l'avanzamento successivo in quanto le singole travi prefabbricate vengono trasportate su strada e possono quindi essere varate dal basso, dalla pista di cantiere, anche in modo alternato.

Una caratteristica vincolante richiesta agli impalcato ferroviari è rappresentata dalla limitazione delle frecce di inflessione, $1/2000 - 1/4000$ della luce, al fine di evitare eventuali fenomeni di risonanza, inoltre la limitazione delle deformazioni e delle vibrazioni risultano fondamentali per diversi motivi:

- Sicurezza del traffico ferroviario, ovvero occorre garantire stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia;
- Accelerazione verticale dell'impalcato;
- Torsione dell'impalcato (sghembo del binario);
- Inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale;
- Inflessione dell'impalcato nel piano verticale;
- Comfort del passeggero.

Nella figura seguente si indica la variazione dei limiti di deformabilità di impalcato semplicemente appoggiati in funzione della velocità del traffico ferroviario che lo interessa.

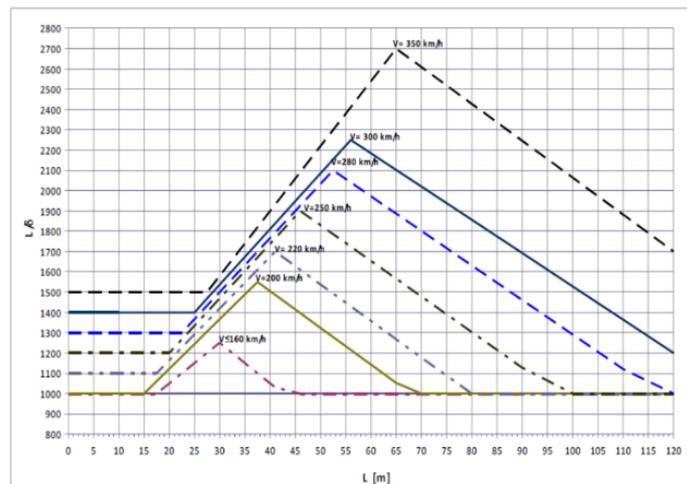


Figura 54: Variazione dei limiti di deformabilità in funzione della velocità del traffico ferroviario

8.4 Tecniche di costruzione

Come accennato precedentemente l'origine del calcestruzzo armato precompresso può farsi risalire agli inizi del '900 ma il suo uso sistematico nel campo dei ponti si ha solo a partire dagli anni '50. Nella prima metà del secolo, infatti, le realizzazioni più importanti erano in cemento armato ordinario utilizzato per la realizzazione di schemi ad arco aventi però una forma modificata rispetto ai tradizionali ponti in muratura a tutto sesto in quanto il nuovo materiale era in grado di resistere a trazione.

Tutti questi ponti erano realizzati su centina e quindi erano opere singolari ovvero "pezzi unici". Il calcestruzzo armato precompresso ha consentito fin dalle sue prime realizzazioni la prefabbricazione grazie ai pesi ridotti ed alla possibilità di solidarizzare gli elementi in calcestruzzo (conci) costruiti a piè d'opera.

Il concetto di opera singolare ha quindi ceduto il passo a quello di prodotto industriale, anche perché negli anni '60 si è avviato in tutta Europa il grande programma di sviluppo della rete autostradale. Questo ha portato alla realizzazione di viadotti molto lunghi da costruirsi a basso costo ed in poco tempo.

L'arco ha così ceduto il posto al sistema costituito da travi e pilastri il cui uso sistematico, ad esempio in

Italia, ha portato a modifiche drammatiche del paesaggio, in quanto, il limite dei 40-45 m imposto dai carri varo alla lunghezza delle travi ha comportato luci massime che, anche dotando le pile di sbalzi, potevano arrivare a valori dell'ordine di 60 m.

Nello stesso periodo furono perfezionate le cassaforme rampanti che hanno consentito la costruzione di pile di notevole altezza, anche molto superiore ai 60 m, purché a sezione costante o debolmente variabile.

L'accoppiamento pile alte e luci limitate ha portato a risultati non soddisfacenti sia dal punto di vista estetico che gestionale in quanto, molto spesso, le travate erano semplicemente appoggiate e ciò comportava un elevato numero di giunti, con tutti i problemi ad oggi ben noti.

Attualmente questo schema è ancora utilizzato ma, salvo casi isolati, si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- le travi prefabbricate, spesso a forma di cassone, vengono rese continue in opera, quantomeno a livello di soletta;
- l'altezza delle pile è relativamente modesta in modo da non risultare mai superiore alla luce delle campate;
- spesso si usano gusci prefabbricati in cui gli elementi di finitura di bordo consentono di addolcire le forme spigolose degli impalcati. Questi proteggono le travi di bordo dall'aggressione diretta delle acque meteoriche, spesso inquinate, e consentono, in zone urbane, il passaggio di cavi e servizi.

La realizzazione delle varie tipologie di impalcati in calcestruzzo armato precompresso, ad oggi, è caratterizzata dalla possibilità di realizzare la struttura secondo due tecniche differenti; costruzione in opera o prefabbricazione.

Generalmente gli impalcati da ponte possono essere monolitici oppure realizzati tramite l'unione di conci.

- ***Monolitici***

La costruzione con elementi monolitici può essere svolta tramite:

- realizzazione in opera, la campata viene gettata interamente in opera con l'ausilio di casseforme;
- span by span, l'intera campata viene prefabbricata, trasportata e montata; successivamente si procede al getto in opera delle parti di chiusura che solidarizzano una campata e all'altra.

Nel caso di impalcato realizzato con getto in opera l'intera campata viene realizzata mediante travature gettate in opera; questa tecnica è resa possibile principalmente grazie al progresso tecnologico e costruttivo che hanno accompagnato la costruzione delle strutture da ponte. Tali progressi tecnologici hanno permesso di sviluppare centine autovaranti aventi l'importante caratteristica di ridurre i problemi connessi al getto in opera.

Queste strutture hanno la funzione di supportare il peso del getto di un'intera campata con luci fino a 50 m e permettono di abbandonare i convenzionali ponteggi a terra riducendo così anche i tempi di costruzione.



Figura 55: Getto in opera con centina autoportante

Nel caso invece di impalcato prefabbricato l'intera campata è realizzata mediante travature prefabbricate semplicemente appoggiate sulle pile e la continuità è realizzata mediante fasi successive per mezzo di cavi di precompressione. Tale operazione è da effettuarsi in opera con cavi scorrevoli successivamente al getto della soletta ma a volte è richiesta anche precedentemente al getto della stessa.



Figura 56: Elementi prefabbricati per impalcato a graticcio



Figura 57: Impalcato a cassone prefabbricato

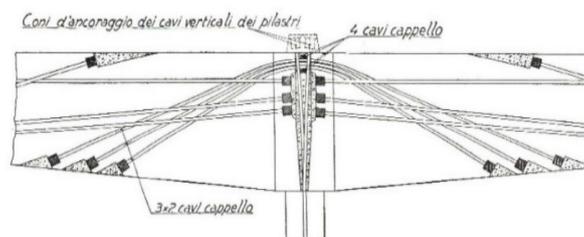


Figura 58: Esempio di distribuzione dei cavi "cappello" per ripristinare la continuità

I cavi “cappello” vengono disposti in corrispondenza degli appoggi intermedi di travi continue per rialzare il baricentro delle armature senza dover dare eccessiva curvatura ai cavi, sono adottati anche per realizzare la continuità in opera di travi prefabbricate a piè d’opera.

- **A conci**

Quando le luci diventano rilevanti (superiori ai 30 m) e quindi diventa impossibile trasportare campate intere, l’impalcato in c.a.p. viene realizzato per conci, ovvero attraverso l’assemblaggio in opera di una serie di elementi prefabbricati (generalmente di lunghezza compresa fra i 3 m. ed i 5 m.).

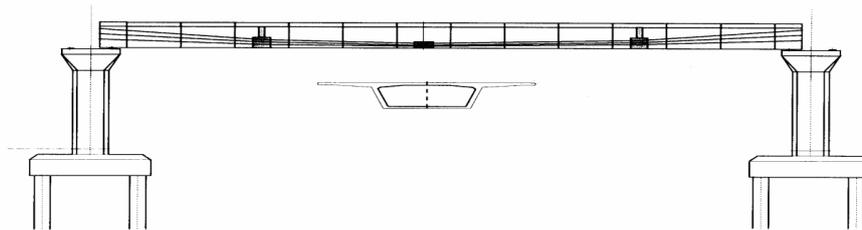
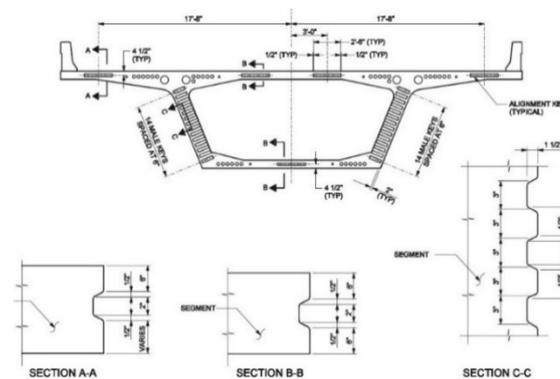


Figura 59: Esempio di campata di ponte con impalcato a conci prefabbricati precompressi esternamente



E’ possibile individuare due tipologie di intagli lungo i giunti di accoppiamento fra due conci prefabbricati contigui, le chiavi di taglio.

Le chiavi di taglio sono localizzate lungo le anime del cassone ed hanno lo scopo di assorbire la componente verticale della risultante fra forza peso e precompressione mentre le chiavi di allineamento sono localizzate lungo la soletta superiore ed inferiore del cassone con il solo scopo di facilitare l’allineamento dei conci. (alle chiavi di allineamento non è quindi affidato alcun compito di sopportare azioni taglianti)

I conci che si trovano in corrispondenza delle sottostrutture (pile e spalle) sono diversi da quelli di campata in quanto sono dei diaframmi pesanti e pieni che conferiscono maggiore rigidità alle zone di estremità e sono sede degli ancoraggi dei cavi.

Esistono inoltre diverse tecniche per la messa in opera di impalcato a conci:

- **span by span erection**

Tecnica utilizzata soprattutto per lunghi viadotti con campate relativamente corte (circa 50 m.). Si procede con la messa in opera della campata, i conci vengono precompressi e si procede alla solidarizzazione con la campata precedente.

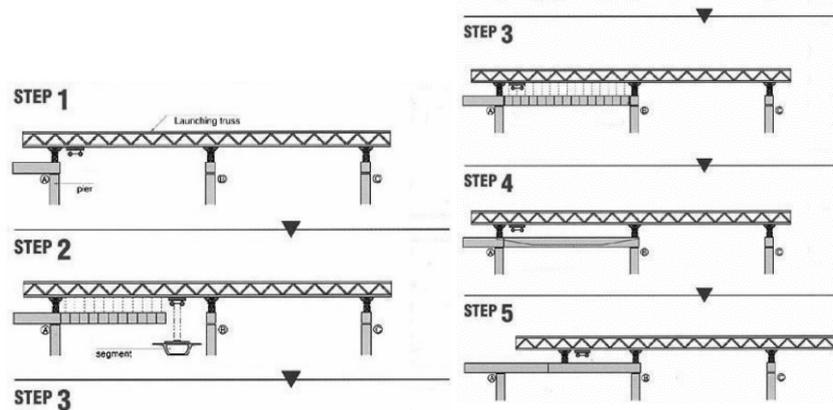


Figura 60: Messa in opera di impalcati da ponte a conci prefabbricati con il metodo dello "span by span"

- Cantilever method ovvero "a sbalzo"

Metodo usato per ponti che devono essere costruiti su valli profonde in cui è difficile poter utilizzare ponteggi ed impalcature, si possono coprire luci che variano tra i 60 -150 m. Per questo tipo di messa in opera si utilizzano casseformi mobili o mediante l'ausilio di gru, o travi reticolari con stralli, poggiate sulle pile.

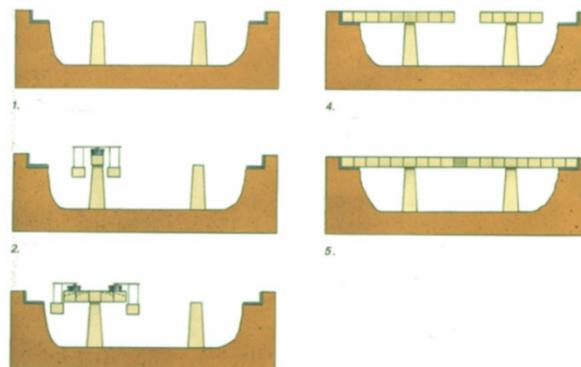
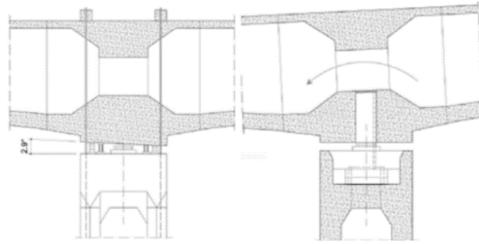


Figura 61: Messa in opera di impalcati a conci con il "cantilever method" mediante l'ausilio di gru scorrevole

Questa tipologia di viadotto viene varata per fasi successive partendo dalla sommità della pila e procedendo a sbalzo simmetricamente nelle due direzioni in modo tale da non generare momenti di notevole intensità sul pilone che non potrebbe sopportarli.

I conci vengono varati attraverso delle attrezzature apposite che li sollevano e li mantengono in posizione fino a che non sono collegati al concio precedente mediante appositi spinotti provvisori e resine che realizzano una sorta di "incollaggio", successivamente si procede con l'infilaggio dei cavi nelle guaine opportunamente annegate nel getto e la loro post-tensione generalmente effettuata dalle due testate di estremità, inserite in tasche interne al cassone.

Dopo aver spostato l'attrezzatura per il sollevamento si ripetono le operazioni fino al completamento della stampella.



La tecnica del “ribaltamento” consente, con l’ausilio di martinetti idraulici, di realizzare la stampella in configurazione orizzontale e quindi, una volta completata, ruotarla nella configurazione finale. Quando le due stampelle contigue sono terminate si realizza, mediante getto in opera, il concio di chiave dando così continuità alla trave che diventa iperstatica



- Incremental launching

Questo metodo è particolarmente usato nella messa in opera di ponti continui con numerose campate. L’impalcato del ponte viene gettato per tronchi di circa 15÷ 30m nell’area di prefabbricazione allestita dietro una delle due spalle.

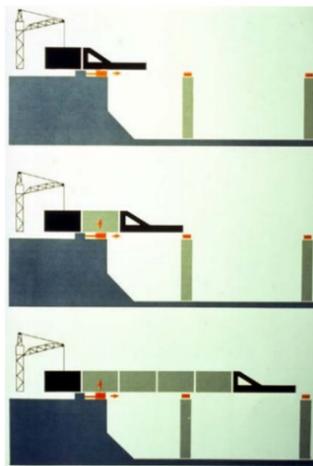


Figura 62: Messa in opera con il metodo dell’incremental launching

Questa tecnica costruttiva consente di avere impalcato monolitici dotati di una buona duttilità grazie alla possibilità di disporre le armature ordinarie nel migliore dei modi però impongono limiti piuttosto severi alle luci, alla variabilità della sezione trasversale dell’impalcato ed al tracciato del

ponte che deve essere in rettilineo o in curva a raggio costante con una livelletta che non può avere cambi di pendenza.

A differenza dei casi precedenti i conci sono gettati in opera in un cantiere allestito in corrispondenza di una spalla e, l'impalcato, è realizzato gettando tutti i conci in un'unica posizione e spingendoli in avanti man mano che la costruzione procede. La tecnologia a "spinta" determina una progressione di schemi statici con frequente e ripetitiva inversione delle sollecitazioni e la sezione a cassone costituisce una tipologia strutturale ad alta flessibilità in grado di far fronte sia ad inversione delle azioni flettenti, sia a sollecitazioni anomale conseguenti a dislivelli degli appoggi di transito.

9. CASO STUDIO

Si procede alla progettazione di due tipologie di impalcanti, uno realizzato in calcestruzzo armato precompresso (pre-teso) mentre l'altro adottando una struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Gli schemi statici adottati per le due soluzioni saranno differenti, l'impalcato in C.A.P. è realizzato con uno schema statico di semplice appoggio (isostatico) mentre l'impalcato in acciaio-calcestruzzo è realizzato con uno schema statico a trave continua (iperstatico); ciò permetterà di mostrare le conseguenze che comportano i diversi schemi statici sia in ambito progettuale che economico.

La luce che si intende coprire risulta essere pari a 115m ed entrambi gli impalcanti saranno realizzati su un tracciato rettilineo.

9.1 Materiali utilizzati

- **ACCIAIO**

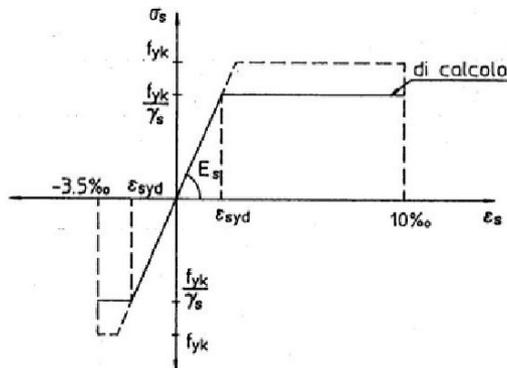
Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{\text{Acciaio}} = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.

Le armature da impiegare dovranno essere in barre ad aderenza migliorata B450C (controllato in stabilimento), con caratteristiche meccaniche e chimiche rispondenti alle norme vigenti. Le barre dovranno avere la superficie priva di ossidazione accentuata e di sostanze estranee (oli, grassi, terra, etc.) che possano pregiudicare l'aderenza al conglomerato e, ove occorra, dovranno essere idoneamente pulite.

Nella lavorazione delle armature le sagomature delle barre dovranno essere eseguite a freddo, almeno per ferri fino al diametro di 30 mm; i raggi di curvatura e gli sviluppi degli ancoraggi dovranno essere quelli indicati dalle prescrizioni di progetto e dalle norme vigenti.

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.



Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\varnothing \leq 26\text{mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 540 \text{ MPa}$

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è fornito dall'espressione 4.1.5 delle NTC 2018 per cui:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Dove:

γ_s coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Pertanto:

Per lo S.L.U. $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$

La tensione massima $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la condizione dettata dalla formula 4.1.17 delle NTC 2018, per cui:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

Pertanto:

Per lo S.L.E. $\sigma_{s,max} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$

Acciaio per calcestruzzo armato precompresso

Acciaio da precompressione (trefoli 6/10")

- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ptk} = 1860 \text{ Mpa}$
- Modulo elastico: $E_{sp} = 201000 \text{ Mpa}$
- Tensione caratteristica allo 0,1%: $f_{p0,1k} = 1640 \text{ Mpa}$
- Coefficiente di sicurezza parziale: $\gamma_s = 1,15$
- Tensione di calcolo allo 0,1%: $f_{p0,1d} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1426,1 \text{ Mpa}$
- Deformazione caratteristica sotto carico massimo: $\epsilon_{uk} = 3,5\%$
- Coefficiente di omogeneizzazione: 6
- Classe di rilassamento: classe 2

In base al punto 4.1.8.1.5 DM 17/01/2018 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pretesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	1440	MPa
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	1473	MPa

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (DM 17/01/2018- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	1309,44	MPa
---------------	-----------------------------	---------	-----

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 1636,80 / 1,15 = 1423,30$	MPa
-----------	--------------------------	------------------------------	-----

Valutazione del rilassamento dell'acciaio

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [\rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $-\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,697	0,039	3,86%

Acciaio per la carpenteria metallica degli impalcati e predalle

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Figura 63: Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Acciaio tipo S355 (Fe 510) spessori minori o uguali a 40 mm

- Tensione di rottura: $f_t > 5.100 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y > 3.550 \text{ daN/cm}^2$

Quindi:

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio tipo S335 (Fe 510) spessori maggiori di 40 mm

- Tensione di rottura: $f_t > 5.100 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y > 3.350 \text{ daN/cm}^2$

Quindi:

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{3.350}{1,05} = 3.190 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio per pioli

Pioli di tipo Nelson $\varnothing = 22\text{mm}$, $H, 200\text{mm}$, Classe S235J2 + C450 (ex ST 37-3K)

Le caratteristiche meccaniche sono:

- Allungamento: min. 15 % Strizione: min. 50 %
- Tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 4.500 \text{ daN/cm}^2$
- Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale: $\gamma_{M2} = 1,25$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900MPa$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1.000MPa$

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate rispetta sempre le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
P_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$P_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$P_{1,1}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
P_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.

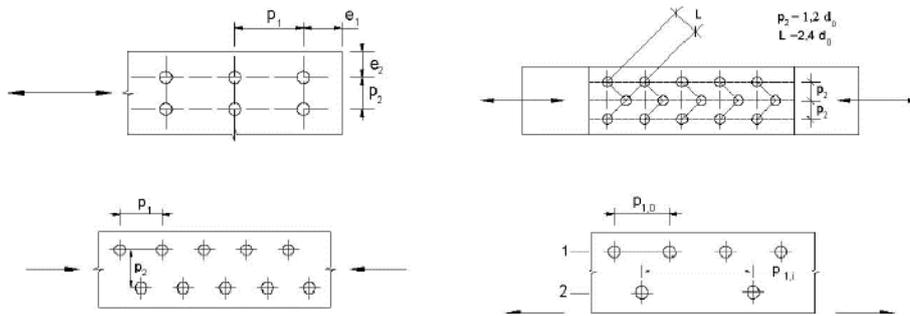


Fig. 4.2.5 -Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

- **Calcestruzzi per opere d'arte strutturali**

Le prescrizioni di seguito dettate definiscono le condizioni operative per ottenere definite caratteristiche prestazionali del calcestruzzo. Il calcestruzzo di seguito definito è specificato come “miscela progettata” con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Per “calcestruzzo a prestazione”, secondo le linee guida e la norma UNI 206-1, si intende il calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'Appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste ed alle eventuali ulteriori caratteristiche.

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2018).

Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Calcestruzzo per soletta e cordoli

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck,28}$	35,00	MPa
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588,11	MPa
Classe di esposizione		XD1	/
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	/
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	/
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm
Coefficiente di sicurezza per verifiche a rottura		1,5	/
Peso specifico		25	kN/m ³
Coefficiente di omogeneizzazione con il cls delle travi		0,895	/

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

a tempo infinito	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 35,00 = 29,050$	MPa
------------------	--	-----

Resistenza di calcolo a compressione:

a tempo infinito	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 29,05 / 1,5 = 16,46$	MPa
------------------	---	-----

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure):

a tempo infinito	$f_{ct} = f_{ctm} / 1.2 = 2,834 / 1.2 = 2,36$	
------------------	---	--

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 17,430$	MPa	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 13,07$	MPa	(per comb. quasi permanente)

Calcestruzzo per travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli. Per tale motivo, data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda eseguirà il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. (operazione indicata con "taglio dei trefoli")

Classe del calcestruzzo		C45/55	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck,28}$	55,00	MPa
Resistenza al taglio dei trefoli	R_{ckj}	38,50	MPa
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	36 416,11	N/mm ²
Classe di esposizione		XD1	/
Rapporto massimo acqua/cemento		0,5	/
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	/
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm
Coefficiente di sicurezza per verifiche a rottura		1,5	/
Peso specifico		25	kN/m ³
Ritiro totale		-0,00030	
% ritiro prima del taglio trefoli		25,5%	
% ritiro taglio trefoli-getto soletta		25,5%	
% ritiro da getto soletta a t=inf.		49%	
Coeff. di viscosità		2,300	
% viscosità taglio trefoli-getto soletta		33%	
% viscosità da getto soletta a t=inf.		67%	

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

a tempo infinito	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 55 = 45,65$	MPa
al taglio dei trefoli	$f_{ckj} = 0.83 \cdot R_{ckj} = 0.83 \cdot 38,5 = 31,95$	Mpa

Resistenza di calcolo a compressione:

a tempo infinito	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 45,65 / 1,5 = 25,86$	MPa
al taglio dei trefoli	$f_{cdj} = \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c = 0.85 \cdot 31,95 / 1,5 = 18,105$	MPa

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure):

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 3,831/1.2 = 3,193$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj}/1.2$	$= 3,020/1.2 = 2,517$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

- al taglio dei trefoli

$$\sigma_{cj} < 0.70 \cdot f_{ckj} = 22,36 \text{ KN/m}^2$$

- a cadute avvenute:

$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 27,39$	MPa	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 20,54$	MPa	(per comb. quasi permanente)

9.2 Valutazione delle cadute di tensione

Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,697	0,039	3,86%

Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a:

$$\text{prefabbricati } \varepsilon_{cs1} = -0,00030$$

$$\text{getto in opera } \varepsilon_{cs2} = -0,00030$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 201000000,00 =$	$-60300,00$	$4,80\%$

Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (DM 17/01/2018- 11.2.10.7), pari a:

$$\varphi_{inf,1} = 2,3 \text{ (cavi pretesi nei prefabbricati)}$$

Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

Definiti i materiali che verranno utilizzati e introdotte le due soluzioni di impalcati che verranno progettate si procede all'analisi dei carichi.

10. IMPALCATO IN C.A.P.

Il viadotto analizzato ha una lunghezza totale pari a 115m ed è costituito da quattro campate isostatiche aventi una lunghezza pari a 28,75m misurate in asse impalcato.

La sede stradale presenta una larghezza pari a 850 cm, ad essa sono affiancati due cordoli laterali di larghezza pari a 75 cm su cui sono posizionati i dispositivi di ritenuta stradali per formare una piattaforma stradale di larghezza complessiva pari a 1000 cm.

L'impalcato è del tipo calcestruzzo armato precompresso costituito da quattro travi principali prefabbricate con altezza pari a 160 cm e sezione a cassoncino, inoltre sono presenti traversi di campata e testata aventi sezione pari a 120cm di altezza e 30cm di base.

La soletta è realizzata in calcestruzzo armato ordinario di larghezza complessiva pari a 10 m, ha uno spessore massimo pari a 25 cm, mantenendosi costante lungo lo sviluppo del manufatto.

La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando delle predelle tradizionali in c.a. di spessore pari a 5 cm.

10.1 Analisi dei carichi impalcato

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate. Il sistema di precompressione può essere del tipo a fili aderenti, pretesi, o a cavi postesi. I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} .

Dato il caso in questione si procede all'analisi di un'unica campata in quanto la struttura è caratterizzata da 4 campate isostatiche quindi, ognuna di esse, sarà caratterizzata dalle medesime sollecitazioni.

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e successivo getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Le travi sono autoportanti e non necessitano di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

La campata in oggetto è costituita da 4 travi longitudinali prefabbricate aventi una lunghezza di 28,75m ed un interasse tra gli appoggi pari a 27,60m. E' caratterizzata inoltre dalla presenza di 5 traversi di cui 2 in testata e 3 in campata aventi una sezione rettangolare con $b=0,3m$ e $h=1,2m$. La soletta è gettata in opera e presenta uno spessore di 0,25m mentre i cordoli presentano uno spessore di 0,15m.

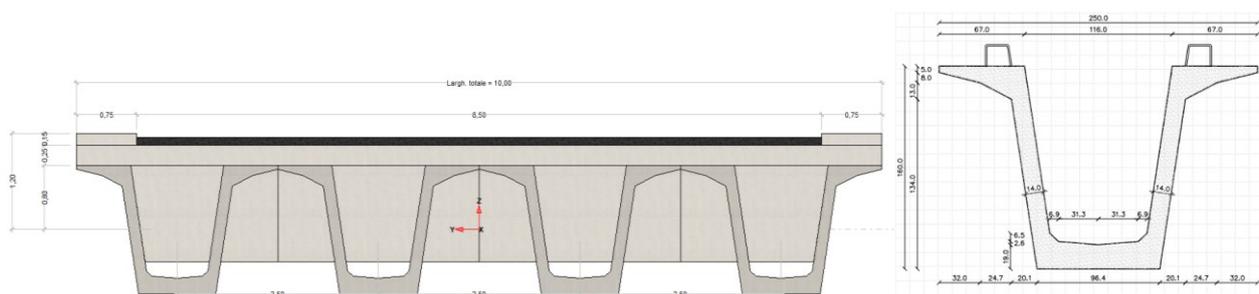


Figura 64: Sezione trasversale impalcato in c.a.p.

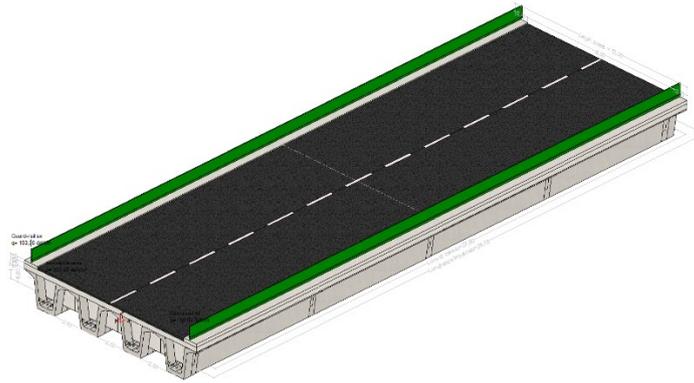


Figura 65: Vista 3d dell'impalcato

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in c.a.p.

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze utilizzato è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione. Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- Lunghezza [m];
- Forza [kN];
- Angolo [rad];
- Diametri barre di armatura lenta [mm];
- Diametri trefoli di precompressione [inch=25,4mm].

Carichi permanenti strutturali

- Travi longitudinali

$$g_{1b} = b * h * l * \gamma = 0,7479 * 28,75 * 25 = 537,6 \text{ kN}$$

- Traversi

$$g_{2b} = b * h * l * \gamma = 0,3 * 1,2 * 25 * (10 - (8 * 0,14)) = 80 \text{ kN}$$

- Soletta

$$g_{1s} = b * h * l * \gamma = 10 * 28,75 * 25 * 0,25 = 1796,9 \text{ kN}$$

- Peso totale dell'impalcato:

$$g_{1tot} = 4 * g_{1b} + 3 * g_{2b} + g_{1s} = 4183,3 \text{ kN}$$

Carico agente sulla trave più esterna:

$$g_{1,1b} = \frac{(g_{1tot})}{4 * l} = \frac{4183,3}{110,4} = 36,4 \text{ kN/m}$$

I carichi sono stati definiti ipotizzando il carico uniformemente distribuito tra le travi ed il carico generato dai traversi è stato considerato anch'esso uniformemente distribuito anziché una forza concentrata sulla trave.

Carichi permanenti non strutturali

- Cordolo

$$g_{2k} = b * h * l * \gamma = 0,75 * 0,15 * 25 * 28,75 = 81 \text{ kN}$$

- Barriera stradale

$$g_{2vrs} = l * \gamma = 28,75 * 1,5 = 43,2 \text{ kN}$$

- Parapetto

$$g_{2pp} = l * \gamma = 28,75 * 1 = 28,75 \text{ kN}$$

- Pavimentazione

$$g_{2p} = b * l * \gamma = (2,5 - 0,75) * 3 * 28,75 = 151 \text{ kN}$$

- Carico agente sulla trave più esterna:

$$g_{2,1b} = \frac{(g_{2k} + g_{2vrs} + g_{2pp} + g_{2p})}{l} = \frac{304}{28,75} = 10,5 \text{ kN/m}$$

Così facendo il carico determinato per la trave più esterna risulta maggiore rispetto a quello applicato inquanto, nella realtà, il carico generato dal parapetto, cordolo, barriera si distribuirebbe secondo la teoria di Courbon.

Definiti così i carichi permanenti è possibile calcolare le sollecitazioni in mezzeria della trave considerata (trave esterna):

$$M_{g1b} = M_{g1,1b} + M_{g2,1b} = \frac{(g_{1,1b} + g_{2,1b}) * l^2}{8} = \frac{(36,4 + 10,5) * 27,6^2}{8} = 4465,8 \text{ kNm}$$

$$V_{g1b} = V_{g1,1b} + V_{g2,1b} = 0 \text{ kN}$$

Carichi variabili

Le azioni variabili del traffico sono definite nello Schema di Carico 1, sono costituite da carichi concentrati (TS) e da carichi uniformemente distribuiti (UDL).

I carichi considerati sono disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose in corrispondenza della trave analizzata.

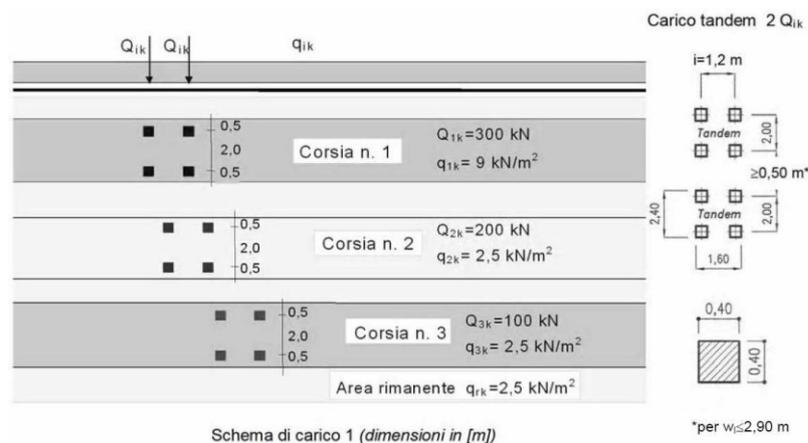


Figura 66: Schema di carico 1 NTC18

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata (8,5m).

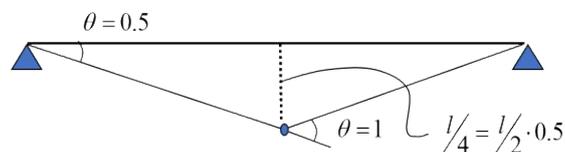
Posizione	Carico Asse Qik [KN]	qik [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

(Si precisa che secondo le NTC 2018 i carichi mobili includono gli effetti dinamici)

Si definiscono le superfici di influenza per massimizzare le sollecitazioni momento e taglio in mezzzeria della trave analizzata.

- Momento

La linea di influenza per definire il momento flettente massimo in mezzzeria della trave longitudinale semplicemente appoggiata risulta essere:



La ripartizione trasversale è definita applicando il metodo di Guyon-Massonnet-Bares considerando la condizione di carico più gravosa per la trave analizzata.

Tale metodo non fa alcun tipo di ipotesi a riguardo delle rigidzze flessionali e torsionali delle travi e dei traversi quindi risulta utile in caso di nervature dotate di rigidzza torsionale, quali ad esempio le sezioni a cassoncino.

Le ipotesi ammesse risultano:

- 1- Assimilazione della struttura ad un graticcio di travi a maglie infinitesime avente le medesime rigidzze medie flessionali e torsionali;
- 2- Particolari condizioni di vincolo (piastra appoggiata lungo due lati opposti e libera agli altri due);
- 3- Distribuzione dei carichi di tipo sinusoidale in direzione dei lati liberi.

La prima ipotesi permette di considerare ripartite, sia in senso longitudinale che trasversale, le rigidzze flessionali e torsionali delle travi.

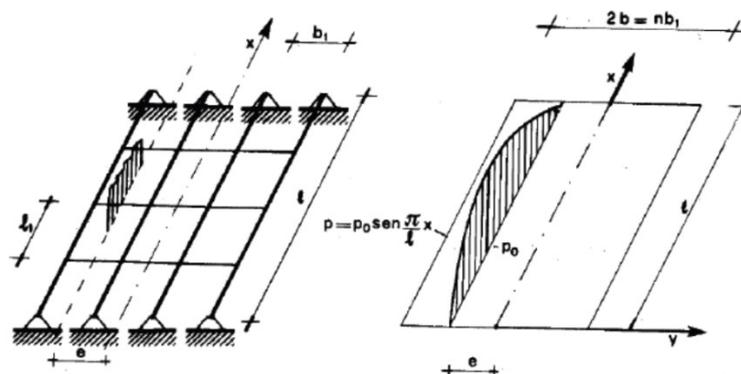


Figura 67: Dalla struttura discreta alla struttura continua

Facendo riferimento ad elementi a graticcio di larghezza unitaria si ha:

$$K_x = \frac{E \cdot J_l}{b_1} \quad K_y = \frac{E \cdot J_t}{l_1} \quad C_{xy} = \frac{C_l}{b_1} \quad C_{xy} = \frac{C_t}{l_1}$$

Dove:

K_x, K_y rappresentano le rigidità flessionali unitarie;

C_{xy}, C_{yx} rappresentano le rigidità torsionali unitarie;

J_l, J_t rappresentano i momenti di inerzia delle travi longitudinali e dei traversi;

b_1, l_1 rappresentano gli interassi fra le travi longitudinali ed i traversi;

E rappresenta il modulo di elasticità longitudinale del materiale.

Inoltre è consigliato considerare una larghezza convenzionale $2b = n b_1$. (n = numero travi).

Considerando un elemento infinitesimo del graticcio le azioni flettenti, torcenti e taglianti ad esso applicate, le condizioni di equilibrio impongono che si abbia:

$$\begin{aligned}\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} &= T_x \\ \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} &= T_y \\ \frac{\partial T_x}{\partial x} + \frac{\partial T_y}{\partial y} &= -p(x, y)\end{aligned}$$

Definendo w , abbassamento verticale del generico punto della struttura, si ha:

$$M_x = -K_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad M_y = -K_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad M_{xy} = -C_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad M_{yx} = -C_{yx} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

E posto:

$$H = \frac{1}{2} (C_{xy} + C_{yx})$$

Si ottiene l'equazione fondamentale del graticcio a pianta rettangolare a maglie infinitesime:

$$K_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

Ai fini semplificativi di calcolo si introducono nella formulazione i seguenti coefficienti:

$$\alpha = \frac{H}{\sqrt{K_x K_y}} \quad \theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{K_x}{K_y}}$$

Detti rispettivamente, parametro di rigidità torsionale e parametro di rigidità flessionale.

Il primo, α , varia fra 0 (impalcato a rigidità torsionale nulla) e 1 (massima rigidità torsionale).

Il secondo, θ , ha per limite inferiore lo zero (caso di travi longitudinali molto flessibili, traversi molto rigidi e rapporto di allungamento b/l tendente a zero).

Data l'ipotesi di carico sinusoidale del tipo $p = p_1 \text{sen} \frac{\pi x}{l}$ lungo una linea di eccentricità e , per le ammesse condizioni di vincolo, l'andamento della deformata risulta:

$$w(x, y, e) = w_1(y, e) \text{sen} \frac{\pi x}{l}$$

Ipotizzando il carico sinusoidale ripartito uniformemente in direzione trasversale si ottiene il valore medio:

$$w_m(x) = w_m \text{sen} \frac{\pi x}{l}$$

Ed il rapporto:

$$\rho = \frac{w(x, y, e)}{w_m(x)} = \frac{w_1(y, e)}{w_m}$$

Rappresenta il “coefficiente di ripartizione trasversale”, e permette di determinare la distribuzione delle sollecitazioni prodotte dall’azione di carichi concentrati sull’impalcato.

Tale coefficiente dipende dai seguenti parametri:

- Coefficiente α ;
- Coefficiente θ ;
- Dal rapporto y/b caratterizzante la posizione della generica trave longitudinale;
- Dal rapporto e/b che individua la posizione del carico.

Tale coefficiente è stato calcolato risolvendo l’equazione fondamentale del graticcio a pianta rettangolare a maglie infinitesime e successivamente è stato tabellato per differenti valori di θ , y/b , e/b nei casi limite $\alpha = 0$ e $\alpha = 1$.

Per valori intermedi si può utilizzare l’interpolazione lineare:

$$q = q_0 + (q_1 - q_0)\sqrt{\alpha}$$

Le sollecitazioni flettenti e taglianti nella generica trave longitudinale i si ottengono tracciando, tramite l’ausilio delle tabelle, la linea d’influenza di $q_1 (K_\alpha)$ e determinando la distribuzione trasversale dei carichi che fornisce il valore massimo del rapporto:

$$\psi_i = \frac{\sum q_j P_j}{\sum P_j}$$

Si valutano quindi i valori medi del momento flettente e del taglio:

$$M_m = \frac{M_T}{n} \quad T_m = \frac{T_T}{n}$$

Dove M_T e T_T rappresentano i valori globali delle sollecitazioni mentre n rappresenta il numero di travi longitudinali.

Infine i valori cercati delle sollecitazioni sono:

$$M_i = \psi_i M_m \quad T_i = \psi_i T_m$$

Dato il caso in analisi si ottiene:

DIMENSIONI IMPALCATO	
B (larghezza)	10m
b (semi-larghezza)	5m
L (luce)	27,6m
b_1 (interasse travi)	2,5
n° travi	4
L_1 (interasse traversi)	6,9m

MODULI ELASTICI	
$E_{c.a.p}$	36.416,11 MPa
$G_{c.a.p}$	15.173,4 MPa
E_{cls}	32.588,11 MPa
G_{cls}	13.578,4 MPa

TRAVI	
J	$0,5386m^4$
K	$0,1787m^4$
Rigidezza flessionale B_E	$19.614.155 \text{ kNm}^2$
Rigidezza torsionale C_E	$2.712.025,3 \text{ kNm}^2$
Rigidezza flessionale unitaria ρ_E	$7.845.662 \text{ kNm}$
Rigidezza flessionale unitaria γ_E	$1.084.810,1 \text{ kNm}$

TRAVERSI	
J	$0,1718m^4$
K	$0,0082m^4$
Rigidezza flessionale B_E	$6.256.496,7 \text{ kNm}^2$
Rigidezza torsionale C_E	124.20 kNm^2
Rigidezza flessionale unitaria ρ_E	$906.738,60 \text{ kNm}$
Rigidezza flessionale unitaria γ_E	$18.000,9 \text{ kNm}$

Parametro di flessione (Guyon):

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_{Trave}}{\rho_{Traverso}}} = 0,311$$

Parametro di torsione (Massonnet):

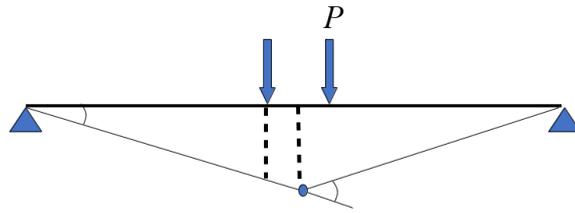
$$\alpha = \frac{Y_{Trave} + Y_{Traverso}}{2\sqrt{\rho_{Trave} \rho_{Traverso}}} = 0,207$$

Definizione del coefficiente di ripartizione trasversale ρ (indicato anche con K_α) dovuto ai carichi accidentali applicati per avere il massimo effetto sulla trave analizzata. (trave 1)

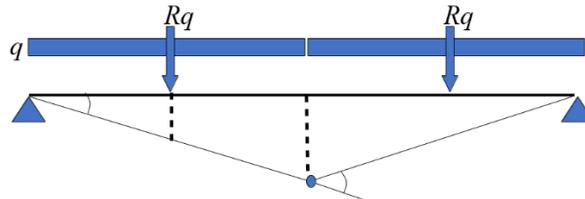
Carico		Eccentricità del carico [m]	Larghezza carico[m]	K_α
NTC2018-colonna 1	300 [kN]	3,75; 1,75	3	2,046; 1,468
NTC2018-colonna 2	200 [kN]	0,75; -1,25	3	1,184; 0,638
NTC2018-colonna 1	27 [kN/m]	2,75	/	1,756
NTC2018-colonna 2	7,5 [kN/m]	-0,25	/	0,907
Zona rimanente	6,25 [kN/m]	-3	/	0,180

I valori di K_α sono stati definiti, nel caso di TS, facendo riferimento all'eccentricità di ciascuna forza costituente il TS mentre, nel caso di UDL, facendo riferimento all'eccentricità della forza risultante.

Carichi concentrati e distribuiti – distribuzione longitudinale (asse appoggi $l= 27,6m$)



$$M_{S,P} = P \frac{(2l - a)^2}{8 \cdot l} = P \frac{(55,2 - 1,2)^2}{220,8} = 13,2P$$



$$M_{S,q} = q \frac{l^2}{8} = q \frac{27,6^2}{8} = 95,22 q$$

Si riportano gli esiti ottenuti considerando le 2 corsie convenzionali di carico e la corsia di carico rimanente.

La risultante sulla trave analizzata dovuta ai carichi concentrati del TS risulta:

$$R_{concentrati} = \sum \frac{Q_{ik}}{n^{\circ}travi} \cdot K_{ai} = \frac{150}{4} \cdot 2,046 + \frac{150}{4} \cdot 1,468 + \frac{100}{4} \cdot 1,184 + \frac{100}{4} \cdot 0,638 = 177 \text{ kN}$$

La risultante sulla trave analizzata dovuta ai carichi distribuiti UDL risulta:

$$R_{distribuiti} = \sum \frac{q_{ik}}{n^{\circ}travi} \cdot K_{ai} = \frac{27}{4} \cdot 1,756 + \frac{7,25}{4} \cdot 0,907 + \frac{6,25}{4} \cdot 0,180 = 13,7 \text{ kN/m}$$

Definite le quote dei carichi agenti sulla trave analizzata si definiscono i momenti in mezzeria:

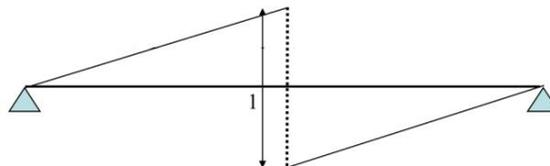
$$M_{S,concentrati} = 13,2 \cdot R_{concentrati} = 2336,4 \text{ kNm}$$

$$M_{S,distribuiti} = 95,22 \cdot R_{distribuiti} = 1312 \text{ kNm}$$

$$M_{S,variabili} = 3648,4 \text{ kNm}$$

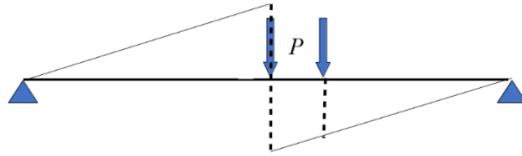
- Taglio

La linea di influenza per definire il taglio massimo in mezzeria della trave longitudinale semplicemente appoggiata:

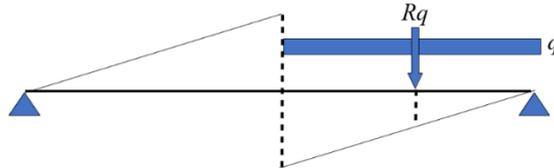


La ripartizione trasversale ottenuta applicando il metodo di Guyon-Massonnet-Bares è la medesima di quella ottenuta per il momento.

Carichi concentrati e distribuiti – distribuzione longitudinale (asse appoggi $l = 27,6m$)



$$V_{S,P} = 0,96P$$



$$V_{S,q} = 3,75 q$$

Carichi concentrati – distribuzione trasversale (interasse travi $i = 2,5m$)

La risultante sulla trave analizzata dovuta ai carichi concentrati del TS risulta:

$$R_{concentrati} = 177 \text{ kN}$$

Carichi distribuiti – distribuzione trasversale (interasse travi $i = 2,5m$ e si considera il carico risultante come forza concentrata)

La risultante sulla trave analizzata dovuta ai carichi distribuiti UDL risulta:

$$R_{distribuiti} = 13,7 \text{ kN/m}$$

Definite le quote dei carichi agenti sulla trave analizzata si definiscono i tagli in mezzeria:

$$V_{S,concentrati} = 0,96 * R_{concentrati} = 170 \text{ kN}$$

$$V_{S,distribuiti} = 3,75 * R_{distribuiti} = 51,3 \text{ kN}$$

$$V_{S,variabili} = 221,3 \text{ kN}$$

Carico Vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 delle NTC 2018.

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Velocità base di riferimento

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

Regione = Lombardia \Rightarrow Zona 1

$$a_0 = 1000[m]$$

$$k_s = 0,40$$

Nel caso specifico: \Rightarrow Regione = Lombardia \Rightarrow Provincia = Bergamo \Rightarrow $a_s = 275 \text{ m}$

Velocità di riferimento

$$v_r = v_b * c_r$$

Dove:

v_b indica la velocità base di riferimento;

c_r indica il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R (indicato in anni, in questo caso si considera $T_R = 100$).

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right)} = 1,039$$

Ne consegue che:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,039 = 25,98 \text{ m/sec}$$

Pressione cinetica di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_r (in kN/m^2) è stata utilizzata l'espressione 3.3.6 delle NTC 2018:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,98^2 \cdot 10^{-3} = 0,422 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

ρ indica densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

Dove:

k_r, z_0, z_{min} sono parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II fornita dall'NTC18.

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

Nel caso in oggetto si ricava:

\Rightarrow classe di rugosità del terreno: C \Rightarrow categoria di esposizione: III

$$c_e(z) = 1,71$$

Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008" (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.4 delle NTC 2018:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$p = 0,422 \cdot 1,71 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

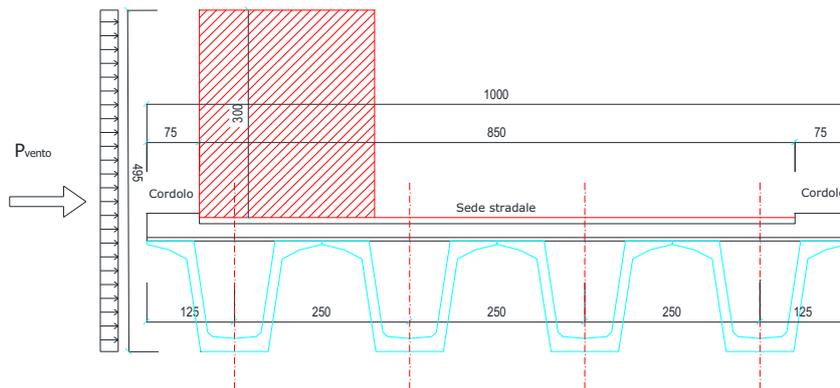
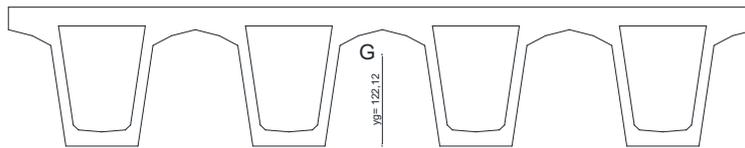


Figura 68: Azione del vento sul ponte "carico"

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

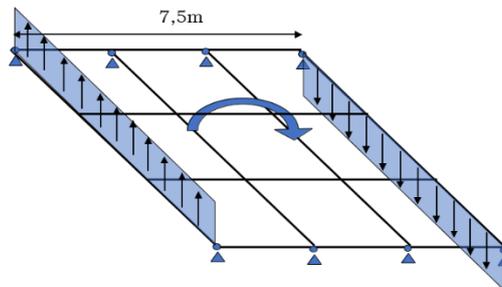
$$h_i = h_{trave,max} + h_{soletta,max} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 1,6 + 0,25 + 0,10 + 3,00 = 4,95 \text{ m}$$

$$q_{vento} = p * h = 1,01 * 4,95 = 5 \text{ kN/m}$$



$$M_{torcente} = q_{vento} * e = 5 * \left(\frac{4,95}{2} - 122,12\right) = 6,27 \text{ kNm/m}$$

Il momento torcente così individuato può essere applicato alla trave tramite l'azione di un carico equivalente agente sulle travi 1 e 4:



$$q_{vert,vento} = \frac{M_{torcente}}{d} = \frac{6,27}{7,5} = 0,9 \text{ kN/m}$$

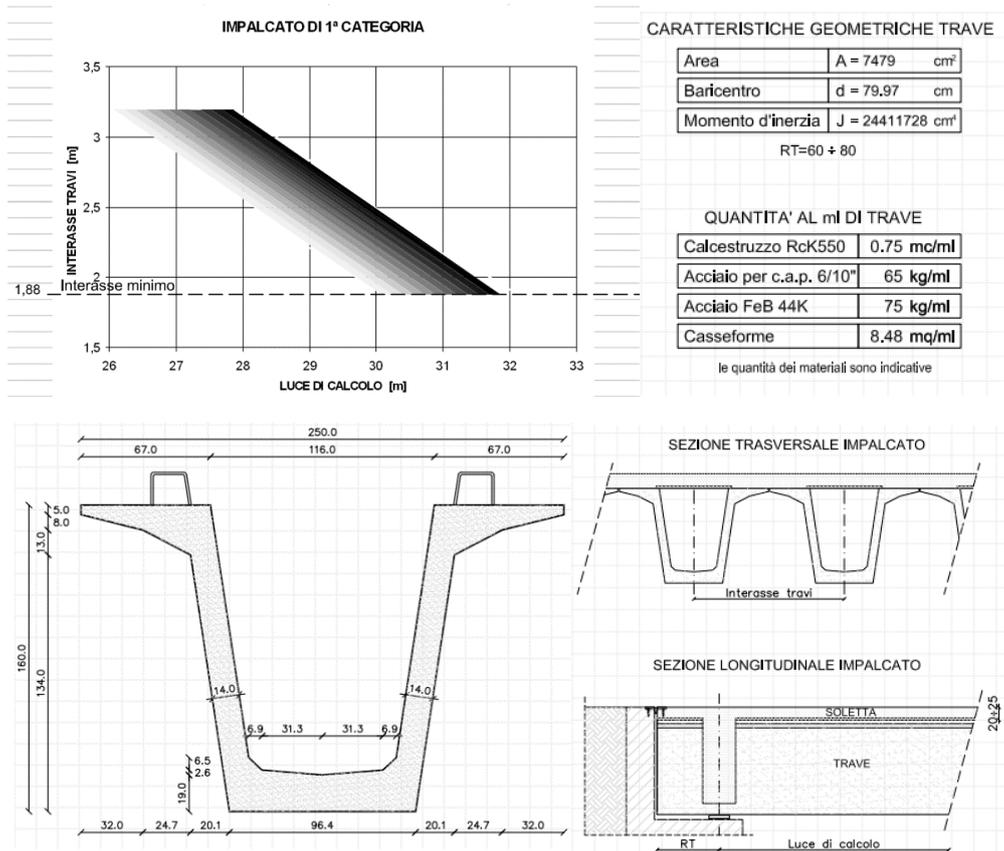
$$M_{S,vento} = \frac{q_{vert,vento} * l^2}{8} = \frac{0,9 * 27,6^2}{8} = 86 \text{ kNm}$$

$$V_{S,vento} = 0 \text{ kN}$$

10.2 Definizione della forza di precompressione e del numero di trefoli

Nota la sezione della trave di riva dell'impalcato (categoria stradale F2) si procede a definire il tiro nella sezione avendo fissato a priori il baricentro delle armature di precompressione e adottando un sistema preteso a cavi rettilinei.

Si considera la seguente trave a cassoncino prefabbricata:



Si ipotizza di considerare, inizialmente, la trave in "fase finale"; ovvero costituita dalla trave longitudinale e dalla soletta.

Dati sezione matematica trave+soletta

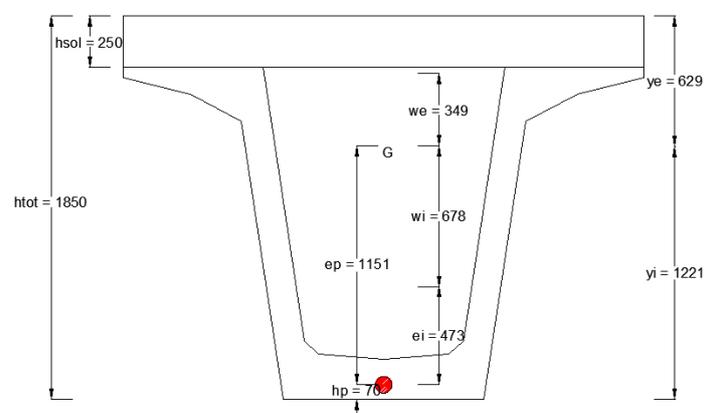


Figura 69: Sezione matematica trave longitudinale + soletta

$$A = 13722,9 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 122,1 \text{ cm}$$

$$y_e = 62,9 \text{ cm}$$

$$J = 58541834,84 \text{ cm}^4$$

$$w_e = \frac{J}{A * y_i} = 34,94 \text{ cm}$$

$$w_i = \frac{J}{A * y_e} = 67,82 \text{ cm}$$

$$h_p = 7 \text{ cm}$$

$$e_i = y_i - w_i - h_p = 47,28 \text{ cm}$$

$$e_p = y_i - h_p = 115,1 \text{ cm}$$

Riprendendo le sollecitazioni (momento flettente) individuate nell'analisi dei carichi agenti sulla trave in oggetto:

$$M_{g0} = 3466 \text{ kNm}$$

$$M_{g,est} = 999,8 \text{ kNm}$$

$$M_{q,var} = 3648,4 \text{ kNm}$$

Dove:

- M_{g0} : sollecitazione dovuta al peso proprio della trave + peso travesi+ soletta;
- $M_{g,est}$: sollecitazione dovuta ai carichi permanenti portati;
- $M_{q,var}$: sollecitazione dovuta ai carichi viaggianti.

Si procede al pre-dimensionamento della precompressione interale necessaria.

Si considerano le grandezze geometriche A, J facendo riferimento alla sezione lorda di solo calcestruzzo e per semplicità senza armature e con la soletta considerata collaborante e non omogeneizzata.

La trave prefabbricata sarà realizzata con un calcestruzzo di classe C45/55 mentre la soletta gettata C28/35.

A seguito di vincoli dovuti al pre-fabbricatore nella scelta della maschera dei trefoli che verrà utilizzata si individua una posizione del per il baricentro dei trefoli pari ad e_i (0,475m).

Applicando la relazione valida per la "fase finale" in cui si adotta implicitamente una caduta di tensione finale pari al 25% del tiro iniziale, si definisce il tiro P_0 :

$$P_0 = \frac{(M_{g0} + (M_{g,est} + M_{q,var}))}{0,75 * (e_p + w_e)} = \frac{3466 + (999,8 + 3648,4)}{0,75 * (1,151 + 0,349)} = \frac{8114,2}{1,125} = 7212,6 \text{ kN}$$

Mentre considerando la relazione in fase iniziale (considerando la sezione costituita dalla trave principale e dalla soletta), si ottiene:

$$e_i = \frac{M_{g0}}{P_0} = \frac{3466 * 10^3}{7212,6} = 0,480 \text{ m}$$

Avendo però imposto la posizione del baricentro dei cavi è necessario verificare se il P_0 definito per la "fase finale" è sufficiente:

$$e_i * P_0 = 0,473 * 7212,6 = 3411,5 \text{ kNm} < 3466 \text{ kNm} = M_{g0}$$

In questo caso il tiro definito non risulta sufficiente, è quindi possibile procedere nei seguenti modi:

- Incremento il tiro P_0 mantenendo fisso e_i ;
- Incremento e_i in modo da mantenere il tiro P_0 fisso;
- Procedo iterativamente variando contemporaneamente P_0 ed e_i .

Si decide in incrementare il valore del tiro mantenendo fisso e_i .

$$P_0 = \frac{M_{g0}}{e_i} = \frac{3466}{0,473} = 7328 \text{ kN}$$

Definito così il valore del tiro P_0 (a cadute istantanee avvenute) è necessario verificare la sezione della sola trave al taglio dei trefoli in cui il momento sollecitante $M_{g0,1}$ è dovuto al solo peso proprio della trave.

$$\begin{aligned} M_{g0,1} &= 1781 \text{ kNm} \\ A &= 7479 \text{ cm}^2 \\ y_i &\cong y_e = 79,97 \text{ cm} \\ w_i &\cong w_e = 40,8 \text{ cm} \\ e_i &= y_i - w_i - h_p = 0,322 \text{ m} \end{aligned}$$

$$e_i * P_0 = 0,322 * 7328 = 2359,5 \text{ kNm} > 1781 \text{ kNm} = M_{g0,1}$$

E' possibile ora confermare che, nonostante la posizione del baricentro assunta per i trefoli a seguito di motivi pratici e tecnologici assicura, anche in fase iniziale (a cadute istantanee avvenute) la sezione interamente compressa.

A valle di quest'ultimo esito di verifica, si è costretti però ad aumentare ugualmente l'intensità del tiro P_0 in $P_0 *$ in modo di ottenere un esito positivo sul controllo nel "breve periodo" per la sola trave. In fase iniziale:

$$\begin{aligned} A &= 7479 \text{ cm}^2 \\ y_i &\cong y_e = 79,97 \text{ cm} \\ w_i &\cong w_e = 40,8 \text{ cm} \\ e_{i0} &= y_i - w_i - h_p = 32,2 \text{ cm} \\ J &= 24411728 \text{ cm}^4 \\ M_{g0} &= 3466 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Considerando la trave non puntellata, durante il getto di seconda fase della soletta e per come è l'entità del tiro, non risulta verificata con $e_{i0} = 322 \text{ mm} < 480 \text{ mm} = e_i$.

Si aumenta quindi il tiro in funzione dell'intensità di M_{g0} :

$$P_0 * = \frac{M_{g0}}{e_{i0}} = \frac{3466}{0,322} = 10764 \text{ kN}$$

Per verificare infine l'idoneità geometrica della distanza $e_{i0} = 322 \text{ mm}$ (fissata a priori di fatto con l'aver fissato inizialmente a priori il baricentro del cavo risultante CR a distanza $h_p = 70 \text{ mm}$ dall'intradosso della trave C.A.P. con eccentricità $e_{p0} = 729,7 \text{ mm}$), si esegue un'ultima verifica in fase di taglio dei trefoli.

Tenendo conto di una tensione "equivalente" di tesatura affetta inevitabilmente da una caduta istantanea di tensione di circa il 10% (alla trasmissione della pretensione), per accorciamento elastico del calcestruzzo e per rilassamento degli acciai ai martinetti, si deve avere:

$$e_{i0,eff} * 1,10 * P_0 = e_{i0,eff} * P_{0max} \leq M_{g0,1} = 1781 \text{ kNm}$$

avendo a tal fine indicato con $e_{i0,eff}$ l'eccentricità effettiva (massima) che deve avere il baricentro del cavo risultante CR (dall'estremo del nocciolo d'inerzia $w_i = 408 \text{ mm}$ della sola sezione trave C.A.P.)

affinché l'azione flettente per peso proprio (della sola trave) $M_{g0,1} = 1781 \text{ kNm}$ non porti eccessivamente in trazione la fibra di intradosso della trave nell'istante di recisione dei trefoli. Si deve quindi assicurare che:

$$e_{i0,eff} \leq \frac{M_{g0,1}}{P_{0max}} = \frac{M_{g0,1}}{1,10 P} = \frac{1781 * 1000}{1,10 * 10764} = 150,4 \text{ mm}$$

Le verifiche, dunque, impongono di fatto di alzare il livello iniziale del baricentro del cavo risultante CR, dal valore fissato $h_p = 70 \text{ mm}$ con eccentricità $e_{p0} = 729,7 \text{ mm}$, ad un valore tale che rispetti il vincolo precedente su $e_{i0,eff}$:

$$e_{p0,eff} \leq e_{i0,eff} + w_{i0} = 150 + 408 = 558 \text{ mm} \rightarrow \text{approssimo } e_{p0,eff} = 550 \text{ mm}$$

In questo caso, la distanza effettiva da prevedere per il cavo risultante CR dall'intradosso della trave C.A.P. risulta:

$$h_{p,eff} = y_{i0} - e_{p0,eff} = 799,7 - 550 = 249,7 \text{ mm}$$

Trovandosi fisicamente al di fuori della sezione di calcestruzzo, dovrà essere ottenuto fissando vari strati di trefoli distribuiti opportunamente lungo l'altezza con tensioni di tesatura differente (che diminuisca in intensità dall'intradosso verso l'estradosso) in modo tale che la loro azione di precompressione sia equivalente a quella del baricentro del solo cavo risultante CR_{eq} (equivalente).

Calcolo del tiro "equivalente" da applicare al martinetto e numero di trefoli necessari

Si assume che le cadute istantanee del tiro, per rilassamento degli acciai pretesi (all'atto stesso della tesatura) e per accorciamento elastico del calcestruzzo (al trasferimento della pretensione), siano dell'ordine del 10%, si procede così al calcolo del tiro "equivalente" da applicare al martinetto (sul baricentro del cavo risultante CR):

$$P_{0,max} = P_{0,T} = (1 + 0,10) * P_{0max} = 1,10 * 10764 = 11840 \text{ kN}$$

Si adotta una tensione orientativa (media) di tesatura pari a $\sigma_{p0,eq} = 1450 \text{ MPa}$ minore della tensione massima $\sigma_{p0,max} = 1488 \text{ MPa}$ ammessa della norma al fine di tenere forfettariamente conto del fatto che si partirà con strati a tesatura massima con 1488 MPa (100%) fino a strati con tesature in percentuale anche minori.

Note le caratteristiche dell'acciaio da precompressione, si individua l'area minima di armatura necessaria:

$$A_p \geq \frac{P_{0,max}}{\sigma_{p0,eq}} = \frac{11840 * 10^3}{1450} = 8166 \text{ mm}^2$$

Adottando un'armatura da precompressione costituita da trefoli 6/10", nota l'area minima di armatura necessaria si procede al calcolo del numero minimo di trefoli da utilizzare:

$$\text{numero trefoli} \geq \frac{A_p}{A_{6/10''}} = \frac{8166}{139} = 58$$

E' importante ricordare che almeno una coppia verrà disposta sulle nervature della trave (verso l'estradosso) al fine di alzare (leggermente) il baricentro del cavo risultante (CR) "agevolando" così la sezione resistente alle trazioni in prima fase.

11. MODELLAZIONE IMPALCATO – Software SigmaC

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta, esso, quindi, si presenta come una lastra appoggiata sui lati opposti caratterizzata da una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi e che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

Dove:

$n = n$.travi;

i = interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico:

$$p(x;e) = P_m \sin(p x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber.

Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma:

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \sin(p x/l)$$

e considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato:

$$p(x;e) = (P_m/2b) \sin(p x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma:

$$w(x) = w(1/2) \sin(p x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale):

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende:

- Rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);

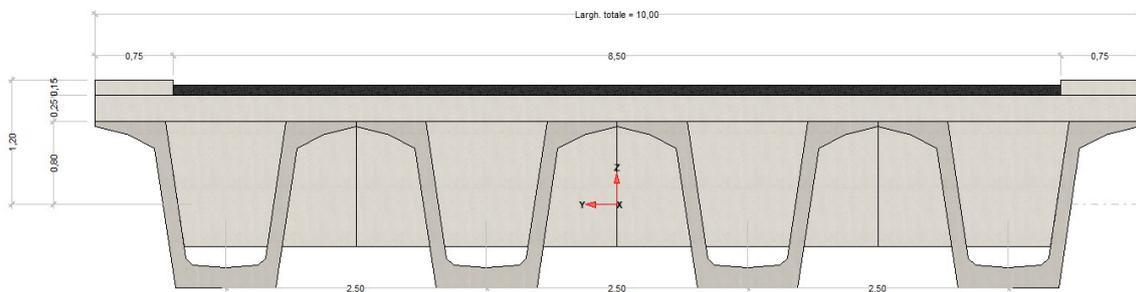
- Rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico;
- Rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1);
- Rapporto adimensionale di rigidezza flessionale.

11.1 Caratteristiche geometriche

L'impalcato è costituito da travi prefabbricate, traversi realizzati in opera e soletta collaborante.

Geometria impalcato:

Luce di calcolo	27,60
Larghezza cordolo sinistro	0,75
Larghezza carreggiata	8,50
Larghezza cordolo destro	0,75
Larghezza fuori tutto impalcato	10,00
Numero travi	4
Tipo trave	Caso Studio
Interasse travi	2,50
Larghezza travi	2,50
Lunghezza retrotrave	0,58
Spessore medio soletta	0,25
Spessore minimo soletta	0,25
Luce di calcolo soletta	2,50
Spessore medio cordoli	0,15



Geometria traversi in campata ed in testata:

- *Campata*

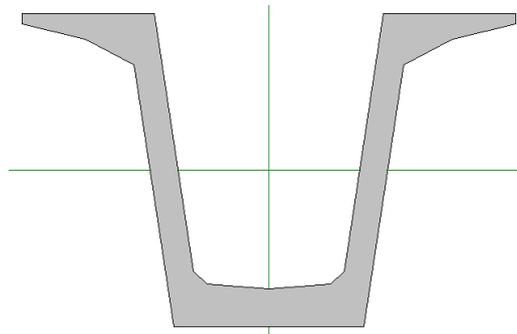
Numero traversi	3
Altezza sezione traversi	1,20
Spessore sezione traversi	0,30
n.	X [m]
1	6,90
2	13,80
3	20,70

- *Testata*

Altezza sezione traversi	1,20
Spessore sezione traversi	0,30
n.	X [m]
1	0,00
2	27,60

Geometria travi longitudinali:

Altezza della sezione	1,60	[m]
Spessore complessivo anime	0,28	[m]
Area sezione di calcestruzzo	0,75	[m ²]
Ordinata y baricentro	0,00	[m]
Ascissa x baricentro	0,00	[m]
J baricentro	24403990,39	[cm ⁴]
Coefficiente torsionale	17873575,00	[cm ⁴]



Geometria soletta:

Lunghezza in direz. X	28,75	[m]
Altezza della sezione	0,25	[m]
Area sezione	2,50	[m ²]
Z baricentro	0,93	[m]
J baricentrico	1302083,33	[cm ⁴]

Sovraccarichi adottati e norme di calcolo

- I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:
- Legge n°1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."
- DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 1990:2006 - "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale."
- UNI EN 1991-1-1: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici."
- UNI EN 1991-1-3: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve."
- UNI EN 1991-1-4: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento."
- UNI EN 1991-1-5: 2004 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche."
- UNI EN 1991-1-6: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione."

- UNI EN 1991-1-7: 2006 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali."
- UNI EN 1991-2: 2005 - "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."
- UNI EN 1992-1-1: 2005 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."
- UNI EN 1992-2: 2006 - "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."

11.2 Ripartizione trasversale dei carichi

Parametri di Massonnet

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-3,75	[m]
Luce di calcolo travi principali	L	27,60	[m]
Interasse traversi	L1	6,90	[m]
Semilarghezza teorica impalcato	B	5,00	[m]
Interasse travi	B1	2,50	[m]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	13723,07	[cm ²]
quota baricentro	Dp	42,12	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Jp	53861203,3042	[cm ⁴]
coefficiente di torsione	Cp	17873575,0000	[cm ⁴]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	10600,00	[cm ²]
quota baricentro da base sezione	De	107,88	[cm]
momento d'inerzia flessionale	Je	17180573,8994	[cm ⁴]
coefficiente di torsione	Ce	818581,0353	[cm ⁴]

- Larghezza soletta collaborante con il traverso = 2,80 [m];
- Coefficiente di omogeneizzazione: $(E \text{ cls soletta}) / (E \text{ cls trave}) = 1,00 [-]$
- Teta = 0,311;
- Radice alfa = 0,704

Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1 trave che ha una eccentricità $Y = 3,75$ [m] e che risulta essere la più sollecitata:

Y=	5,00	3,75	2,50	1,25	0,00	-1,25	-2,50	-3,75	-5,00
K ₀	-1,204	-0,667	-0,129	0,416	0,970	1,539	2,120	2,709	3,296
K ₁	0,719	0,775	0,835	0,904	0,982	1,069	1,161	1,251	1,333
K _a	0,151	0,348	0,550	0,760	0,979	1,208	1,444	1,682	1,913

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0,00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	5,00	3,75	2,50	1,25	0,00	-1,25	-2,50	-3,75	-5,00
m _a	-0,167	-0,090	-0,008	0,086	0,199	0,086	-0,008	-0,090	-0,167

11.3 Analisi dei carichi

Le azioni considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

Inoltre, la viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

Si individuano quindi, per il caso in analisi, le seguenti azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1 ;
- Carichi permanenti portati: g_2 .

Date le fasi di lavoro definite precedentemente (prima fase e seconda fase) è opportuno svolgere l'analisi dei carichi distinguendo le due fasi.

Valori caratteristici azioni permanenti

- **Fase 1 (carico agente sulla singola trave)**

Lunghezza trave in asse	28,75	[m]
Peso trave (sezione filante)	18,68	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	537,13	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	15,63	[KN/m]
Peso trasverso in testata	14,98	[KN]
Peso trasverso in campata	14,98	[KN]

- **Fase 2 (carico agente sulla singola trave)**

Pavimentazione

Peso pavimentazione per unità di superficie	3,00	[KN/m ²]
Carico gravante sulla trave da verificare	6,33	[KN/m]

Peso dei cordoli

	peso lineare [KN/m]	ecc.Y [m]	peso totale [KN]
cordolo sinistro	2,81	4,63	77,63
cordolo destro	2,81	-4,63	77,63

Guard-rail

n.	Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Guard-rail sx	1,50	4,60	-0,58	Appoggio iniziale	-0,58	Appoggio finale
2	Guard-rail dx	1,50	-4,60	-0,58	Appoggio iniziale	-0,58	Appoggio finale

Valori caratteristici azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm.

La larghezza di ingombro convenzionale stabilita per ciascuna colonna è pari a 3.00 m.

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

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

Categoria ponte: Stradale 1a categoria

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	Q [KN]	p [KN/m ²]	α_Q	α_q
1	NTC2018-colonna 1	300,00	9,00	1,00	1,00
2	NTC2018-colonna 2	200,00	2,50	1,00	1,00
3	NTC2018-colonna 3	100,00	2,50	1,00	1,00
4	NTC2018-colonna >3	0,00	2,50	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi = 5,00 [KN/m²]

Coefficiente moltiplicativo in combinazione = 0,500

Applicazione del metodo di Massonnet

Peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	m Massonnet
cordolo sinistro	2,81	4,63	0,210	-0,144
cordolo destro	2,81	-4,63	1,844	-0,144

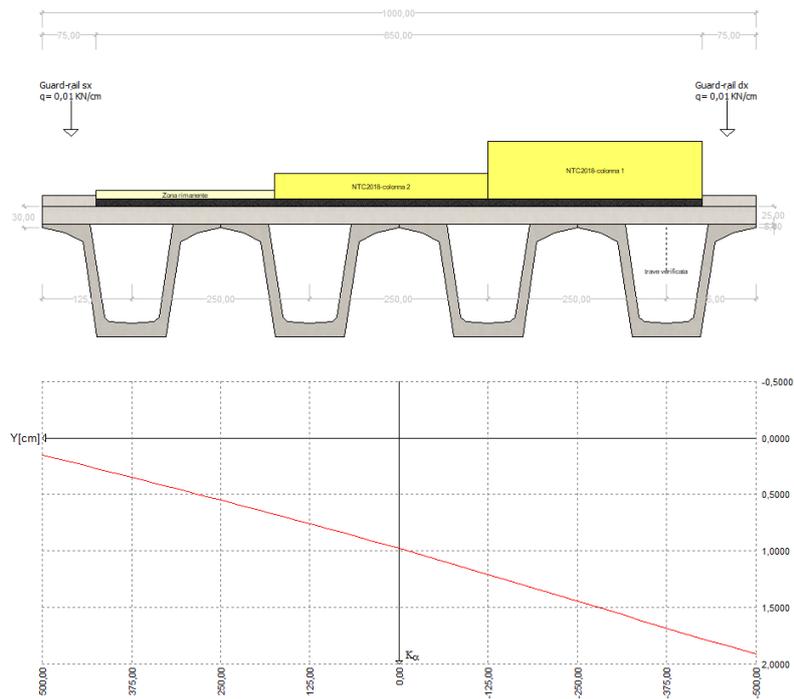
Lineari per trave

n.	Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	m Massonnet
1	Guard-rail sx	1,50	4,60	0,214	-0,143
2	Guard-rail dx	1,50	-4,60	1,840	-0,143

Carichi mobili per massimizzare le azioni sulla trave in analisi

Descrizione	Q·a [KN]	q·a [KN/cm]	ecc.Y	Larghezza	Ka
NTC2018-colonna 1	300,00	0,27	-275,00	300,00	1,492
NTC2018-colonna 2	200,00	0,07	25,00	300,00	0,934
Zona rimanente	0,00	0,06	300,00	250,00	0,469

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_0 Massonnet



11.4 Metodo semiprobabilistico agli stati limite – coefficienti di combinazione

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3. I carichi di interesse ai fini del dimensionamento e della verifica dell'impalcato, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- Azioni permanenti
- Deformazioni impresse
- Azioni variabili
- Azioni eccezionali;
- Azioni sismiche.

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (A1 STR) valgono:

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1,35	1,00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1,50	0,00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1,35	0,00
Coeff. sicurezza carichi variabili	1,50	0,00

I coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali da utilizzare nelle combinazioni di carico agli SLE valgono:

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
gruppo 1 - Schema 1 - carichi distribuiti	0,40	0,40	0,00
gruppo 1 - Schema 1 - carichi tandem	0,75	0,75	0,00
gruppi 2 - frenatura/centrifuga	0,00	0,00	0,00
gruppo 3 - Schema 5	0,00	0,00	0,00
gruppo 4 - Schema 5 (folla)	0,00	0,75	0,00

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
gruppo 5 - veicoli speciali	0,00	0,00	0,00
gruppo 1 - Schema 2 (asse singolo)	0,00	0,75	0,00
vento a ponte scarico	0,60	0,20	0,00
termico	0,60	0,60	0,50

I coefficienti ψ si riferiscono ai gruppi di azioni 1,2a,2b come specificato dalla tabella 5.1.IV del D.M. 17 gennaio 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite vengono prese in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

- Verifiche agli stati limite ultimi

Situazioni persistenti e transitorie EQU/STR/GEO

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Verifiche agli stati limite di esercizio

combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

12. ANALISI DEGLI ELEMENTI

12.1 Trave 1

Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [KN·m]	V [KN]	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	257,82	0,00	238,10
2,42	Sezione 1° cambio staffe	569,65	212,52	530,93	200,21
6,42	Sezione 2° cambio staffe	1270,17	137,78	1206,71	137,71
13,80	Mezzeria	1778,96	0,00	1694,61	7,49

Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	19,93	-17,05
2,42	Sezione 1° cambio staffe	44,04	16,43	-15,63
6,42	Sezione 2° cambio staffe	98,20	10,65	-9,15
13,80	Mezzeria	137,53	0,00	0,00

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	98,18	4,76
2,42	Sezione 1° cambio staffe	216,93	80,93	4,36
6,42	Sezione 2° cambio staffe	483,69	52,47	2,56
13,80	Mezzeria	677,44	0,00	0,00

Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	gruppo 1 (tab. 5.1.IV)		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	483,57	-83,09
2,42	Sezione 1° cambio staffe	1066,97	426,61	-143,45
6,42	Sezione 2° cambio staffe	2372,02	338,47	-165,20
13,80	Mezzeria	3289,08	-116,92	-27,23

SLU

Prima fase - al taglio trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	348,06
2,42	Sezione 1° cambio staffe	769,03	286,90
6,42	Sezione 2° cambio staffe	1714,73	186,01
13,80	Mezzeria	2401,60	0,00

Prima fase – al getto della soletta

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	669,50
2,42	Sezione 1° cambio staffe	1485,79	557,18
6,42	Sezione 2° cambio staffe	3343,78	371,92
13,80	Mezzeria	4689,32	10,11

Seconda fase – Persistenti transitorie

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	1496,50	-129,21
2,42	Sezione 1° cambio staffe	3311,04	1276,68	-209,29
6,42	Sezione 2° cambio staffe	7404,10	921,94	-232,18
13,80	Mezzeria	10331,41	-150,35	-36,77

SLE

Prima fase - al taglio trefoli

$$E_d = E\{ G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	257,82
2,42	Sezione 1° cambio staffe	569,65	212,52
6,42	Sezione 2° cambio staffe	1270,17	137,78
13,80	Mezzeria	1778,96	0,00

Prima fase – al getto della soletta

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0,00	Appoggio	0,00	495,92
2,42	Sezione 1° cambio staffe	1100,58	412,73
6,42	Sezione 2° cambio staffe	2476,87	275,50
13,80	Mezzeria	3473,57	7,49

Seconda fase – Combinazione caratteristica (Rara)

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a\text{fase}} + \Sigma G_{2k,2^a\text{fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	601,69	-12,29
2,42	Sezione 1° cambio staffe	1327,94	523,97	-11,26
6,42	Sezione 2° cambio staffe	2953,91	401,59	-6,59
13,80	Mezzeria	4104,05	-116,92	0,00

Seconda fase – Combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a\text{fase}} + \Sigma G_{2k,2^a\text{fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	420,15	-12,29
2,42	Sezione 1° cambio staffe	927,21	366,86	-11,26
6,42	Sezione 2° cambio staffe	2062,15	281,27	-6,59
13,80	Mezzeria	2863,36	-99,87	0,00

Seconda fase – Combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a\text{fase}} + \Sigma G_{2k,2^a\text{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0,00	Appoggio	0,00	118,11	-12,29
2,42	Sezione 1° cambio staffe	260,97	97,36	-11,26
6,42	Sezione 2° cambio staffe	581,88	63,12	-6,59
13,80	Mezzeria	814,97	0,00	0,00

12.2 Traverso in campata

Si individuano i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli [KN·m]	Perm Portati [KN·m]
0,00	asse travi	-35,62	9,75

Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0,00	asse travi	159,99	-54,10

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-1,00		226,24	-54,85
0,00	asse travi	235,53	-37,69
1,00		226,24	-54,85

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-1,00		374,16	-117,38
0,00	asse travi	395,52	-91,79
1,00		374,16	-117,38

SLU

Persistenti transitorie

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0,00	asse travi	500,50	-159,53

SLE

Combinazione caratteristica Rara

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a fase} + \Sigma G_{2k,2^a fase} + Q_{k,gruppo1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0,00	asse travi	369,65	-117,66

Combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a fase} + \Sigma G_{2k,2^a fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0,00	asse travi	188,34	-81,52

Combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,2^a fase} + \Sigma G_{2k,2^a fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0,00	asse travi	-25,87	-25,87

12.3 Azioni agli appoggi

Il calcolo delle reazioni degli appoggi è condotto secondo quanto indicato in DM 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni e la relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Valori caratteristici delle reazioni verticali

Trave	peso trave [KN]	peso soletta+traversi [KN]
1	268,56	262,07
2	268,56	262,07
3	268,56	262,07
4	268,56	262,07

Trave	peso cordoli [KN]	permanenti portati [KN]
1	20,97	102,21
2	19,37	102,66
3	19,37	102,66
4	20,97	102,21

Trave	Tandem-TS [KN]	Distribuito-UDL [KN]
1	316,92	180,55
2	275,72	158,85
3	228,27	135,10
4	178,60	111,64

Peso strutturale complessivo impalcato - $G_1 = 4406,42$ [KN]

Peso non strutturale complessivo impalcato - $G_2 = 819,48$ [KN]

Valori caratteristici delle reazioni orizzontali

Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (\text{ponti di 1}^{\text{a}} \text{ categoria})$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, si assume uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Azione longitudinale totale di frenamento = 434,52 [KN]

Tale valore si divide uniformemente sui 4 appoggi collocati sulle pile.

$$q_{\text{app}} = 434,52 / 4 = 108,6 \text{ kN}$$

Azione del vento a ponte carico

La forza orizzontale agente è pari a:

$$q_{\text{vento}} = p \cdot h = 1,01 \cdot 4,95 = 5 \text{ kN/m}$$

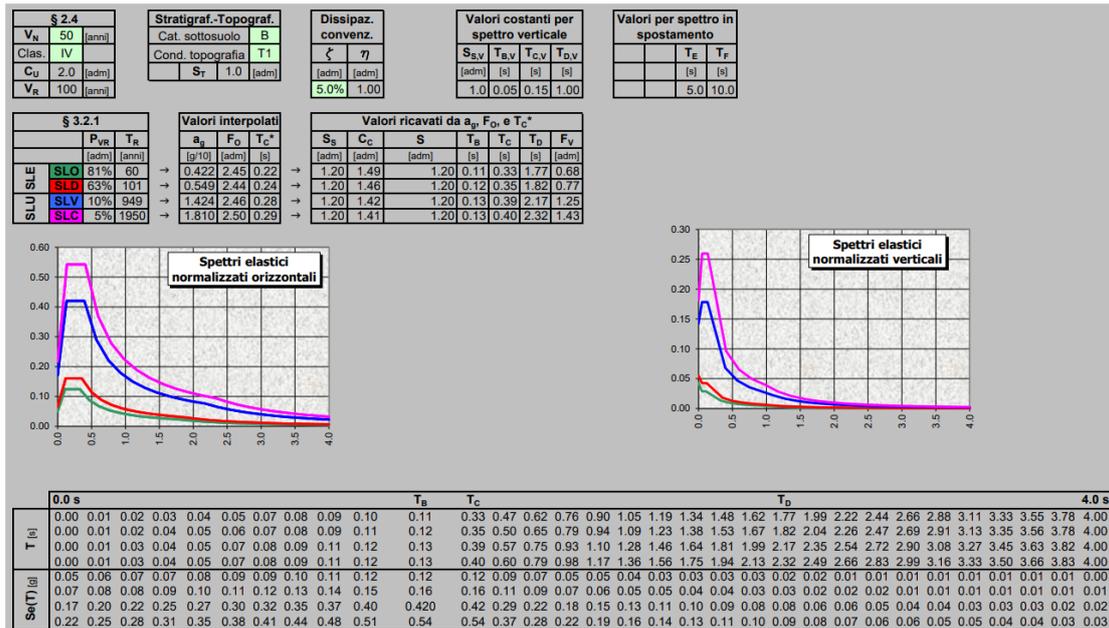
Azioni sugli appoggi

$$\text{Totale Spalle Sp. Nord e Pila } q_{\text{vento}} \cdot l_i = 5 \cdot \frac{28,875}{2} = 72 \text{ kN}$$

Tali valori si ripartiscono uniformemente sui 2 appoggi che non consentono il movimento dell'impalcato a seguito dell'azione del vento.

Azione sismica

Peso strutturale e non strutturale complessivo dell'impalcato agente $G_1 + G_2 = 5226$ kN



$$R_{sis} = (G_1 + G_2) \cdot a_g = 5226 \cdot 0,420 = 2195$$

Spalla e Pila (per il singolo impalcato)

- Ripartizione azione in direzione x

$$R_x = \frac{R_{sis}}{4} = 549 \text{ kN}$$

- Ripartizione azione in direzione y

$$R_y = \frac{R_{sis}}{2} = 1097 \text{ kN}$$

Dimensionamento appoggi

$$R_{verticale,max} = 1800 \text{ kN}$$

$$R_{trasv,max} = 1097 \text{ kN}$$

Individuati le azioni, ogni singola campata sarà caratterizzata dai seguenti appoggi:

- VF-400-120 (1);
- VU-400/100-120 (4)
- VM-200/100/50 (3)

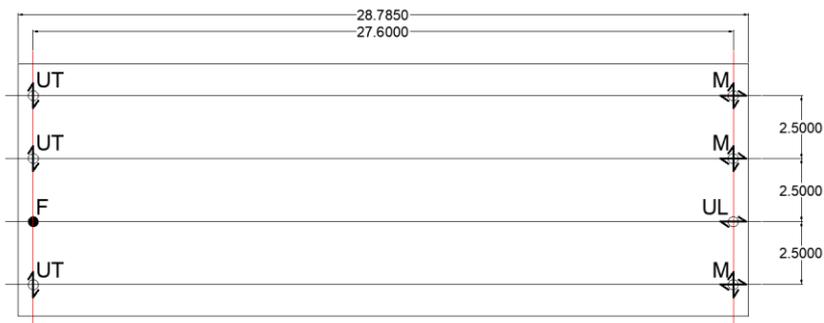


Figura 70: Disposizione appoggi sulla singola campata

SLU

Persistenti transitorie

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_0 \cdot \gamma_w \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \Sigma \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_w \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1760,90	897,98

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$ kN

Reazione longitudinale totale $R_x = 586,60$ kN

SLE

Combinazione caratteristica Rara

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + Q_{k,gruppo 1} + \psi_{0,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + Q_{k,gruppo 2} + \psi_{0,w} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1293,02	653,81

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$ kN

Reazione longitudinale totale $R_x = 434,52$ kN

Combinazione Frequente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + \psi_{1,w} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	1052,23	653,81

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$

Combinazione Quasi Permanente

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \Sigma G_{1k,i} + \Sigma G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,w} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max [KN]	Rz min [KN]
1	652,83	652,83

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$ kN

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$ kN

Azione di attrito

Si considera come reazioni parassite di vincolo agli appoggi dovute all'attrito il 3% dei carichi permanenti. L'azione di attrito si sviluppa a seguito della deformazione termica degli impalcati isostatici.

Su tutte le pile, poiché i due impalcati che insistono su ciascuna pila hanno la medesima luce, ovvero 28,785 m, la somma delle reazioni verticali per carichi permanenti è la stessa da entrambe le parti della pila. Quindi le azioni di attrito che si sviluppano sono uguali e contrarie e si elidono.

Mentre l'azione agente sulla spalla risulta pari a:

$$R_{orizzontale} = (G_1 + G_2) \cdot 3\% = 156,9 \text{ kN}$$

Tale azione va suddivisa in funzione del numero di appoggi che impediscono lo spostamento orizzontale:

$$R_{orizzontale,appoggio} = 156,9/4 = 39,5 \text{ kN}$$

13. VERIFICHE

Schemi statici adottati

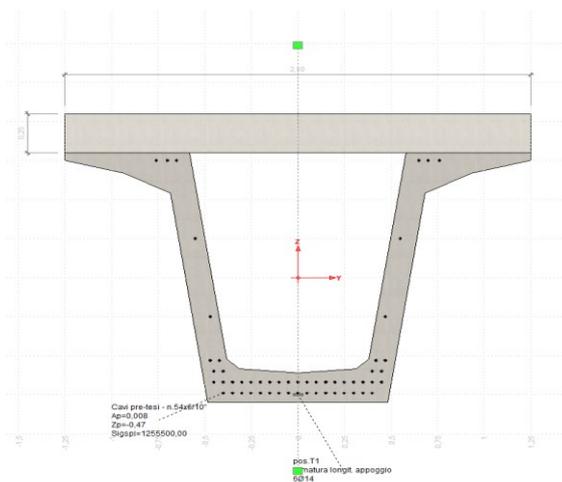
L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Armature di precompressione pretesate

trefoli:	6/10"	
area trefolo =	139,000	[mm ²]
acciaio:	prec.fpk=1860	[N/mm ²]
tensione di tesatura =	1255,50	[N/mm ²]
area totale A_p =	0,008	[m ²]
precompressione totale N_p =	9423,78	[KN]
quota baricentro $Z_{g,p}$ =	-0,47	[m]



quota Z	n. trefoli
-0,53	4
0,75	6
0,25	2
-0,25	2
-0,60	4
-0,67	19
-0,74	17
N. trefoli=	54

Armature lenta

Trasversale

pos.	armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1	4Ø10/0,10	0,00	2,00	trave+colleg. con soletta
P1-S1 (simmetrica)		26,75	28,75	
P1-S2	4Ø10/0,20	2,00	6,00	trave+colleg. con soletta
P1-S2 (simmetrica)		22,75	26,75	
P1-S3	4Ø8/0,20	6,00	14,38	trave+colleg. con soletta
P1-S3 (simmetrica)		14,38	22,75	

Longitudinale

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
6	14	2,00	-0,75

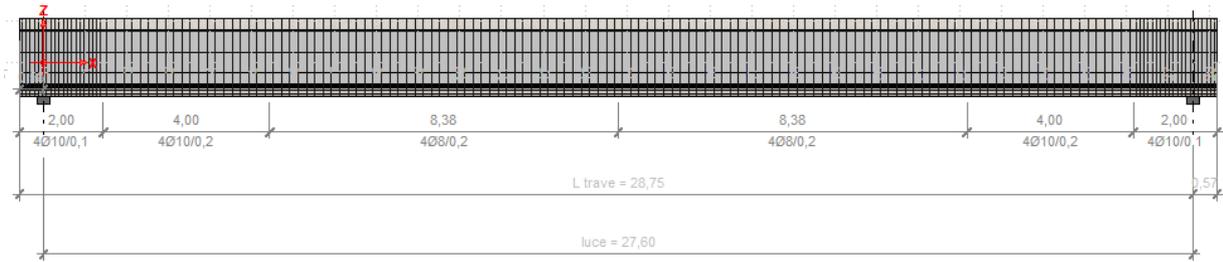


Figura 71: Disposizione armatura trasversale e longitudinale

13.1 SLE

Stato limite delle tensioni in esercizio- procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi:

PRIMA FASE

- al manifestarsi della precompressione;
- prima del getto in opera;
- subito dopo il getto in opera.

SECONDA FASE

- impalcato scarico;
- impalcato carico.

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara):

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali;
- G_2 = permanenti non strutturali;
- P = precompressione;
- Q = azioni variabili.

Sollecitazioni durante la fase di getto in opera

Reazioni verticali dei vincoli [KN]:

n.	Trave	Appoggio sx	Appoggio dx
1	Caso studio	493,17	493,17

Stato limite di fessurazione delle travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) e adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$	

Stato limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi. La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 36416,12 \text{ MPa}$$

$$E_{soletta} = 32588,11 \text{ MPa}$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

(Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.)

Prima fase

	accorciamento [mm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [mm]
al taglio trefoli	-9	0,00466	-0,00466	30,1
prima del getto in opera	-13,7	0,00570	-0,00570	37,9
al getto soletta	-13,7	0,00416	-0,00416	24,6
dopo maturazione	-13,7	0,00417	-0,00417	24,7

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [mm]:

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-4,1

Rotazioni in asse appoggi [rad]:

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,00328
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,00328

Frecce in mezzeria:

	dopo maturazione	postesi e cambio vincoli	t=inf. Impalcato scarico[mm]	t=inf. rara max[mm]	t=inf. rara min[mm]
X [m]	Soletta[mm]	[mm]			
13,80	24,7	24,7	38,3	38,3	22,00

Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di +/- 56,5°C, a cui il risultato si moltiplica per un fattore amplificativo pari 15%; si ottiene quindi un'escursione pari a:

SP1 $\Delta L = 0\text{mm}$

P1 $\Delta L = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot \Delta T \cdot 1,15 = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot (28785) \cdot 56,5 \cdot 1,15 = +/- 23 \text{ mm}$

A vantaggio di sicurezza il giunto sulle spalle A e sulla pila è dimensionato per un'escursione pari a +/- 50mm.

13.2 SLU

Stato limite ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma $\sigma-\epsilon$ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione. (Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.)

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ϵ_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

Stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

- Taglio ultimo in assenza di armatura trasversale

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

- Taglio ultimo per rottura delle bielle compresse)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) / (1 + \cotan^2\theta)$$

- Taglio ultimo per rottura delle staffe

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha$$

- Momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta)$$

- Momento torcente ultimo per rottura delle staffe

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta$$

Dove:

- d: altezza utile della sezione
- b_w : larghezza minima della sezione
- A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione
- $A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti
- s: passo staffe
- α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])
- θ : inclinazione bielle compresse in cls
- α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale
- A_{sl} : area acciaio in zona tesa
- $k = 1 + (200/d)^{1/2}$
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$
- $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$
- A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione.

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

Stato limite ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1992-1-1-6.2.5:

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / z$$

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0;
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2^a fase;
- z è il braccio della coppia interna della sezione composta.
- $S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i / b_w	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0,450	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1323,00	[KN/m ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	m	0,700	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	s_n	140,00	[KN/m ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[m ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[m]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	16461,67	[KN/m ²]

- **Sezione $x=0,00m$ - Appoggio**

Prima fase: solo trave

Sezione di calcestruzzo:

A	J_f	Z_g
0,747	0,2440	0,00

Armature lente longitudinali:

n.	Z	Area	
1	-0,75	0,00092	armatura longit. appoggio 6Ø14

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	0,761	0,2517	-0,01

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
in trasporto	196,74
dopo getto 2a fase	0,00

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
in trasporto	0,00	0,00

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione dopo il getto di seconda fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

Verifica a rottura per taglio dopo il getto di seconda fase

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,003 [m²/m];
- Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%;
- Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%.

Calcestruzzo:		θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
		0,785	0,28		0,003
d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,55	1,359	0,00092	0,0021	0,00	1,000

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	162,63	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	1714,90	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2526,04	[KN]

$$V_{Ed,max} = 669,50 < 1714,90$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0,00	0,00
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=\infty$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	29463,92	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	15782,34	1,3%
viscosità cls	100,0%	118313,86	9,4%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo:

A	J_f	Z_g
1,307	0,5208	0,40

Armature lente longitudinali:

n.	Z	area	
1	-0,75	0,001	armatura longit. appoggio 6Ø14

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1,320	0,5388	0,38

Tensioni sul cls – sezione trave:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica rottura per flessione t= infinito
< sollecitazioni flettenti nulle >

Verifica rottura per taglio t= infinito

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,003 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 92,70%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 7,30%

Calcestruzzo:	θ [rad]	bW	Staffe:	ASW
	0,785	0,28		0,003

d	K	Asl	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,80	1,333	0,00092	0,0018	0,00	1,000

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	183,50	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	1846,19	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2933,47	[KN]

$$V_{Ed,max} = 1496,508 < 1846,19$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=1496,50$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 748,25$ [KN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,002 [m²/m]

Percentuale staffe dedicate a taglio 92,70%

Percentuale staffe dedicate a torsione 7,30%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f _{cd}	Staffe parete:	ASW
	0,785	12934,17		0,00011

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1,777	0,14	5,47	0,00	1,000

rottura delle staffe	TR _{sd} =	159,41	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	TR _{cd} =	3218,12	

$$T_{Ed,max} = 129,21 < 159,41$$

$$\text{Trazione per torsione (T=159,41) = 245,32 [KN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=129,21) = 198,85 [KN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente = 0,00 [KN]}$$

$$\text{armatura longitudinale minima (T= } T_{Ed,max} = 129,21) = 0,001 [m^2]$$

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-129,21/159,41| + |1496,50/1846,19| = 0,550$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,280 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	546,85	[KN/m]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-36,35	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±194,14	[KN/m]
staffe di collegamento	0,0031	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1054,66	[KN/m]

- Sezione x=1,43m - Sezione di 1° cambio staffe

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo:

A	J _f	Z _g
0,747	0,2440	0,002

Armature di precompressione:

Z _{g,p}	A _p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	0,792	0,2635	-0,03

Cadute di tensione prima del taglio trefoli:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	20037,66	1,6%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	347,69	-9157,96	-4294,26
in trasporto	648,73	-8340,96	-3911,16
dopo getto 2a fase	670,50	-8336,96	-3909,28

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	59,30	-22421,87
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-1056,22	-19383,36

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	1113453,13	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	1017682,80	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	12535,64	1,0%
viscosità cls	40,5%	80934,23	6,4%

Cadute di tensione durante maturazione soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	83,08	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	44,50	0,0%
viscosità cls	0,2%	405,38	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=-0,47}=0,00553$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	0,58	10534,95	-0,00350	1,60	0,00180	0,06
(-)	0,42	-2193,42	0,00932	1,55	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 905,18 < 10534,95 \quad K_t=11,639$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,002 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	0,28		0,002

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,55	1,359	0,00250	0,0058	-11161,36	1,250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	937,16	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	3215,43	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2177,63	[KN]

$$V_{Ed,max} = 603,50 < 2160,62$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-1056,72	-19373,12
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=\infty$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	29463,92	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	15782,34	1,3%
viscosità cls	59,3%	118313,86	9,4%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo:

A	J_f	Z_g
1,307	0,5208	0,40

Armature di precompressione:

$Z_{g,p}$	A_p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1,352	0,5635	0,37

Tensioni sul cls - trave:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t= ∞ .-senza carichi	-894,99	-894,99	-16406,86	-16406,86
t= ∞ .-SLE Rare	-894,99	-1681,33	-14338,31	-16406,86
t= ∞ .-SLE Quasi Permanenti	-894,99	-1037,18	-16072,57	-16406,86

Tensioni sul cls - getto in opera:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-247,42	-247,42	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-247,42	-1350,28	0,00	-558,95
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-247,42	-441,29	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	805491,24	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	735168,36	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione:

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	-0,47	0,00440

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	1,49	14748,84	-0,00252	1,85	0,01000	0,06
(-)	0,32	-2317,60	0,01000	1,55	-0,00261	0,00

$$M_{d,max} = 2019,73 < 14748,84 \quad K_r = 7,302$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,002 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 93,82%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 6,18%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,498	0,28		0,002

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,79	1,334	0,00250	0,0050	-5441,02	1,210

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	636,57	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	2656,05	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2905,26	[KN]

$$V_{Ed,max} = 1366,90 < 2337,98$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=1366,90$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 1302,60$ [KN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,001 [m²/m]

Percentuale staffe dedicate a taglio 93,82%

Percentuale staffe dedicate a torsione 6,18%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f _{cd}	Staffe parete:	ASW
	0,483	12934,17		0,00007

A _k	t _{min}	u _k	σ_{cp}	α_c
1,777	0,14	5,47	-5441,02	1,210

rottura delle staffe	TR _{sd} =	192,88	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	TR _{cd} =	3204,98	

$$T_{Ed,max} = 99,26 < 192,88$$

$$\text{Trazione per torsione (T=192,88)} = 565,74 \text{ [KN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=99,26)} = 291,15 \text{ [KN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -7109,28 \text{ [KN]}$$

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-99,26/192,88| + |1366,90/2337,98| = 0,501$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,280 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1,43 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	501,80	[KN/m]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-27,93	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±194,14	[KN/m]
staffe di collegamento	0,0024	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±839,53	[KN/m]

- Sezione x=5,42m - Sezione di 2° cambio staffe

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo:

A	J _f	Z _g
0,747	0,2440	-0,0002

Armature di precompressione:

Z _{g,p}	A _p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	0,792	0,2635	-0,03

Cadute di tensione prima del taglio trefoli:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	20037,66	1,6%

Sollecitazioni	$M_{esterno}$	$N_{precomp.}$	$M_{precomp.}$
t=0 dopo taglio trefoli	1122,91	-9157,96	-4294,26
in trasporto	1656,52	-8385,44	-3932,01
dopo getto 2a fase	2183,96	-8381,92	-3930,36

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-2373,13	-20147,23
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-5799,43	-15056,44

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	1121259,65	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	1038313,66	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	12535,64	1,0%
viscosità cls	38,7%	75009,08	6,0%

Cadute di tensione durante maturazione soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	83,08	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	44,50	0,0%
viscosità cls	0,2%	341,66	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=-0,47}=0,00556$

fless.	Z asse neutro	M_r	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	0,58	10534,95	-0,00350	1,60	0,00180	0,06
(-)	0,42	-2193,42	0,00932	1,55	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 2948,34 < 10534,95 \quad K_r=3,573$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,002 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	0,28		0,002

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,55	1,359	0,00250	0,0058	-11220,87	1,250

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	941,04	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	2143,62	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2177,63	[KN]

$$V_{Ed,max} = 418,28 < 2143,62$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-5799,88	-15047,43	
getto in opera	0,00	0,00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=\infty$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	29463,92	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	15782,34	1,3%
viscosità cls	61,1%	118313,86	9,4%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo:

A	J_f	Z_g
1,307	0,5208	0,40

Armature di precompressione:

$Z_{g,p}$	A_p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	1,352	0,5635	0,37

Tensioni sul cls - trave:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$	
t= ∞ .-senza carichi	-5638,15	-5638,15	-12081,17	-12081,17	
t= ∞ .-SLE Rare	-5638,15	-8126,54	-5424,75	-12081,17	
t= ∞ .-SLE Quasi Permanenti	-5638,15	-6054,35	-11010,30	-12081,17	

Tensioni sul cls - getto in opera:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-247,42	-247,42	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-247,42	-3752,91	0,00	-2082,09
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-247,42	-827,80	0,00	-227,72

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	838184,80	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	802283,44	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione:

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	-0,47	0,00449

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{\epsilon_{sup}}$	ϵ_{inf}	$Z_{\epsilon_{inf}}$
(+)	1,49	14749,91	-0,00252	1,85	0,01000	0,06
(-)	0,33	-2313,26	0,01000	1,55	-0,00266	0,00

$$M_{d,max} = 6540,31 < 14749,91 \quad K_r = 2,255$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,002 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 81,92%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 18,08%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,437	0,28		0,001

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,79	1,334	0,00751	0,0150	-5475,42	1,212

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	739,77	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	1737,61	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Rcd} =$	2709,74	[KN]

$$V_{Ed,max} = 1009,79 < 1737,61$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=1009,79$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 1081,48$ [KN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,001 [m²/m]

Percentuale staffe dedicate a taglio 81,92%

Percentuale staffe dedicate a torsione 18,08%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f_{cd}	Staffe parete:	ASW
	0,437	12934,17		0,00014

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
1,777	0,14	5,47	-5475,42	1,212

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	422,98	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	2989,29	

$$T_{Ed,max} = 245,81 < 422,98$$

$$\text{Trazione per torsione (T=422,98)} = 1394,30 \text{ [KN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=245,81)} = 810,28 \text{ [KN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -7154,23 \text{ [KN]}$$

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-245,81/422,98| + |1009,79/1737,61| = 0,455$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,280 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=5,42 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	436,33	[KN/m]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-69,16	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±194,14	[KN/m]
staffe di collegamento	0,0016	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±624,40	[KN/m]

- Sezione x=13,80m - Sezione di mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo:

A	J_f	Z_g
0,747	0,2440	0,00

Armature di precompressione:

$Z_{g,p}$	A_p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	0,792	0,2635	-0,03

Cadute di tensione prima del taglio trefoli:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	41,4%	20037,66	1,6%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	1778,96	-9157,96	-4294,26
in trasporto	2509,39	-8423,08	-3949,66
dopo getto 2a fase	3473,57	-8419,96	-3948,20

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-4431,65	-18222,24
in trasporto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	-9841,15	-11368,82

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	1127866,15	0,00		0,00	
in trasporto	0,00	0,00		0,00	
dopo getto 2a fase	1055861,82	0,00		0,00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15376,50	1,2%
rilassamento acciaio	25,9%	12535,64	1,0%
viscosità cls	37,1%	69994,74	5,6%

Cadute di tensione durante maturazione soletta:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	83,08	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	44,50	0,0%
viscosità cls	0,2%	287,35	0,0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto seconda fase

Presollecitazione armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=0,47}=0,00558$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	0,58	10534,95	-0,00350	1,60	0,00180	0,06
(-)	0,42	-2193,42	0,00932	1,55	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 4689,32 < 10534,95 \quad K_t=2,247$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto seconda fase

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,001 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 100,00%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 0,00%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,381	0,28		0,001

d	K	A _{sl}	ρ _l	σ _{cp}	α _c
1,55	1,359	0,00250	0,0058	-11271,24	1,250

rottura senza armatura a taglio	V _{Rd} =	944,32	[KN]
rottura delle staffe	V _{Rsd} =	1371,92	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	V _{Rcd} =	2177,63	[KN]

$$V_{Ed,max} = 10,11 < 1371,92$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto:

	σ _{e,max}	σ _{i,max}	
trave prefabbricata	-9841,54	-11360,85	
getto in opera	0,00	0,00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf.:

	%	Δσ _{sp}	Δσ _{sp} /σ _{spi}
ritiro cls	48,9%	29463,92	2,3%
rilassamento acciaio	32,6%	15782,34	1,3%
viscosità cls	62,7%	118313,86	9,4%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo:

A	J _f	Z _g
1,307	0,5208	0,40

Armature di precompressione:

Z _{g,p}	A _p
-0,47	0,008

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	1,352	0,5635	0,37

Tensioni sul cls - trave:

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-9679,82	-9679,82	-8394,59	-8394,59
t=inf.-SLE Rare	-9679,82	-13574,59	2052,70	-8394,59
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-9679,82	-10327,24	-6700,48	-8394,59

Tensioni sul cls - getto in opera:

	σ _{e,max}	σ _{e,min}	σ _{i,max}	σ _{i,min}
t=inf.-senza carichi	-247,42	-247,42	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-247,42	-5738,16	0,00	-3340,64
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-247,42	-1154,19	0,00	-434,64

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	866018,77	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	858941,92	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00		0,00	

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione:

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	-0,47	0,00457

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon_{sup}}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon_{inf}}$
(+)	1,49	14750,86	-0,00253	1,85	0,01000	0,06
(-)	0,33	-2310,63	0,01000	1,55	-0,00270	0,00

$$M_{d,max} = 10331,41 < 14750,86 \quad K_r = 1,428$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

- Armatura a staffe presente nella sezione 0,001 [m²/m]
- Percentuale staffe dedicate a taglio 81,86%
- Percentuale staffe dedicate a torsione 18,14%

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	0,28		0,001

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
1,79	1,334	0,00751	0,0150	-5504,54	1,213

rottura senza armatura a taglio	$V_{Rd} =$	741,96	[KN]
rottura delle staffe	$V_{Rsd} =$	1296,87	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$V_{Red} =$	2439,94	[KN]

$$V_{Ed,max} = 150,35 < 1296,87$$

Trazione longitudinale per taglio ($V=150,35$) al lembo teso $\Delta F_{td} = 187,93$ [KN]

Verifica rottura per torsione t=inf.

Armatura a staffe presente nella parete 0,001 [m²/m]

Percentuale staffe dedicate a taglio 81,86%

Percentuale staffe dedicate a torsione 18,14%

Calcestruzzo:	θ [rad]	f _{cd}	Staffe parete:	ASW
	0,381	12934,17		0,00009

A_k	t_{min}	U_k	σ_{cp}	α_c
1,777	0,14	5,47	-5504,54	1,213

rottura delle staffe	$T_{Rsd} =$	317,14	[KN]
rottura delle bielle calcestruzzo	$T_{Rcd} =$	2691,66	

$$T_{Ed,max} = 36,77 < 317,14$$

$$\text{Trazione per torsione (T=317,14)} = 1220,13 \text{ [KN]}$$

$$\text{Trazione per torsione (T=36,77)} = 141,45 \text{ [KN]}$$

$$\text{Sforzo di precompressione presente} = -7192,28 \text{ [KN]}$$

Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.3.6 - [4.1.40] nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = |-36,77/317,14| + |-150,35/1296,87| = 0,075$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 0,280 [m²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=13,80 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	10,34	[KN/m]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-108,32	[KN/m]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±194,14	[KN/m]
staffe di collegamento	0,0010	[m ² /m]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±469,51	[KN/m]

13.3 Riepilogo verifiche - Grafici

Prima fase: sola trave

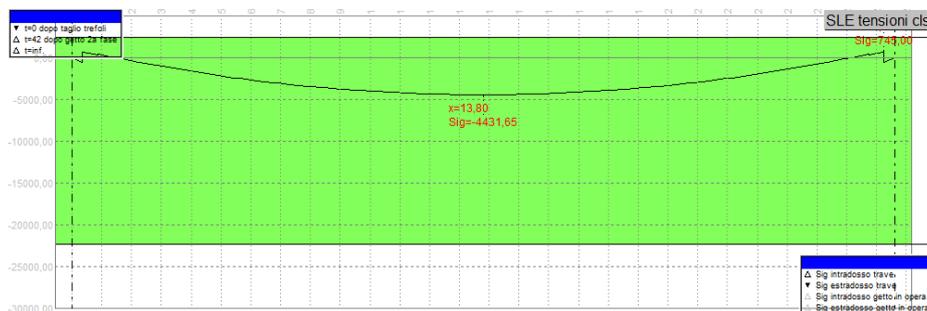


Figura 72: Tensioni a t=0 - lembo superiore travi

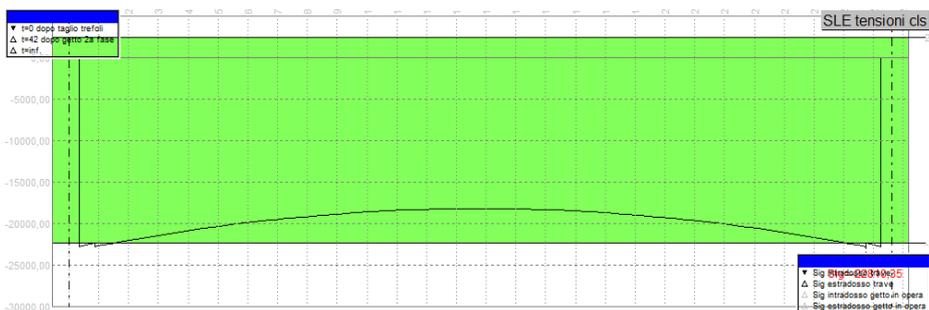


Figura 73: Tensioni a t=0 - lembo inferiore travi

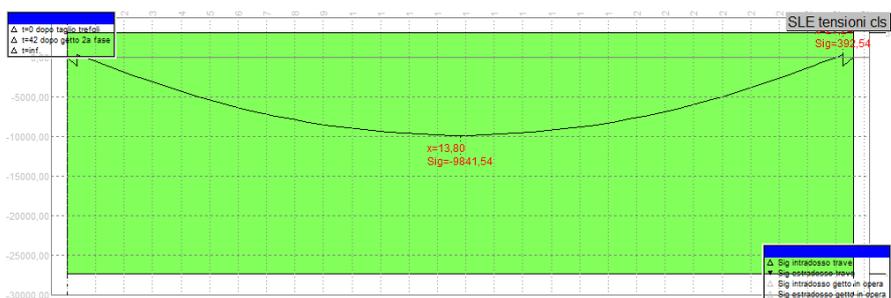


Figura 74: Tensioni a 70 gg - estradosso trave

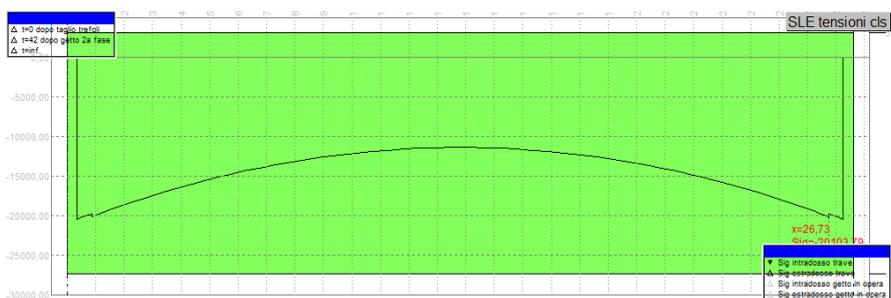


Figura 75: Tensioni a 70 gg - intradosso trave

Seconda fase: trave + getto in opera

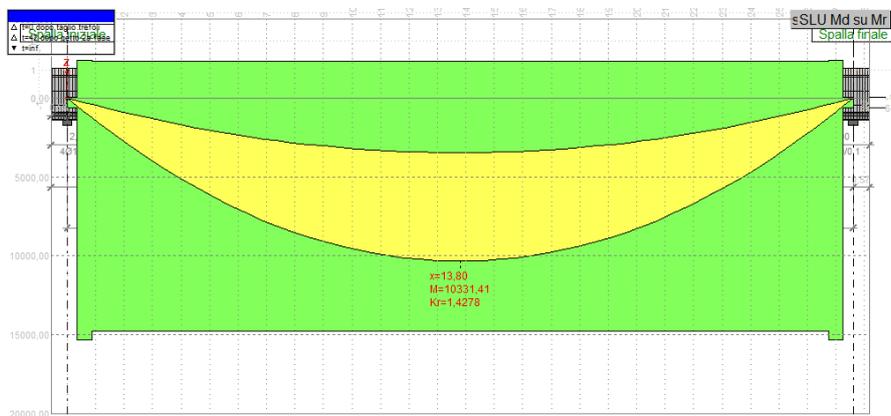


Figura 76: Md/Mr SLU

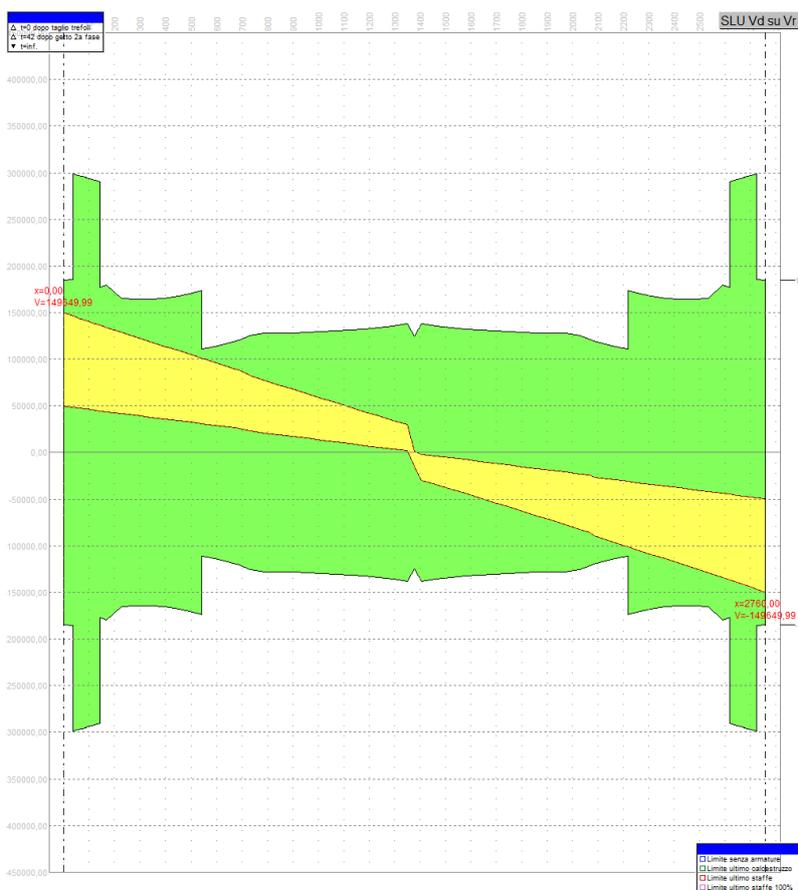


Figura 77: Vd/Vr SLU

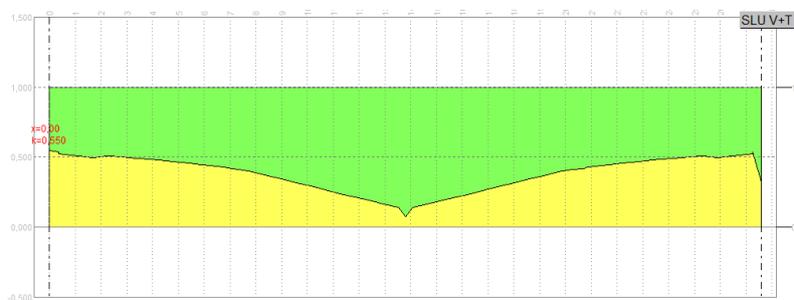


Figura 78: V+T SLU

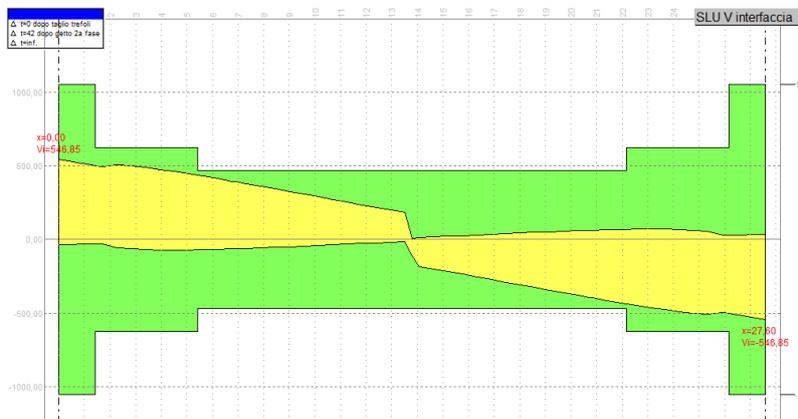


Figura 79: SLU per scorrimento tra i getti

14. IMPALCATO ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Il viadotto analizzato copre una luce totale pari a 115m ed è stato deciso di realizzare un totale di tre campate di cui quelle di riva con una luce pari a 33,00 m mentre quella centrale con luce pari a 49,00 m; tutte misurate in asse impalcato.

La sede stradale presenta una larghezza pari a 850 cm, ad essa sono affiancati due cordoli laterali di larghezza pari a 75 cm su cui sono posizionati i dispositivi di ritenuta stradali per formare una piattaforma stradale di larghezza complessiva pari a 1000 cm.

L'impalcato è del tipo misto acciaio-calcestruzzo costituito da tre travi principali con altezza variabile pari a 170 cm in corrispondenza delle campate di riva e 220 cm in corrispondenza della campata centrale.

I diaframmi di campata e agli appoggi sono di tipo a doppia "T".

La soletta è realizzata in calcestruzzo armato ordinario di larghezza complessiva pari a 10 m, ha uno spessore massimo pari a 25 cm, mantenendosi costante lungo lo sviluppo del manufatto.

La soletta è resa solidale e collaborante con la sottostruttura in acciaio tramite connettori a piolo tipo "Nelson" collocati sulla piattabanda superiore delle travi principali.

La sezione longitudinale è segmentata in differenti tipologie di conci, aventi lunghezza di massima di 13,50 m e collegati tramite giunti saldati. Il getto della soletta in calcestruzzo avviene una volta ultimato l'assemblaggio della struttura in acciaio.

La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando delle predelle tradizionali in c.a. di spessore pari a 5 cm. Le predelle sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, dove vengono posizionati i connettori. Nel piano orizzontale sono presenti i controventi superiori.

È prevista per il ponte una monta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti propri e portati ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Il calcolo è stato effettuato con schema a graticcio di travi. Ogni elemento strutturale in acciaio (travi longitudinali e traversi) è stato modellato con elementi "frame".

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

15. MODELLAZIONE IMPALCATO – Software SAP2000

Il viadotto in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali principali, quali le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate le seguenti fasi fondamentali:

Fase 1: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio ed è caricato dal peso proprio di queste, dei traversi e dalla soletta in c.a.

Fase 2a: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita ed il graticcio è caricato dai carichi permanenti.

Fase 2b: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi da ritiro.

Fase 2c: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi dovuti ai cedimenti delle sottostrutture.

Fase 3: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi accidentali mezzi, folla, vento e temperatura.

Rigidezze flessionali

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidità ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidità viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature.

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

Rigidezze torsionali

Non essendo l'impalcato torsio-rigido la rigidità torsionale dell'impalcato viene valutata assegnando a ciascuna delle travi principali la propria rigidità torsionale per solo acciaio, secondo la formula:

$$J_T = \frac{1}{3} \cdot (b_{ala\ sup} \cdot h_{ala\ sup}^3 + b_{ala\ inf} \cdot h_{ala\ inf}^3 + h_{anima} \cdot s_{anima}^3)$$

15.1 Larghezza della soletta collaborante

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace b_{eff} di una soletta in calcestruzzo viene quindi determinata mediante la seguente espressione (4.3.2 – NTC2018):

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove b_0 indica la distanza tra gli assi dei connettori mentre $b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$ indica larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta secondo le indicazioni di figura 4.3.1 – NTC 2018.

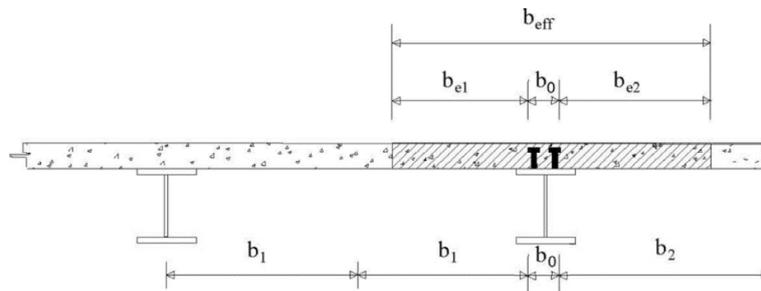


Figura 80: Definizione della larghezza efficace

Le indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi, si possono utilizzare le formulazioni di Fig.4.3.2.

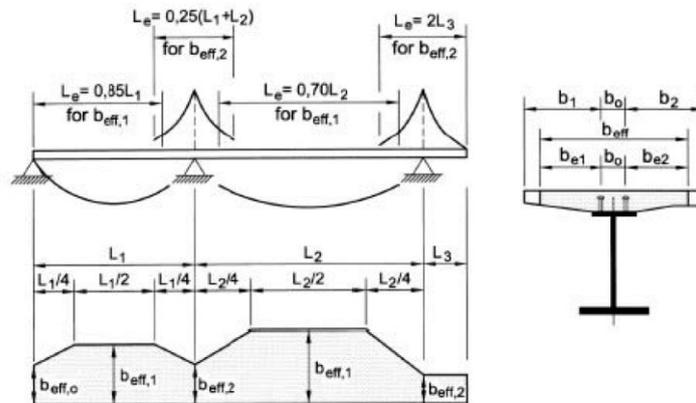


Figura 81: Larghezza efficace e luci equivalenti per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$$

$$\text{Dove } \beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,00$$

Trave Esterna

Si indica il calcolo:

Concio sulla Spalla

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 3300}{8} = 350,625 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 350,625) = 137,5 \text{ cm} \quad \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 3300}{137,5} \right) = 1,06 > 1,00 \rightarrow \beta_1 = 1,00$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 3300}{8} = 350,625 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 350,625) = 162,5 \text{ cm} \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 3300}{162,5} \right) = 0,98 < 1,00 \rightarrow \beta_2 = 0,98$$

$$\text{Si considera:} \quad b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 1,00 \cdot 137,5 + 0,98 \cdot 162,5 = 321,75 \text{ cm}$$

Concio sulla Pila:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{0,25 \cdot (3300 + 4900)}{8} = 256,25 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 256,25) = 137,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{0,25 \cdot (3300 + 4900)}{8} = 256,25 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 256,25) = 162,5 \text{ cm}$$

Si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 137,5 + 162,5 = 325 \text{ cm}$

Concio tipico sulle campate centrali:

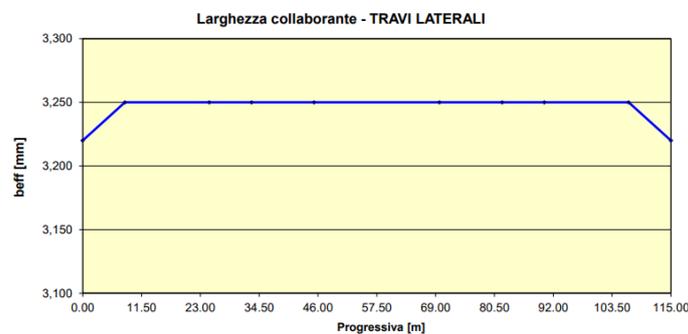
$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,70 \cdot 4900}{8} = 428,75 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 428,75) = 137,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,70 \cdot 4900}{8} = 428,75 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 428,75) = 162,5 \text{ cm}$$

Si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 137,5 + 162,5 = 325 \text{ cm}$



Trave Centrale

Si indica il calcolo:

Concio sulla Spalla

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 3300}{8} = 350,625 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(162,5 ; 350,625) = 162,5 \text{ cm} \quad \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 3300}{162,5} \right) = 0,98$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 3300}{8} = 350,625 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 350,625) = 162,5 \text{ cm} \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 3300}{162,5} \right) = 0,98$$

Si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 0,98 \cdot 162,5 + 0,98 \cdot 162,5 = 343,5 \text{ cm}$

Concio sulla Pila:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,25 \cdot (3300 + 4900)}{8} = 256,25 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(162,5 ; 256,25) = 137,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,25 \cdot (3300 + 4900)}{8} = 256,25 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 256,25) = 162,5 \text{ cm}$$

Si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 162,5 + 162,5 = 350 \text{ cm}$

Concio tipico sulle campate centrali:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,55 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,70 \cdot 4900}{8} = 428,75 \text{ cm}$$

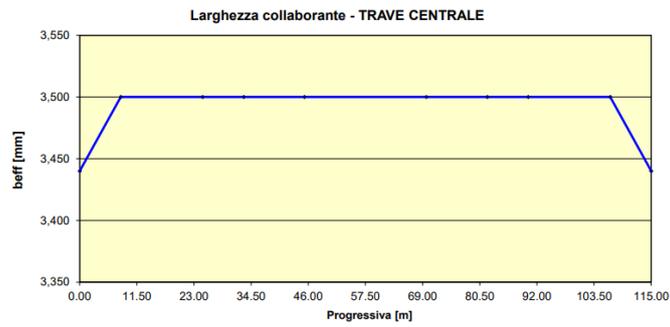
$$b_{e1} = \min(162,5 ; 428,75) = 162,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 175 - \frac{25}{2} = 162,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,70 \cdot 4900}{8} = 428,75 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(162,5 ; 428,75) = 162,5 \text{ cm}$$

Si considera:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 162,5 + 162,5 = 350 \text{ cm}$$



15.2 Caratteristiche geometriche

Travi principali

Le travi presentano una sezione a “doppio T” in composizione saldata. Nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell’elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate adiacenti all’appoggio intermedio; l’unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato armature longitudinali della soletta stessa.

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono di seguito riportate:

Travi Esterne		C1	C2	C3	C4	C5
Modello	H(cm)	170.0	170.0	220.0	220.0	220.0
ALA SUPERIORE	spess	2.5	3.0	3.5	3.0	2.5
	largh	60	70	70	60	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	0	0	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	3.0	3.2	3.5	3.0	3.2
	largh	90	90	90	80	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1.6	1.6	1.8	1.6	1.4
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
SOLETTA COLLAB.	spess	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	largh	325.0	325.0	325.0	325.0	325.0

Travi Centrali		C1	C2	C3	C4	C5
Modello	H(cm)	170.0	170.0	220.0	220.0	220.0
ALA SUPERIORE	spess	2.5	3.0	3.5	3.0	2.5
	largh	60	70	70	60	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	0	0	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	3.0	3.2	3.5	3.0	3.2
	largh	90	90	90	80	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	largh	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1.6	1.6	1.8	1.6	1.4
PREDALLE	spess	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
SOLETTA	spess	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
SOLETTA COLLAB.	spess	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	largh	350.0	350.0	350.0	350.0	350.0

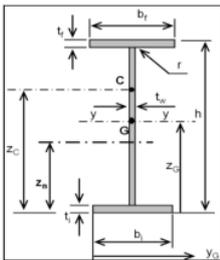
Traversi

Data la differente altezza delle travi principali nelle campate da 33m e 49m è stato necessario individuare traversi con altezze differenti.

Campata L=33m

Traverso di Spalla

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE :



Altezza totale (h)	cm	120
Larghezza piattab. sup. (bf)	cm	40
Larghezza piattab. inf. (bi)	cm	40
Spessore anima (tw)	cm	1.8
Spessore piattab. sup. (tf)	cm	2.2
Spessore piattab. inf. (ti)	cm	2.2
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	115.6
Sporgenza ala superiore (cf)	cm	19.10
Sporgenza ala inferiore (ci)	cm	19.10
Area della sezione (A)	cm ²	384.08
Posiz. asse baricentrico (zG)	cm	60.00
Posiz. asse neutro plastico (zn)	cm	60.00
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d2)	cm	60.00
Posiz. centro di taglio (zC)	cm	60.00
Momento di inerzia max. (Jy)	cm ⁴	842373
Momento di inerzia min. (Jz)	cm ⁴	23523
Momento di inerzia tors. (Jt)	cm ⁴	509
Wys esterno piattab. sup.	cm ³	14040
Wyi esterno piattab. inf.	cm ³	14040
Wya estremità anima	cm ³	14574
Wel.min = MIN (Wys , Wzi)	cm ³	14040
Wzs esterno piattabande	cm ³	1176
Wzc sezione di raccordo piattab.	cm ³	26136
Wply	cm ³	16380
Wplz	cm ³	1854

Moduli di resistenza elastici :

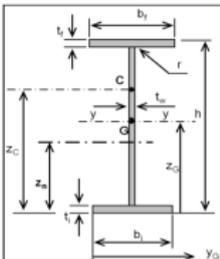
Moduli di resistenza plastici :

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Rapporto effettivo larghezza / spessore :	Anima d/tw = 64.22	$\alpha = 0.5$
	Piattabande c/t = 8.68	$\psi = -1.00$
Limite rapporto larghezza/spessore anima :	classe 1 58.58	classe dell'anima 2
	classe 2 67.53	
	classe 3 100.89	
Limite rapporto larghezza/spessore piattab.	classe 1 7.32	classe piattabanda 3
	classe 2 8.14	
	classe 3 11.39	
CLASSE SEZIONE	3	
Modulo di resistenza efficace :	Weff.min	cm ³ 14040

Traverso di Campata

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE :



Altezza totale (h)	cm	120
Larghezza piattab. sup. (bf)	cm	35
Larghezza piattab. inf. (bi)	cm	35
Spessore anima (tw)	cm	1.5
Spessore piattab. sup. (tf)	cm	1.5
Spessore piattab. inf. (ti)	cm	1.5
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	117
Sporgenza ala superiore (cf)	cm	16.75
Sporgenza ala inferiore (ci)	cm	16.75
Area della sezione (A)	cm ²	280.50
Posiz. asse baricentrico (zG)	cm	60.00
Posiz. asse neutro plastico (zn)	cm	60.00
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d2)	cm	60.00
Posiz. centro di taglio (zC)	cm	60.00
Momento di inerzia max. (Jy)	cm ⁴	568830
Momento di inerzia min. (Jz)	cm ⁴	10752
Momento di inerzia tors. (Jt)	cm ⁴	210
Wys esterno piattab. sup.	cm ³	9481
Wyi esterno piattab. inf.	cm ³	9481
Wya estremità anima	cm ³	9724
Wel.min = MIN (Wys , Wzi)	cm ³	9481
Wzs esterno piattabande	cm ³	614
Wzc sezione di raccordo piattab.	cm ³	14336
Wply	cm ³	11355
Wplz	cm ³	985

Moduli di resistenza elastici :

Moduli di resistenza plastici :

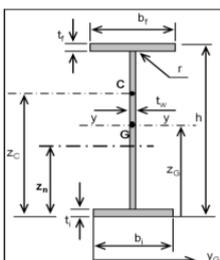
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Rapporto effettivo larghezza / spessore :	Anima d/tw = 78.00	$\alpha = 0.5$
	Piattabande c/t = 11.17	$\psi = -1.00$
Limite rapporto larghezza/spessore anima :	classe 1 58.58	classe dell'anima 3
	classe 2 67.53	
	classe 3 100.89	
Limite rapporto larghezza/spessore piattab.	classe 1 7.32	classe piattabanda 3
	classe 2 8.14	
	classe 3 11.39	
CLASSE SEZIONE	3	
Modulo di resistenza efficace :	Weff.min	cm ³ 9258

Campata L=49m

Traverso di Pila

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE :



Altezza totale (h)	cm	150
Larghezza piattab. sup. (bf)	cm	40
Larghezza piattab. inf. (bi)	cm	40
Spessore anima (tw)	cm	1.8
Spessore piattab. sup. (tf)	cm	2.2
Spessore piattab. inf. (ti)	cm	2.2
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	145.6
Sporgenza ala superiore (cf)	cm	19.10
Sporgenza ala inferiore (ci)	cm	19.10
Area della sezione (A)	cm ²	438.08
Posiz. asse baricentrico (zG)	cm	75.00
Posiz. asse neutro plastico (zn)	cm	75.00
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d2)	cm	75.00
Posiz. centro di taglio (zC)	cm	75.00
Momento di inerzia max. (Jy)	cm ⁴	1424238
Momento di inerzia min. (Jz)	cm ⁴	23537
Momento di inerzia tors. (Jt)	cm ⁴	567
Wys esterno piattab. sup.	cm ³	18990
Wyi esterno piattab. inf.	cm ³	18990
Wya estremità anima	cm ³	19564
Wel.min = MIN (Wys , Wzi)	cm ³	18990
Wzs esterno piattabande	cm ³	1177
Wzc sezione di raccordo piattab.	cm ³	26153
Wply	cm ³	22546
Wplz	cm ³	1878

Moduli di resistenza elastici :

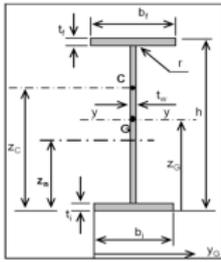
Moduli di resistenza plastici :

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Rapporto effettivo larghezza / spessore :	Anima d/tw = 80.89	$\alpha = 0.5$
	Piattabande c/t = 8.68	$\psi = -1.00$
Limite rapporto larghezza/spessore anima :	classe 1 58.58	classe dell'anima 3
	classe 2 67.53	
	classe 3 100.89	
Limite rapporto larghezza/spessore piattab.	classe 1 7.32	classe piattabanda 3
	classe 2 8.14	
	classe 3 11.39	
CLASSE SEZIONE	3	
Modulo di resistenza efficace :	Weff.min	cm ³ 18990

Traverso di Campata

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE :



Moduli di resistenza elastici :

Moduli di resistenza plastici :

Altezza totale (h)	cm	150
Larghezza piattab. sup. (bf)	cm	35
Larghezza piattab. inf. (bi)	cm	35
Spessore anima (tw)	cm	1.5
Spessore piattab. sup. (tf)	cm	1.5
Spessore piattab. inf. (ti)	cm	1.5
Raccordo anima-piattabanda (r)	cm	0
Altezza netta anima (d)	cm	147
Sporgenza ala superiore (cf)	cm	16.75
Sporgenza ala inferiore (ci)	cm	16.75
Area della sezione (A)	cm ²	325.50
Posiz. asse baricentrico (zG)	cm	75.00
Posiz. asse neutro plastico (zn)	cm	75.00
Posiz. a.n.p. per fless. pura (d2)	cm	75.00
Posiz. centro di taglio (zC)	cm	75.00
Momento di inerzia max. (Jy)	cm ⁴	975957
Momento di inerzia min. (Jz)	cm ⁴	10760
Momento di inerzia tors. (Jt)	cm ⁴	244
Wys esterno piattab. sup.	cm ³	13013
Wyi esterno piattab. inf.	cm ³	13013
Wya estremità anima	cm ³	13278
Wel.min = MIN (Wys, Wzi)	cm ³	13013
Wzs esterno piattabande	cm ³	615
Wzc sezione di raccordo piattab.	cm ³	14347
Wpl.y	cm ³	15900
Wpl.z	cm ³	1001

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Rapporto effettivo larghezza / spessore :	Anima d/tw = 98.00	α = 0.5
	Piattabande c/t = 11.17	ψ = -1.00
Limite rapporto larghezza/spessore anima :	classe 1 58.58	
	classe 2 67.53	
	classe 3 100.89	classe dell'anima 3
Limite rapporto larghezza/spessore piattab.	classe 1 7.32	
	classe 2 8.14	
	classe 3 11.39	classe piattabanda 3
CLASSE SEZIONE	3	
Modulo di resistenza efficace:	Weff.min	12739

15.3 Analisi dei carichi

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in acciaio.

- Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la sezione trasversale tipica, avente una larghezza costante pari a 10 m.

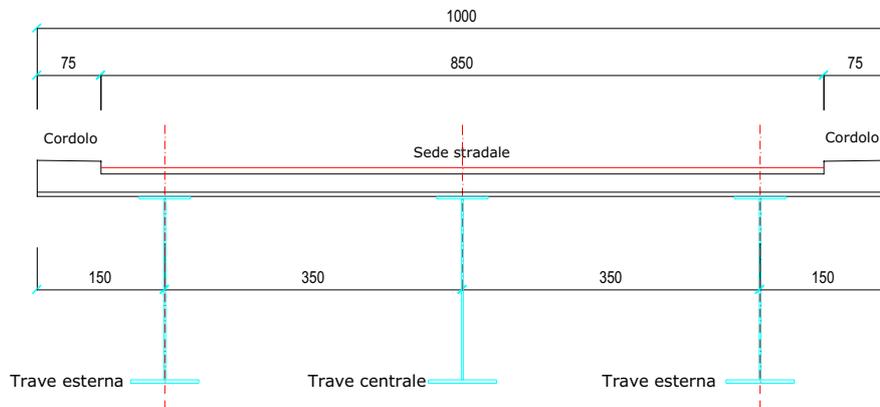


Figura 82: Sezione trasversale impalcato acciaio-calcestruzzo

- Soletta in c.a.

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$$q_{predalle,cls} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

(carico uniformemente distribuito sull'intera sezione)

$$q_{soletta} = 0,20 \cdot 25,00 = 5 \text{ kN/m}^2$$

(peso proprio soletta)

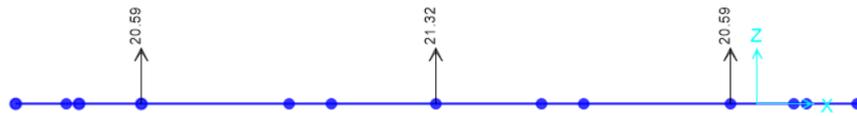


Figura 83: Carichi per unità di lunghezza assegnati alle travi nel modello discreto

- **Permanenti**

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{cordoli} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2$	cordoli
$q_{massicciata} = 3,00 \text{ kN/m}^2$	massicciata stradale
$p_{barriera+rete} = 2,00 \text{ kN/m}$	guardrail + rete
$p_{tubaz.} = 1,00 \text{ kN/m}$	smaltimento acque

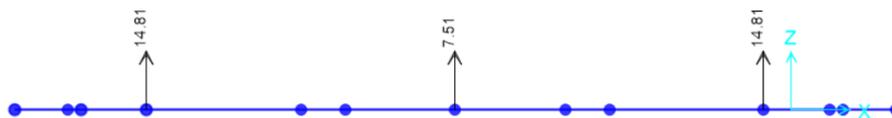


Figura 84: Carichi per unità di lunghezza assegnati alle travi nel modello discreto

- **Azione del vento**

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 17/01/2018. Si fa riferimento al valore della pressione del vento definita precedentemente pari a:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$p = 0,422 \cdot 1,71 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento. Poiché, però, la struttura è composta da tre travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale delle travi sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare del 21/01/2019 al paragrafo C3.3.8.6.2 "Travi multiple".

Dove la pressione agente sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \phi \quad \text{per } \phi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \phi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

$$h_T = 2,20 \text{ m} \quad d = 3,50 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,59$.

→ allora per interpolazione lineare $\mu = 0,20$.

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

$$h_i = h_{trave,max} + h_{soletta,max} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 2,20 + 0,25 + 0,10 + 3,00 = 5,55 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot p_{car.} \cdot \frac{h_{trave,media}^2}{2} = 1,01 \cdot \frac{5,55^2}{2} + 0,20 \cdot 1,01 \cdot \frac{2,20^2}{2} = 16,1 \frac{kNm}{m}$$

$$H_{car.} = p_{car.} \cdot h_i + \mu \cdot p_{car.} \cdot h_{trave} = 1,01 \cdot 5,55 + 0,20 \cdot 1,01 \cdot 2,20 = 6,1 \frac{kN}{m}$$

$$q_{vert,vento} = \frac{M_{torcente}}{d} = \frac{16,1}{7} = 2,3 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

- **Azioni variabili accidentali da traffico**

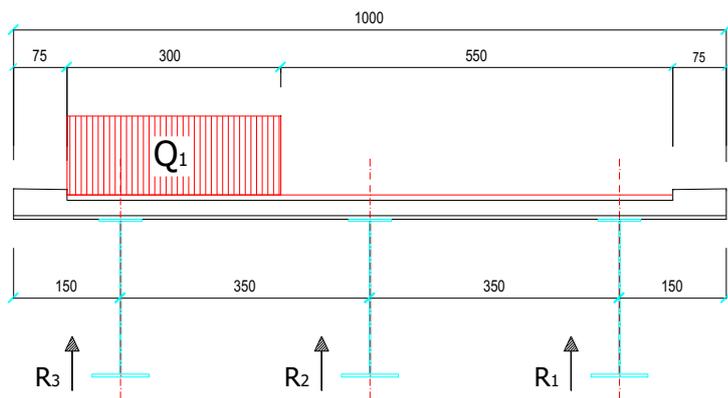
Per la progettazione del viadotto nella configurazione di progetto, si considerano i carichi accidentali indicati al Capitolo 5 della Norma DM 17/01/2018. Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1.

Posizione	Carico Asse Qik [kN]	qik [kN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

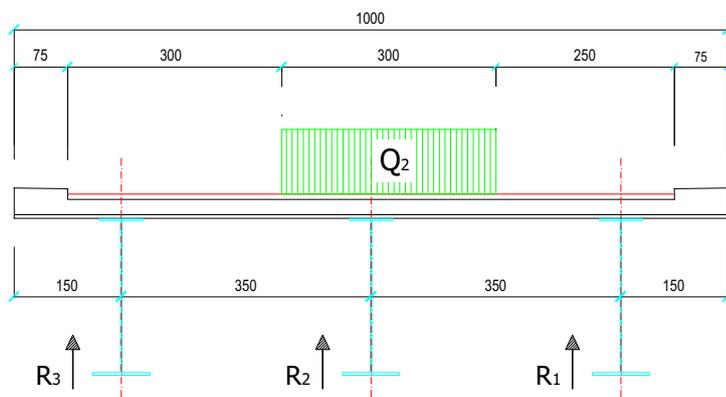
Condizioni di carico trasversali

Le condizioni di carico adottate sono le medesime definite precedentemente per l'impalcato in C.A.P., ovvero in modo tale da massimizzare le sollecitazioni sulla trave di bordo e centrale. Si indica la ripartizione in % del carico applicato sulle travi.



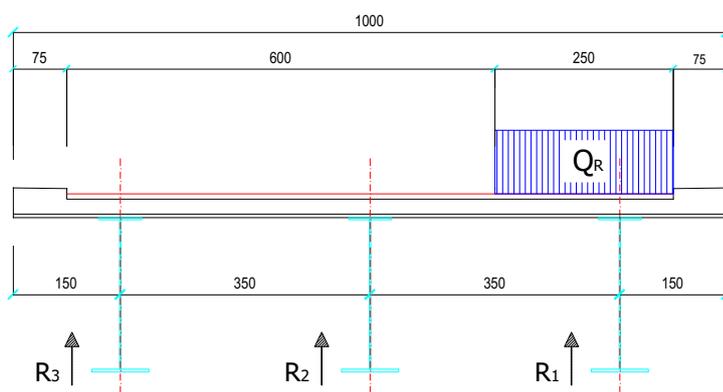
Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q 1-1	0,74	0,30	-0,04

Figura 85: Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1



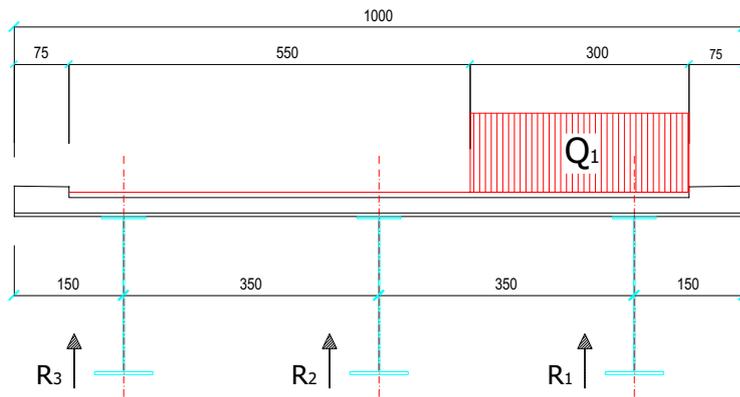
Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q 2-1	0,01	0,91	0,08

Figura 86: Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2



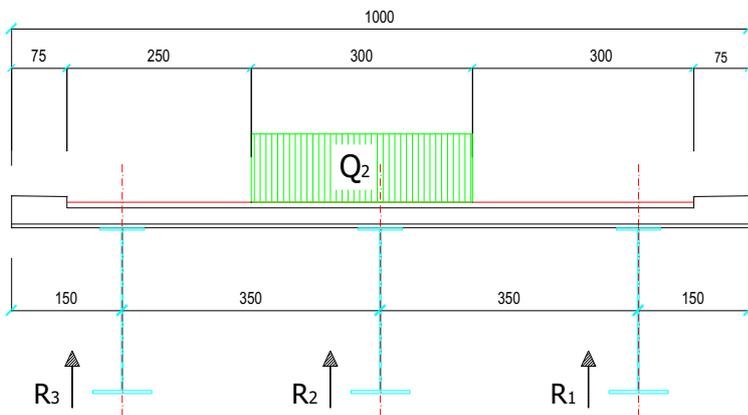
Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q R-1	-0,20	-0,20	0,83

Figura 87: Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia rimanente



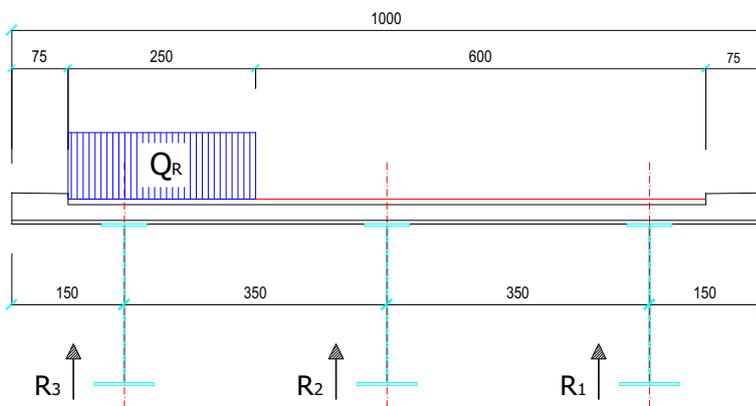
Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q 1-2	-0,04	0,30	0,74

Figura 88: Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1



Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q 2-2	0,08	0,91	0,01

Figura 89: Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2



Accidentali	R ₃	R ₂	R ₁
Q R-2	0,83	0,20	-0,03

Figura 90: Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia rimanente

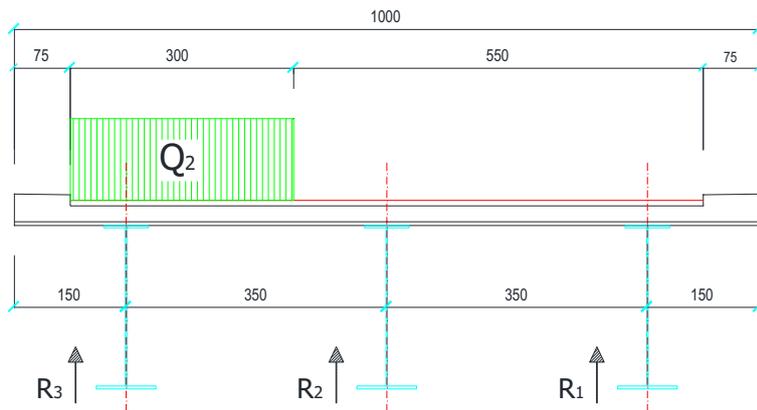


Figura 91: Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 1

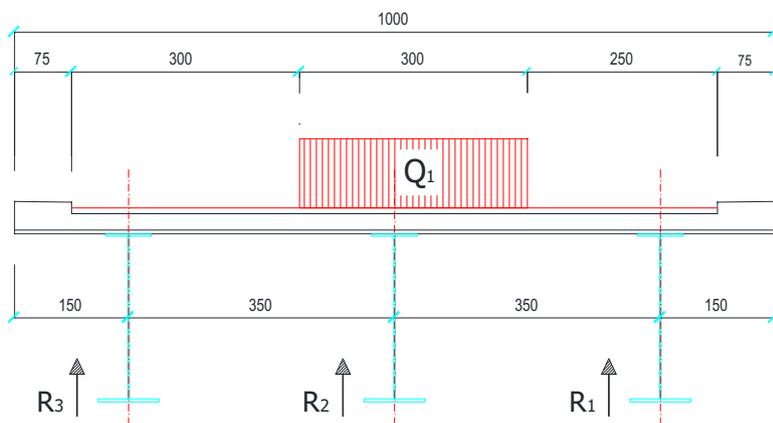


Figura 92: Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 2

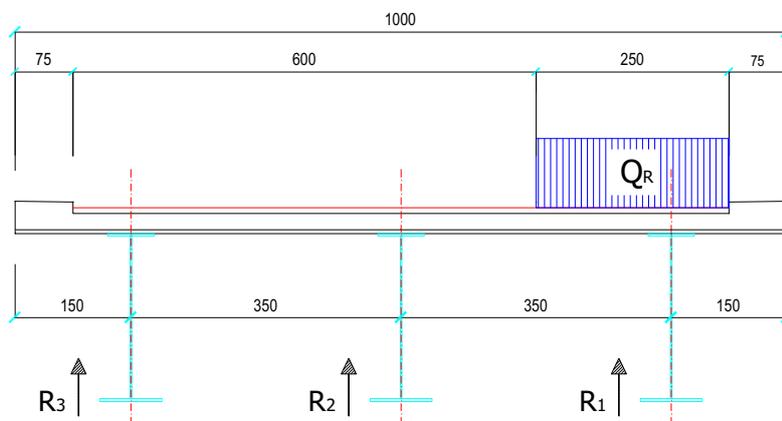


Figura 93: Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia rimanente

(Le ripartizioni dei carichi per la Condizione 3 sono pari a quelle definite per la Condizione 1.)

Condizioni di carico longitudinali

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale.

Massimo momento flettente in campata

Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della *i*-esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

Massimo momento flettente in pila – Massima reazione

Per massimizzare il momento flettente negativo sulla pila della *i*-esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

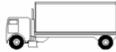
Massimo taglio in campata

Per massimizzare il taglio di ogni sezione trasversale della *i*-esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del taglio.

Carico Accidentale mezzi a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte applicando il modello di carico a fatica numero 2 come definito nella tabella 5.1.VII al paragrafo 5.1.4.3 delle NTC 2018 per cui si ha:

Tab. 5.1.VII - Modello di carico di fatica 2 – veicoli frequenti

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Per la contemporaneità di tali mezzi sull'impalcato si fa riferimento a UNI ENV 1991-3:1998 paragrafo 4.6.3.

Si è pertanto considerato l'involuppo degli effetti indotti da tali mezzi transitanti sull'impalcato separatamente.

Tali mezzi si considerano presenti alternativamente sulla corsia più lenta per ogni senso di marcia.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con il metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del treno di carico a fatica numero 2.

Il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico, opportunamente calibrato mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= |\sigma_p, \min_{p,max}| && \text{ampiezza escursione tensioni} \\ \Delta\sigma_{E,2} &= \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p && \text{ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per } 2 \times 10^6 \text{ cicli} \\ \lambda &= \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 && \text{fattore equivalente di danno} \end{aligned}$$

La verifica viene condotta con la seguente disuguaglianza:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_{amm} / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto al cap. C4.2.4.1.4 delle istruzioni alle NTC 2018 si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

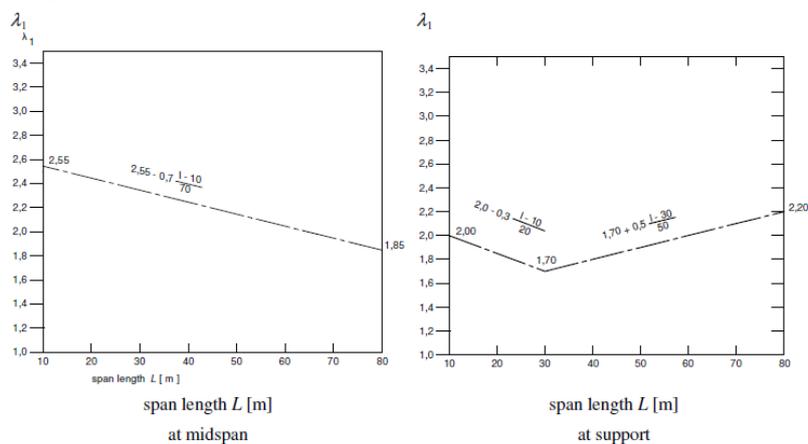
$$\gamma_{Mf} = 1,35 \quad \text{considerando che le conseguenze della rottura per fatica siano significative.}$$

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento alla NTC 2018 al cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

Con riferimento alla tabella seguente, tratta dalla NTC 2018, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità).

Coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$:

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza; per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati con riferimento alla luce delle singole campate L, oppure alla luce media (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).



Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 - \lambda_{v1} = 1,55$$

Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$:

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico; per l'assessment dei dettagli di carpenteria si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). Il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}) e dal peso medio degli stessi Q_{m1} tramite la relazione:

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

Con:

$N_{Obs} = 0,5 * 10^6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat. 2 - cfr. tab. precedente)

$N_0 = 0,5 * 10^6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "medium distance" e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta nelle NTC 2018 cap. 5 (carico di fatica numero 2).

Si ottiene pertanto:

$Q_{m1} = 407$ kN

$\lambda_2 = 0,848$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ottiene:

$Q_{m1} = 430,1$ kN

$\lambda_2 = 0,896$

Coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$:

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura; per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), viene calcolato mediante la relazione:

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

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$\lambda_3 = 1,00$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$\lambda_3 = 1,00$

Coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$:

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave

Nel caso in esame si considera una sola corsia soggetta ai carichi pesanti e si ha:

$\lambda_4 = 1,00$.

Coefficiente $\lambda - \lambda_v$:

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici forniti dalla norma.

- **Effetti della temperatura**

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna T_{est} può assumere il valore T_{max} o T_{min} definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- Per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- Per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Nelle espressioni seguenti, T_{max} o T_{min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Ne consegue che:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot \frac{a_s}{1000} = -15 - 4 \cdot \frac{275}{1000} = -16,1 \text{ °C}$$
$$T_{max} = 42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = 42 - 6 \cdot \frac{275}{1000} = 40,4 \text{ °C}$$

Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna $T_{sup,est}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato, $T_{sup,int}$.

Le temperature della superficie esterna $T_{sup,est}$ e quella della superficie interna $T_{sup,int}$ dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna T_{est} e di quella interna

T_{int} tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0=15\text{ °C}$.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{Ncomp} = -16,1 - 15 = -31,1\text{ °C}$$

$$\Delta T_{Nexp} = 40,4 - 15 = +25,4\text{ °C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a: $\Delta T_N = 56,5\text{ °C}$.

Per le escursioni dei giunti si considera un aumento di tale valore del 20% per far fronte a fenomeni di incremento o decremento di temperatura partendo da uno dei due estremi del range sopra considerato. Ne è un esempio l'installazione dei giunti in inverno con temperature prossime ai 0°C, o in estate quando le temperature sono prossime ai 35°C.

Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a 5 °C (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel sezione per sezione. Gli effetti secondari vengono calcolati con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 imponendo al modello in fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dall'espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{eq} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_s \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove:

- e distanza baricentro getto soletta – baricentro struttura mista in fase 3;
- E_s modulo elastico acciaio;
- J_3 momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in fase 3;
- α coefficiente di dilatazione termica per struttura mista: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

Cedimenti differenziali

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno degli impalcati nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

$$\text{Cedimento sulle spalle SA e SB} \quad \delta_{SP.A} = \delta_{SP.B} = \frac{1}{5.000} \cdot \frac{33000}{2} = 3,3 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento sulle pile P1 e P2} \quad \delta_{P1} = \delta_{P2} = \frac{1}{5.000} \cdot \frac{(33000+49.000)}{2} = 8,2 \text{ mm}$$

Nell'ipotesi che il contributo di taglio e flessione sia massimizzato dal cedimento di due sottostrutture contigue, si è proceduto alla modellazione delle possibili combinazioni dei vari cedimenti.

Effetti dovuti al ritiro

Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$A_c = 1000 \cdot 25 = 25.000 \text{ cm}^2$	Area sezione di conglomerato
$u = 1000 + 2 \cdot 25 = 1050 \text{ cm}$	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 25000}{1050} = 47,62 \text{ cm}$	Dimensione fittizia h_0
$E_c = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22.000 \cdot \left(\frac{45,35}{10}\right)^{0,3} = 34.625 \text{ MPa}$	Modulo elastico cls
$E_s = 210.000 \text{ MPa}$	Modulo elastico acciaio

Effetti reologici

- | | |
|--|---|
| $t_s = 2 \text{ gg}$ | Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento. |
| $t_o = 28 \text{ gg}$ | Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti. |
| $t_o = 2 \text{ gg}$ | Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro. |
| $t = V_N = 100 \text{ anni} = 36.525 \text{ gg}$ | Età del calcestruzzo in giorni. |
| $RH = 75 \%$ | Umidità ambientale relativa, in percentuale. |

Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione.

Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante t_0 di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo t .

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi (ε_v) proporzionali a quelle elastiche (ε_{el}), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma / E_{cm}$$

dove $\varphi(t, t_0)$ rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica ε_{el} (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Coefficiente di viscosità al tempo "t"

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato con la relazione (UNI EN 1992-1-1 Appendice B):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Dove:

φ_0 coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Si considera:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Dove:

- RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;
- $\alpha_{1/2}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{45,35}\right)^{0,7} = 0,83$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{45,35}\right)^{0,2} = 0,95$$

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{45,35}} = 2,49$$

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

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+2^{0,2}} = 0,80 \quad \text{ritiro}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+28^{0,2}} = 0,49 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

$\beta_c(t, t_0)$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Dove:

- t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;
- t_0 età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico (per cementi con resistenza iniziale ordinaria – cementi di classe N);

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri):

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1.500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

- α_3 coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{45,35}\right)^{0,5} = 0,88$$

Il coefficiente di viscosità vale quindi:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,383 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,454 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

Considerando un tempo t a vantaggio di sicurezza pari a $t = V_N = 100$ anni ed i valori del coefficiente di viscosità calcolati al paragrafo seguente si ottiene:

Ritiro:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = 14,984 \text{ MPa}$$

Permanenti:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = 13,322 \text{ MPa}$$

Cedimenti:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = 10,887 \text{ MPa}$$

Coefficienti di omogeneizzazione

Il coefficiente di omogeneizzazione è definito come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio strutturale (E_s) e quello del calcestruzzo.

Per azioni accidentali di breve durata si ha:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{34.625} = 6,06$$

Per le azioni da ritiro si ha:

$$n_{2b} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{14.984} = 14,02$$

Per azioni permanenti si ha:

$$n_{2a} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{13.322} = 15,76$$

Per azioni dovute ai cedimenti si ha:

$$n_{2a} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{10.887} = 19,29$$

Calcolo della deformazione totale per ritiro

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 33,20 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2018, si ottiene:

Tab. 11.2.Va - Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb - Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\varepsilon_{c0} = -0,02846 \%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = 476,2$ mm si ha $k_h = 0,706$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,706 \cdot (-0,02846 \%) = -0,02009 \%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente, derivante dall'espressione 11.2.9 delle NTC 2018:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{[(t - t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02009 \%) = -0,02009 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione 11.2.10 delle NTC 2018:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^6 = -2,5 \cdot (37,35 - 10) \cdot 10^6 = -0,000068$$

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma di deformazione per ritiro da essiccamento e deformazione per ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,0002009 - 0,000068 = -0,00026929 = -0,02692 \%$$

Effetti secondari del ritiro

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti; i risultati sono stati riportati in precedenza nelle caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti:

$\alpha = 0,00001$ coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;

$\chi = \frac{N_r \cdot (H - y)}{E \cdot J}$ distorsione angolare;

$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha}$ deformazione termica per unità di lunghezza.

Azione di attrito e reazioni passive dei vincoli

Si considera come reazioni parassite di vincolo agli appoggi dovute all'attrito il 3% dei carichi permanenti. L'azione di attrito si sviluppa a seguito della deformazione termica degli impalcati isostatici.

L'azione agente sulla pila risulta pari a:

$$R_{orizzontale,tot} = (G_1 + G_2) \cdot 3\% = (8896) \cdot 3\% = 267 \text{ kN}$$

Tale azione va suddivisa in funzione del numero di appoggi che bloccano lo spostamento orizzontale:

$$R_{orizzontale,appoggio} = 267/3 = 89 \text{ kN}$$

Cedimenti differenziali

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

Cedimento verticale sulle sottostrutture:

$$\delta_1 = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{5.000} \quad \text{per le spalle}$$

$$\delta_2 = \frac{(L_1 + L_2)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} \quad \text{per le pile}$$

Dove δ_1 rappresenta il cedimento verticale in corrispondenza delle spalle mentre δ_2 in corrispondenza delle pile; si considerano le condizioni di carico che prevedono il cedimento alternato di sottostrutture non adiacenti, allo scopo di massimizzare i momenti massimi in pila, e quello di sottostrutture adiacenti per massimizzare l'effetto in campata.

15.4 Combinazione dei carichi: combinazioni SLU e SLE

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3. I carichi di interesse ai fini del dimensionamento e della verifica dell'impalcato, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- Azioni permanenti;
- Deformazioni impresse;
- Azioni variabili;
- Azioni eccezionali;
- Azioni sismiche.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Verifiche agli stati limite ultimi

- Situazioni persistenti e transitorie EQU/STR/GEO

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Verifiche agli stati limite di esercizio

- combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

15.5 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l’intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L’analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte:

1 Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l’inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

2 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=15,76$.

2b Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi dovuti al ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=14,02$.

2c Analisi delle sollecitazioni indotte dai cedimenti differenziali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=19,29$.

3 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,06$.

3f Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali per fatica; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,06$.

Di seguito si evidenzia la modellazione utilizzata:

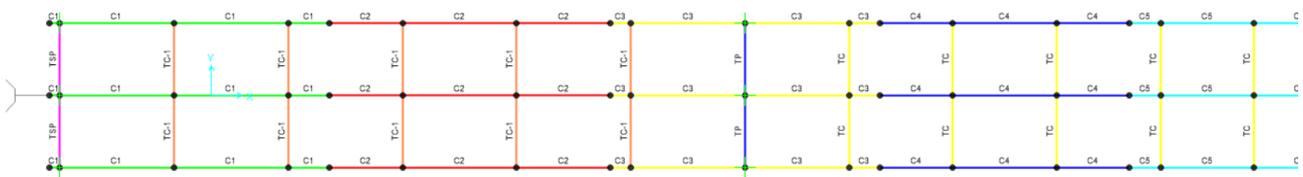


Figura 94: Impalcato con sezioni dalla SP1 a C5mezzeria

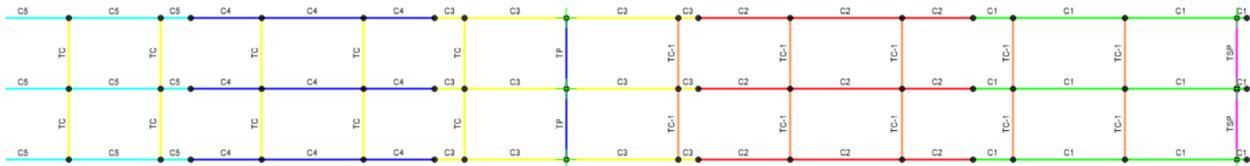


Figura 95: Impalcato con sezioni dalla C5mezzeria a SP2

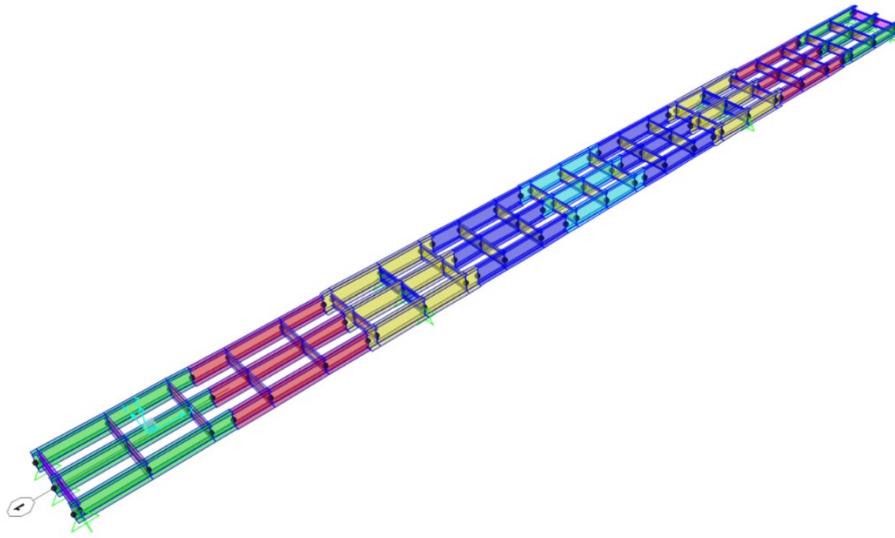


Figura 96: Impalcato vista 3d

16. ANALISI DEGLI ELEMENTI E VERIFICHE

16.1 Sollecitazioni e verifiche delle travi principali

Acciaio – fase 1

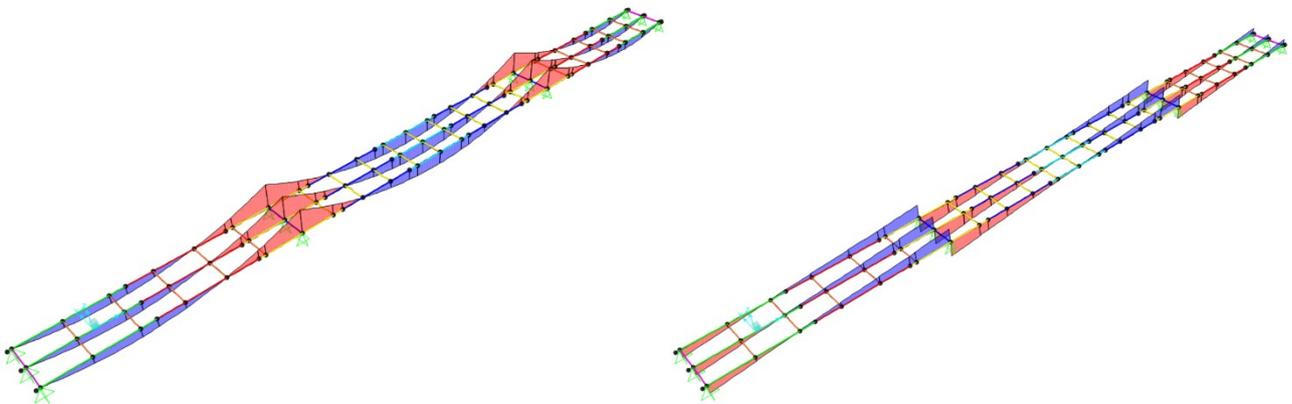


Figura 97: Momento flettente e Taglio per peso proprio acciaio

Soletta – fase 1

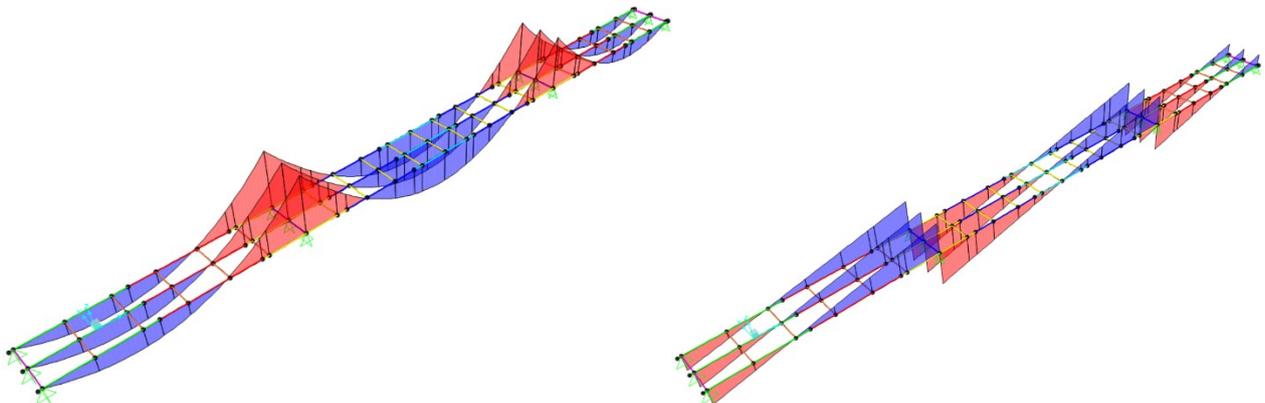


Figura 98: Momento flettente e Taglio per peso soletta

Permanenti – fase 2a

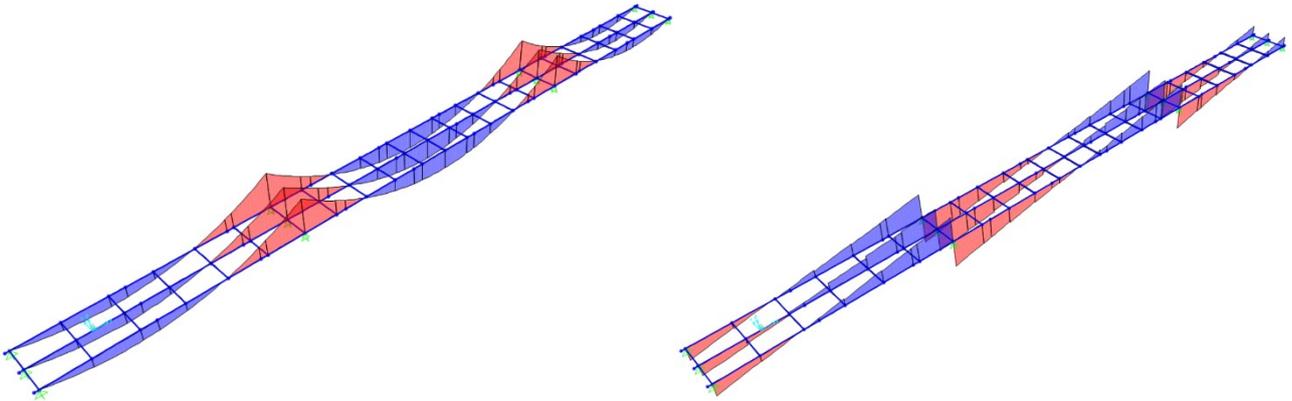


Figura 99: Momento flettente e Taglio per carichi permanenti

Accidentali mezzi – fase 3

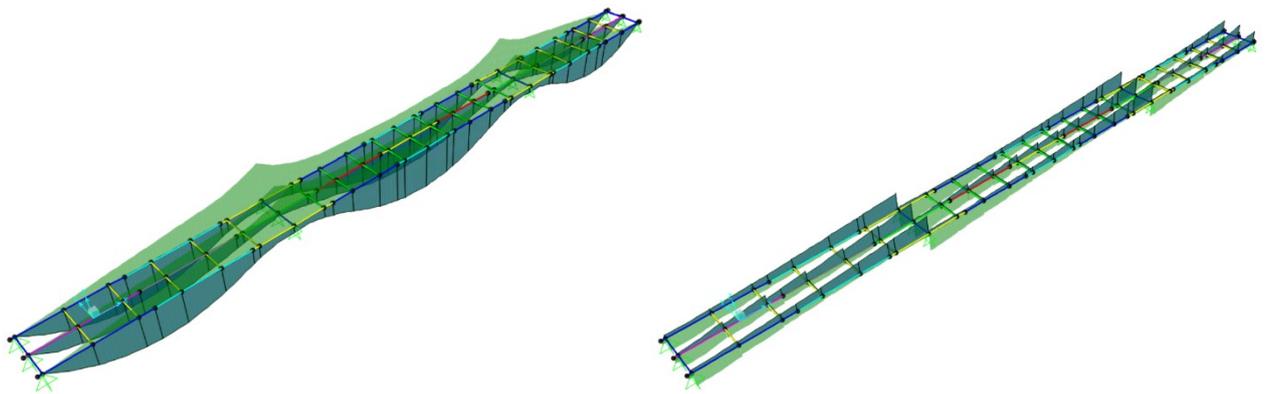


Figura 100: Momento flettente e Taglio per accidentali mezzi

Vento – fase 3

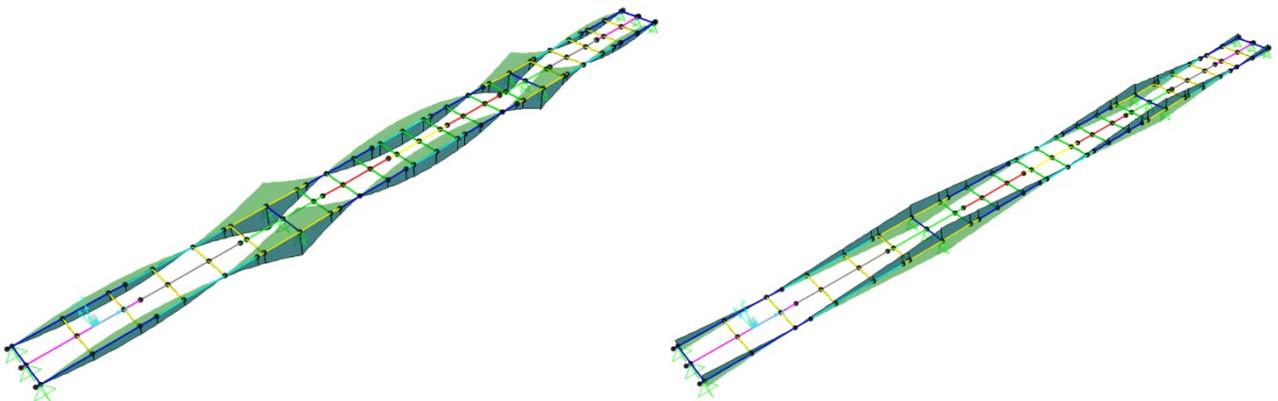


Figura 101: Momento flettente e Taglio per carichi vento

Temperatura – fase 3

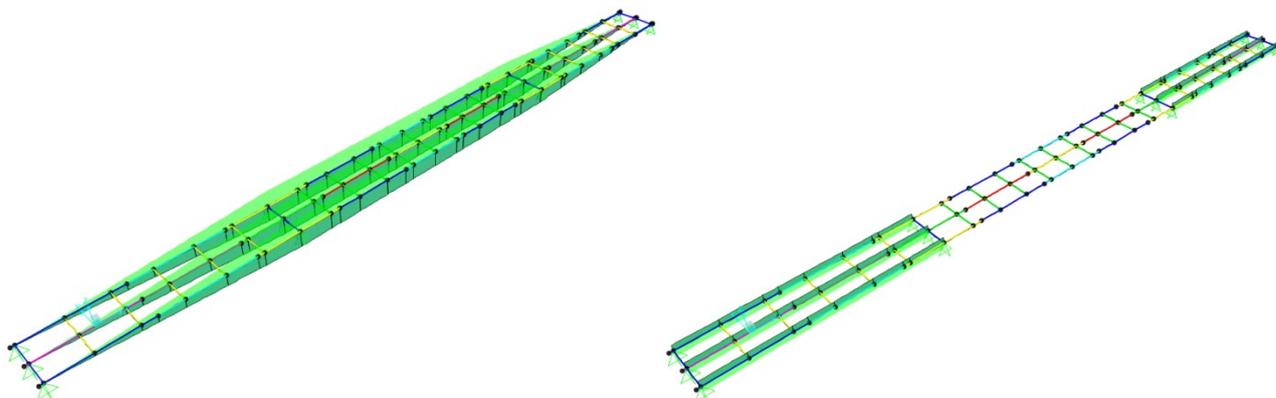


Figura 102: Momento flettente e Taglio per carichi da temperatura

Cedimenti – fase 2c

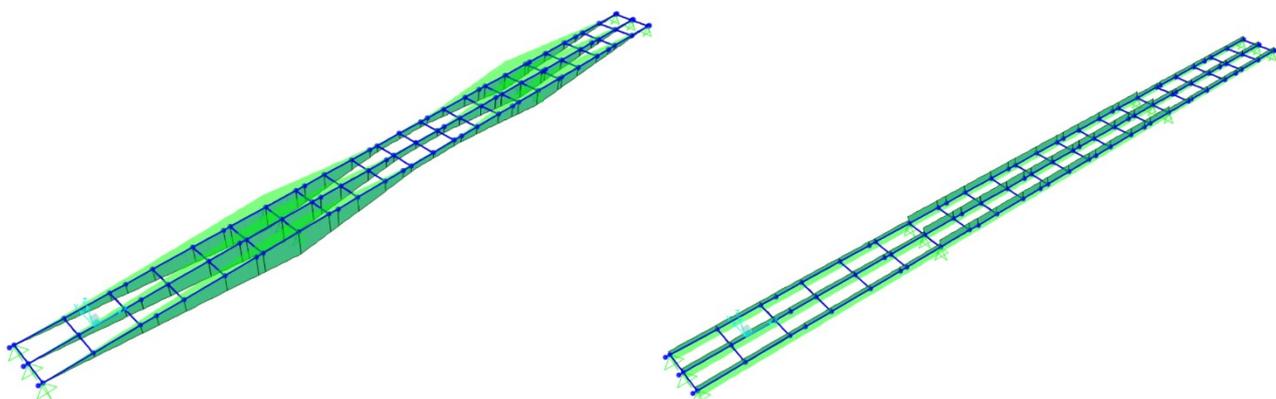


Figura 103: Momento flettente e Taglio per carichi da cedimenti

Ritiro – fase 2b

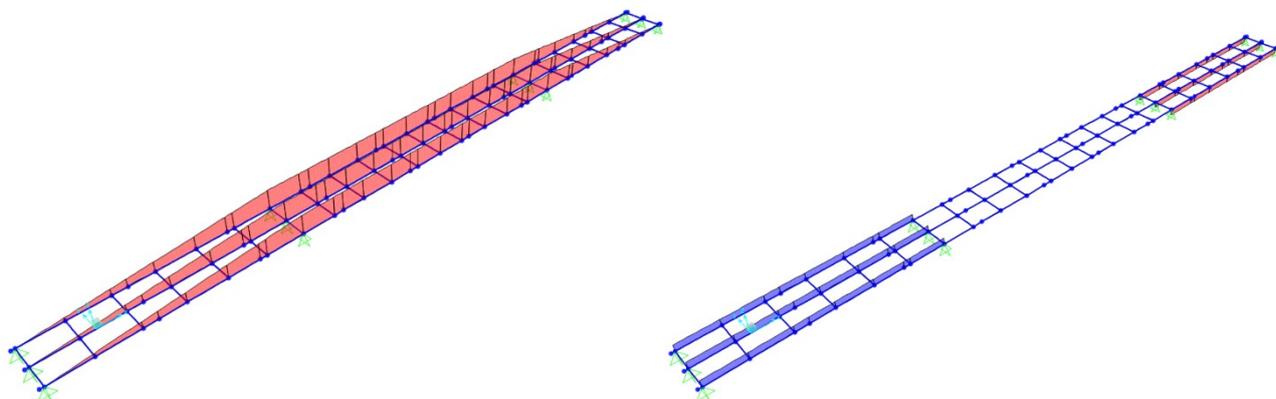


Figura 104: Momento flettente e Taglio per ritiro

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo la soletta in C.A. cui sono connessi mediante connettori a taglio tipo Nelson.

Classificazione della sezione

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

Essendo θ_r e θ_y , le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima allo snervamento.

Si individuano quattro classi differenti.

La definizione delle classi è fornita dalla NTC 2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi e quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio degli impalcati.

I rapporti di snellezza delle varie lamiera che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C.

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Al fine di calcolare le sezioni ridotte, la procedura di verifica è la seguente:

- a) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione supposta interamente reagente;
- b) Da questa distribuzione si determina la riduzione dell'area per ogni singola lastra che compone la sezione;
- c) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione basandosi sulle proprietà inerziali della sezione ridotta;

Qualora la distribuzione ottenuta in c) sia notevolmente diversa da quella ottenuta in a), si ripetono i punti b) e c) fino ad avere convergenza dei risultati, altrimenti la distribuzione è corretta.

In questo modo non c'è un limite tensionale legato all'instabilità locale della piastra; tale effetto è tenuto in conto considerando solo le porzioni efficaci di tutti i sotto elementi e degli irrigiditori che compongono la piastra.

Per un carico assegnato, le riserve di resistenza post-critiche dipendono fortemente dalle proporzioni della lastra e dal grado di ortotropia (in presenza di irrigiditori). Deve quindi farsi attenzione a entrambi questi fattori, tenendo in conto di adeguate riduzioni relative alle due situazioni limite: il comportamento a piastra, in cui le riserve post-critiche sono più ampie, e il comportamento a colonna, per cui il fenomeno di imbozzamento conduce a un collasso di tipo fragile.

Questo metodo di calcolo procede per componenti: ogni componente dello sforzo viene verificata individualmente e solo in una fase successiva si verifica se c'è interazione. Per questo motivo si presentano separatamente il comportamento a flessione e il comportamento a taglio della sezione. Si riporta di seguito come viene condotto il calcolo con il metodo delle sezioni ridotte. Quanto riportato è ricavato da EC3-1-5 parti 4, 5, 7.

Comportamento a flessione - Pannelli privi di irrigiditori longitudinali

Si determina il parametro ψ come rapporto tra la massima tensione di trazione (o la minima di compressione) e la massima tensione di compressione. Tale parametro non può quindi assumere valori superiori ad 1 (caso limite di compressione pura).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq 1$$

Sulla base del coefficiente ψ si determinano le porzioni di area collaborante, lorda o efficace a seconda della situazione cui si fa riferimento. Per ogni sottopannello è possibile determinare il coefficiente di instabilità k_σ , mediante una formulazione semplificata dipendente dal valore di ψ . I valori di k_σ sono diversi a seconda che il pannello sia vincolato su entrambi i bordi o solo su uno. La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{eff.} = \rho \cdot A_c$ dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Il coefficiente ρ è dato da:

Per elementi interni:

$$\begin{aligned} \rho &= 1 & \text{se } \lambda_p &\leq 0,673 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} & \text{se } \lambda_p &> 0,673 \end{aligned}$$

Per elementi esterni:

$$\begin{aligned} \rho &= 1 & \text{se } \lambda_p &\leq 0,748 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} & \text{se } \lambda_p &> 0,748 \end{aligned}$$

la snellezza relativa del pannello λ_p è:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr,p}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella circolare alla NTC 2008 nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con un solo bordo irrigidito, e b è la larghezza del pannello.

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

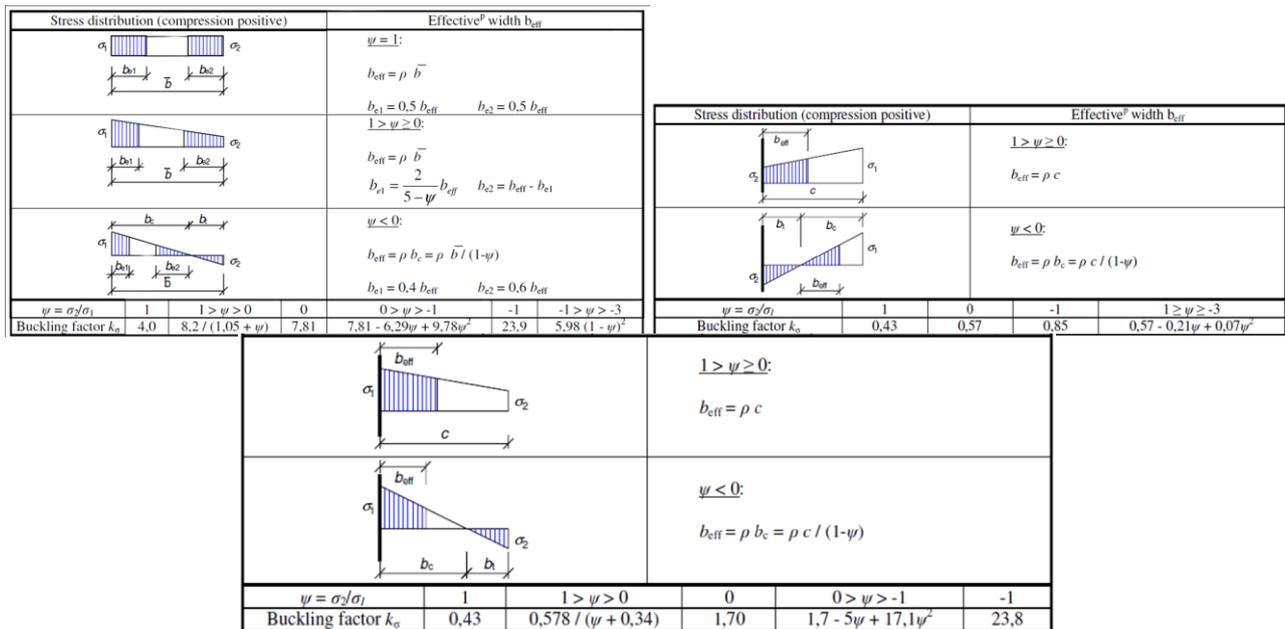


Figura 105: Distribuzione larghezze efficaci e coefficienti di instabilità per elementi interni ed esterni

Comportamento a flessione - Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

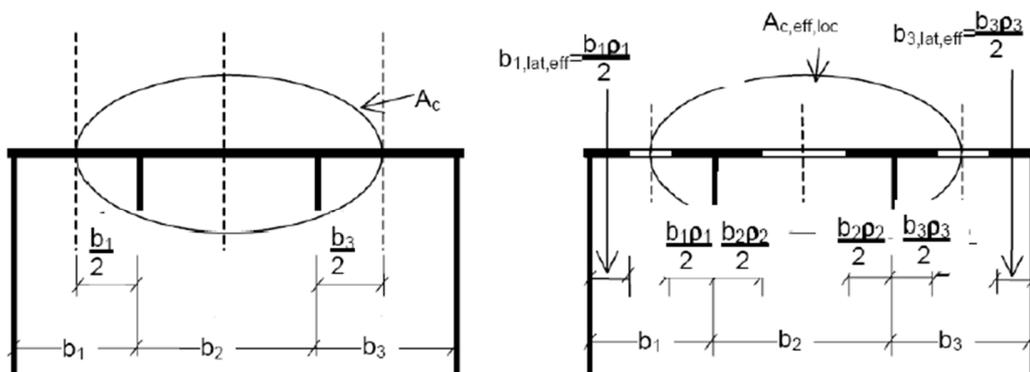
Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da:

$$A_{c, eff, loc} = A_{sl, eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t$$

Essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$ vincolati a lastre adiacenti.



L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da:

$$A_{c, \text{eff}} = \rho_c \cdot A_{sl, \text{eff}, \text{loc}} + \sum_c b_{c, \text{lat}, \text{eff}} \cdot t$$

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come:

$$\rho_c = \xi \cdot (\rho - \chi_c) \cdot (2 - \xi) + \chi_c$$

Dove:

χ_c coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna;

ρ coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra;

$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr, p}}{\sigma_{cr, c}} - 1 \leq 1$ essendo $\sigma_{cr, c}$ e $\sigma_{cr, p}$ le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra.

Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euleriana per un pannello non irrigidito è data da:

$$\sigma_{cr, c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

mentre per un pannello irrigidito, considerando b_c e $b_{sl, l}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr, c} = \sigma_{cr, sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl, l}}$$

Dove:

$$\sigma_{cr, sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl, t}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

Tensione critica euleriana dell'irrigiditore maggiormente compresso, essendo $A_{sl, l}$ e $I_{sl, l}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

La snellezza relativa λ_c è definita, rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, da:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr, c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl, l, \text{eff}} \cdot f_y}{A_{sl, l}}}$$

$A_{sl, l, \text{eff}}$ area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione α_e può essere ottenuto considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α , calcolato rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, come:

$$\alpha_e = \alpha = 0,21 \quad \alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i}$$

Dove:

$\alpha = 0,34$ irrigiditori a sezione chiusa;

$\alpha = 0,49$ irrigiditori a sezione aperta;

$e = \max(e_1, e_2)$ dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante.

Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre. Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$ è data da:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t^2}{b^2}$$

Dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali. In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2[(1+\alpha_1^2) + \gamma - 1]}{\alpha_1^2(\Psi+1)(1+\delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\sqrt{\gamma})}{(\Psi+1)(1+\delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma}$$

Dove:

$$\alpha_1 = a/b \geq 0.5;$$

Ψ rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\Psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ rapporto tra I_{sl} momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita e il momento d'inerzia della lamiera;

δ rapporto tra area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera.

Le piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euleriana può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c$$

Dove:

$A_{sl,1}$ area lorda dell'irrigiditore;

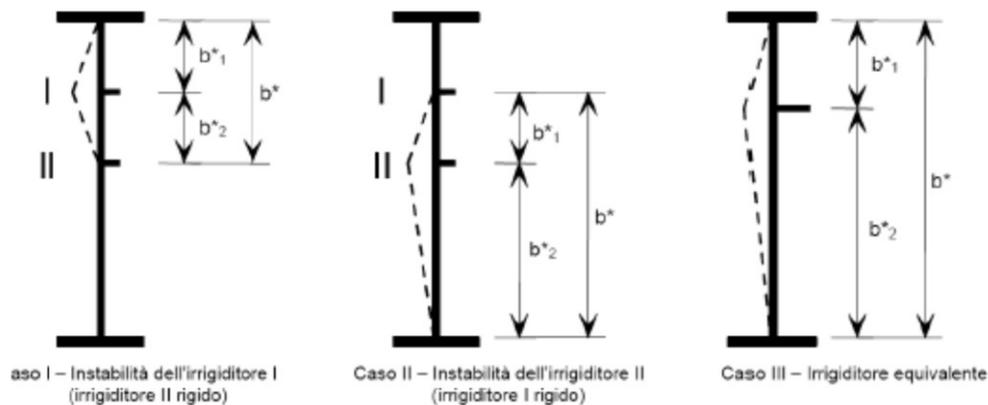
$I_{sl,1}$ momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

b_1 e b_2 distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$;

inoltre:

$$a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$ e momenti d'inerzia rispettivamente $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$ si possono considerare le tre situazioni limite illustrate di seguito.



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$ disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori. La tensione critica del pannello è quella minima fra le tre così determinate.

Verifica a respiro delle anime

Si svolge inoltre la verifica del respiro d'anima. Essa è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nella EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$ con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{s,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{s,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

(σ_E è la tensione critica Euleriana)

k_{σ} , k_{τ} sono coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e tangenziali e dipendono della geometria e dallo stato di sforzo del pannello. La verifica può essere omessa qualora sia soddisfatta la formula seguente:

$$\text{Ponti stradali} \quad b/t \leq 30 + 4,0L \leq 300$$

$$\text{Ponti ferroviari} \quad b/t \leq 55 + 3,3L \leq 250$$

Dove:

b altezza dei pannelli d'anima,

t spessore dei pannelli d'anima;

L lunghezza in metri della campata.

Al termine della presente relazione si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali relativamente ad ogni allineamento.

16.2 Sollecitazioni e verifiche traversi di campata

Si riportano le sollecitazioni relative al traverso di campata più sollecitato, il momento M_1 e il taglio V_1 sono relativi alla sezione di innesto con la trave interna.

Si riporta la verifica del traverso con sezione TC1.

	M₁ [kN m]	V₁ [kN]
Acciaio	6	3
Soletta	5	2
Permanenti	-52	15
Accidentali mezzi	528	150
Ritiro/T/Cedimenti	/	/

(Con “/” si indicano i valori trascurabili)

Per quanto riguarda l’azione del vento si intende agente su una lunghezza di influenza pari a vantaggio di sicurezza al massimo interasse dei traversi pari a 5,50 m.

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell’intradosso della trave, è pari a:

$$M_{car.} = \left[p_{car.} \cdot \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot p_{car.} \cdot \frac{h_{trave,media}^2}{2} \right] \cdot i = 88,55 \frac{kNm}{m}$$

$$V_{car.} = \frac{88,55}{7} = 12,65 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni sopra riportate sono state combinate come di seguito indicato, mediante l’uso dei coefficienti moltiplicativi allo SLU:

$$M_{sd,1} = M_{p.p.} \cdot \gamma_{g1} + M_{soletta} \cdot \gamma_{g1} + M_{permanenti} \cdot \gamma_{g2} + M_{accidentali} \cdot \gamma_{q1} + M_{vento} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,vento} + M_{temp} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,temp} + M_{ced} \cdot \gamma_{ced} = 6 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,35 + 528 \cdot 1,35 + 88,55 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 808 \text{ kNm}$$

$$V_{sd,1} = V_{p.p.} \cdot \gamma_{g1} + V_{soletta} \cdot \gamma_{g1} + V_{permanenti} \cdot \gamma_{g2} + V_{accidentali} \cdot \gamma_{q1} + V_{vento} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,vento} = 3 \cdot 1,35 + 2 \cdot 1,35 + 15 \cdot 1,50 + 150 \cdot 1,35 + 12,65 \cdot 1,50 \cdot 0,60 = 243,2 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

Il momento massimo è pari a: $M_{Ed} = 808 \text{ kNm}$

Si ricava il momento resistente per la sezione del diaframma considerando il W come indicato al paragrafo 4.5.4.1:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{9481 \cdot 3.550}{1,05} \cdot 10^{-4} = 3205,4 \text{ kNm}$$

$$I_R = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{3205,4}{808} = 3,9$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Il taglio massimo è pari a: $V_{Ed} = 242,2 \text{ kN}$

$$\text{Utilizzando: } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 280,5 - 2 \cdot (35) \cdot (1,5) + (1,5) \cdot (1,5) = 177,75 \text{ cm}^2$$

Si ricava il taglio resistente per la sezione del diaframma:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{177,75 \cdot 3.550}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 10^{-2} = 3469,6 \text{ kNm}$$

$$I_R = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{3469,6}{242,2} = 14$$

La verifica è soddisfatta.

16.3 Sollecitazioni e verifiche trasversi di pila e spalla

Si riporta la verifica del traverso con sezione TP.

	M ₁ [kN m]	V ₁ [kN]
Acciaio	-5	9
Soletta	/	/
Permanenti	/	/
Accidentali mezzi	/	/
Ritiro/T/Cedimenti	/	/

(Con “/” si indicano i valori trascurabili)

$$M_{car.} = \left[p_{car.} \cdot \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot p_{car.} \cdot \frac{h_{trave,media}^2}{2} \right] \cdot \frac{L_{c1} + L_{c2}}{2} = 660,1 \frac{kNm}{m}$$

$$V_{car.} = \frac{660,1}{2 \cdot 7} = 94,3 \text{ kN}$$

$$M_{sd,1} = M_{p.p.} \cdot \gamma_{g1} + M_{soletta} \cdot \gamma_{g1} + M_{permanenti} \cdot \gamma_{g2} + M_{accidentali} \cdot \gamma_{q1} + M_{vento} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,vento} + M_{temp} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,temp} + M_{ced} \cdot \gamma_{ced} = 1,50 + 660,1 = 990,2 \text{ kNm}$$

$$V_{sd,1} = V_{p.p.} \cdot \gamma_{g1} + V_{soletta} \cdot \gamma_{g1} + V_{permanenti} \cdot \gamma_{g2} + V_{accidentali} \cdot \gamma_{q1} + V_{vento} \cdot \gamma_{qv} \cdot \psi_{o,vento} = 94,3 \cdot 1,5 = 141,5 \text{ kN}$$

Verifica a flessione

Il momento massimo è pari a: $M_{Ed} = 990,2 \text{ kNm}$

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{18990 \cdot 3.550}{1,05} \cdot 10^{-4} = 6420 \text{ kNm}$$

$$I_R = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{6420}{990,2} = 6,4$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Il taglio massimo è pari a: $V_{Ed} = 141,5 \text{ kN}$

$$\text{Utilizzando: } A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 438,08 - 2 \cdot (40) \cdot (2,2) + (1,8) \cdot (2,2) = 266 \text{ cm}^2$$

Si ricava il taglio resistente per la sezione del diaframma:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{266 \cdot 3.550}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 10^{-2} = 5192 \text{ kNm}$$

$$I_R = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{5192}{141,5} = 36$$

La verifica è soddisfatta.

16.4 Analisi delle deformazioni

- Contromonte

Dai tabulati dell'analisi a graticcio e con riferimento alla modellazione riportata in precedenza, si ottengono i valori delle deformazioni, suddivise per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in mm con deformazioni positive verso il basso.

Deformazioni trave esterna	Campata di riva da SP1 a P1	Campata centrale
Peso proprio acciaio	-4,55	-11,25
Peso proprio soletta	-9	-30,5
Permanenti	-3,07	-8,87
Accidentali mezzi	-27,05	-45,50
Totale permanenti	16,62	50,62
Totale accidentali	27,05	45,50

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Contromonte trave esterna	Campata di riva da SP1 a P1	Campata centrale
Totale	23,5 mm	62mm

- Deformazioni massime

Deformazioni	Campata di riva da SPSud a P3	Campata centrale
Freccia (1/L) accidentali	1 / 33000	1 / 49000

* Freccia assorbita dalla contromonta

Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di +/- 56,5°C, a cui il risultato si moltiplica per un fattore amplificativo pari 15%; si ottiene quindi un'escursione pari a:

$$SP1 \quad \Delta L = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot \Delta T \cdot 1,15 = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot (33000) \cdot 56,5 \cdot 1,15 = +/- 27 \text{ mm}$$

$$P1 \quad \Delta L = 0 \text{ mm}$$

$$P2 \quad \Delta L = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot \Delta T \cdot 1,15 = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot (49000) \cdot 56,5 \cdot 1,15 = +/- 39 \text{ mm}$$

$$SP2 \quad \Delta L = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot L \cdot \Delta T \cdot 1,15 = 1,20 \cdot 10^{-5} \cdot (33000+49000) \cdot 56,5 \cdot 1,15 = +/- 67 \text{ mm}$$

A vantaggio di sicurezza il giunto sulle spalle A e B è dimensionato per un'escursione pari a +/- 70 mm.

16.5 Azioni agli appoggi

Azioni verticali

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata in precedenza si ottengono i valori delle azioni verticali massime trasmesse agli appoggi.

Spalla

Trave	peso trave [kN]	peso soletta [kN]	permanenti portati [kN]	TS+UDL [kN]	TOTALE [kN]
1	116,8	232,2	148,2	882,4	1379,6
2	128,5	234,5	121,7	857	1341,7
3	116,8	232,2	148,2	296,4	793,6

SLU

Trave	Rz max [kN]
1	1885

Pila

Trave	peso trave [kN]	peso soletta [kN]	permanenti portati [kN]	TS+UDL [kN]	TOTALE [kN]
1	419,5	972,7	607,2	1668	3667
2	438,8	980,4	521	1407,3	3347,5
3	419,5	972,7	607,2	649,2	2648,6

SLU

Trave	Rz max [kN]
1	5042

(Sollecitazioni ottenute massimizzando il carico accidentale in corrispondenza della trave 1)

Azioni orizzontali

Azione longitudinale di frenamento

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 116 \leq 900 \text{ kN}$$

$$180 \text{ kN} \leq 673,2 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale valore si divide uniformemente sui 3 appoggi collocati sulle pile.

$$q_{app} = 673,2 / 3 = 224,5 \text{ kN}$$

Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a: $h_i = 5,55 \text{ m}$

La forza orizzontale agente è pari a:

$$H_{car.} = p_{car.} \cdot h_i + \mu \cdot p_{car.} \cdot h_{trave} = 6,1 \text{ kN/m}$$

Azioni sugli appoggi

$$\text{Totale SP1 e SP2} \quad q_{app.} = H_{car.} \cdot l_i = 6,11 \cdot \frac{33}{2} = 100,8 \text{ kN}$$

$$\text{Totale Pile P3 e P2} \quad q_{app.} = H_{car.} \cdot l_i = 6,11 \cdot \frac{33+49}{2} = 250,5 \text{ kN}$$

Tali valori si ripartiscono uniformemente sui 2 appoggi per ogni sottostruttura.

Azione sismica

Peso strutturale e non strutturale complessivo dell'impalcato agente $G_1 + G_2 = 7417 \text{ kN}$

$$R_{sis} = (G_1 + G_2) \cdot a_g = 7417 \cdot 0,420 = 3115 \text{ kN}$$

Spalla

- Ripartizione azione in direzione x

$$R_x = \frac{R_{sis}}{3} = 1038 \text{ kN}$$

- Ripartizione azione in direzione y

$$R_y = \frac{R_{sis}}{3} = 1038 \text{ kN}$$

Dimensionamento appoggi

Spalla

$$R_{verticale,max} = 1900 \text{ kN}$$

$$R_{trasv,max} = 1097 \text{ kN}$$

Individuati le azioni, ogni singola spalla sarà caratterizzata dai seguenti appoggi:

- VU-400/100-120 (1)
- VM-200/100/50 (2)

Pila

$$R_{verticale,max} = 5050 \text{ kN}$$

$$R_{trasv,max} = 1097 \text{ kN}$$

Individuati le azioni, gli appoggi sulla pila 1 saranno i seguenti:

- VF-600-180 (1);
- VU-600/100-180 (2)

Individuati le azioni, gli appoggi sulla pila 2 saranno i seguenti:

- VM-6/100/50 (2);
- VU-600/100-180 (1)

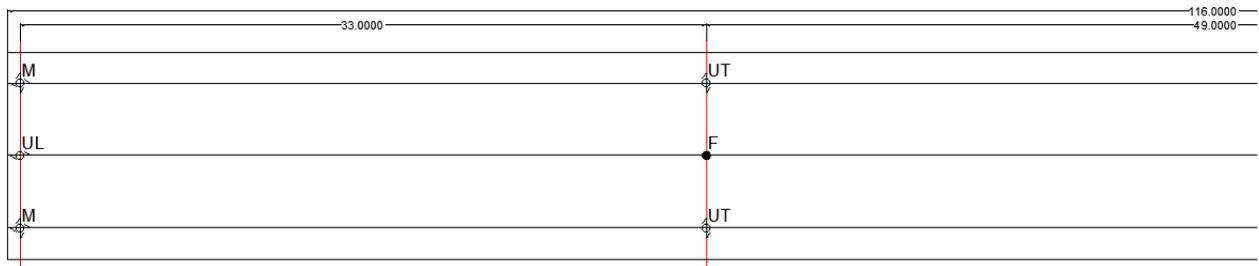


Figura 106: Dispositivi di appoggio SP1 e P1

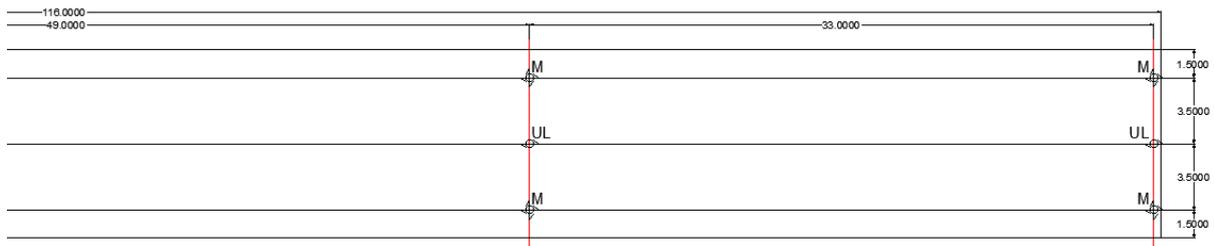


Figura 107: Dispositivi di appoggio P2 e SP2

16.6 Esito verifiche

Per effettuare le verifiche dei vari elementi in modo "automatizzato" è stato creato un foglio di calcolo con il software Microsoft Excel in cui si riprendono le verifiche precedentemente citate.

All'interno del foglio di calcolo si inseriscono i valori delle sollecitazioni, ottenute tramite il software SAP2000, in corrispondenza dei giunti presenti tra i vari conci ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, a fine semplificativo, gli esiti delle verifiche ottenute analizzando il CONCIO1.

Tali verifiche sono state però svolte su TUTTI i conci definiti.

AZIONI TRAVI PRINCIPALI												
AZIONI SOLLECITANTI (M max)					1°Nodo		2°Nodo		AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)			
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴		Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴		
Peso proprio acciaio	0	0	11	0	0			0	0			
Peso proprio soletta	0	0	23	0	0			0	0			
Permanenti	0	0	14	0	0			0	0			
Effetti primari del ritiro	166	249	0	0	0			0	0			
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0			0	0			
Accidentali mezzi + folla	0	0	78	0	0			0	0			
Vento	0	0	3	0	0			0	0			
Deformazioni termiche primarie	96	214	0	0	0			0	0			
Deformazioni termiche secondarie	0	0	4	0	0			0	0			
Cedimenti	0	0	2	0	0			0	0			
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.C.2018												
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE												
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base Accidentali mezzi + folla- (daN/cm ²)						
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.		
VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Effetti primari del ritiro	-12	333	328	-56	-63	-15	400	393	-67	-76		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-15	400	393	-67	-76		
Accidentali mezzi + folla	0	0	0	0	0	-15	400	393	-67	-76		
Vento	0	0	0	0	0	-15	400	393	-67	-76		
Deformazioni termiche primarie +ΔT	5	-154	-152	26	29	-11	289	284	-49	-55		
Deformazioni termiche secondarie +ΔT	0	0	0	0	0	-11	289	284	-49	-55		
Deformazioni termiche primarie -ΔT	-5	154	152	-26	-29	-18	511	502	-86	-97		
Deformazioni termiche secondarie -ΔT	0	0	0	0	0	-18	511	502	-86	-97		
Cedimenti	0	0	0	0	0	-11	511	502	-86	-97		
	Rapp σ sup									Rapp σ inf		
	0.15									0.03		
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE												
VERIFICHE A TAGLIO			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE			
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima				
Peso proprio acciaio	30	45	38	40	61	51	0.00	0.00				
Peso proprio soletta	63	94	79	125	188	158	0.00	0.00				
Permanenti	45	57	39	192	273	216	0.00	0.00				
Effetti primari del ritiro	0	0	0	192	273	216	0.00	0.00				
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	192	273	216	0.00	0.00				
Accidentali mezzi + folla	274	319	206	562	703	494	0.00	0.00				
Vento	11	12	8	571	714	501	0.00	0.00				
Deformazioni termiche	14	16	11	581	726	509	0.00	0.00				
Cedimenti	6	8	6	589	736	516	0.00	0.00				
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE			PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)						
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf						
Peso proprio acciaio	30	45	38	40	61	51						
Peso proprio soletta	63	94	79	125	188	158						
Permanenti	45	57	39	192	273	216						
Effetti primari del ritiro	0	0	0	192	273	216						
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	192	273	216						
Accidentali mezzi + folla	274	319	206	562	703	494						
Vento	11	12	8	571	714	501						
Deformazioni termiche	14	16	11	581	726	509						
Cedimenti	6	8	6	589	736	516						
	Tmedia						Rapp τ					
	613.4						0.38					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI				VERIFICHE ARMATURE SOLETTA								
	TOTALI (daN/cm ²)		PARZIALI (daN/cm ²)		TOTALI (daN/cm ²)							
	Anima sup	Anima inf	arm sup	arm sup	arm sup							
Peso proprio acciaio	70	88	0	0	0							
Peso proprio soletta	216	273	0	0	0							
Permanenti	333	375	0	0	0							
Effetti primari del ritiro	515	381	382	459	459							
Effetti secondari del ritiro	515	381	0	459	459							
Accidentali mezzi + folla	1,049	858	0	459	459							
Vento	1,064	871	0	459	459							
Deformazioni termiche	1,125	885	177	586	586							
Cedimenti	1,137	897	0	586	586							
	Rapp σ sup						Rapp σ inf					
	0.34						0.27					

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.C.2018											
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)					
(positive le compressioni)	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Effetti primari del ritiro	-12	333	328	-56	-63	-12	333	328	-56	-63	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-12	333	328	-56	-63	
Accidentali mezzi + folla	0	0	0	0	0	-12	333	328	-56	-63	
Vento	0	0	0	0	0	-12	333	328	-56	-63	
Deformazioni termiche primarie +ΔT	5	-154	-152	26	29	-10	241	237	-41	-46	
Deformazioni termiche secondarie +ΔT	0	0	0	0	0	-10	241	237	-41	-46	
Deformazioni termiche primarie -ΔT	-5	154	152	-26	-29	-15	426	419	-72	-80	
Deformazioni termiche secondarie -ΔT	0	0	0	0	0	-15	426	419	-72	-80	
Cedimenti	0	0	0	0	0	-10	426	419	-72	-80	
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE											
	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE		TOTALI (daN/cm ²)		
VERIFICHE A TAGLIO	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima		
Peso proprio acciaio	30	45	38	30	45	38		0,00	0,00		
Peso proprio soletta	63	94	79	93	139	117		0,00	0,00		
Permanenti	45	57	39	137	196	156		0,00	0,00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	137	196	156		0,00	0,00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	137	196	156		0,00	0,00		
Accidentali mezzi + folla	274	319	206	411	515	362		0,00	0,00		
Vento	11	12	8	417	522	366		0,00	0,00		
Deformazioni termiche	14	16	11	426	532	373		0,00	0,00		
Cedimenti	6	8	6	432	540	378		0,00	0,00		
	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)							
VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf					
Peso proprio acciaio	30	45	38	30	45	38					
Peso proprio soletta	63	94	79	93	139	117					
Permanenti	45	57	39	137	196	156					
Effetti primari del ritiro	0	0	0	137	196	156					
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	137	196	156					
Accidentali mezzi + folla	274	319	206	411	515	362					
Vento	11	12	8	417	522	366					
Deformazioni termiche	14	16	11	426	532	373					
Cedimenti	6	8	6	432	540	378					
VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI											
	TOTALI (daN/cm ²)										
	Anima sup	Anima inf									
Peso proprio acciaio	52	66									
Peso proprio soletta	160	203									
Permanenti	238	270									
Effetti primari del ritiro	405	276									
Effetti secondari del ritiro	405	276									
Accidentali mezzi + folla	784	629									
Vento	794	637									
Deformazioni termiche	848	649									
Cedimenti	857	659									
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima											
CALCOLO CLASSE DELLA SEZIONE											
CLASSE DELLA PIATTABANDA											
Larghezza	c	30	cm								
Spessore	t	2.5	cm								
Tipo di acciaio		355	N/mm ²								
Rapporto c/t	ε	0.81									
		12.00	CL.	4							
				Piattabanda compressa: VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP <i>Ala superiore</i>							
				$b_p =$			29.200	cm	<i>Raddoppio ala superiore</i>		
				$t_{fp} =$			2.500	cm	$b_{radd} =$		
									0.000		
									0.000		
				$k_{CT} =$			0.430	-	$k_{CT} =$		
				$\lambda_{pp} =$			0.771	-	$\lambda_{radd} =$		
				$i_{/p} =$			0.981	-	$i_{/radd} =$		
									1.000		
									-		
									-		
CLASSE SEZ 4											
CLASSE DELL'ANIMA											
Larghezza parte compressa	c	162	cm								
Spessore parte compressa	t	1.6	cm								
Tipo di acciaio		355	N/mm ²								
Rapporto c/t	ε	0.81									
		101	CL.	4							

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CLASSE 4																			
COEFFICIENTI DA NORMATIVA																			
γ_{M0}	coefficiente di resistenza	1.05																	
γ_{M1}	coefficiente a instabilità	1.10																	
η	coefficiente adimensionale	1.20																	
Sono presenti irrigidimenti longitudinali ? (S/N) 5																			
Altezza netta dell'anima	hw =	1,645	mm																
Larghezza irrigidimento longitudinale	bsl =	200	mm																
Altezza irrigidimento longitudinale	hsl =	0	mm																
Spessore irrigidimento longitudinale	tsl =	20	mm																
	15: t =	195	mm																
	hw1 =	567	mm																
Distanza tra gli irrigidimenti trasversali	a =	2,750	mm																
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td colspan="2">Classe dell'irrigidimento longitudinale</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>piattabanda</td> <td>11</td> <td>classe</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>anima</td> <td>-</td> <td>classe</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>profilo</td> <td></td> <td>classe</td> <td>1</td> </tr> </table>				Classe dell'irrigidimento longitudinale				piattabanda	11	classe	1	anima	-	classe	-	profilo		classe	1
Classe dell'irrigidimento longitudinale																			
piattabanda	11	classe	1																
anima	-	classe	-																
profilo		classe	1																
Distanza tra lembo superiore compresso del pannello d'anima e baricentro della piattabanda dell'irrigidimento longitudinale.																			
TENSIONI																			
σ_1	Tensione totale SLU anima sup (positiva)	50.0	N/mm ²																
σ_2	Tensione totale SLU anima inf (negativa)	-9.1																	
σ_{sl}	Tensione SLU nel pannello ad altezza hw1	29.6	N/mm ²																
ITERATIVO: CAMBIA LA SEZIONE E DI CONSEGUENZA LE SIGMA AI BORDI (SI PARTE DALLE TENSIONI DELLA SEZ LORDA E POI SI INSERISCONO QUELLI DERIVANTI DA CALCOLO DELLA SEZ EFFICACE)																			
Calcolo stabilità dei pannelli soggetti a compressione																			
Piattabanda compressa:																			
VALORI DA TAB C4.2.IX CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP																			
<i>Ala superiore</i>		<i>Raddoppio ala superiore</i>																	
b_p =	29.2	cm	b_{radd} = 0.0																
t_{fp} =	2.5	cm	t_{fradd} = 0.0																
k_U =	0.430	-	k_U = 0.430																
λ_{p0} =	0.771	-	λ_{pradd} = 0.000																
ρ_p =	0.981	-	ρ_{pradd} = 1.000																
coefficiente per l'instabilità a compressione																			
Calcolo delle aree efficaci e lorde dei sottopannelli.																			
VALORI DA TAB C4.2.VIII CIRCOLARE n°617/C.S.LL.PP																			
Sottopannello 1:		Sottopannello 2:																	
b_1 =	557	mm	b_2c = 817																
ψ_1 =	0.593	-	ψ_2 = -0.307																
$k_{\sigma 1}$ =	4.991	-	$k_{\sigma 2}$ = 10.663																
λ_{p1} =	0.674	-	λ_{p2} = 0.677																
ρ_1 =	1.000	-	ρ_2 = 1.000																
larghezze lorde:		larghezze lorde:																	
$b_{1,lat}$	253	mm	$b_{2,sup}$																
$b_{1,inf}$	304	mm	$b_{2,lat}$																
larghezze efficaci		larghezze efficaci																	
$b_{1,eff}$	557	mm	$b_{2,eff}$																
$b_{1,lat,eff}$	253	mm	$b_{2,sup,eff}$																
$b_{1,inf,eff}$	304	mm	$b_{2,lat,eff}$																
$x_{1,eff}$	0	mm	$x_{2,eff}$																
Comportamento tipo piastra: calcolo di $\sigma_{cr,p}$ e ρ:																			
$A_{sl,1}$	14,416	[mm ²]	area lorda dell'irrigiditore longitudinale e della porzione lorda di anima collaborante.																
$x_{sl,1}$	30	[mm]	distanza tra baricentro dell'area lorda e asse dell'anima.																
$I_{sl,1}$	4,727	[cm ⁴]	momento d'inerzia fuori piano dell'area lorda.																
Buckling dell'irrigidimento longitudinale e calcolo di $\sigma_{cr,p}$																			
b_1	567	[mm]	distanza tra irrigiditore e bordo longitudinale compresso del pannello d'anima																
b_2	1,078	[mm]	distanza tra irrigiditore e bordo longitudinale teso del pannello d'anima																
b	1,645	[mm]	altezza del pannello d'anima																
a_c	5,509	[mm]	distanza critica tra gli irrigidimenti trasversali																
$\sigma_{cr,sl}$	954	[MPa]	tensione critica nell'irrigiditore longitudinale																
$\sigma_{cr,p}$	1,607	[MPa]	tensione critica al lembo maggiormente compresso del pannello d'anima per comportamento a piastra																
Calcolo del coefficiente ρ:																			
A_c	14,016	[mm ²]	area lorda della zona compressa del pannello d'anima irrigidito eccetto le parti laterali																
$A_{c,eff,loc}$	14,416	[mm ²]	area efficace della zona compressa del pannello d'anima irrigidito eccetto le parti laterali																
β_{Ac}^p	1.029	[-]	rapporto $A_{c,eff,loc} / A_c$																
λ_{p0}	0.477	[-]	snellezza																
ψ	-0.182	[-]	relativo all'intero pannello d'anima = σ_2/σ_1																
ρ	1.000	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità di piastra																

Comportamento tipo colonna: calcolo di $\sigma_{cr,c}$ e χ_c :

$A_{sl,1}$	14,416	[mm ²]	area lorda dell'irrigiditore longitudinale e della porzione lorda di anima collaborante.
$I_{sl,1}$	4,727	[cm ⁴]	momento d'inerzia fuori piano dell'area lorda
$A_{sl,1,eff}$	14,416	[mm ²]	area dell'irrigiditore longitudinale e della porzione efficace di anima collaborante
$\beta_{Ac,c}$	1.000	[-]	rapporto $A_{sl,1,eff} / A_{sl,1}$
$\sigma_{cr,sl}$	899	[MPa]	tensione critica euleriana dell'irrigiditore longitudinale
$\sigma_{cr,c}$	1,514	[MPa]	tensione critica al lembo maggiormente compresso del pannello d'anima per comportamento a colonna
λ_c	0.484	[-]	snellezza
i	57	[mm]	raggio d'inerzia fuori piano della sezione lorda
e_2	30	[mm]	distanza tra baricentro della sezione lorda di irrigiditore + parte di anima collaborante e asse medio dell'anima
e_1	78	[mm]	distanza tra baricentro del solo irrigiditore e baricentro della sezione lorda di irrigiditore + anima collaborante
e	78	[mm]	max (e1; e2)
α	0.49	[-]	coefficiente di imperfezione
αE	0.613	[-]	
ϕ	0.704	[-]	
χ_c	0.823	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità di colonna

Interpolazione tra comportamento a piastra e comportamento a colonna

ξ	0.062	[-]	
ρ_c	0.844	[-]	coefficiente di riduzione per instabilità globale

Calcolo delle caratteristiche geometriche efficaci

$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{eff,loc} + \sum b_{lat,eff} \cdot t$ 24,052 [mm²] area efficace della parte compressa del pannello d'anima

In accordo a UNI EN 1993-1-5 par. 4.5.1(7) per il calcolo del momento d'inerzia J_{eff} della sezione metallica efficace, l'area effettiva della parte compressa del pannello d'anima può essere uniformemente ridotta moltiplicando lo spessore dell'anima t e lo spessore dell'irrigidimento longitudinale t_{sl} per il fattore r_c .

t_{red}	13.5	[mm]
$t_{sl,red}$	16.9	[mm]

Si utilizza acciaio da carpenteria di tipo

S 355

Resistenza allo snervamento

$f_{yd} = 338.1$ N/mmq

Coefficiente

$\epsilon = 0.81$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE EFFICACE

	A_{eff} (cm ²)	y_i (cm)	J_{yy} (cm ⁴)	J_{zz} (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{el,z}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	$W_{pl,y,red}$ (cm ³)	$W_{pl,z,red}$ (cm ³)
Sezione metallica	698	71	3,381,436	1,347	0	34,203	47,534	35,090	49,627	
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2a	15.76	1,136	115	6,883,988	1,347	1,357,004	125,279	59,834	131,250	61,436
Sezione metallica + soletta collab. Fase 3	6.06	1,762	140	8,879,428	1,347	976,486	294,948	63,472	321,659	64,863
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2b	14.02	1,185	118	7,113,311	1,347	1,293,758	136,573	60,325	143,459	61,900
Sezione metallica + soletta collab. Fase 2c	19.29	1,065	110	6,507,989	1,347	1,483,033	109,102	58,976	113,875	60,624

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.C.2018

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base Accidentali mezzi + folla- (daN/cm ²)					Rapp σ sup	Rapp σ inf
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.		
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.15	0.03
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Effetti primari del ritiro	-12	332	326	-60	-67	-15	398	391	-71	-80		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-15	398	391	-71	-80		
Accidentali mezzi + folla	0	0	0	0	0	-15	398	391	-71	-80		
Vento	0	0	0	0	0	-15	398	391	-71	-80		
Deformazioni termiche primarie +DT	5	-154	-151	27	31	-12	287	282	-52	-58		
Deformazioni termiche secondarie +DT	0	0	0	0	0	-12	287	282	-52	-58		
Deformazioni termiche primarie -DT	-5	154	151	-27	-31	-18	509	500	-91	-102		
Deformazioni termiche secondarie -DT	0	0	0	0	0	-18	509	500	-91	-102		
Cedimenti	0	0	0	0	0	-12	509	500	-91	-102		

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)		TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf		Anima	Anima		
Peso proprio acciaio	30	45	38	40	61	52		0.00	0.00		
Peso proprio soletta	62	94	80	124	188	160		0.00	0.00		
Permanenti	45	57	39	192	273	218		0.00	0.00		
Effetti primari del ritiro	0	0	0	192	273	218		0.00	0.00		
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	192	273	218		0.00	0.00		
Accidentali mezzi + folla	276	319	205	564	703	495		0.00	0.00		
Vento	11	12	8	573	714	502		0.00	0.00		
Deformazioni termiche	14	16	11	583	726	510		0.00	0.00		
Cedimenti	6	8	6	591	736	516		0.00	0.00		

τ_{media}
614.5

Rapp τ
0.38

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	70	89
Peso proprio soletta	215	276
Permanenti	332	378
Effetti primari del ritiro	513	384
Effetti secondari del ritiro	513	384
Accidentali mezzi + folia	1,052	860
Vento	1,067	872
Deformazioni termiche	1,128	887
Cedimenti	1,139	899

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

Rapp σ sup	Rapp σ inf
0.34	0.27

VERIFICHE A FATICA A DANNEGGIAMENTO

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo		2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	
Accidentali mezzi + folia fatica positivi	0	0	8	0	0
Accidentali mezzi + folia fatica negativi	0	0	-42	0	0
totale	0	0	50	0	0

SOLLECITAZIONI FLETTENTI

(positive le compressioni)	TOTALI ALLO SLF - Az.base Accidentali mezzi + folia- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Accidentali mezzi + folia	0	0	0	0	0

SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

	TOTALI ALLO SLF	
	anima sup.	anima inf.
Accidentali mezzi + folia	180	136

Numero di cicli (x10 ⁶)	0.5	1.587
Conseguenze del collasso	ALTE	
Tipo di sezione	APPOGGI	
Sezione di spalla	SI	

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di moderata intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

Luce Campata - L_i (m) 33.000

Luce Campata - L_{i+1} (m) 49.0

METODO DEI COEFFICIENTI λ

Coefficiente λ ₁	1.810	λ _{v1}	1.550
Coefficiente λ ₂	0.848	λ _{v2}	0.896
Coefficiente λ ₃	1.000	λ _{v3}	1.000
Coefficiente λ ₄	1.000	λ _{v4}	1.000
Coefficiente λ _{max}	1.998	λ _{v max}	1.998

FATTORI EQUIVALENTI DI DANNO

λ	1.535	λ _v	1.389	φ _{fat}	1.30
---	-------	----------------	-------	------------------	------

VERIFICA DETTAGLIO 1 - saldatura pioli di connessione travi-soletta c.a.

Δσ _{sm,1} (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVI NTC 2018 - dettaglio 9)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,1} (N/mm ²)=	110.43	limite di fatica ad ampiezza costante
Δσ (N/mm ²)=	0.00	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,1} OK

VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda superiore

Δσ _{sm,2} (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVII.b NTC 2018 - dettaglio 8)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,2} (N/mm ²)=	110.43	limite di fatica ad ampiezza costante
Δσ (N/mm ²)=	36.00	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,2} OK

VERIFICA DETTAGLIO 2 - saldatura long. anima - piattabanda inferiore

Δσ _{sm,2} (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVII.b NTC 2018 - dettaglio 8)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,2} (N/mm ²)=	110.43	limite di fatica ad ampiezza costante
Δσ (N/mm ²)=	27.06	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,2} OK

VERIFICA DETTAGLIO 3 - saldatura long. anima - piattabanda con lunette di scarico h<60 mm

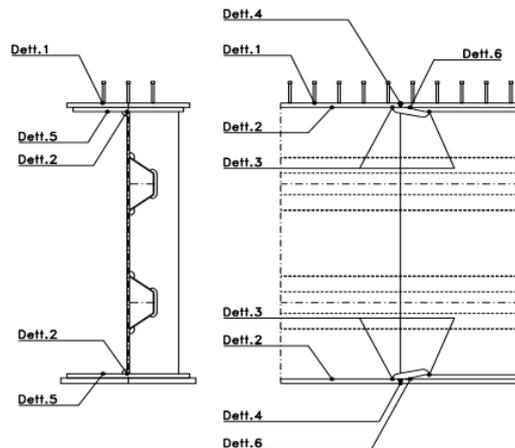
Δσ _{sm,3} (N/mm ²)=	71	(Tab.C4.2.XIV NTC 2018 - dettaglio 9)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,3} (N/mm ²)=	98.00	limite di fatica ad ampiezza costante
Δσ (N/mm ²)=	0.00	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,3} OK

VERIFICA DETTAGLIO 4 - saldatura trasv. a piena penetrazione su piattabande superiore e inferiore

Δσ _{sm,4} (N/mm ²)=	71	(Tab.C4.2.XV NTC 2018 - dettaglio 13)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,4} (N/mm ²)=	98.00	limite di fatica ad ampiezza costante
k _{S,sp} =	1.00	coefficiente di riduzione di classe
k _{S,inf} =	0.96	coefficiente di riduzione di classe
Δσ _{max} (N/mm ²)=	0.00	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,4} OK

VERIFICA DETTAGLIO 5 - saldatura trasv. dell'irrigatore trasv. alle piattabande

Δσ _{sm,5} (N/mm ²)=	80	(Tab.C4.2.XVI NTC 2018 - dettaglio 7)
γ _m =	1.15	
Δσ _{s,5} (N/mm ²)=	110.43	limite di fatica ad ampiezza costante
Δσ (N/mm ²)=	0.00	VERIFICA Δσ < Δσ _{s,5} OK



VERIFICHE DI INSTABILITA' DELL'ANIMA			
Caratteristiche geometriche del pannello		OBLIQUITA'	0
	Descrizione	Valore	u.d.m.
a	distanza tra irrigidimenti verticali	2,750	mm
h	altezza totale del pannello	1,700	mm
hw	altezza totale dell'anima	1,645	mm
tw	spessore dell'anima	16	mm
Anima provvista di nervature trasversali e longitudinali			
Irrigidimenti:	acciaio S 355	fyk(Mpa)= 355	fyd (Mpa)= 355.00
Pannelli:	acciaio S 355	fyk(Mpa)= 355	fyd (Mpa)= 355.00
γ_m	1		
Deve essere verificata la limitazione: hw/tw <= 400 (punto 1.2-10030)			
hw/tw = 102.81		<=	400 OK
Verifiche di stabilit�			
Sollecitazioni agli SLU nella sezione			
	Descrizione	Valore	u.d.m.
σ_1	tensione normale al lembo 1	-50.00	N/mmq
σ_2	tensione normale al lembo 2	9.11	N/mmq
τ	tensione tangenziale media	61.45	N/mmq
Verifica nervature longitudinali (punti 7.2.6-10011, 3.1.2-10030, 3.2.3-10030)			
	b (mm)	h (mm)	A (mmq)
anima	20	200	4,000
ala	0	0	0
Sezione simmetrica			
Pareti sottili con bordo irrigidito b/t <= 12			
b = 200		t = 20	b2 = 0
b1=30xt1= 480		t1 = 16	
b/t = 10.00		<=	12.00 OK
Deve essere verificata la disuguaglianza: I >= 0,15 mL γ_L hw tw^3			
	Descrizione	Valore	u.d.m.
mL	1,00 <= 0,015 (hw/tw-70) <= 2,00	1.00	
n	n� irrigidimenti longitudinali	1	
AL	area effettiva irrigidimento long.	4,000	mmq
α	rapporto tra i lati del pannello	1.672	
ψ	coefficiente di variazione lineare di σ	-0.182	
δ	AL/(hw tw)	0.152	
η_1	h1/hw	0.338	
η_2	h2/hw	-	
Valori tabulari (prospetti 3.1 e 3.2 10030)			
$\gamma(L,\tau)$	42.93		$\gamma(L,\sigma)$ 24.12
$I_c = 53,333,333 > 43,388,928$ VERIFICA SODDISFATTA			
Verifica nervature trasversali (punto 3.1.3-10030)			
Sezione simmetrica			
	b (mm)	h (mm)	A (mmq)
anima	16	300	4,800
ala	0	0	0
Pareti sottili con bordo irrigidito b/t <= 12			
b = 300		t = 16	b2 = 0
b1=30xt1= 480		t1 = 16	
b/t = 18.75		<=	12.00 OK
Deve essere verificata la disuguaglianza: I >= 0,15 γ_T hw twet^3			
Valori tabulari (prospetti 3.1 e 3.2 10030)			
K	1.00		γ_T 12.00
$I_c = 144,000,000 > 12,128,256$ VERIFICA SODDISFATTA			

NB: h corrisponde all'altezza totale della trave, mentre hw   h - spessori ali e raddoppi

NB: si assume b1 30 volte lo spessore dell'anima della trave; inoltre b2 assunto pari alla (b-h) dell'ala dell'irrigidimento

1.672		
	α	τ
α inf	1.5	34
α sup	2	60
Valore interpolato		42.93

NB: inserire "sezione simmetrica" (irrigidimenti a I) o "sezione asimmetrica" (irrigidimenti a L)

1.672		
	α	T
α inf	1.5	12
α sup	2	12
Valore interpolato		12.00

Stabilità dell'anima (punto 7.6-10011)

Dimensioni pannello (mm)	h= 1,700	hw= 1,645
Tensioni ai bordi (N/mm ²)	σ_1 = -50.0	σ_2 = 9.11
	τ = 61.4	γ_c (mm)= 1,391.4

Deve essere verificata la disuguaglianza: $\sigma_{cr,red}/\sigma_{id} \geq \beta^* \nu$

Pannello	1	2	3	4	5
i	567	1,133			
ti	20	20			
h	557	1,123			
a	2,750	2,750			
tw	16	16			
α	4.94	2.45			
σ_1	-50.0	-29.3			
σ_2	-30.0	11.1			
σ_1^*	50.0	29.3			
σ_2^*	30.0	-11.1			
τ	61.4	61.4			
ψ	0.60	-0.38			
σ_{id}	117.59	110.38			
$\sigma_{cr,0}$	153.83	37.77			
k_{σ}	4.941	-			
k_{σ}	-	4.808			
k_{σ}	-	-			
k_{τ}	4.403	4.806			
σ_{cr}	760.12	-			
σ_{cr}	-	181.61			
σ_{cr}	-	-			
τ_{cr}	677.31	181.54			
$\sigma_{cr,id}$	938.85	283.13			
$0.8^* \sigma_{id}$	284	284			
$\sigma_{cr,red}$	349.89	283.13			
$\sigma_{cr,red}/\sigma_{id}$	2.98	2.56			
β	1.00	1.00			
ν	1.00	1.00			
$\beta^* \nu$	1.00	1.00			
OK	OK				

interasse verticale tra i due irrigidimenti del pannello; da inserire per ogni pannello (n° irrig. + 1)

Caso I compaiono solo i numeri per i casi in questione (dipendono da α e ψ)

Caso II

Caso III

Caso IV

Il caso IV è sempre presente: dipende dal taglio per la σ_{cr} compaiono solo i casi corrispondenti da k_{σ}

Caso I

Caso II

Caso III

Caso IV

inserire manualmente il valore

Verifiche agli SLU

Verifica dell'anima (punto 3.2.1-10030)

Sollecitazioni esterne (kN e m):	V_{sd} = 1,768	M_{sd} = 2,632
Momento resistente delle sole piattabande:	M_{rd} = 16,549	kNm
Momento resistente della sezione lorda:	M^*_{rd} = 21,399	kNm
Spessore equivalente anima:	t_{we2} = 16.00	mm

NB: valori agli SLU

Taglio resistente di calcolo:	$V_{rd} = V_{cr} + V_t$				
$\tau^* = \tau_{cr, min}$	181.54	bs	600	bi	900
σ_{td}	40.93	ts	25	ti	30
θ	0.539	N_{fd}	9,894,993		
ϕ	0.359	M_{fs}	81,637,642	M_{fi}	4,725,095
		ds	2,007.83	di	483.04

NB: bs e ts ala compressa; bi e ti ala tesa

$V_{cr} = h w t_{we2} \tau^*$	= 4,778,236	N
V_t	= 333,675	N
V_{rd}	= 5,111,911	N
Verifica =	5,111,911 N	\geq 1,767,566

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica delle nervature trasversali (punto 3.2.2-10030)

Larghezza collaborante anima = $b_e + t_w$	= 145	mm
Lunghezza libera inflessione = $0.7^* h_w$	= 1,152	mm
Sforzo normale = $N_{rd} = V_{rd} - 0.8^* V_{cr}$	= 1,289,322	N
Area = A	= 7,122	mm ²
Distanza baricentro asse anima =	= 106.49	mm
Inerzia = J	= 75,117,602	mm ⁴
Raggio giratorio d'inerzia = i	= 102.70	mm
Snellezza = λ	= 11.21	
Sforzo critico euleriano = σ_{cr}	= 16,486	N/mm ²
Forza critica euleriana = N_{crE}	= 117,417,511	N
Carico resistente a instabilità = N_{rd}	= 2,528,328	N

N_{rd} =	2,528,328	\geq	N_{rd} =	1,289,322
------------	-----------	--------	------------	-----------

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE di stabilità dei pannelli soggetti a taglio (EN 1993-1-5: cap. 5)

Caratteristiche geometriche del pannello d'anima:

Altezza pannello h	1.700	[mm]
Spessore pannello t	16	[mm]
Rapporto altezza spessore hw/t	106.25	[-]

Tensione di snervamento anima fyw	355	[MPa]
Coefficiente η	1.20	[-]
Coefficiente ε	0.81	[-]
Pannello irrigidito (S/N)	S	

Minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello k_T 10.95 [-]

Necessaria verifica instabilità per taglio poiché:
 $hw/t = 106.25 > 31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_T} = 69.541$

a = lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi
 (in assenza di irrigidimenti la lunghezza del pannello si considera coincidente con quella della trave)
 a 2.750 [mm]

Numero di irrigidimenti longitudinali	1	[-]
Rapporto d'allungamento $\alpha = a/h$	1.618	[-]

Caratteristiche geometriche singolo irrigidimento longitudinale

Altezza hsl	0	[mm]	Larghezza bsl	200	[mm]
Spessore tsl	20	[mm]	Irrigidimento a I/L o altro (I/L/A)	I	
$15 \varepsilon t$	195.268	[mm]			

Momento di inerzia del singolo irrigiditore longitudinale rispetto all'asse baricentrico parallelo al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante di anima pari a $15 \varepsilon t$ da ciascun lato dell'irrigiditore:

Isl, singolo 42,471,074 [mm⁴]

Somma dei momenti di inerzia:
 Isl 42,471,074 [mm⁴]

Coefficiente per l'instabilità a taglio	k_T	10.947	[-]
Tensione critica euleriana	σ_E	16.830	[MPa]
Tensione tangenziale critica	τ_{cr}	184.238	[MPa]
Snellezza intero pannello	λ_w	1.055	[-]

Calcolo della snellezza $\lambda_{w,1}$ del sottopannello più critico (in assenza di irrigidimenti longitudinali coincide con la snellezza del pannello intero).

Altezza sottopannello hw,1	1.700	[mm]	α_1	1.618	[-]
Minimo coefficiente di instabilità per taglio del sottopannello	$k_{T,1}$	6.869	[-]		
Snellezza del sottopannello	$\lambda_{w,1}$	1.332	[-]		

Snellezza di calcolo	λ_w	1.332	[-]
Montanti d'appoggio rigidi/altri casi (R/A)	A		
Coefficiente χ_w (Tabella C4.2.VII)	0.787	[-]	
γ_{M1}	1.10	[-]	
Contributo resistente dell'anima $V_{bw,Rd}$ UNI EN 1993-1-5 paragrafo 5.3	3987.345	[kN]	

Trascurare il contributo delle piattabande? (Teoria delle bande diagonali) (S/N) N

Contributo resistente delle piattabande secondo UNI EN 1993-1-5 paragrafo 5.4:
 $V_{bf,Rd} = 135.405$ [kN]

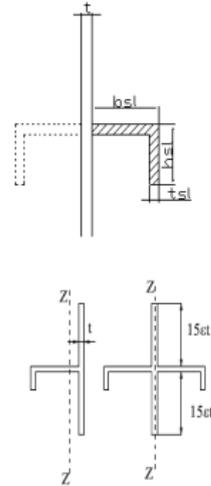


Figura C4.2.12 – Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

CARATTERISTICHE TRAVE E SOLLECITAZIONI

Spessore piattabanda sup	ifs	25	[mm]
Larghezza piattabanda sup	l:fs	600	[mm]
Spessore piattabanda inf	ifi	30	[mm]
Larghezza piattabanda inf	l:fi	900	[mm]
Area piattabanda sup	Afs	15,000	[mm ²]
Area piattabanda inf	Afi	27,000	[mm ²]
Spessore della piattabanda di minima resistenza assiale tf		25	[mm]
Larghezza piattabanda assunta nel calcolo bf		600	[mm]
Tensione di snervamento piattabande fyf		355	[MPa]
γ_{M1}		1.10	[-]
Distanza tra le cerniere plastiche c		723.18	[mm]
Distanza tra i baricentri delle piattabande hf		1,728	[mm]
Momento resistente caratteristico delle sole piattabande M _{Rk}		9,199	[kNm]
γ_{M0}		1.05	[-]
Momento resistente di progetto delle sole piattabande M _{f,Rd}		8,761	[kNm]
Momento resistente di progetto ridotto in presenza di sforzo assiale M _{f,red}		6,025	[kNm]

Azioni sollecitanti allo stato limite ultimo nella sezione di verifica:

Taglio sollecitante V _{Ed,SLU}	1,768	[kN]
Azione assiale sollecitante N _{Ed,SLU}	4,434	[kN]
Momento flettente sollecitante M _{Ed,SLU}	2,632	[kNm]

Controllo dell'azione flettente

M _{Ed} /M _{f,red}	0.44	[-]
-------------------------------------	------	-----

Le piattabande non sono completamente impegnate dal momento flettente: V_{b,Rd} può essere diverso da 0.

Resistenza a stabilità per taglio:

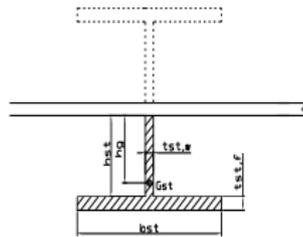
V _{b,Rd} = V _{bw,Rd} + V _{bf,Rd}	4,123	[kN]
---	-------	------

Coefficiente di utilizzo per instabilità a taglio: $\eta_3 = V_{Ed}/V_{b,Rd} = 0.43$ [-] **VERIFICA SODDISFATTA**

Verifica dei requisiti di rigidezza degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.3.3)

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'IRRIGIDITORE

Spessore anima t _{st,w}	16	[mm]
Altezza anima h _{st}	300	[mm]
Spessore ala t _{st,t}	0	[mm]
Larghezza ala b _{st}	0	[mm]
Irrigiditore su entrambi i lati (S/N)	N	
Area effettiva irrigiditore	4,800	[mm ²]
Momento d'inerzia effettivo I _{st}	36,000,000	[mm ⁴]
$\alpha = a/h_w$	1.62	≥ √2
Momento d'inerzia limite I _{limite}	5,222,400	[mm ⁴]

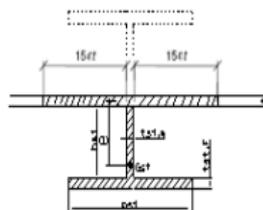


L'irrigiditore è rigido (EN 1993-1-5: 9.3.3)

Verifica dei requisiti minimi degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.2.1(5))

Pannelli irrigiditi soggetti a sola azione di compressione N_{Ed} (assenza di azione assiale nell'irrigiditore trasversale)

A _s (Area effettiva irr. + 2·15et ² + t _{st,w} l)	11,305	[mm ²]
Distanza tra baricentro e asse anima e	67	[mm]
I _s (inerzia di A _s rispetto al baricentro)	105,086,513	[mm ⁴]
Lunghezza del pannello precedente a ₁	2,750	[mm]
Lunghezza del pannello seguente a ₂	2,750	[mm]
Luce dell'irrigiditore trasversale b	1,700	[mm]
Difetto di rettilineità w ₀	5.67	[mm]
Tensione di snervamento fyk	355	[MPa]
γ_{M1}	1.10	[-]
σ critica per instabilità di colonna σ _{cr,c}	1,514.00	[MPa]
σ critica per instabilità di piastra σ _{cr,p}	1,607.23	[MPa]
Rapporto σ _{cr,c} / σ _{cr,p}	0.94	[-]
A _{c,eff}	14,416	[mm ²]



>>>>>

valore compreso tra 0.50 e 1.00;
area efficace della parte compressa del pannello d'anima nervato o no;
massima tensione di compressione nel pannello d'anima nervato o no;
massima forza di compressione nei pannelli adiacenti all'irrigiditore trasversale;

σ _{max}	50.00	[MPa]
N _{Ed}	360.43	[kN]

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) = 0.15$$
 [MPa]

e _{max}	240.91	[-]
------------------	--------	-----

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 b} \geq 1.0 = 3.03$$
 [-]

massima distanza tra i lembi dell'irrigiditore ed il suo baricentro;

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u \right) = 239,217$$
 [mm⁴]

I_s = 105,086,513 [mm⁴] ≥ I_{st} = 239,217 [mm⁴] **VERIFICA SODDISFATTA**

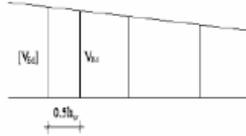
Verifica dei requisiti minimi degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-5: 9.2.1(6))

Pannelli irrigiditi soggetti a sola azione di compressione $N_{st,Ed}$ e azione assiale $N_{st,ten}$ nell'irrigiditore trasversale)

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale $N_{st,ten}$ da EN 1993-1-5: Eq. 9.48.

Taglio di calcolo a distanza $0,5 h_w$ dal pannello soggetto alla massima azione tagliante:

$$V_{Ed} = 1,768 \text{ [kN]}$$



Forza assiale nell'irrigiditore trasversale dovuto al campo tensionale diagonale nel pannello per effetto del taglio:

$$N_{st,ten} = V_{Ed} \cdot \frac{1}{\lambda_w^2} \cdot f \cdot h_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 0 \text{ [kN]}$$

se tale azione è risulta di segno negativo si assume uguale a zero.

Se l'irrigiditore trasversale è soggetto ad azione assiale questa deve essere incrementata secondo quanto indicato in EN 1993-1-5: 9.2.1(6).

$$\Delta N_{st} = \sigma_w b^2 / \pi^2 = 42.53 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 42.53 \text{ [kN]}$$

A_s (Area effettiva irr. + $2 \cdot 15t^2 + t_{st,w} \cdot l$)

$$11,305 \text{ [mm}^2\text{]}$$

I_s (inerzia di A_s rispetto al baricentro)

$$105,086,513 \text{ [mm}^4\text{]}$$

e_{max}

$$241 \text{ [-]}$$

massima distanza tra lembi e baricentro

lunghezza di inflessione $l_0 = h_w$

$$1,700 \text{ [mm]}$$

Carico critico euleriano $N_{cr,st}$

$$75,365 \text{ [kN]}$$

$$\zeta q_n = \frac{N_{st,Ed} \cdot e_0}{\Sigma N_{st,Ed} \cdot W_0} = 0.00 \text{ [-]}$$

I requisiti di rigidezza e resistenza sono soddisfatti se valgono le seguenti disuguaglianze:

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,Ed}} - 1} (1 + 1,25 q_n) = 0.00 \text{ [mm]} < b/300 = 5.67 \text{ [mm]}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_s} + \frac{\Sigma N_{st,Ed} e_{max} W_0}{I_s} \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} (1 + 1,1 q_n) = 0.55 \text{ [MPa]} \leq 322.73 \text{ [MPa]}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a stabilità per compressione degli irrigiditori trasversali (EN 1993-1-1: 6.3)

Tensione di snervamento f_{yk}

$$355 \text{ [MPa]}$$

A_s (Area effettiva irr. + $2 \cdot 15t^2 + t_{st,w} \cdot l$)

$$11,305 \text{ [mm}^2\text{]}$$

I_s (inerzia di A_s rispetto al baricentro)

$$105,086,513 \text{ [mm}^4\text{]}$$

lunghezza di inflessione $l_0 = h_w$

$$1,700 \text{ [mm]}$$

Carico critico euleriano $N_{cr,st}$

$$75,365 \text{ [kN]}$$

Snellezza adimensionale λ

$$0.23 \text{ [-]}$$

Coefficiente di imperfezione α

$$0.49 \text{ [-]}$$

Coefficiente ϕ

$$0.53$$

Coefficiente di riduzione χ

$$0.98$$

Resistenza ad instabilità dell'irrigidimento

$$3,591.18 \text{ [kN]}$$

Azione sollecitante $N_{st,ten}$

$$0.00 \text{ [kN]}$$

Indice di resistenza **0.00 [-]**

VERIFICA SODDISFATTA

17. ANALISI COSTI

Definite le caratteristiche dei due impalcati si procede ad effettuare un'analisi dei costi necessari per la realizzazione delle due strutture, si analizzeranno i costi necessari per la realizzazione delle sole lavorazioni differenti.

Si considerano, a titolo di confronto, anche i costi necessari per la realizzazione delle pile ipotizzando, per entrambe le soluzioni, di adottare la medesima incidenza di armatura ma sezioni differenti dato il diverso numero di appoggi e la diversa disposizione delle travi.

Il confronto è stato realizzato facendo riferimento al prezziario ANAS 2022 rev.2.

COMPUTO METRICO ESTIMATIVO										
EPU ANAS 2022	DESCRIZIONE DEI LAVORI	UdM	MISURE				QUANTITA'		PREZZO UNITARIO	IMPORTO
			n	Lung.	Larg.	Alt.	Parziali	Totali		
IMPALCATO IN C.A.P.										
	TRAVI A "V"									
B.08.003.2.e	Impalcato C.A.P.	ml	16	28.79			460.56	460.56	840.69	387,188
B.03.040.b	Calcestruzzo C45/55 Traversi	mc	16	1.20	0.30		5.76	5.76	212.84	1,226
B.04.001	Casseri Traversi	mq	16	1.20	0.30		5.76	5.76	22.43	129
Oneri per la realizzazione: pila										
B.02.040.c	Pali di grande diametro eseguiti con uso di fanghi bentonitici Fondazione Pila (diametro 1200mm)	ml	12	25.00	3.00		900.00	900.00	265.27	238,743
B.04.001	Casseri Fondazione Pila	mq	2	7.80	1.80	3.00	84.24			
			2	10.80	1.80	3.00	116.64	200.88	22.43	4,506
B.03.031.b.1	Calcestruzzo C30/37 Fondazione Pila Fusto e Pulvino	mc	3	7.80	10.80	1.80	454.90			
			3	121.33			364.00	818.90	143.74	117,708
B.05.030	Acciaio Fondazione Pila (Incidenza 150kg/mc) Fusto e Pulvino (Incidenza 200kg/mc)	kg		68,234.40			68,234.40			
				72,800.00			72,800.00			
								141,034.40	1.86	262,324
APPOGGI E GIUNTI										
B.07.005.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo fisso Per carichi da 1500 a 2500 KN		4	1	1	1,800	7,200	7,200	2.08	14,976
B.07.006.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo multidirezionale Per carichi da 1500 a 2500 KN		12	1	1	1,800	21,600	21,600	2.53	54,648
B.07.007.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo unidirezionale Per carichi da 1500 a 2500 KN		16	1	1	1,800	28,800	28,800	2.91	83,808
B.07.008	Sovrapprezzo per apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato Tipo fisso Tipo multidirezionale Tipo unidirezionale	%	4	61.00			244	244	70.00	17,080
			12	61.00			732	732	70.00	51,240
			16	61.00			976	976	70.00	68,320
										136,640
B.07.050b	Giunto in elastomero armato scorrimento fino a 100 mm	ml	5	8.50			43	43	1,156.98	49,172
B.07.060b	Giunto per marciapiede scorrimento fino a 100 mm	ml	5	0.75			4	4	290.58	1,090



EPU	DESCRIZIONE DEI LAVORI	UdM	MISURE				QUANTITA'		PREZZO UNITARIO	IMPORTO
			n	Lung.	Larg.	Alt.	Parziali	Totali		
IMPALCATO IN ACCIAIO										
B.05.002.b	Struttura in acciaio S355J2 autoprotetta	kg	1	320,492.00	1.00	1.00	320,492	320,492	4.49	1,439,009
Oneri per la realizzazione: pila										
B.02.040.c	Pali di grande diametro eseguiti con uso di fanghi bentonitici Fondazione Pila (diametro 1200mm)	ml	12	25.00	2.00		600.00	600.00	265.27	159,162
B.04.001	Casseri Fondazione Pila	mq	2	10.80	1.80	2.00	77.76	133.92	22.43	3,004
			2	7.80	1.80	2.00	56.16			
B.03.031.b.1	Calcestruzzo C30/37 Fondazione Pila Fusto e Pulvino	mc	2	7.80	10.80	1.80	303.26	387.35	143.74	55,678
			2	42.04			84.09			
B.05.030	Acciaio Fondazione Pila (Incidenza 150kg/mc) Fusto e Pulvino (Incidenza 200kg/mc)	kg		20,088.00			20,088.00	97,558.58	1.86	181,459
				77,470.58			77,470.58			
APPOGGI E GIUNTI										
B.07.005.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo fisso Per carichi da 1500 a 2500 KN	kN	1	1	1	5,050	5,050	5,050	2.08	10,504
B.07.006.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo multidirezionale Per carichi da 1500 a 2500 KN	kN	4	1	1	1,900	7,600	7,600	2.53	19,228
			B.07.006.c	2	1	1	5,050	10,100	10,100	2.10
B.07.007.b	Appoggio a disco elastomerico confinato Tipo unidirezionale Per carichi da 1500 a 2500 KN	kN	2	1	1	1,900	3,800	3,800	2.91	11,058
			B.07.007.c	3	1	1	5,050	15,150	15,150	2.29
B.07.008	Sovrapprezzo per apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato	%	1	22.00			22	22	23.00	506
			4	57.70			231	231	70.00	16,156
			2	22.00			44	44	23.00	1,012
			2	57.70			115	115	23.00	2,654
			1	22.00			22	22	70.00	1,540
B.07.050.c	Giunto in elastomero armato scorrimento fino a 200 mm	ml	2	8.50	1	1	17	17	2,067.72	35,151
B.07.060.c	Giunto per marciapiede scorrimento fino a 200 mm	ml	2	0.75	1	1	2	2	340.73	511

	C.A.P.	SEZIONE MISTA
IMPALCATO [euro]	388.543	1.439.009
PILE [euro]	623.281	399.303
APPOGGI E GIUNTI [euro]	340.333	154.224
TOTALE [euro]	1.352.158,00	1.992.536,00

Figura 108: Confronto economico [euro]

18. CONCLUSIONI

Le riflessioni che accompagnano un ingegnere, nelle prime fasi della progettazione, nascono sia da precisi criteri compositivi e strutturali sia da esigenze pratiche di natura tecnica e funzionale.

Tali aspetti sono sempre diversi e specifici e quindi devono essere analizzati nell'unicità dell'occasione che rappresentano.

La progettazione di un ponte è influenzata da precise problematiche che, spesso in modo determinante, ne influenzano le scelte costruttive.

La diversa combinazione di vincoli, esigenze, e altri importanti fattori ha condotto, ad oggi, all'adozione di numerose soluzioni tecniche fra loro differenti ognuna delle quali opportuna nel contesto storico-geografico e tecnico-economico in cui il ponte deve essere realizzato.

E' importante sottolineare che possibili contesti simili non implicano la presenza della medesima soluzione costruttiva; ad oggi vi sono numerose classificazioni dei ponti in funzione del materiale costitutivo la struttura portante, dell'ostacolo da superare, dello schema statico o della tipologia della viabilità servita.

Nel corso della storia grazie allo sviluppo scientifico, tecnologico e sociale tali strutture hanno mostrato importanti cambiamenti.

Questo elaborato è stato realizzato con il fine di mostrare un confronto oggettivo tra due differenti soluzioni strutturali in termini di schema statico (semplice appoggio e trave continua) e tecniche costruttive dell'impalcato; ovvero impalcato in C.A.P ed impalcato a Sezione-Mista.

Definiti i vantaggi e gli svantaggi di ognuna delle due tipologie costruttive ad oggi individuati e indicati rispettivamente nei capitoli 4 e 6, si è provveduto, al fine di un ulteriore confronto, a svolgere un'analisi di due opere (non esistenti ma definite e calcolate dal candidato) aventi come caratteristica comune il tracciato stradale, la luce da coprire e la categoria stradale di riferimento ma come grande differenza lo schema statico adottato e la tecnica costruttiva utilizzata.

Il "Caso Studio" ha permesso di evidenziare e confermare le importanti differenze che presentano le due differenti tipologie costruttive e gli schemi statici analizzati.

Si riporta un'analisi "per punti" delle principali differenze individuate tra le due opere:

- 1: SCHEMA STATICO

Il primo importante confronto è riferito ai diversi schemi statici adottati per la realizzazione delle due differenti opere.

L'impalcato in C.A.P. è caratterizzato da uno schema statico di trave in semplice appoggio (isostatico), dovuto principalmente alla scelta dell'utilizzo di travi prefabbricate con sezione a "cassoncino" e, dato il tracciato ipotizzato (115m in rettilineo), si è giunti alla realizzazione di 4 campate ciascuna delle quali costituita da 4 travi con interasse pari a 2,5m.

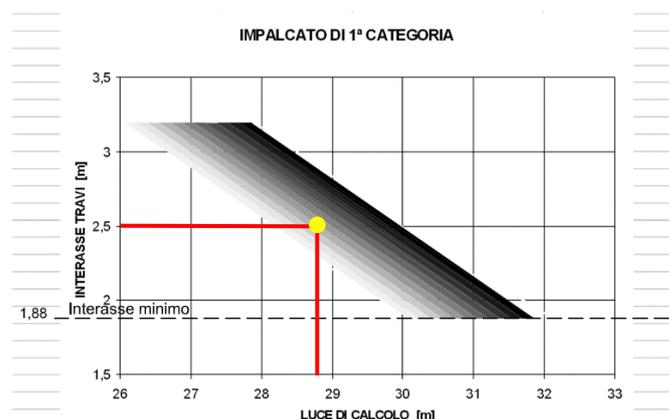


Figura 109: Diagramma interasse travi - luce limite per la sezione utilizzata

Il limite imposto dalla lunghezza delle travi ha implicato l'utilizzo di numerosi dispositivi caratterizzati da una ridotta vita di servizio; i dispositivi di appoggio risultano essere 32 (2 per ogni trave) mentre i giunti di pavimentazione risultano pari a 5 e ciò influenzerà particolarmente sia i costi di manutenzione e durabilità dell'opera che una riduzione del confort di guida dato dall'elevato numero di discontinuità in corrispondenza della ridotta luce.

In termini di analisi progettuale l'adozione di uno schema isostatico ha permesso di poter "omettere" le possibili sollecitazioni generate in seguito alla presenza di effetti termici, ritiro, viscosità e cedimenti differenziali ma allo stesso tempo una minore resistenza in campo plastico.

L'impalcato in Calcestruzzo-Acciaio è caratterizzato, invece, da uno schema statico di trave continua su 3 campate costituite da 3 travi ciascuna con interasse pari a 3,5m; ciò ha permesso di ridurre drasticamente il numero dei dispositivi di appoggio a 12 ed i giunti di pavimentazione a 2, migliorando così sia la durabilità dell'opera che il confort di guida alla sua percorrenza.

A differenza dell'impalcato isostatico, in termini di analisi progettuale, è risultato necessario considerare le sollecitazioni generate in seguito alla presenza di effetti termici, ritiro, viscosità e cedimenti differenziali tra le pile ed allo stesso tempo si è incrementata la resistenza in campo plastico (maggiore ridondanza).

L'adozione dello schema a trave continua per l'impalcato in Acciaio-Calcestruzzo ha permesso di sfruttare al meglio "l'adattabilità" della sezione metallica portando così ad ottenere travi con altezze e spessori differenti in funzione delle sollecitazioni ottenute mentre, a riguardo dell'impalcato in C.A.P., dato lo schema statico adottato, è risultato possibile sfruttarne l'elevata semplicità costruttiva e progettuale.

- 2: CARICHI TRASMESSI ALLE SOTTOSTRUTTURE

Un secondo importante confronto può essere svolto tramite l'analisi allo Stato limite Ultimo delle azioni verticali massime trasferite agli appoggi; in corrispondenza delle spalle e pile l'impalcato in C.A.P. genera un carico verticale massimo sul singolo appoggio pari a 1800 kN mentre l'impalcato in Acciaio-Calcestruzzo genera un carico verticale massimo sul singolo appoggio pari a 1880kN, in corrispondenza delle spalle, e 5050kN in corrispondenza delle pile.

Questi dati sono fondamentali per il calcolo delle sottostrutture delle due opere in quanto è possibile notare che il carico verticale complessivo trasmesso dall'impalcato in C.A.P. risulta pari a 7200kN in corrispondenza delle spalle e 14400 kN in corrispondenza delle pile mentre l'impalcato in Acciaio-Calcestruzzo genera un carico massimo verticale pari a 5640kN in corrispondenza delle spalle e 15150kN in corrispondenza delle pile.

Da questa prima analisi si può intuire come nella soluzione Acciaio-Calcestruzzo i carichi trasmessi in corrispondenza delle spalle siano inferiori del 27% circa rispetto alla soluzione in C.A.P. mentre in corrispondenza delle pile siano maggiori del 5% circa.

La differenza dei carichi trasmessi in corrispondenza delle spalle non è trascurabile ma dimensionante mentre quella in corrispondenza delle pile può essere trascurata.

L'influenza dei carichi trasmessi dall'impalcato alle sottostrutture risulta fortemente dimensionante in caso di sisma.

- 3: ASPETTI ECONOMICI

Un terzo importante aspetto, spesso influenzante la scelta della tipologia costruttiva da adottare, risulta essere il costo dell'opera ed i tempi necessari per la sua realizzazione.

Il costo per la realizzazione della struttura va analizzato nella sua totalità, sia a breve che a lungo termine, ovvero facendo anche considerazione degli interventi futuri necessari per la sua manutenzione.

In prima fase è possibile analizzare i “vincoli” economici che ci permettono, in modo indicativo, di determinare le luci delle campate in funzione delle sottostrutture necessarie per la realizzazione dell’opera tramite il diagramma sotto indicato.

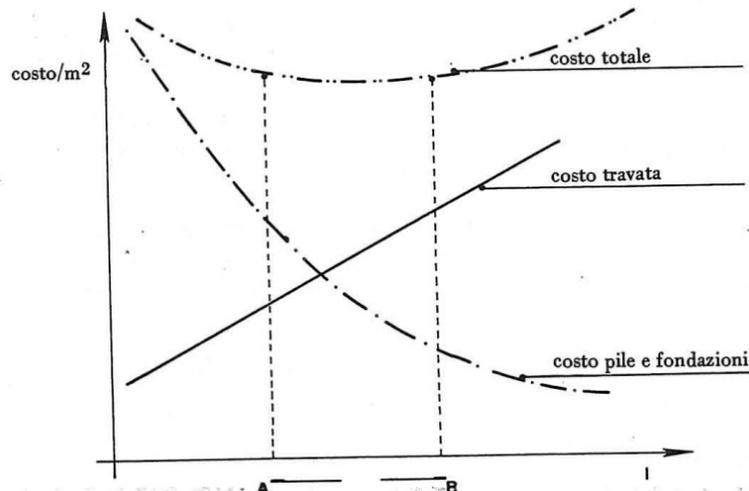


Figura 110: Diagramma dei costi per m^2 di viadotto in funzione della luce delle campate

Il “costo travata” C_T per m^2 dell’impalcato risulta essere pari a $C_T = a_1 + a_2 L$ mentre il “costo pile e fondazioni” C_P per m^2 risulta essere pari a $C_P = a_3 + a_4/L$ dove $a_1...a_4$ rappresentano delle costanti che dipendono dalla tipologia strutturale scelta mentre L indica la luce di una campata.

Si può quindi osservare come in generale più le pile sono alte, e le fondazioni complesse, maggiore deve essere la luce della travata.

Nel caso in oggetto si sono ottenuti, tramite un’opportuna analisi dei costi riportata nel capitolo 17, i seguenti oneri per la realizzazione delle due differenti opere.

Risulta fondamentale far presente che sono stati omessi i costi necessari per la manutenzione di entrambe le opere; aspetto che, come citato frequentemente, è spesso influenzante le scelte progettuali.

	C.A.P.	SEZIONE MISTA
IMPALCATO [euro]	388.543,00	1.439.009,00
PILE [euro]	623.281,00	399.303,00
APPOGGI E GIUNTI [euro]	340.333,00	154.224,00
TOTALE [euro]	1.352.158,00	1.992.536,00

Dalla seguente analisi dei costi si evince che la grande differenza dei costi necessari per la realizzazione delle due opere è dovuta alle tipologie di impalcato scelti.

L’impalcato in Acciaio-Calcestruzzo è stato definito avente una struttura in acciaio S355J0W autoprotetta in modo tale da evitare successive operazioni di verniciatura per proteggerlo da agenti esterni; tale scelta permette di favorire un’elevata durabilità della struttura e una riduzione degli interventi di manutenzione futuri.

Lo svantaggio principale di tale scelta, ad oggi, è rappresentata dall’elevato costo iniziale ma con un conseguente risparmio futuro dato dalla riduzione degli interventi di manutenzione necessari.

L’impalcato in C.A.P., confrontato con l’impalcato a Sezione Mista, presenta un costo molto ridotto soprattutto grazie allo schema statico con cui si è deciso di realizzarlo ed allo stesso tempo non presenta una configurazione ottimale per garantire la durabilità della struttura in questione; oltre che a presentare elevati costi di manutenzione dato dalle elevate discontinuità presenti.

- 4: SOTTOSTRUTTURE

Un quarto aspetto è rappresentato dalla sostanziale differenza presente nelle sottostrutture delle due soluzioni; la soluzione in C.A.P. presenta 4 campate da 28,785m e quindi 3 pile mentre la soluzione in Acciaio-Calcestruzzo presenta 3 campate da 33m+49m+33m con 2 pile.

Come indicato precedentemente il carico applicato in sommità della singola pila risulta essere il medesimo per entrambe le soluzioni, quindi, la soluzione di impalcato a Sezione Mista, in questo caso, permette sia la riduzione dei costi, grazie alla possibilità di utilizzare pile con sezioni ridotte (dato dal minor numero di appoggi) e dalla presenza di una pila in meno, sia fornire la possibilità di “attraversare” ostacoli di dimensioni maggiori grazie alla maggiore versatilità nella scelta delle sezioni da utilizzare.

Il numero delle pile necessarie non è un aspetto di poco rilievo in quanto, oltre a rappresentare un'importante spesa economica rappresenta anche un importante differenza nei tempi di realizzazione dell'opera e spesso, la necessità di individuare soluzioni che permettano di svolgere i lavori in tempi brevi, è fortemente richiesto.

Si riporta nella tabella sottostante un riepilogo delle principali differenze presenti tra le due soluzioni analizzate.

	C.A.P	Sezione-Mista
<i>Luce campate</i>	28,785m+28,785m+28,785m+28,785m	33m+49m+33m
<i>Impatto ambientale</i>	Maggiore	Minore
<i>n°pile</i>	3	2
<i>n°appoggi</i>	32	12
<i>n°giunti di pavimentazione</i>	5	2
<i>Peso impalcato</i>	16596 kN	3143kN
<i>Carico verticale : Pila</i>	14400 kN	15150 kN
<i>Carico verticale : Spalla</i>	7200 kN	5640 kN
<i>Costo sottostrutture[euro]</i>	623.281,00	399.303,00
<i>Costo appoggi e giunti [euro]</i>	340.333,00	154.224,00
<i>Costo impalcato [euro]</i>	388.543,00	1.439.009,00
<i>Costo complessivo [euro]</i>	1.352.158,00	1.992.536,00

Il “caso studio” analizzato ha mostrato come la differente scelta di schemi statici e metodologie costruttive portino ad avere in contemporanea importanti vantaggi e svantaggi e, per tale motivo, definire una soluzione corretta ed una scorretta può risultare complicato e riduttivo.

Tutto ciò conferma quanto affermato inizialmente, ovvero, ogni singolo caso, è rappresentato da caratteristiche proprie singolari motivo per cui non bisogna mai limitarsi ad un'unica soluzione.

Il caso analizzato ci ha mostrato come la soluzione realizzata in Acciaio-Calcestruzzo implichi costi maggiori per la costruzione del solo impalcato mentre permetta una riduzione dei costi nella realizzazione delle sottostrutture dovuta alla grande versatilità della struttura ed al suo ridotto peso; inoltre tale soluzione conferma la riduzione dei costi di manutenzione derivanti dalla sostituzione degli elementi quali giunti e appoggi ed alla conseguente riduzione dei fenomeni di degrado dovuti alla presenza di discontinuità nella struttura.

In conclusione è possibile definire che la scelta tra un impalcato in C.A.P. e uno in Acciaio-Calcestruzzo dipende dalle specifiche esigenze del progetto, tra cui la lunghezza della campata, la posizione geografica, le caratteristiche del terreno, il livello di traffico previsto, le esigenze estetiche e i vincoli economici; inoltre, la scelta del materiale deve tenere conto delle normative e delle regolamentazioni locali che definiscono le caratteristiche e le prestazioni richieste per le strutture stradali e di trasporto.

19. BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Arici, M.F. Granata, articolo: “La variazione di schema statico nei ponti in cemento armato precompresso durante le fasi costruttive e l’influenza dei fenomeni lenti” capitolo 1. (ingegno).
- [2] Dott.Ing. M. Frumento, Dr. Ch. Glaeser, articolo “Post-Tensioned Concrete Bridges: a future oriented construction method due to continuously improved post-tensioning systems” capitolo 1,2,3,4,5. (ingegno).
- [3] A. Devitofranceschi, A.C. Salvati, articolo “Renovation methods of prestressed concrete bridges” capitolo 1,2. (ingegno).
- [4] Prof.ing. Marisa Pecce, “L’applicazione delle linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti il caso studio del ponte Riccardo Morandi a Benevento” paragrafo 6.2.2. e 7.4.
- [5] Mario Paolo Petrangeli, Luigi Fieno, articolo “L’impiego della precompressione esterna nella riparazione e nell’adeguamento statico dei ponti”. (ingegno).
- [6] Mario Paolo Petrangeli, “Ruolo del calcestruzzo strutturale nelle costruzioni per la qualità della vita: nuove costruzioni e costruzioni esistenti, 1999” capitoli 1,2,3.
- [7] Filippo Osimani, “The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges, 2004” capitolo 2.
- [8] “Grouting of bridge post-tensioning tendons” Produced by the State of Florida Department of Transportation State Construction Office - Tallahassee, Florida, In Cooperation with the Federal Highway Administration, 2002 capitolo 2,5,6.
- [9] Ing. M. Moratti, powerpoint “Cenni al storia della progettazione dei ponti e analisi dei tipi strutturali, 2017”.
- [10] Ing. I. Clemente, “Slide del corso Progetto di strutture, a.a 2016/2017” capitolo 6.
- [11] Prof. Ing. L. Giordano, “Slide del corso Bridges construction and design, Politecnico di Torino, a.a 2021/2022”.
- [12] Prof. Ing. D. Raffaele, “Slide del corso Bridges construction and Design, Politecnico di Torino, a.a 2019/2020”.
- [13] Prof. Ing. F. Tondolo, “Slide del corso Teoria e Progetto delle strutture in acciaio e composite, Politecnico di Torino 2019/2020”.
- [14] Ministero dei lavori pubblici, Norme tecniche delle costruzioni D.M.17/01/2018.
- [15] Setrà. Steel-Concrete Composite Bridges, 2010.
- [16] Thomas Telford, “Comite Euro-International du beton. MODEL CODE 1990, 1993”.
- [17] Sétra. Guidance book Eurocodes 3 and 4 Application to steel-concrete composite road bridges,2007.
- [18] European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. s.l. : CEN, 2004. EN 1992-1-1.
- [19] European Committee for standardization. Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings. s.l. : CEN, 2003. UNI EN 1993-1-5.

- [20] Prof. Ing. Giordano L., “Slide del corso Teoria e progetto delle costruzioni in c.a. e c.a.p, Politecnico di Torino, a.a. 2020/2021”.
- [21] Prof. Ing. G. Mancini, “Riparazione e rinforzo di ponti in C.A.P.” Seminario Internazionale CIAS, 2004.
- [22] “Overview of external post-tensioning in bridge” T.G. Suntharavadivel Thiru Aravinthan Southern engineering conference 2005, paragrafo 1,2.
- [23] Prof. Ing. Rossi P, “Slide del corso Ponti e Grandi Strutture a.a. 2018/2019”.
- [24] Soluzioni di impalcato per ponti in acciaio, promozione acciaio.
- [25] ANAS volume VII, “Manutenzione dei ponti in acciaio, sostituzione di impalcati esistenti in c.a.p. con nuovi impalcati in carpenteria metallica”.
- [26] Ing. Petrangeli, M. P. “Progettazione e costruzione di ponti, 1996”.
- [27] Eurocodice 4, Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti. s.l. : UNI, 2005. 57.
- [28] Eurocodice 3, Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali. s.l. : UNI, 2005. 58.
- [29] Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole. s.l. : UNI, 2005.
- [30] Eurocodice 1, Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. s.l. : UNI ENV, 2005.
- [31] Ing. Andrea Cavaliere, Ing. Marco Cavaliri, “Ponti, analisi – progettazione – dimensionamento “Capitoli 1, 2.
- [32] Ing. Carlo Sigmund, “Calcolo di elementi prefabbricati in cemento armato precompresso” capitolo 1, 2,6,8.
- [33] Ing. F. De Miranda, “Ponti a struttura d'acciaio” 1971 capitolo 1, 3.
- [34] Ing. Mario P. Petrangeli, “Progettazione e costruzione di ponti” VI Edizione, capitolo 1, 7.

20. RINGRAZIAMENTI

Arrivato al termine del seguente elaborato posso considerare concluso il mio percorso universitario e mi è doveroso ringraziare tutti coloro che ne hanno contribuito.

Un sincero ringraziamento al Prof. Ing. Luca Giordano per avermi dato l'opportunità e la fiducia nell'affrontare questo lavoro di tesi, per la chiarezza delle nozioni che mi ha fornito nei vari corsi di studi e per la grande professionalità mostrata nei miei confronti.

Un sentito ringraziamento alla mia famiglia, le prime persone che hanno creduto in me e che hanno reso possibile tutto questo.

Ringrazio tutti i miei colleghi di lavoro per il grande aiuto nel fare i "primi passi" sul campo tra i quali un grazie doveroso all'Ing. Stefano Rossi che da ormai un anno ha reso possibile tutto ciò.

Ringrazio anche tutti i miei compagni di viaggio, specialmente Marco e Andrea, per avermi supportato e sopportato nei momenti difficili e per avermi fatto compagnia nell'affrontare la grande distanza da casa.

Ringrazio tutta la mia compagnia, che, nonostante la mia continua assenza, non ha mai smesso di farmi sentire parte del gruppo supportandomi in ogni mia scelta.

Ringrazio Alessandra che c'è sempre stata quando avevo bisogno di qualcuno con cui condividere le mie incertezze e le mie gioie.

Infine, ma non per importanza, ringrazio me stesso per averci messo tutto l'impegno necessario che mi ha permesso di raggiungere il mio obiettivo.