



# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI MESSINA

Dipartimento di Ingegneria

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

---

## *Ponti in c.a.p. a cassone: gli effetti d'interazione tra le diverse sollecitazioni*

Tesi di Laurea di:  
Gabriele FRENI

Relatore:  
Prof. Ing. Antonino RECUPERO

Correlatore:  
Dott. Ing. Michele Fabio GRANATA

---

Anno Accademico 2015-2016

# Indice

Introduzione.....	III
-------------------	-----

## **1. Ponti in c.a.p. a cassone: tecniche costruttive**

1.1	Introduzione.....	1
1.2	Tecniche costruttive dei ponti con sezione a cassone.....	2
1.3	Prefabbricazione per conci coniugati .....	3
1.4	Tecnica di montaggio “Cantilever method” .....	5
1.5	Tecnica di montaggio “span by span” .....	7
1.6	Tecnica di montaggio per sbalzi progressivi .....	8

## **2. Modello analitico per il progetto delle armature nelle anime dei ponti a cassone**

2.1	Introduzione.....	10
2.2	Stati tensionali composti nei profili chiusi .....	11
2.3	Il modello sandwich.....	13
2.4	Individuazione dei domini di resistenza .....	20

## **3. Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.**

3.1	Introduzione.....	29
3.2	Schema statico di trave appoggiata .....	29
3.2.1	Costruzione dei modelli mediante il Software ASCad32.....	32
3.2.2	Definizione dei carichi agenti sulla struttura.....	35
3.2.3	Validazione dei modelli per peso proprio e per precompressione ..	39

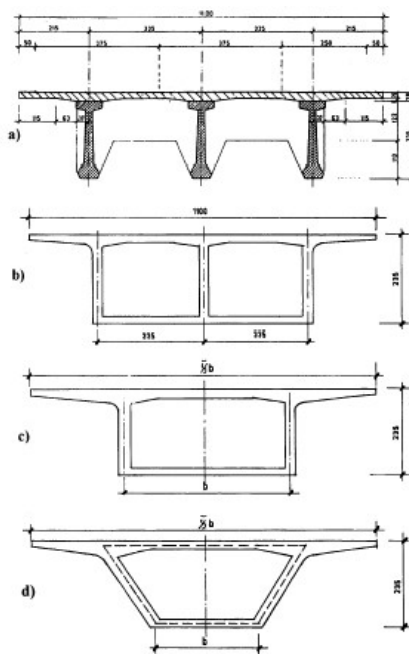
3.2.4	Definizione degli schemi di carico per la valutazione delle massime sollecitazioni longitudinali e trasversali.....	45
3.2.5	Calcolo dei momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione	54
3.2.6	Calcolo delle armature d'anima .....	62
3.3	Schema statico di trave continua .....	75
3.3.1	Validazione dei modelli mediante il Software ASCad32.....	75
3.3.2	Calcolo dei momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione	82
3.3.3	Calcolo delle armature d'anima .....	83
Conclusioni .....		88
Bibliografia .....		90

## Introduzione

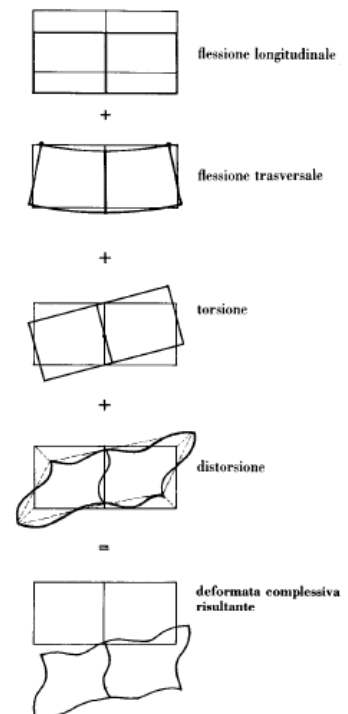
*Il materiale da costruzione che si giova particolarmente della presollecitazione artificiale è il conglomerato cementizio al quale viene conferita la caratteristica di resistenza apparente a sforzi di trazione previa l'applicazione di una precompressione, prodotta in genere da armature metalliche poste in tensione. La differenza tecnologica sostanziale fra calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso è che mentre nel primo, acciaio e conglomerato, sono, in virtù dell'aderenza, solidali fra di loro fin dall'inizio dell'accostamento ed a partire da deformazione nulle (salvo effetti di ritiro), e quindi sono legati fra loro dalla stessa storia di deformazioni (prescindendo da scorrimenti locali), nel secondo le deformazioni vengono fin dall'inizio rese del tutto indipendenti tanto che nell'acciaio e nelle corrispondenti fibre del conglomerato vengono destinate tensioni di segno opposto. Solo a presollecitazione completata acciaio e conglomerato risultano fra loro solidali in modo che sotto le azioni esterne il comportamento è simile a quello del c.a., nel senso che si hanno incrementi di deformazioni uguali nelle fibre corrispondenti.*

*La tecnologia della precompressione trova diverse applicazioni principalmente nei ponti stradali e ferroviari. Attualmente la maggioranza dei ponti in calcestruzzo armato precompresso sono realizzati con sezioni a cassone. Il largo impiego di tale tipologia strutturale deriva principalmente dal fatto che la sezione a cassone è molto più aderente, sotto l'aspetto statico, al regime delle sollecitazioni presente negli impalcati da ponte.*

*La tipologia strutturale dell'impalcato ha subito un'evoluzione da una sezione aperta (a travata) verso una soluzione a cassone 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, diminuendo così le dimensioni delle sottostrutture, in particolare le pile, ma comportando non sempre sostanziali vantaggi nei confronti dell'assetto statico per azioni torcenti. Inoltre,*



il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali (calcestruzzo e acciaio) ha portato alla tendenza di ridurre gli spessori delle anime e delle solette dei cassoni. Ne consegue che gli spessori degli elementi che compongono la sezione, risultano piccoli rispetto alle dimensioni totali del cassone; così anche le dimensioni della sezione in rapporto alla luce dell'impalcato. Sulla base di tale considerazione, la sezione a cassone, se pur in calcestruzzo armato, può essere considerata un profilo a parete sottile. Negli impalcati a cassone sono presenti dei diaframmi di irrigidimento interni, il cui scopo è di limitare la deformazione trasversale della sezione scatolare. Tuttavia, tali irrigidimenti sono generalmente realizzati in corrispondenza delle sezioni di appoggio per far fronte alle sollecitazioni indotte dalle reazioni vincolari e vengono a mancare, per problemi di ordine tecnologico ed economico connessi alle casseforme, nelle sezioni intermedie soprattutto negli impalcati a sezione variabile. Per le ragioni sopra esposte, la sezione a cassone non può ritenersi rigida trasversalmente; ne consegue che la sola analisi longitudinale dell'impalcato, basata sulla teoria tecnica della trave, che non prende in considerazione le sollecitazioni aggiuntive causate dagli effetti del secondo ordine, deve essere estesa al fine di valutare l'incidenza di tali sollecitazioni che nascono nella sezione a cassone. Infatti, il considerare l'impalcato una trave a parete sottile con sezione trasversale deformabile, fa sì che, oltre alle caratteristiche di sollecitazione ottenute risolvendo la struttura sotto le ipotesi di De Saint-Venant, occorre valutare gli effetti indotti dalla torsione non uniforme (torsional warping) e dalla distorsione (distortional warping) della sezione a cassone causati dalla presenza di carichi eccentrici. Mentre le sollecitazioni indotte dal torsional warping sono generalmente trascurabili per le sezioni scatolari, contrariamente non possono essere trascurati gli effetti del distortional warping che provoca sollecitazioni di flessione trasversale nelle anime del cassone, a causa della perdita di forma della sezione. L'introduzione dell'ipotesi di sezione deformabile trasversalmente genera inoltre ulteriori sollecitazioni flettenti trasversali dovute ai carichi applicati sulla soletta superiore del cassone che fanno sì che la sezione si comporti come un telaio deformabile nel suo piano.



*Nelle anime dei ponti a sezione scatolare in c.a. e/o c.a.p. quindi, vengono sempre a interagire numerose componenti della sollecitazione ovvero sforzo normale, flessione longitudinale, taglio, torsione, flessione trasversale e taglio connesso a quest'ultima sollecitazione. In particolare la flessione trasversale, derivante dalla distorsione della sezione e dal comportamento a telaio della stessa, unitamente all'azione di taglio longitudinale, può impegnare significativamente le risorse di resistenza disponibili nell'anima della sezione a cassone. Quindi il progetto delle armature d'anima deve essere effettuato con modellazioni che tengono conto della rilevante interazione tra la flessione trasversale e il taglio longitudinale (Mancini et al. 1997).*

*Nella presente tesi saranno illustrate le procedure di calcolo che conducono a una corretta progettazione delle armature nelle anime dei cassoni. In particolare saranno considerati due differenti schemi statici d'impalcato modellato a trave, ovvero lo schema di trave appoggiata e quello di trave continua. Con riferimento a tali schemi statici, sono state determinate dapprima le caratteristiche di sollecitazione necessarie per l'utilizzo dei domini di interazione ricavati per mezzo del modello sandwich, opportunamente modificati per tenere conto degli effetti benefici della precompressione sulla riduzione delle tensioni principali di trazione e sulla riduzione dello sforzo di taglio nel caso di andamento curvilineo del cavo; successivamente sono state calcolate le aree di armature da disporre nelle anime della sezione a cassone.*

*Oggetto principale del presente elaborato è stato quello di effettuare un confronto in termini di sollecitazioni e armature tra un modello analitico semplificato (modello a trave) e un modello a gusci, che prevede l'impiego del metodo degli elementi finiti (FEM). Questo al fine di valutare la possibilità di utilizzare il primo in luogo del secondo o al più in fase di predimensionamento. Le conclusioni della presente tesi, a cui si rimanda per una più ampia disamina, evidenziano i vantaggi del modello analitico rispetto al più esigente modello numerico.*

# Capitolo 1.

## 1. Ponti in c.a.p. a cassone: tecniche costruttive

### 1.1 Introduzione

L'evoluzione delle costruzioni civili, ed in particolare delle loro forme strutturali, è stata influenzata nelle diverse epoche dall'avvento e dalla affermazione di nuovi materiali. Lo sviluppo del calcestruzzo armato precompresso ha notevolmente contribuito alla sostituzione, nella progettazione strutturale, dello schema ad arco con quella della trave e, principalmente nel settore dei ponti, la forma delle strutture ha assunto una veste tipica corrente. La precompressione ha portato principalmente ad una riduzione di peso ed alla diffusione della prefabbricazione in quanto le varie parti possono essere agevolmente trasportate e poste in opera. Riferendosi ad esempio ai rapporti altezza-luce, per il calcestruzzo armato precompresso si utilizzano dei rapporti minori rispetto al calcestruzzo armato; ciò non significa maggiori snellezze in quanto oltre un certo limite è determinante la deformabilità della struttura. Soprattutto per strutture sottoposte a sovraccarichi mobili, una eccessiva deformabilità è indesiderabile tanto quanto una insufficiente resistenza. Oltre all'altezza si riducono anche le dimensioni trasversali e la precompressione consente inoltre la costruzione ad elementi, cioè conci di sensibili dimensioni accostati e cuciti con cavi a realizzare travi e strutture a telaio.

Attualmente la maggioranza dei ponti in calcestruzzo armato precompresso sono realizzati con sezioni a cassone. Il largo impiego di tale tipologia strutturale deriva principalmente dal fatto che la sezione a cassone è molto più aderente, sotto l'aspetto statico, al regime delle sollecitazioni presente negli impalcati da ponte. In questi, infatti, l'eccentricità dei carichi mobili e le azioni di torsione ad essi connesse richiedono tipi di sezioni in grado di fornire un'elevata rigidezza torsionale. Inoltre, la sezione a cassone è adatta per lo schema di trave continua per la presenza della soletta inferiore (controsoletta) il cui spessore può essere aumentato in prossimità degli appoggi per assorbire le azioni flettenti negative.



Fig. 1.1 - Viadotto con impalcato a cassone in c.a.p.

## 1.2 Tecniche costruttive dei ponti con sezione a cassone

Le tecniche costruttive influenzano in modo rilevante il progetto dell'impalcato perché lo schema statico della struttura durante la costruzione può essere molto diverso da quello finale e quindi le sollecitazioni indotte durante queste fasi possono essere non solo differenti ma anche localmente superiori a quelle finali che si hanno nella fase di esercizio.

Gli impalcati dei ponti con sezione a cassone, possono essere:

- **monolitici**
  - *gettati in opera*: la campata è gettata interamente in opera con l'ausilio di casseforme;
  - *costruito per campate successive (span by span)*: l'intera campata è prefabbricata e in seguito montata; nel caso di schema statico di trave continua si procede poi al getto in opera delle parti di chiusura che solidarizzano una campata all'altra.
- **a conci**

generalmente quando le luci diventano rilevanti (superiori ai 50 metri), e quindi diventa impossibile trasportare e sollevare campate prefabbricate; l'impalcato in c.a.p. è realizzato con segmenti che sono una frazione della campata, detti conci, i quali possono essere gettati in opera oppure prefabbricati e in seguito assemblati in opera.



Fig. 1.2 - Viadotto con impalcato a conci

Nel caso d'impalcato con sezione a cassone realizzata con conci, la costruzione può avvenire sostanzialmente secondo tre diverse tecniche:

- *Cantilever method;*
- *span by span;*
- *per sbalzi progressivi.*

### **1.3 Prefabbricazione per conci coniugati**

In questo caso il segmento prefabbricato ha l'intera larghezza dell'impalcato ed una lunghezza che va dai 2 ai 5 m, quindi molto minore della luce, pertanto un sistema concettualmente diverso dai ponti a travata in c.a.p. che prevedono invece travi di lunghezza pari alla campata ma di larghezza inferiore.

La prefabbricazione dei conci viene in genere fatta in cantiere, essendo questi elementi difficilmente trasportabili su strada.

In generale, il getto del concio, eseguito nel cantiere di prefabbricazione, viene effettuato contro la parete del concio precedente (già fabbricato) che funge da cassaforma in maniera tale da assicurare nella successiva fase di montaggio la perfetta coincidenza delle superfici contigue dei giunti; da qui la definizione di "conci coniugati". Nella costruzione a conci prefabbricati coniugati non si hanno armature ordinarie passanti da un concio all'altro, ma soltanto un'armatura attiva costituita dai cavi di acciaio armonico o barre.

Un aspetto cruciale di questa tecnica è quello relativo alla modalità di collegamento dei conci prefabbricati tra loro. I giunti possono essere “bagnati” o “a secco”. Nel primo caso si tratta di giunti realizzati in calcestruzzo gettato in sito dello spessore di 20-30 cm, o in boiaccia di pochi cm, che hanno il vantaggio di correggere discrepanze formatesi tra i conci a causa del ritiro in fase di stagionatura; per contro si allungano i tempi di costruzione perché il carro di varo deve mantenere il concio sospeso fino a quando il getto di sutura non abbia fatto presa.

I giunti sono più spesso realizzati tramite un sottile strato di resina epossidica. La funzione della resina epossidica è duplice: durante il montaggio permette la lubrificazione della superficie di accoppiamento e, in fase definitiva, dopo il completo indurimento, permette di trasmettere con omogeneità le sollecitazioni attraverso il giunto tra i due conci contigui. Pongono però problemi in fase di montaggio perché è difficile correggere le inevitabili imperfezioni nella geometria del ponte.

Possono essere eseguiti giunti completamente a secco omettendo l'applicazione di resina epossidica, ma questo causa problemi laddove il clima è umido poiché con questo metodo si offrono parecchie possibilità di infiltrazioni d'acqua o di umidità nei cavi di precompressione. Tuttavia per questa tipologia di giunti è indubbio il risparmio di tempo nel montaggio rispetto agli altri sistemi.

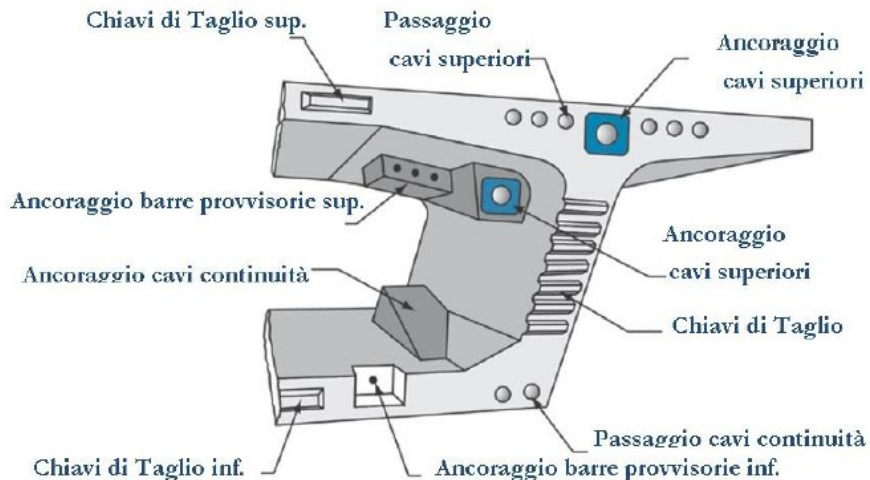


Fig. 1.3 - Schematizzazione di un concio

## **1.4 Tecnica di montaggio “Cantilever method”**

Gli impalcati a conci in c.a.p. che vengono costruiti con la tecnica a sbalzi simmetrici progressivi “Cantilever method” si realizzano a partire dalla testa delle pile procedendo al montaggio simmetrico dei conci, oppure partendo dalle spalle per sbalzi compensati tramite opportuni contrappesi e/o tiranti che rendono gli appoggi di estremità a doppio effetto.

Lo schema finale di esercizio più comune è quello di trave continua su più appoggi, per cui da uno schema isostatico di costruzione (a mensola) si passa ad uno schema iperstatico di esercizio. Il cambiamento dello schema statico avviene tramite la chiusura della campata in mezzeria con il getto in opera del concio di sutura.

Nelle fasi costruttive a sbalzo, i momenti negativi che si generano per effetto del peso proprio dei conci montati, vengono compensati da cavi superiori di precompressione. In questa modalità di costruzione è l’armatura di precompressione superiore passante provvisoria e definitiva, che permette l’adesione ed il sostentamento dei conci montati mediante l’introduzione dello sforzo normale eccentrico nelle sezioni della mensola.

Una volta completate due stampelle contigue, con il getto e la maturazione del concio di sutura in mezzeria, la struttura assume la configurazione di trave continua su più appoggi. Si genera così un momento positivo in campata per effetto dei carichi permanenti e variabili successivamente applicati, il quale va ripreso attraverso una precompressione inferiore di continuità. Si introducono dunque in campata dei cavi di precompressione, nella soletta inferiore, che permettono di compensare le trazioni che si genererebbero all’estradosso della trave continua per effetto soprattutto dei carichi mobili in esercizio.



Fig. 1.4 - Cantilever con conchi prefabbricati mediante traliccio di varo



Fig. 1.5 - Cantilever con conchi gettati in opera

## **1.5 Tecnica di montaggio “span by span”**

La tecnica di montaggio “span by span” viene utilizzata per la realizzazione di campate di luce relativamente corta ( $< 50$  m). Per questa tecnica viene utilizzata una struttura portante, poggiata sulle due pile della campata, che dovrà sostenere i conci durante il montaggio. La struttura di sostegno, in genere autovalente, è costituita da una trave reticolare o scatolare, e dai relativi sostegni alle pile. Per campate di luce superiore ai 50 m, la travatura, che durante la fase di assemblaggio deve sostenere il peso di tutti i conci della campata, dovrebbe essere di dimensioni e peso eccessivi, e si tende a preferire la tecnica “Cantilever method”.

La trave generalmente è posizionata superiormente rispetto ai conci da montare e questi conci vengono “appesi” alla trave come mostrato in Fig. 1.6.



Fig. 1.6 - Sollevamento e allineamento conci



Fig. 1.7 - Conci allineati per la precompressione

Si potrà quindi procedere all'infilaggio dei cavi di precompressione ed alla relativa tesatura e completare così il montaggio della campata. I conci vengono quindi svincolati dalla struttura di sostegno che verrà fatta avanzare fino alla pila successiva per il montaggio della campata successiva. Il giunto tra una campata e l'altra viene gettato in opera e dopo che lo stesso avrà raggiunto una buona resistenza all'applicazione e tesatura dei cavi di precompressione esterna tra più campate.

## 1.6 Tecnica di montaggio per sbalzi progressivi

Col seguente metodo il posizionamento dei conci comincia da un estremo del ponte e continua progressivamente fino a raggiungere la fine. L'impalcato è in genere capace di supportare lo sbalzo che così si va creando ma a volte vengono usate delle pile temporanee per sostenerlo e ridurre la freccia di inflessione (Fig. 1.8). Quando il ponte raggiunge la pila successiva vengono installati dei cavi di precompressione esterna e quindi rimosse le pile provvisorie.

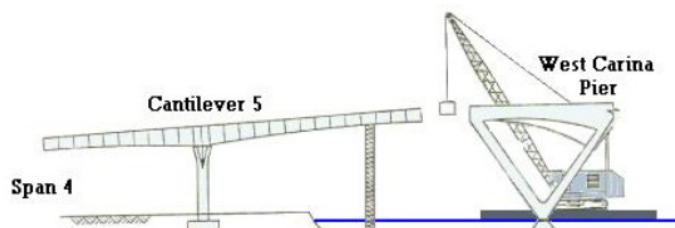


Fig. 1.8 - Schema costruttivo per sbalzi progressivi



Fig. 1.9 - Varo di un concio prefabbricato dal basso

In alcuni casi, per sostenere l'impalcato a sbalzo durante le fasi di costruzione sono stati utilizzati degli stralli temporanei sostenuti da antenne, anch'esse temporanee (Fig. 1.10).



Fig. 1.10 - Impalcato sostenuto da stralli temporanei

I conchi sono trasportati lungo l'impalcato già completato, fino all'estremo dello sbalzo, dove una gru li preleva dal carrello e li posiziona per il montaggio.

## **Capitolo 2.**

# **2. Modello analitico per il progetto delle armature nelle anime dei ponti a cassone**

### **2.1 Introduzione**

Come già detto, la sezione a cassone non può ritenersi rigida trasversalmente e quindi la sola analisi longitudinale dell'impalcato, basata sulla teoria classica della trave di De Saint-Venant, che non prende in considerazione le sollecitazioni aggiuntive causate dagli effetti del secondo ordine, deve essere estesa al fine di valutare l'incidenza di tali sollecitazioni che nascono nella sezione a cassone. La struttura non è quindi soggetta soltanto a sforzo normale, flessione longitudinale, taglio e torsione indotta dai carichi eccentrici.

La presenza di carichi eccentrici genera, oltre agli effetti tipici della torsione, la distorsione (*distortional warping*) della sezione a cassone che causa la nascita di tensioni normali longitudinali e provoca inoltre sollecitazioni di flessione trasversale negli elementi costituenti la sezione a cassone. L'introduzione dell'ipotesi di sezione deformabile trasversalmente genera anche ulteriori sollecitazioni flettenti trasversali dovute ai carichi applicati sulla soletta superiore del cassone che fanno sì che la sezione si comporti come un telaio deformabile nel suo piano.

Nelle anime dei ponti a sezione scatolare in c.a. e/o c.a.p. quindi, vengono sempre a interagire numerose componenti della sollecitazione ovvero sforzo normale, flessione longitudinale, taglio, torsione, flessione trasversale e taglio connesso a quest'ultima sollecitazione. In particolare la flessione trasversale, derivante dalla distorsione della sezione e dal comportamento a telaio della stessa, unitamente all'azione di taglio longitudinale, può impegnare significativamente le risorse di resistenza disponibili nell'anima della sezione a cassone. Quindi il progetto delle armature dell'anima deve essere effettuata con modellazioni che tengono conto della rilevante interazione tra la flessione trasversale e il taglio longitudinale (Mancini et al. 1997).

## **2.2 Stati tensionali composti nei profili chiusi**

Introducendo l'ipotesi di sezione trasversale deformabile viene a mancare una delle ipotesi base della scienza delle costruzioni relativa all'invarianza della geometria della sezione trasversale connessa alla perdita della forma iniziale del cassone. Il considerare l'impalcato una trave a parete sottile con sezione trasversale deformabile, fa sì che, oltre alle caratteristiche di sollecitazione ottenute risolvendo la struttura sotto le ipotesi di De Saint-Venant occorre valutare gli effetti indotti dalla torsione non uniforme (torsional warping), dalla distorsione (distortional warping) e dal comportamento a telaio della sezione a cassone.

Il torsional warping è dovuto alla variabilità longitudinale delle azioni torcenti o all'ingobbimento impedito, che genera uno stato tensionale normale secondario, e anche tensioni tangenziali secondarie, che si sommano a quelle indotte dalla flessione pura e dalla torsione uniforme. Questi effetti sono generalmente trascurabili per le sezioni scatolari ma non per le sezioni a cassone con struttura mista; infatti in quest'ultimo caso, la presenza di diaframmi di irrigidimento lungo tutta la trave, fanno sì che per tali sezioni le tensioni indotte dalla torsione non uniforme non sono trascurabili mentre possono essere trascurate le sollecitazioni indotte dal distortional warping.

Il distortional warping è un'ulteriore deformazione della struttura dovuta all'assenza di diaframmi rigidi lungo la campata che assicurano l'indefornabilità della sezione trasversale. La distorsione comporta la perdita della forma iniziale del cassone sotto l'azione dei carichi esterni; infatti, le forze di distorsione tendono ad aumentare la lunghezza di una diagonale del nucleo del cassone e ad accorciare quella opposta. Il distortional warping genera quindi una flessione nel piano della sezione degli elementi costituenti il cassone conseguenziale alla deformazione trasversale. Inoltre genera spostamenti longitudinali e quindi flessione fuori dal piano della sezione con la conseguenziale nascita di tensioni normali longitudinali.

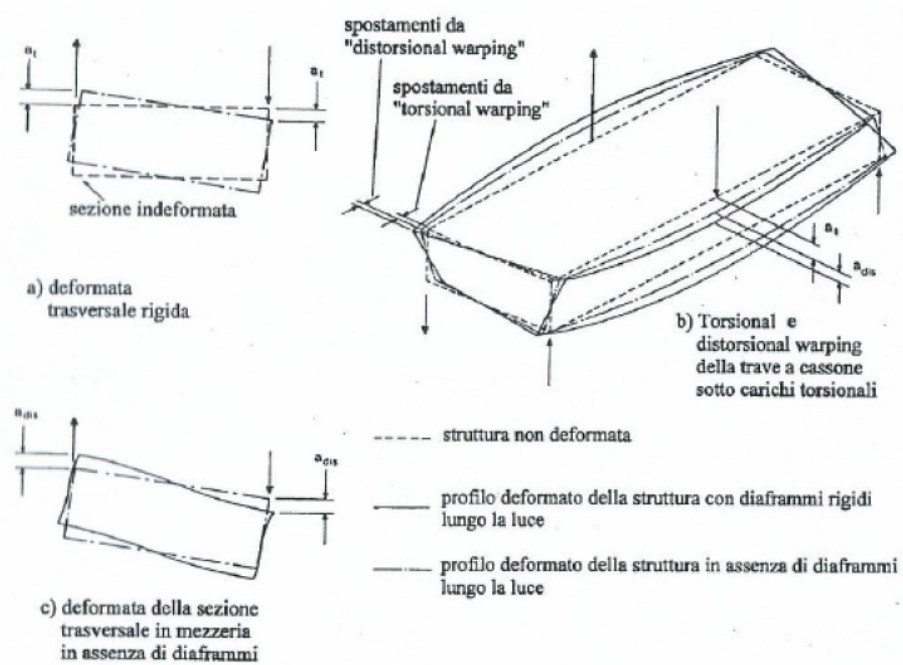


Fig. 2.1 - Deformazione trasversale della sezione a cassone indotta dal carico distorcente

La deformazione della sezione trasversale, oltre che dalla distorsione, è indotta da qualsiasi condizione di carico longitudinale agente sulla soletta superiore (comportamento a telaio). Pertanto la valutazione dei momenti flettenti trasversali nelle solette e nelle anime è effettuata considerando il cassone come un telaio piano. Per calcolare tali sollecitazioni si può considerare la sezione a cassone su degli appoggi fissi o cedevoli. Gli appoggi possono essere collocati o alla base delle anime o in corrispondenza delle stesse ma all'altezza del baricentro della sezione.

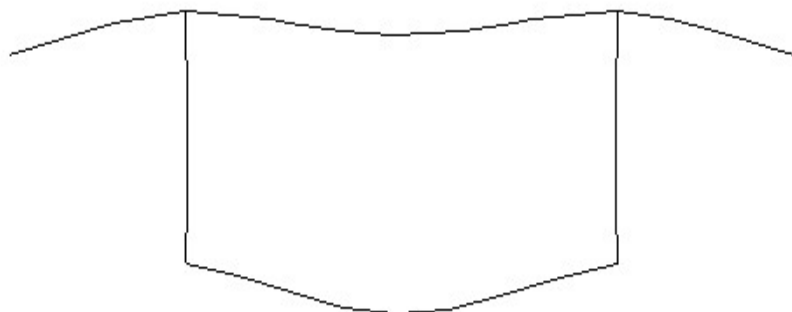


Fig. 2.2 - Comportamento a telaio, deformata

## 2.3 Il modello sandwich

Il modello d'interazione taglio d'anima - momento trasversale (Mancini et al. 1997) è basato sulla teoria della lastra-piastra in calcestruzzo armato ed è costruito considerando il teorema statico della plasticità. Secondo tale modello, l'effetto d'interazione tra taglio longitudinale e momento flettente trasversale nelle anime dei ponti a cassone, può agevolmente essere preso in considerazione, ritenendo l'anima come costituita da un pannello sandwich, nel quale si omette la definizione dello strato intermedio. Tale strato ha il compito di assorbire il taglio ortogonale all'anima che nel caso in esame non è considerato, poiché poco significativo. In ogni caso i modesti valori del taglio trasversale realmente presenti, possono essere agevolmente assorbiti con un meccanismo di *shear-friction* tra i pannelli e dall'armatura longitudinale d'anima che lo stesso modello permette di determinare. Il pannello viene quindi a ridursi a due sole lastre ciascuna delle quali è dimensionata applicando il teorema statico della teoria della plasticità (Bach et al. 1978; Recupero et al. 1996). Considerando quindi un concio d'anima di altezza  $\Delta y$  e lunghezza  $\Delta x$ , appartenente a una sezione a cassone (Fig. 2.3), è possibile definire le componenti delle sollecitazioni, per unità di lunghezza, agenti sul concio; in particolare  $m_x^* = \frac{M_x}{\Delta x}$  e  $v_{xy}^* = \frac{V_{xy}}{\Delta y}$  dove  $M_x$  rappresenta il momento flettente trasversale e  $V_{xy}$  il taglio longitudinale che agiscono sull'anima. L'altezza  $\Delta y$  del concio d'anima è supposta sufficientemente piccola da poter considerare il momento flettente trasversale  $m_x^*$  costante in quel tratto.

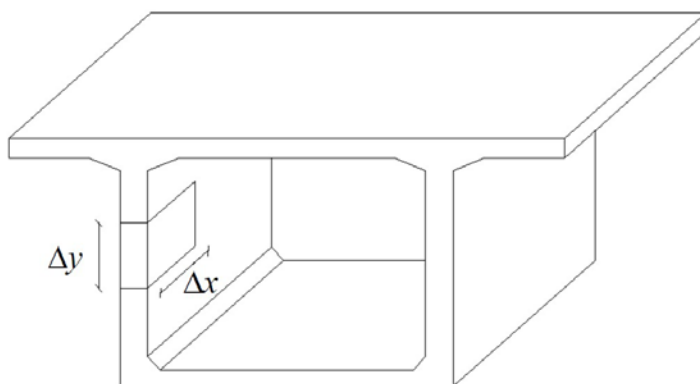


Fig. 2.3 - Concio d'anima del cassone

Nella figura seguente è riportato lo schema di distribuzione delle caratteristiche di sollecitazione sul concio d'anima e la scomposizione delle sollecitazioni globali ( $m_x^*, v_{xy}^*$ ) in quelle che impegnano le due lastre resistenti ( $n_{xy1}, n_{xy2}, n_y$ ), ottenute per imposizione delle seguenti condizioni di equilibrio.

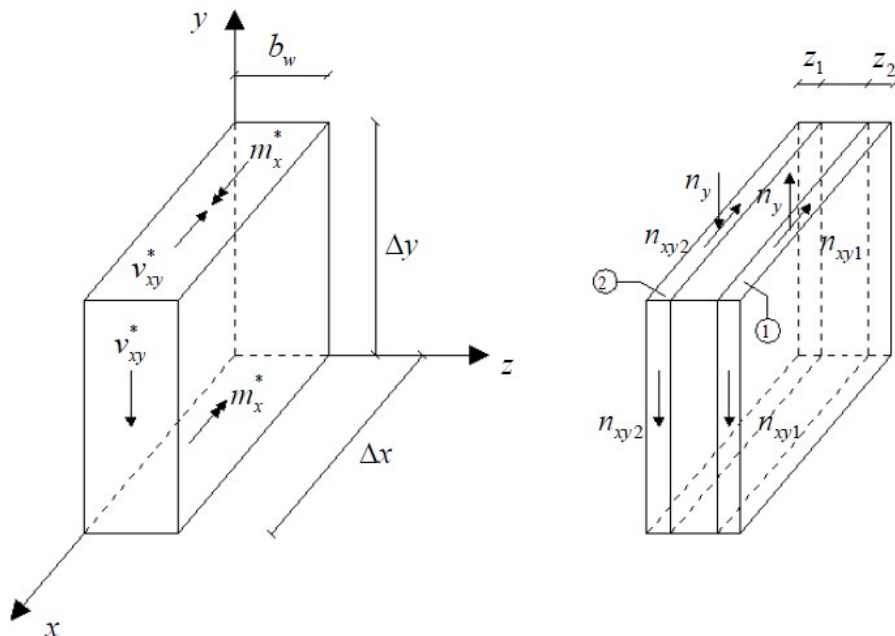


Fig. 2.4 - Schema di distribuzione delle caratteristiche di sollecitazione sul concio d'anima

$$n_{xy1} + n_{xy2} = v_{xy}^* \quad (2.1)$$

$$n_{xy1} \left( \frac{b_w - z_1}{2} \right) - n_{xy2} \left( \frac{b_w - z_2}{2} \right) = 0 \quad (2.2)$$

$$n_y \left( b_w - \frac{z_1 + z_2}{2} \right) = m_x^* \quad (2.3)$$

dove  $b_w$  è la larghezza dell'anima mentre  $z_1$  e  $z_2$  sono gli spessori delle due lastre. Le equazioni 2.1, 2.2 e 2.3, una volta noti gli spessori  $z_1$  e  $z_2$  delle lastre, consentono di ricavare agevolmente le sollecitazioni in ciascuna di esse:

$$n_y = \frac{m_x^*}{\left( b_w - \frac{z_1 + z_2}{2} \right)} \quad (2.4)$$

$$n_{xy1} = v_{xy}^* \frac{(b_w - z_2)}{(2b_w - z_1 - z_2)} \quad (2.5)$$

$$n_{xy2} = v_{xy}^* \frac{(b_w - z_1)}{(2b_w - z_1 - z_2)} \quad (2.6)$$

Le sollecitazioni agenti sulle due lastre ricavate tramite le equazioni 2.4, 2.5 e 2.6 producono sul singolo pannello i seguenti effetti tensionali:

$$\sigma_{y1} = \frac{n_y}{z_1} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{y2} = -\frac{n_y}{z_2} \quad (2.8)$$

$$\tau_{xy1} = \frac{n_{xy1}}{z_1} \quad (2.9)$$

$$\tau_{xy2} = \frac{n_{xy2}}{z_2} \quad (2.10)$$

La valutazione della capacità resistente di ciascuna lastra implica la conoscenza del legame funzionale tra  $\sigma$  e  $\tau$ , il quale dipende dalla resistenza di calcolo dei materiali impiegati ( $f'_{cd}, f_{yd}$ ) e dalle percentuali geometriche di armature presenti nelle direzioni x e y ( $\rho_x, \rho_y$ ). È possibile allora calcolare in ogni lastra la funzione d'interazione:

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}(\sigma_y, f'_{cd}, f_{yd}, \rho_x, \rho_y) \quad (2.11)$$

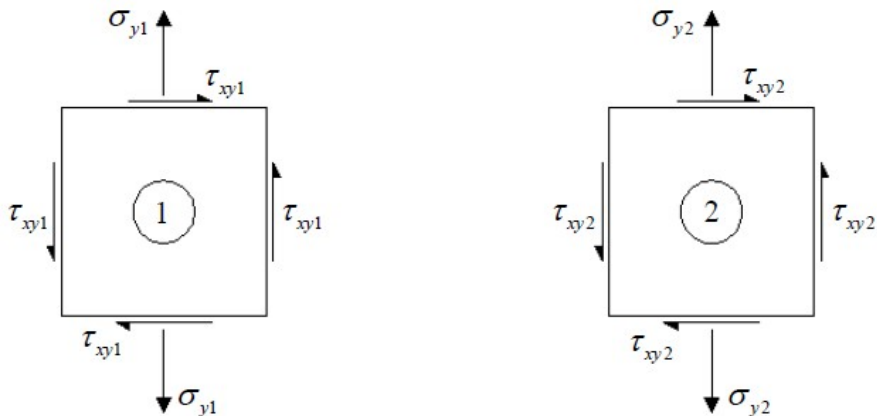


Fig. 2.5 - Effetti tensionali indotti nei due pannelli

A tale funzione di interazione di più variabili, si può pervenire, tramite l'imposizione delle condizioni di equilibrio nell'ambito della singola lastra. Le condizioni di equilibrio sono ricavate considerando la lastra una volta sezionata parallelamente al campo tensionale presente nel calcestruzzo e una seconda volta sezionata ortogonalmente al campo tensionale presente nel calcestruzzo.

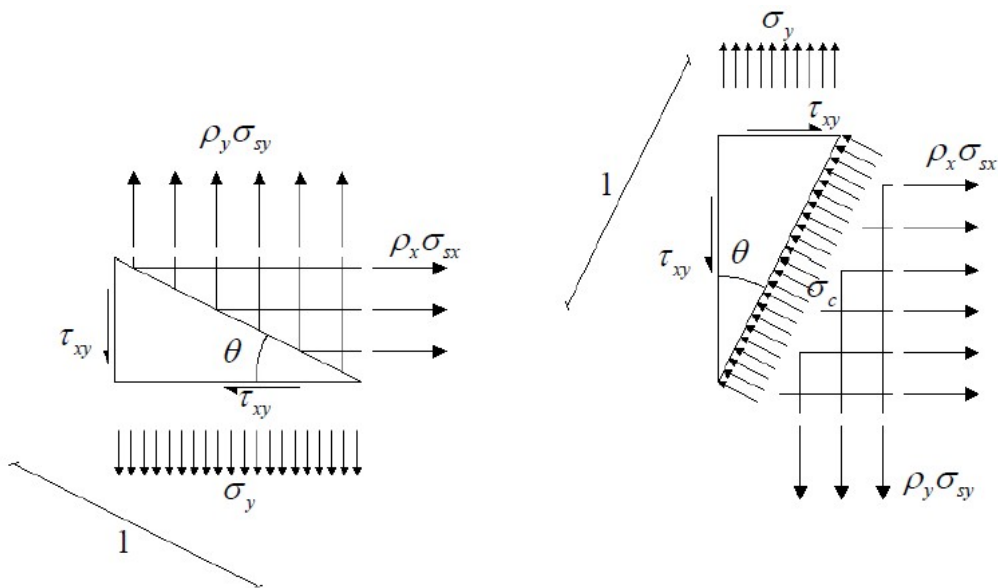


Fig. 2.6 - Campi tensionali presenti nella singola lastra

Considerando quindi una porzione di lastra sezionata parallelamente al campo tensionale presente nel calcestruzzo (inclinato dell'angolo  $\theta$  sull'asse  $x$  longitudinale, Fig. 2.6) si ottiene:

$$\tau_{xy} \cos(\theta) - \rho_x \sigma_{sx} \sin(\theta) = 0 \quad (2.12)$$

$$\tau_{xy} \sin(\theta) + \sigma_y \cos(\theta) - \rho_y \sigma_{sy} \cos(\theta) = 0 \quad (2.13)$$

Operando invece su una porzione di lastra sezionata da un piano ortogonale al campo tensionale nel calcestruzzo, si valuta:

$$\tau_{xy} \sin(\theta) - \sigma_c \cos(\theta) + \rho_x \sigma_{sx} \cos(\theta) = 0 \quad (2.14)$$

$$\tau_{xy} \cos(\theta) - \sigma_y \sin(\theta) + \rho_y \sigma_{sy} \sin(\theta) - \sigma_c \sin(\theta) = 0 \quad (2.15)$$

Si può dimostrare che le equazioni 2.12, 2.13, 2.14 e 2.15 sono riconducibili a un sistema di tre equazioni, alle quali possono essere imposte le condizioni limite di resistenza. Infatti, dall'equazione 2.12 si ricava che:

$$\rho_x \sigma_{sx} = \frac{\tau_{xy}}{\tan(\theta)} \quad (2.16)$$

e sostituendo nella 2.14 si ottiene:

$$\tau_{xy} \left( \sin(\theta) + \frac{\cos^2(\theta)}{\sin(\theta)} \right) = \sigma_c \cos(\theta) \quad (2.17)$$

da cui:

$$\tau_{xy} = \sigma_c \cos(\theta) \sin(\theta) = \sigma_c \left( \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)} \right) \quad (2.18)$$

la stessa espressione può essere ricavata sostituendo la 2.13 nella 2.15.

In definitiva le tre equazioni governanti l'equilibrio di ogni lastra sono:

$$\tau_{xy} = \rho_x \sigma_{sx} \tan(\theta) \quad (2.19)$$

$$\tau_{xy} = (\rho_y \sigma_{sy} - \sigma_y) \cot(\theta) \quad (2.20)$$

$$\tau_{xy} = \sigma_c \cos(\theta) \sin(\theta) = \sigma_c \left( \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)} \right) \quad (2.21)$$

e introducendo le condizioni limite di resistenza  $\sigma_c \leq f'_{cd}$ ,  $\sigma_{sx} \leq f_{yd}$  e  $\sigma_{sy} \leq f_{yd}$  si ottengono le seguenti disequazioni:

$$\tau_{xy} \leq \rho_x f_{yd} \tan(\theta) \quad (2.22)$$

$$\tau_{xy} \leq (\rho_y f_{yd} - \sigma_y) \cot(\theta) \quad (2.23)$$

$$\tau_{xy} \leq f_{cd2} \cos(\theta) \sin(\theta) = f_{cd2} \left( \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)} \right) \quad (2.24)$$

Ne consegue che la risposta è governata dal minimo dei tre secondi membri delle equazioni 2.22, 2.23, 2.24. Occorre a questo punto evidenziare, che in generale l'armatura non sarà distribuita nel baricentro di ciascuna delle due lastre del sandwich, in quanto si tenderà a disporla in prossimità delle pareti esterne dell'anima; ciò comporta che si debba procedere a una correzione dei parametri  $(\rho_x, \rho_y)$  tenendo conto, con altre equazioni di equilibrio, dell'eccentricità tra campi di tensione tesi e compressi che si manifestano in ogni lastra (Fanti, Mancini 1995).

Quanto appena esposto è illustrato nella figura seguente:

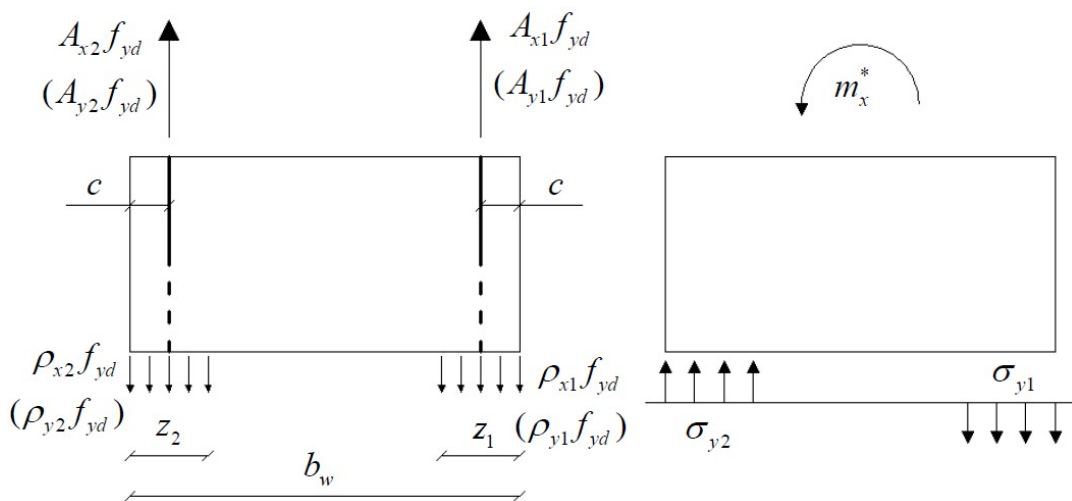


Fig. 2.7 - Traslazione delle armature lungo le pareti esterne dell'anima e campi tensionali indotti dal momento flettente trasversale

Di conseguenza, operando nella direzione x si possono valutare le aree di armatura nella posizione traslata con le seguenti espressioni:

$$A_{x1} = \rho_{x1} z_1 \left( \frac{b_w - \frac{z_1}{2} - c}{b_w - 2c} \right) + \rho_{x2} z_2 \left( \frac{\frac{z_2}{2} - c}{b_w - 2c} \right) \quad (2.25)$$

$$A_{x2} = \rho_{x1} z_1 \left( \frac{\frac{z_1}{2} - c}{b_w - 2c} \right) + \rho_{x2} z_2 \left( \frac{b_w - \frac{z_2}{2} - c}{b_w - 2c} \right) \quad (2.26)$$

Analoghe espressioni si ottengono per le armature in direzione y:

$$A_{y1} = \rho_{y1} z_1 \left( \frac{b_w - \frac{z_1}{2} - c}{b_w - 2c} \right) + \rho_{y2} z_2 \left( \frac{\frac{z_2}{2} - c}{b_w - 2c} \right) \quad (2.27)$$

$$A_{y2} = \rho_{y1} z_1 \left( \frac{\frac{z_1}{2} - c}{b_w - 2c} \right) + \rho_{y2} z_2 \left( \frac{b_w - \frac{z_2}{2} - c}{b_w - 2c} \right) \quad (2.28)$$

essendo  $c$  il copriferro della sezione.

Le tensioni  $\sigma_y$  indotte nelle due lastre dal momento flettente trasversale possono quindi essere calcolate come segue:

$$\sigma_{y1} = \frac{m_x^*}{\left( b_w - \frac{z_1 + z_2}{2} \right) z_1} \quad (2.29)$$

$$\sigma_{y2} = \frac{m_x^*}{\left( b_w - \frac{z_1 + z_2}{2} \right) z_2} \quad (2.30)$$

## 2.4 Individuazione dei domini di resistenza

La risoluzione del sistema di disequazioni 2.22, 2.23, 2.24 consente di tracciare dei domini resistenti d'interazione. Si definiscono, per poter generalizzare l'uso dei domini alle diverse classi di calcestruzzo, il taglio longitudinale e il momento flettente trasversale adimensionalizzati:

$$v_{xy} = \frac{V_{xy}}{b_w f_{cd}' \Delta y} \quad (2.31)$$

$$\mu_x = \frac{M_x}{b_w^2 f_{cd}' \Delta x} \quad (2.32)$$

aventi come variabili il rapporto meccanico di armatura trasversale:

$$\omega_y = \omega_{y1} + \omega_{y2} = (A_{y1} + A_{y2}) \frac{f_{yd}}{b_w f_{cd}' \Delta x} \quad (2.33)$$

e il rapporto tra le aree di armatura trasversale verticale in ciascuno dei pannelli:

$$r_y = \frac{\omega_{y1}}{\omega_{y2}} = \frac{A_{y1}}{A_{y2}} \quad (2.34)$$

Definite le quantità sopra riportate, la procedura per il tracciamento dei domini di resistenza si articola nei seguenti passi:

1. si fissa una coppia di  $M_x$  e  $V_{xy}$  e si calcolano le corrispondenti sollecitazioni per unità di lunghezza  $m_x^*$ ,  $v_{xy}^*$ ;
2. si fissano due distinti valori di tentativo per  $z_1$  e  $z_2$  e si valutano tramite le equazioni 2.7, 2.8, 2.9 e 2.10 le componenti tensionali per ogni lastra:  $\sigma_{y1}$ ,  $\tau_{xy1}$ ,  $\sigma_{y2}$ ,  $\tau_{xy2}$ ;
3. si sostituiscono tali valori, per ciascuna delle lastre, nel sistema di disequazioni 2.23 e 2.24 si ricavano le incognite  $\rho_{y1}$ ,  $\rho_{y2}$ ,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ;
4. tramite la 2.27 e la 2.28 si valutano rispettivamente le aree di armatura  $A_{y1}$  e  $A_{y2}$  per unità di lunghezza. Tali aree rappresentano i valori strettamente necessari a garantire l'equilibrio nell'ipotesi di adottare per  $z_1$  e  $z_2$  quelle prescelte inizialmente. In generale però, il rapporto  $r_y = \frac{A_{y1}}{A_{y2}}$  non coincide con quello prescelto per il tracciamento del diagramma d'interazione; di conseguenza, il rispetto del valore di  $r_y$  prescelto, comporta l'incremento dell'area  $A_{y1}$  e/o  $A_{y2}$ . In tal modo si raggiunge un eccesso di sicurezza nella lastra dove occorre incrementare l'armatura, ma la sicurezza del complesso non varia poiché condizionata dall'elemento più debole;
5. utilizzando l'equazione 2.33 si calcola il valore di  $\omega_y$  corrispondente ai valori  $A_{y1}$  e  $A_{y2}$  ottenuti e relativi agli spessori prefissati  $z_1$  e  $z_2$ ; a questo punto occorre iterare la procedura variando  $z_1$  e  $z_2$  fino a determinare il valore minimo della funzione  $\omega_y = f(z_1, z_2, \theta_1, \theta_2)$  nell'ambito dell'intervallo geometricamente compatibile con le ipotesi di base, ovvero:

$$\begin{aligned} z_1 + z_2 &\leq b_w \\ z_1 &\geq 2c \\ z_2 &\geq 2c \end{aligned} \quad (2.35)$$

Tale operazione d'individuazione del minimo è effettuata per via numerica, operando su un numero sufficientemente fitto di valori della funzione. L'individuazione del minimo della funzione  $\omega_y$  corrisponde alla conoscenza di un punto della superficie d'interazione  $(\mu_x, v_{xy}, \omega_y)$  le cui sezioni costituiscono i diagrammi di interazione.

Nella figura 2.8 è riportata la superficie di interazione con rapporto  $c/b_w = 0.1$  e valore di  $r_y$  pari a 1. La figura 2.9 rappresenta il diagramma d'interazione  $(\mu_x, v_{xy}, \omega_y)$  ottenuto sezionando la superficie predetta con un piano corrispondente a  $\omega_y = \text{cost.}$

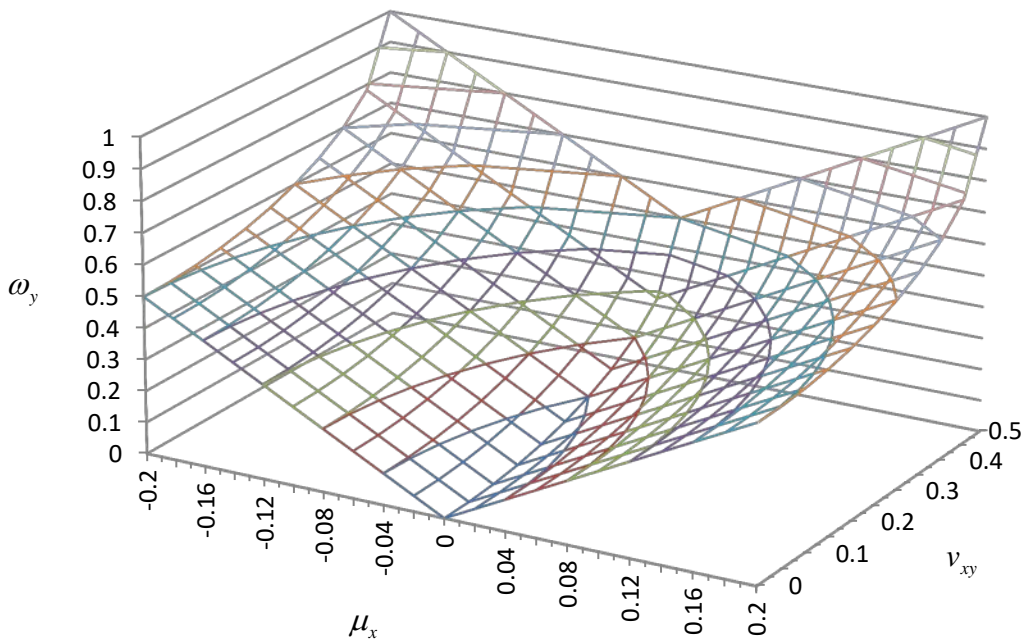


Fig. 2.8 - Superficie d'interazione  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ )

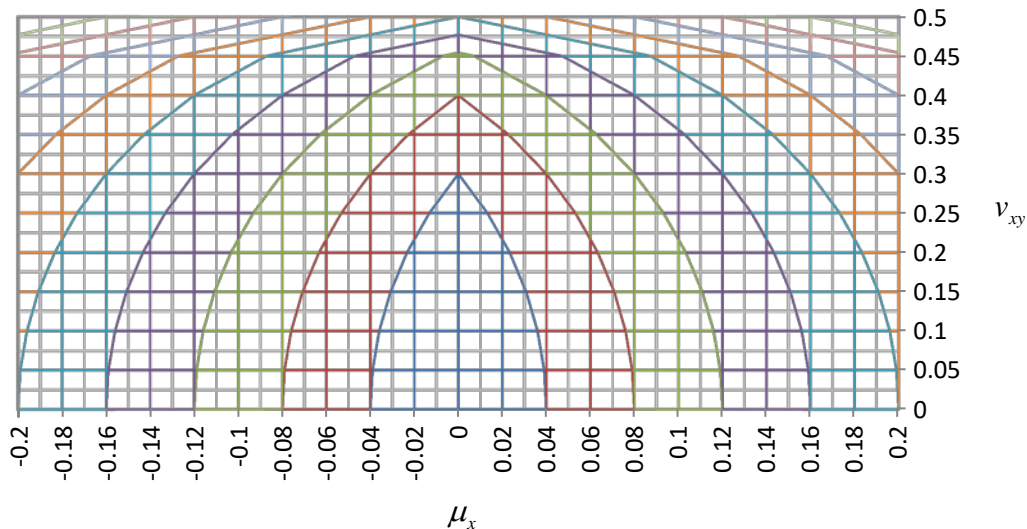


Fig. 2.9 - Armatura trasversale  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ )

Successivamente alla determinazione delle armature trasversali con i valori  $\theta_1$  e  $\theta_2$  corrispondenti alla soluzione del problema di minimo relativa alla determinazione di un punto del dominio d'interazione, tramite le equazioni 2.22, 2.25 e 2.26 si calcola il rapporto meccanico di armatura longitudinale richiesta dall'anima. Esso si suppone in tutti i casi con rapporto  $r_x = 1$  (tra i due lembi della sezione d'anima):

$$\omega_x = \omega_{x1} + \omega_{x2} = (A_{x1} + A_{x2}) \frac{f_{yd}}{b_w f_{cd} \Delta y} \quad (2.36)$$

Tale modo di operare sulle tre disequazioni che governano il problema, è conseguenza dell'indipendenza di  $\omega_x$  da  $\mu_x$  in quanto l'armatura longitudinale è necessaria solo all'assorbimento della componente longitudinale del campo di tensioni inclinato presente nel calcestruzzo. Pertanto la superficie d'interazione relativa alle variabili  $(\mu_x, v_{xy}, \omega_x)$  in Fig. 2.10 degenera in una funzione di una variabile  $\omega_x = f(v_{xy})$ , che è rappresentata in Fig. 2.11. Le armature longitudinali così valutate ( $A_{x1} = A_{x2}$ ) dovranno essere disposte nelle due lastre.

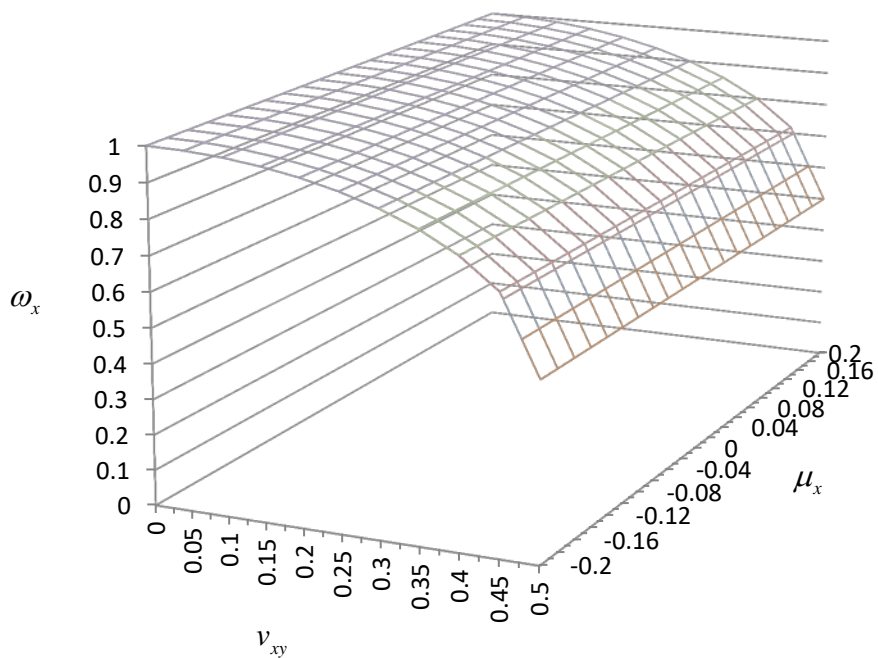


Fig. 2.10 - Superficie d'interazione ( $\mu_x, v_{xy}, \omega_x$ )

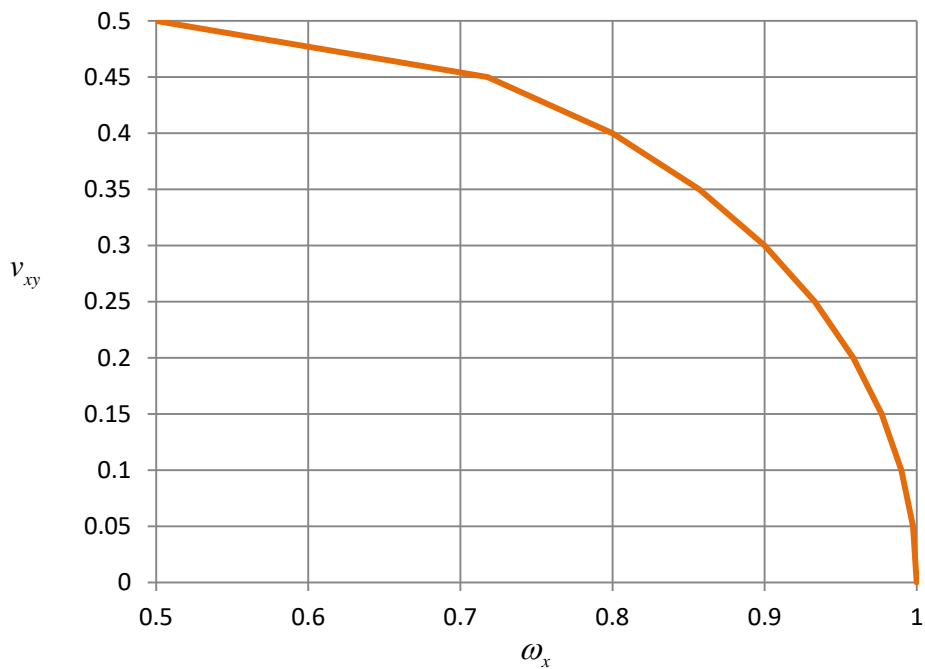


Fig. 2.11 - Diagramma di progetto per le armature longitudinali

Occorre osservare che il diagramma di Fig. 2.11 comporta un incremento di armatura longitudinale  $\omega_x$  per valori decrescenti del taglio  $v_{xy}$ ; ciò è la logica conseguenza della contemporanea riduzione di armatura verticale, consentita da un campo di tensione nel calcestruzzo d'inclinazione decrescente sull'asse longitudinale. In altre parole, per valori di taglio  $v_{xy}$  elevati si perviene ad aree di armatura trasversali maggiori che consentono di avere minori quantitativo di armatura longitudinale.

Per determinare questi domini di resistenza, taglio longitudinale – momento flettente trasversale, gli autori (Mancini et al.) hanno considerato  $\theta_1$  e  $\theta_2$ , inclinazioni dei campi tensionali nel calcestruzzo nelle due lastre, come parametro libero, cioè  $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ . La normativa italiana N.T.C. 2008, però, per l'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo fissa il seguente limite:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (2.37)$$

quindi valori di  $\theta$  compresi tra  $21.8^\circ$  e  $45^\circ$ .

Considerando gli attuali vincoli normativi sull'inclinazione del campo di tensione nel calcestruzzo delle sezioni in c.a., è stato determinato un dominio di resistenza (o curva d'interazione) taglio longitudinale – momento flettente trasversale per il caso  $r_y = 1$  (armatura simmetrica),  $\frac{c}{b_w} = 0.1$  e imponendo  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ . Si riporta di seguito la superficie d'interazione e il diagramma d'interazione per le armature trasversali:

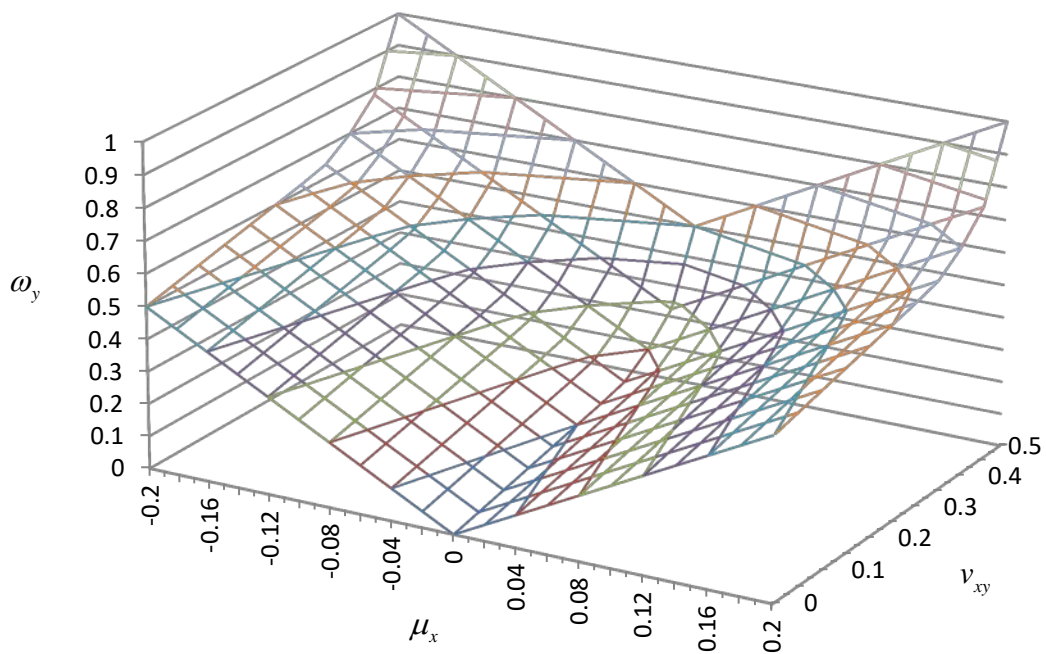


Fig. 2.12 - Superficie d'interazione  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ ),  $1 \leq \cot(\theta_1, \theta_2) \leq 2.5$

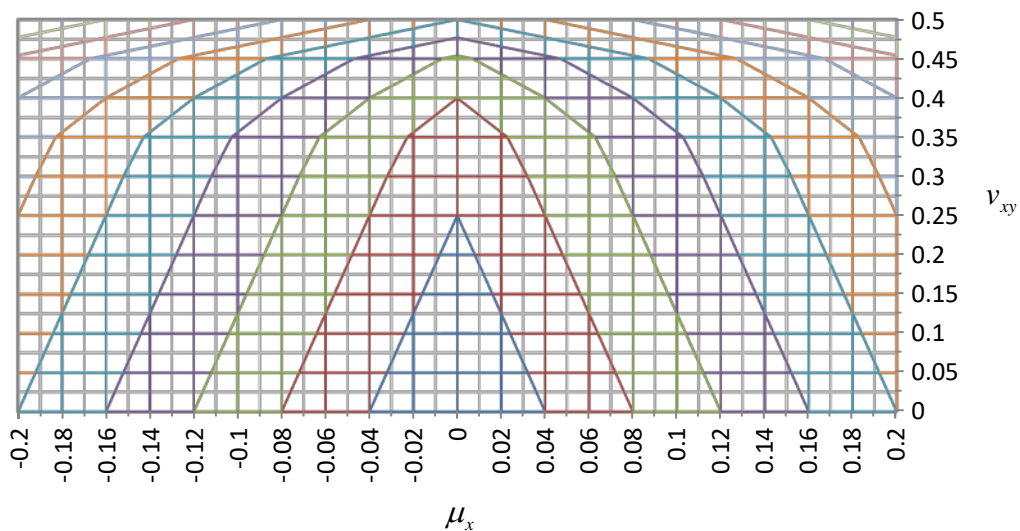


Fig. 2.13 - Armatura trasversale per  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ ),  $1 \leq \cot(\theta_1, \theta_2) \leq 2.5$

Con l'introduzione del limite sull'angolo  $\theta$  si modifica anche il dominio d'interazione delle armature longitudinali,  $\omega_x = f(v_{xy})$ . Si riportano di seguito la superficie d'interazione relativa alle variabili  $(\mu_x, v_{xy}, \omega_x)$  e il diagramma di progetto per le armature longitudinali ottenuto imponendo lo stesso limite sull'inclinazione del campo di tensione nel calcestruzzo considerato per le armature trasversali, ovvero  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ .

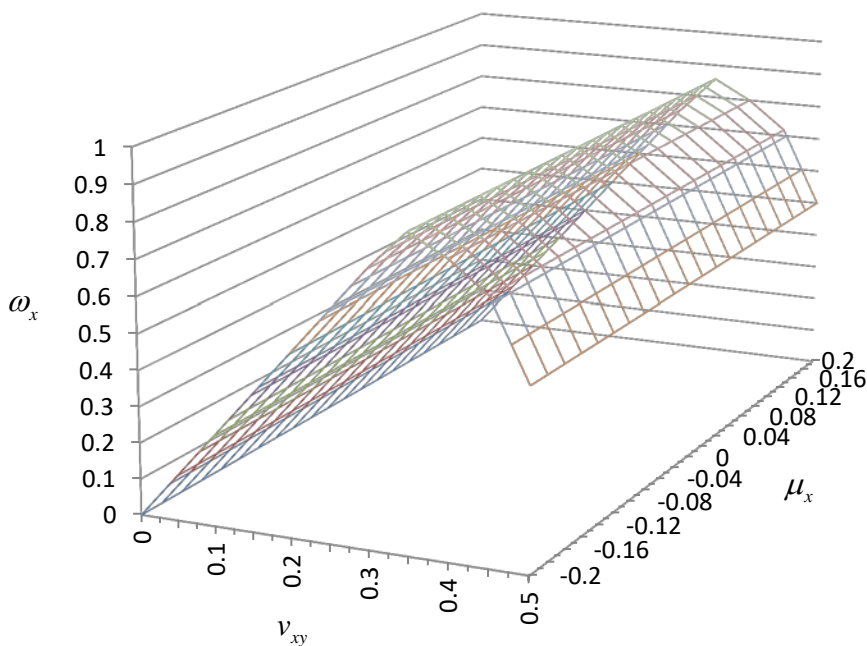


Fig. 2.14 - Superficie d'interazione  $(\mu_x, v_{xy}, \omega_x)$ ,  $1 \leq \cot(\theta_1, \theta_2) \leq 2.5$

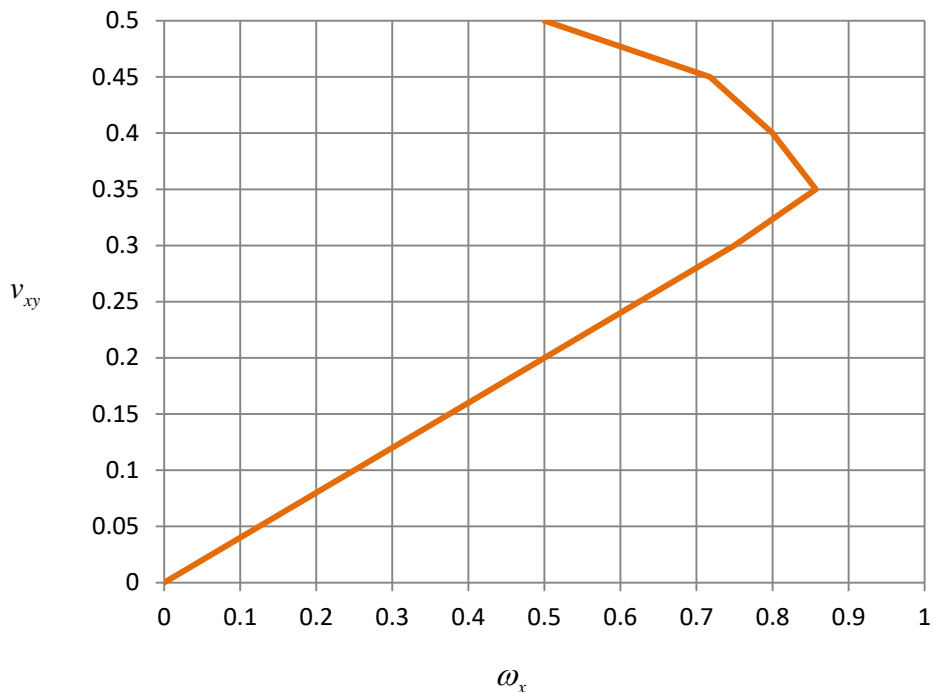


Fig. 2.15 - Diagramma di progetto per le armature longitudinali  $1 \leq \cot(\theta_1, \theta_2) \leq 2.5$

Confrontando il diagramma in Fig. 2.15 con il corrispettivo ottenuto dagli autori Fig. 2.11 si evince che introducendo il vincolo sull'inclinazione  $\theta$  del campo di tensione nel calcestruzzo la curva segue l'andamento del diagramma in Fig. 2.11 dal valore di  $v_{xy} = 0.5$  fino al valore di  $v_{xy} = 0.35$  per poi avere un andamento lineare. Tale andamento è giustificato dal fatto che il corrispettivo diagramma d'interazione per le armature trasversali comporta a parità di  $v_{xy}$  e  $\mu_x$  valori maggiori di armatura rispetto al diagramma in Fig. 2.9. Pertanto, essendo l'armatura trasversale maggiore è necessario un quantitativo inferiore di armatura longitudinale per equilibrare i campi di tensione.

## **Capitolo 3.**

### **3. Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.**

#### **3.1 Introduzione**

Nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p. vengono sempre a interagire numerose componenti della sollecitazione: sforzo normale, flessione longitudinale, taglio, torsione, flessione trasversale e taglio connesso a quest'ultima sollecitazione. In particolare la flessione trasversale, derivante dalla distorsione della sezione e dal comportamento a telaio della stessa, unitamente all'azione di taglio longitudinale, può impegnare significativamente le risorse di resistenza disponibili nell'anima della sezione a cassone.

In questo capitolo saranno illustrate le procedure di calcolo che conducono a una corretta progettazione delle armature nelle anime dei cassoni tenendo conto della rilevante interazione tra la flessione trasversale e il taglio longitudinale. In particolare saranno considerati due differenti schemi statici d'impalcato modellato a trave, ovvero lo schema di trave appoggiata e quello di trave continua, e sarà effettuato un confronto in termini di sollecitazioni e armature tra il predetto modello a trave e un differente metodo di modellazione dell'impalcato a cassone, modello a gusci, che prevede l'impiego del metodo degli elementi finiti (FEM).

#### **3.2 Schema statico di trave appoggiata**

Per l'esempio di schema statico di trave appoggiata si è considerato un impalcato a sezione costante con luce di 40 metri.

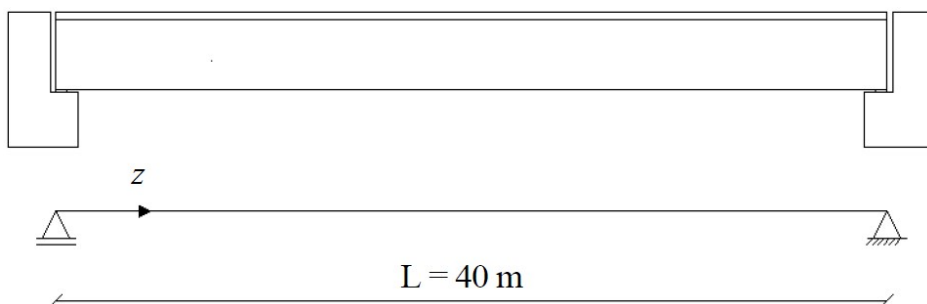


Fig. 3.1 - Schema statico impalcato

L'altezza della sezione è stata assunta circa pari  $1/15 L$ , lo spessore della soletta superiore pari a 0.30 metri, quello della soletta inferiore pari a 0.25 metri, mentre lo spessore delle anime pari 0.45 metri dovendo quest'ultime, per tale schema statico, alloggiare anche i cavi di precompressione. La sezione è realizzata in calcestruzzo C 40/50, l'acciaio con cui è realizzata l'armatura lenta è del tipo B450C. Le caratteristiche dei materiali che costituiscono la sezione sono riportate nella seguente tabella.

Parametri Calcestruzzo			Parametri Acciaio		
C 40/50			Armatura lenta		
$f_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	22.67	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
$f'_{cd}$	11.33	N/mm <sup>2</sup>	$E_y$	210000	N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	35547.11	N/mm <sup>2</sup>	Precompressione		
$\nu$ □	0.20	[adim]	$f_{ptk}$	1820	N/mm <sup>2</sup>
$G_c$	14811.30	N/mm <sup>2</sup>	$E_p$	195000	N/mm <sup>2</sup>

Tab. 3.1 - Caratteristiche dei materiali

L'impalcato ha sezione costante per tutta la luce ma costituiscono delle eccezioni le sezioni in prossimità degli appoggi che presentano una sezione delle stesse dimensioni, ma non cava, cioè con un diaframma rigido, al fine di alloggiare le testate dei cavi di precompressione e per far fronte alle sollecitazioni indotte dalle reazioni vincolari. Si riporta di seguito la geometria delle sezioni intermedie e delle sezioni in corrispondenza degli appoggi.

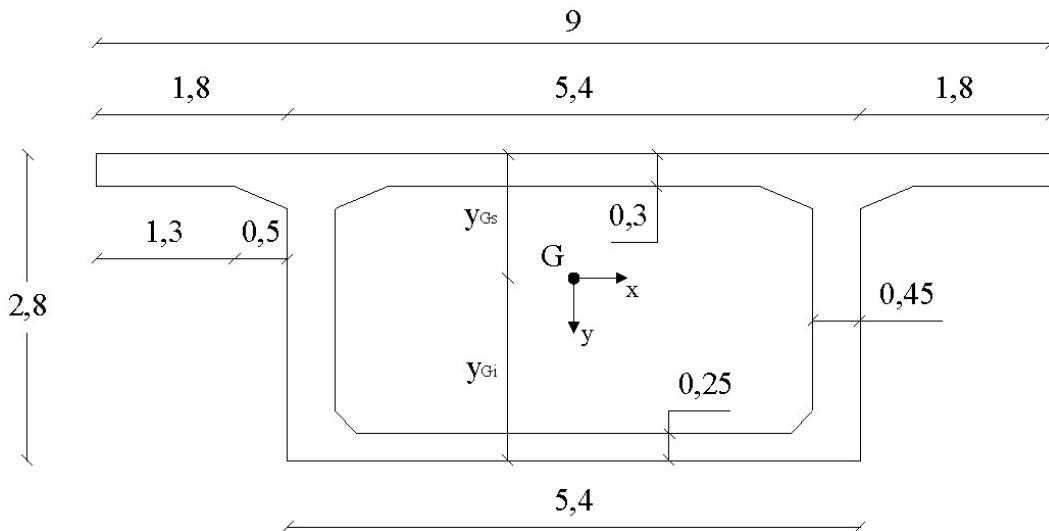


Fig. 3.2 - Geometria delle sezioni intermedie [m]

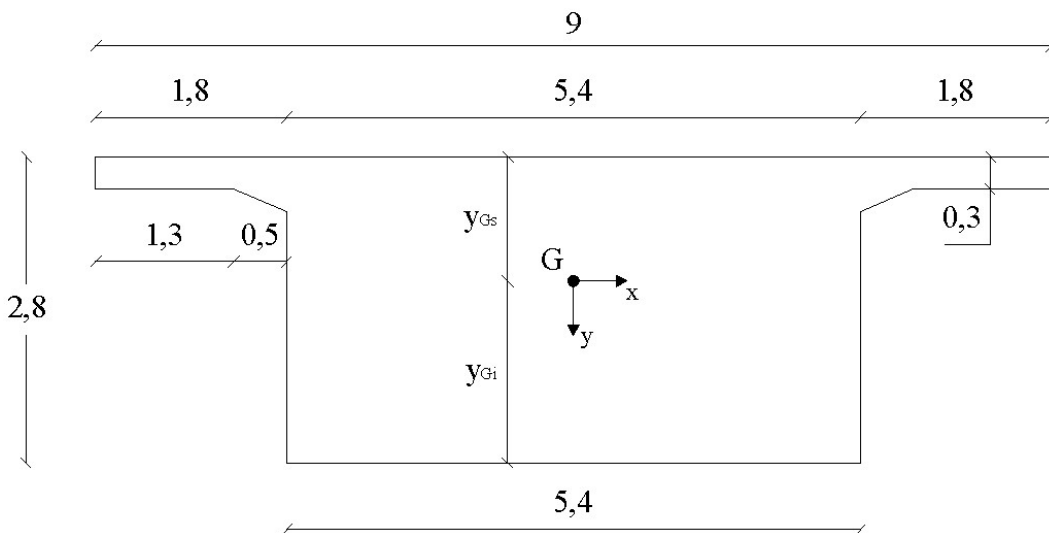


Fig. 3.3 - Geometria delle sezioni in corrispondenza degli appoggi [m]

### 3.2.1 Costruzione dei modelli mediante il Software ASCad32

Per la realizzazione dei due modelli dell'impalcato a cassone (a trave e a gusci) è stato utilizzato il Software, ad elementi finiti ed elementi strutturali, ASCad32. Innanzitutto sono stati definiti nel Software il materiale e la geometria della sezione del modello a trave.

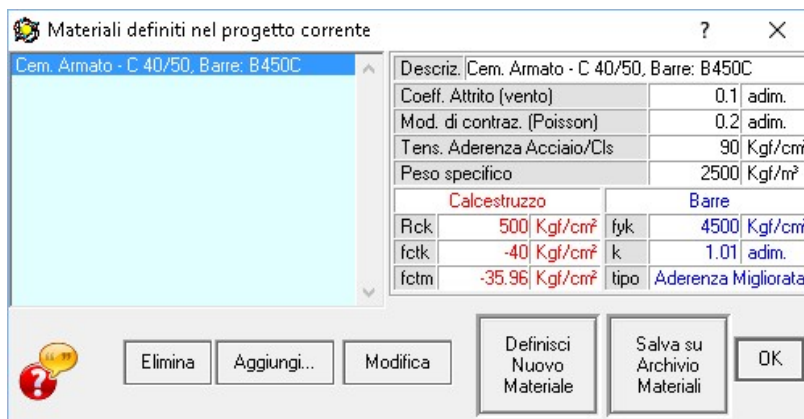


Fig. 3.4 - Definizione dei materiali di progetto

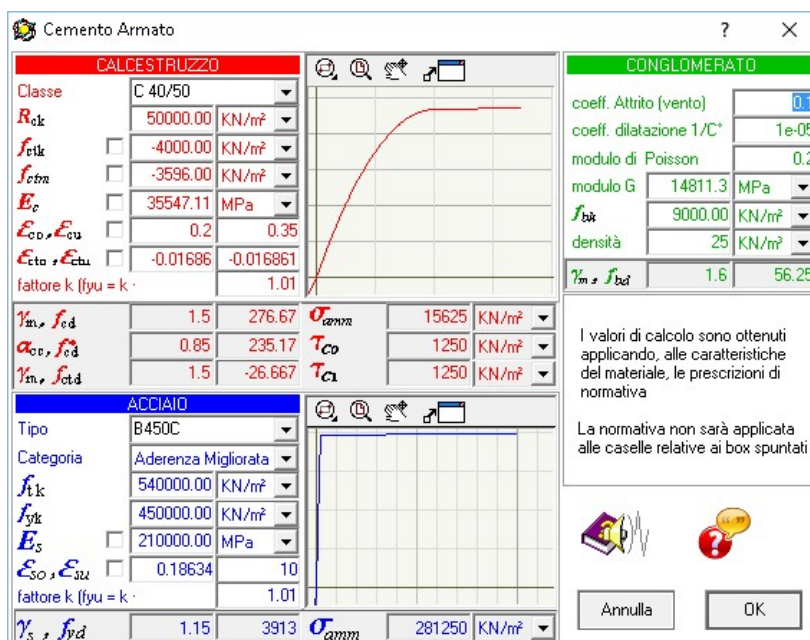


Fig. 3.5 - Caratteristiche del calcestruzzo armato

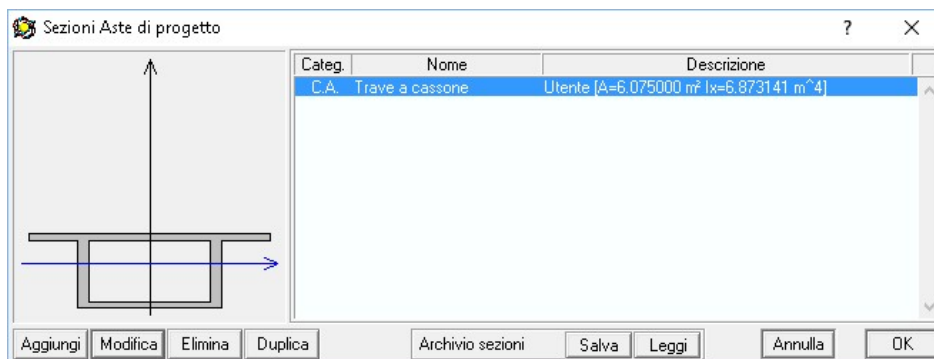


Fig. 3.6 - Definizione della sezione di progetto



Fig. 3.7 - Caratteristiche della sezione di progetto

Si è così realizzato il modello a trave dell'impalcato:



Fig. 3.8 - Modello a trave dell'impalcato a cassone

Per la realizzazione del modello a gusci il procedimento è stato differente; a differenza del modello a trave dove si ha un elemento monodimensionale, l'elemento "guscio" è un elemento continuo bidimensionale, che, col metodo degli elementi finiti utilizzato nel software, viene discretizzato in un certo numero di elementi triangolari (mesh).

L'impalcato a cassone è stato modellato mediante 4 gusci relativi a: soletta, controsoletta e le due anime. Per quanto riguarda gli irrigidimenti in prossimità degli appoggi, sono stati considerati altri due gusci dello spessore di 30 cm.

Questa modellazione (FEM) risulta essere sicuramente più accurata ma può comportare richieste computazionali eccessivamente dispendiose: essa infatti deve essere svolta tenendo presente che il grado di dettaglio della mesh influisce notevolmente sulla precisione e sulla accuratezza del risultato. Un modello che utilizza dimensioni della mesh piccole sarà sicuramente più preciso di un altro che utilizza dimensioni maggiori; per conto però più diminuiscono le dimensioni più oneroso diventa il calcolo in termini di tempo e quindi risulta necessario trovare un giusto compromesso tra i due aspetti: dimensioni degli elementi e tempi di calcolo.

Si riporta di seguito il modello a gusci dell'impalcato e la rispettiva mesh:

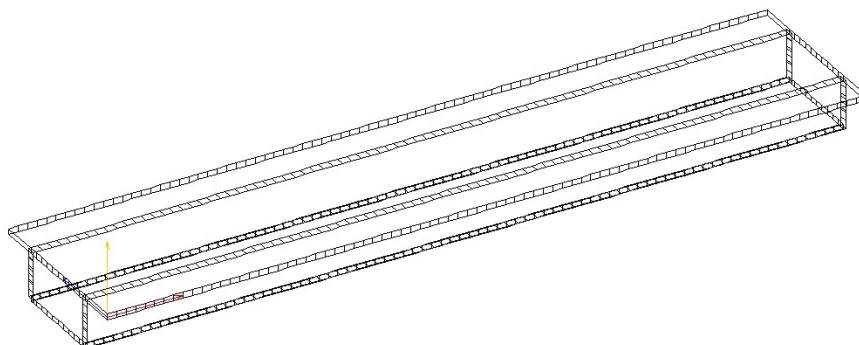


Fig. 3.9 - Modello a gusci dell'impalcato a cassone

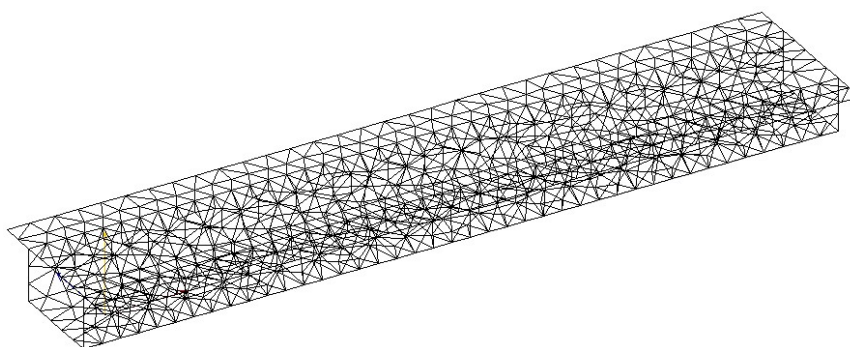


Fig. 3.10 - Esempio mesh triangolare degli elementi "gusci"

### **3.2.2 Definizione dei carichi agenti sulla struttura**

Al fine di effettuare l'analisi longitudinale della struttura, sono stati definiti tutti i carichi agenti sull'impalcato. Oltre al peso proprio strutturale  $G_1$ , sullo schema finale del ponte agirà un carico permanente non strutturale distribuito  $G_2$ , che comprende il peso dei cordoli, della barriera, della pavimentazione e di eventuali marciapiedi, assunto pari a  $1,8 \text{ KN/m}^2$ . I carichi variabili da traffico utilizzati sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle N.T.C. del 2008, disposti su corsie convenzionali. Le larghezze  $w$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella tabella (Tab. 5.1.I) data dalla normativa.

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

Tab. 3.2 - Numero e larghezze delle corsie, (N.T.C. 2008)

Nel caso in esame la larghezza della carreggiata è superiore a 6 m; quindi il numero di corsie convenzionali sarà pari a  $n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = \text{Int}\left(\frac{9}{3}\right) = 3$ ; la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3 m, mentre per il caso in esame la larghezza della zona rimanente è nulla.

Secondo la normativa la disposizione e la numerazione delle corsie devono essere determinate in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

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

- **Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 metri, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 3.11. Questo schema è da assumere come riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5.0 \text{ KN/m}^2$ . Il valore di combinazione è invece di  $2.5 \text{ KN/m}^2$ . Il carico di folla compatta deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie d'influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Se pur sopra riportato per avere un quadro esaustivo dei carichi mobili di normativa, nel caso in esame, non è presente lo schema di carico 5. Gli altri schemi di calcolo considerati dalla normativa sono da utilizzare per le verifiche locali.

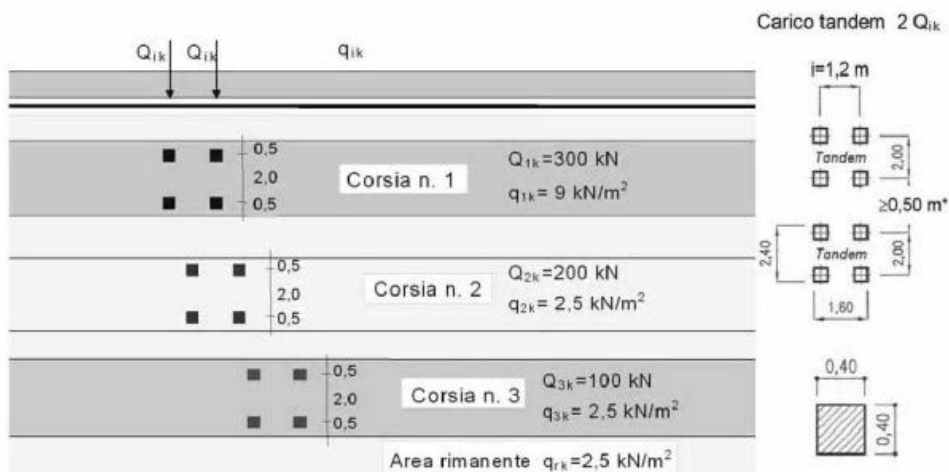


Fig. 3.11 - Schema di Carico 1 [m], (N.T.C. 2008)

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [KN]	$q_{ik}$ [KN/m <sup>2</sup> ]
<b>Corsia Numero 1</b>	300	9
<b>Corsia Numero 2</b>	200	2.5
<b>Corsia Numero 3</b>	100	2.5
<b>Altre corsie</b>	0	2.5

Tab. 3.3 - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie, (N.T.C. 2008)

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.

È importante sottolineare che le aree di armatura da disporre nelle anime del cassone saranno calcolate allo stato limite ultimo. Si riporta di seguito tale combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots \quad (3.1)$$

dove  $G_1$  è il peso proprio degli elementi strutturali,  $G_2$  è il peso proprio degli elementi non strutturali,  $P$  è la precompressione e  $Q_{kj}$  sono i carichi variabili ovvero in questo caso i carichi mobili.

Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p = 1$ , mentre i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  e dei coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  sono riportati nelle tabelle seguenti:

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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 3.4 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, (N.T.C. 2008)

Azioni	Gruppo di azioni	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_1$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schema 1 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0

Tab. 3.5 - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili da traffico (schema di carico 1, N.T.C. 2008)

### 3.2.3 Validazione dei modelli per peso proprio e per precompressione

Prima di andare ad effettuare l'analisi longitudinale della struttura, si è verificata, mediante un confronto dello stato tensionale nella soletta e nella controsoletta, la corrispondenza tra il modello a trave ed il modello a gusci. Questa verifica è stata condotta considerando agente sul ponte prima soltanto il peso proprio e poi soltanto la precompressione; per quanto riguarda quest'ultima, sono stati utilizzati cavi 15T15, ovvero cavi formati da 15 trefoli di diametro 15,6 mm, tesati a 2500 KN pari circa al 60% del tiro massimo ammissibile (la normativa italiana NTC 2008 limita la tensione dei cavi al valore  $\sigma_{cavo} < 0,75 f_{ptk}$ ). Si sono rivelati sufficienti 12 cavi e si sono considerate inoltre le cadute di tensione nei cavi di precompressione pari al 20%; tali cadute sono dovute ai soli fenomeni lenti di ritiro, viscosità e rilassamento dell'acciaio, avendo già considerato negli sforzi di precompressione le perdite al tiro. È importante sottolineare che la precompressione, oltre a ridurre le tensioni principali di trazione, essendo l'impalcato appoggiato-appoggiato e quindi la disposizione dei cavi all'interno delle anime del cassone è di tipo parabolico, riduce le sollecitazioni di taglio nella struttura. Si riporta di seguito la deformata per peso proprio e la disposizione dei cavi di precompressione.

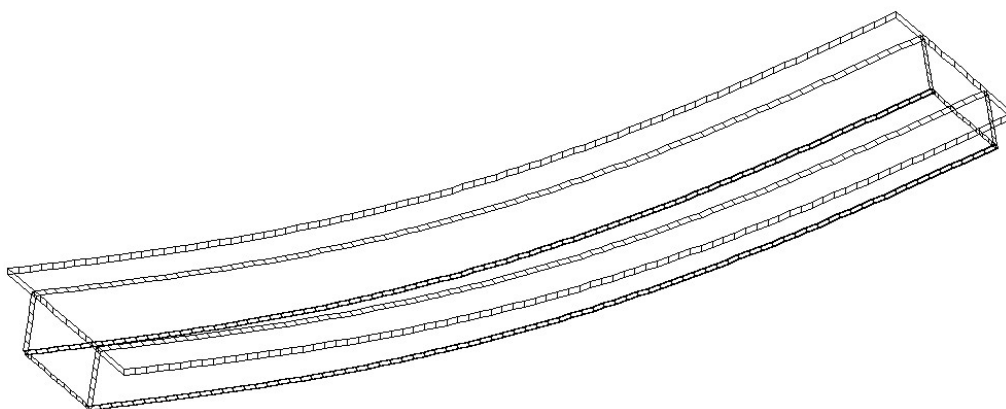


Fig. 3.12 - Deformata per peso proprio

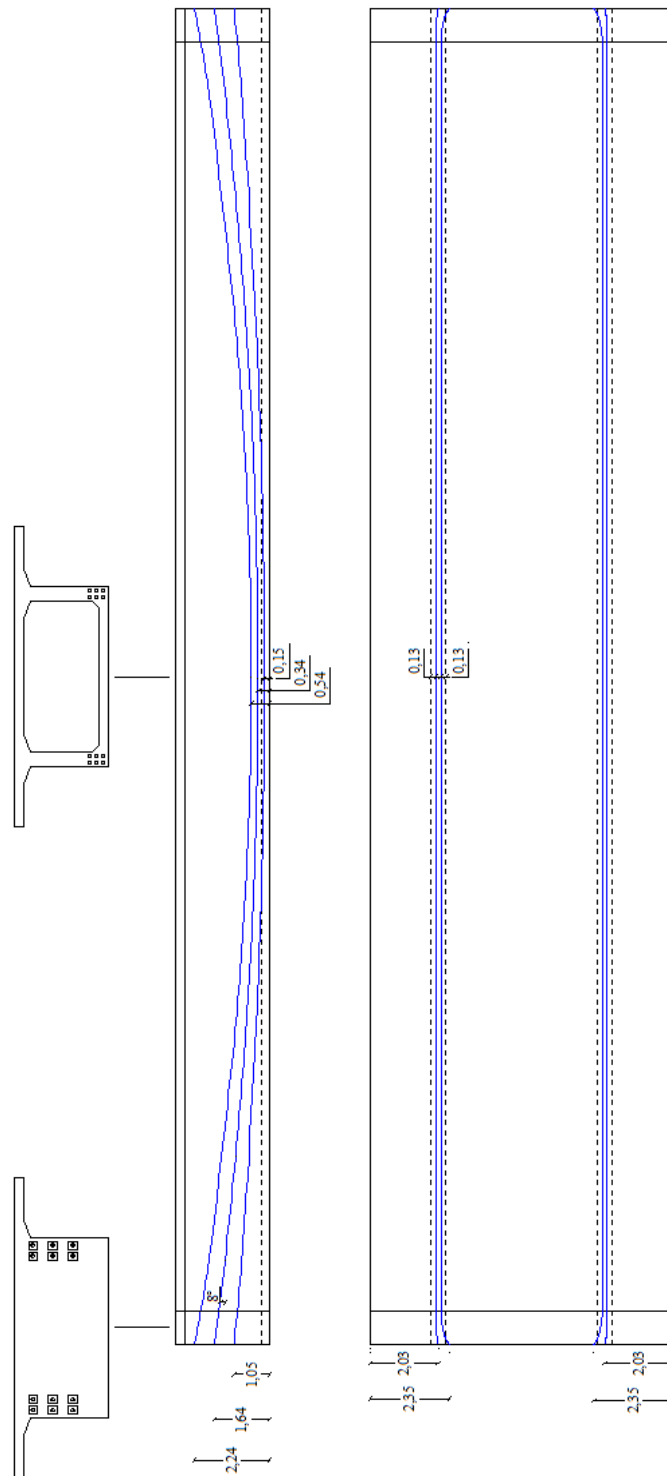


Fig. 3.13 - Disposizione dei cavi di precompressione [m]

Nel primo confronto tra modello a trave e modello a gusci si è considerato agente sull'impalcato il solo peso proprio e si è analizzato il caso in cui sono assenti i diaframmi di irrigidimento in corrispondenza degli appoggi di estremità e il caso in cui essi sono presenti.

Inizialmente è stata valutata la corrispondenza dei baricentri delle sezioni trasversali come è riportato di seguito.

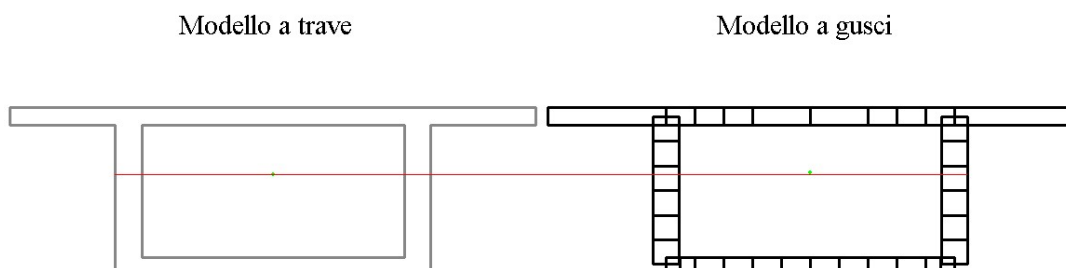


Fig. 3.14 - Confronto dei baricentri delle sezioni trasversali tra i due modelli

Come si può notare vi è una piccola differenza dovuta alle compenetrazioni dei gusci e in particolare i gusci delle due anime del cassone con quello della soletta. Questa differenza risulta essere leggermente superiore in assenza dei diaframmi di irrigidimento rispetto al caso in cui sono presenti proprio per effetto di queste compenetrazioni, come viene mostrato nelle seguenti tabelle:

	SENZA IRRIGIDIMENTI	
	$y_g$ sup [m]	$y_g$ inf [m]
MODELLO A TRAVE	1.1361	1.6639
MODELLO A GUSCI	1.1152	1.6848
Differenza	0.0209	m

	CON IRRIGIDIMENTI	
	$y_g$ sup [m]	$y_g$ inf [m]
MODELLO A TRAVE	1.1361	1.6639
MODELLO A GUSCI	1.1239	1.6761
Differenza	0.0122	m

Tab. 3.6 - Differenze dei baricentri delle sezioni trasversali tra i due modelli

Detto ciò, per la validazione del modello a gusci, è stato effettuato un confronto dello stato tensionale, considerando che per il modello a trave valgono le ipotesi di De Saint-Venant e che le stesse valgono anche per il modello a gusci nella sezione di mezzeria. In particolare per quest'ultimo modello è stata valutata una tensione media sia nella soletta che nella controsoletta, andando a considerare diversi punti in base alla mesh dell'elemento bidimensionale. Si riportano di seguito le tabelle con i valori di tensioni indotte dal peso proprio nella sezione di mezzeria identificata con l'ascissa  $z = 20$  metri sia in assenza che in presenza dei diaframmi di irrigidimento:

	SENZA IRRIGIDIMENTI	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	5020.88	-7353.44
MODELLO A GUSCI	4872.36	-7393.61
Differenza	148.52	-40.17
Errore (%)	2.96	0.55

	CON IRRIGIDIMENTI	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	4924.21	-7210.79
MODELLO A GUSCI	4862.70	-7352.17
Differenza	61.51	-141.38
Errore (%)	1.25	1.96

Tab. 3.7 - Confronto dello stato tensionale dovuto al peso proprio tra i due modelli nella sezione di mezzeria (compressione positiva)

Dai valori degli errori in percentuale si evince che i due modelli sono paragonabili e in particolare in presenza dei diaframmi di irrigidimento gli errori sono minori; in tale caso infatti, la differenza tra i baricentri delle sezioni trasversali risulta essere inferiore. Si riporta di seguito il confronto delle deformate dei due modelli:

*Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.*

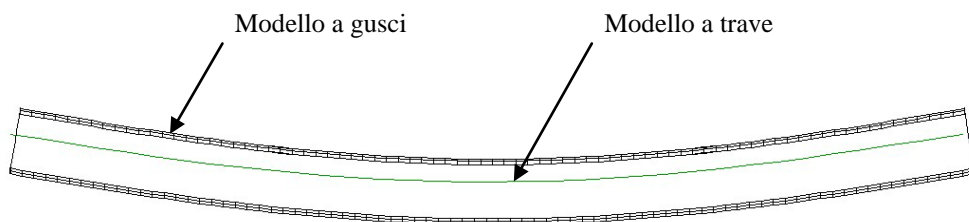


Fig. 3.15 - Confronto delle deformate per peso proprio tra i due modelli

Stesso procedimento è stato eseguito considerando agente sull'impalcato la sola precompressione. Si riportano di seguito il modello realizzato con il Software ASCad32, la deformata e le tabelle con i valori delle tensioni normali nella sezione di mezzeria considerando l'applicazione della precompressione sia in assenza che in presenza dei diaframmi di irrigidimento:

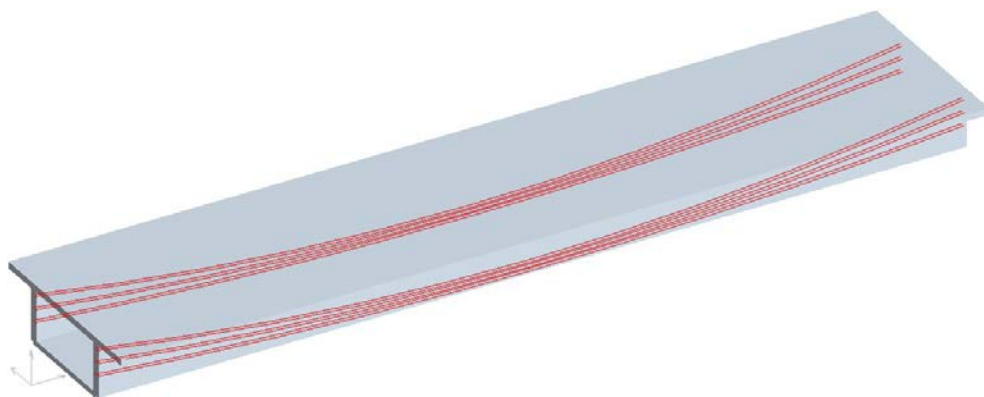


Fig. 3.16 - Modello a gusci dell'impalcato a cassone con cavi di precompressione

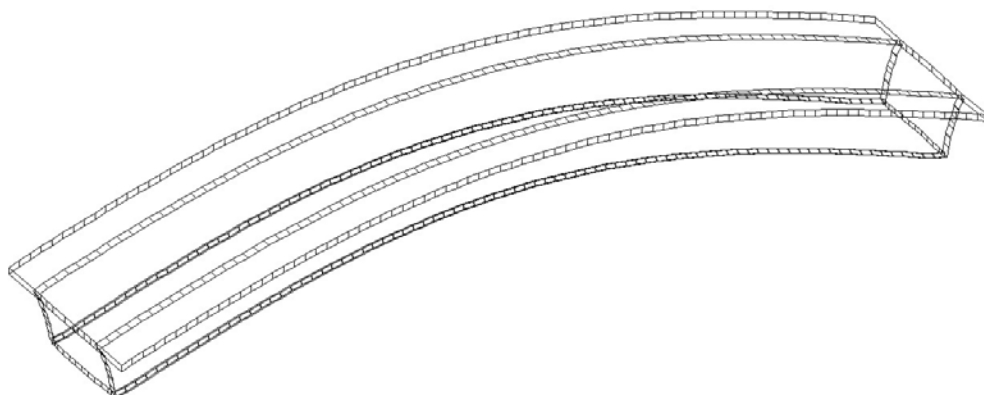


Fig. 3.17 - Deformata per precompressione

	SENZA IRRIGIDIMENTI	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	-1287.63	11622.41
MODELLO A GUSCI	-1198.70	11718.94
Differenza	88.93	-96.53
Errore (%)	6.91	0.83

	CON IRRIGIDIMENTI	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	-1301.49	11641.56
MODELLO A GUSCI	-1189.03	11732.37
Differenza	112.46	-90.81
Errore (%)	8.64	0.78

Tab. 3.8 - Confronto dello stato tensionale dovuto alla precompressione tra i due modelli nella sezione di mezzeria (compressione positiva)

In questo caso gli errori in percentuale sono maggiori ma la differenza in valore assoluto è pressoché uguale al caso in cui l'impalcato è soggetto al solo peso proprio; dal momento che la normalizzazione viene effettuata con valori diversi sia per la soletta che per la controsoletta, la percentuale ottenuta non indica la differenza reale. Anche in questo caso, quindi, i due modelli sono paragonabili e si riporta il confronto delle deformate dei due modelli.

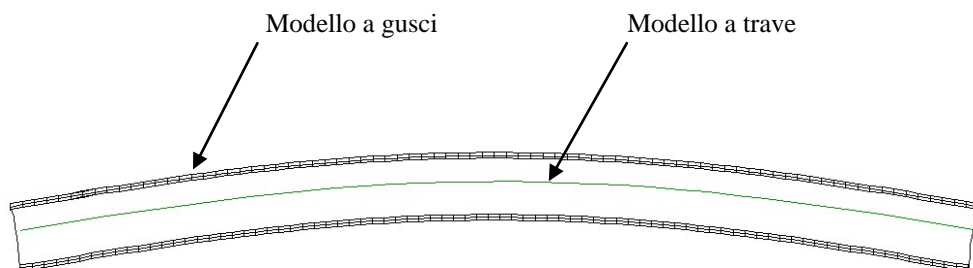


Fig. 3.18 - Confronto delle deformate per precompressione tra i due modelli

### **3.2.4 Definizione degli schemi di carico per la valutazione delle massime sollecitazioni longitudinali e trasversali**

Una volta verificata la corrispondenza tra i due differenti metodi di modellazione dell'impalcato a cassone, occorre definire gli schemi di carico che massimizzano le sollecitazioni per le quali si effettuerà la progettazione delle armature d'anima, ovvero taglio longitudinale, torsione e momenti flettenti trasversali. Pertanto, al fine di determinare il massimo taglio longitudinale, la massima torsione e le massime sollecitazioni flettenti trasversali, indotte quest'ultime dal comportamento a telaio e dalla distorsione della sezione, sono state determinate le disposizioni delle corsie di carico che inducono le più sfavorevoli condizioni di progetto. In particolare, le massime sollecitazioni sopra citate si ottengono considerando tre schemi di carico i quali massimizzano rispettivamente gli effetti della distorsione e della torsione, del taglio longitudinale e del comportamento a telaio della sezione. Ogni schema di carico trasversale va poi disposto longitudinalmente secondo le linee di influenza della sollecitazione cercata in modo da ottenere i massimi effetti nella sezione d'interesse. Di conseguenza, ogni schema di carico trasversale è successivamente applicato lungo l'impalcato in modo da ottenere gli effetti massimi nelle sezioni considerate per il calcolo delle armature. Ovvero lo schema di carico che ad esempio genera massimi momenti flettenti di distorsione, genera anche un taglio longitudinale, un momento torcente e dei corrispettivi momenti flettenti trasversali da telaio. Inoltre, ogni schema di carico genera flessione longitudinale sull'impalcato. I tre schemi di carico considerati sono:

- **schema di carico centrato**, in cui si considera applicato il solo carico di prima corsia nella corsia convenzionale centrale. Questo schema di carico non induce effetti di distorsione nella sezione ma produce il massimo momento flettente trasversale da telaio nelle anime e un taglio longitudinale associato;

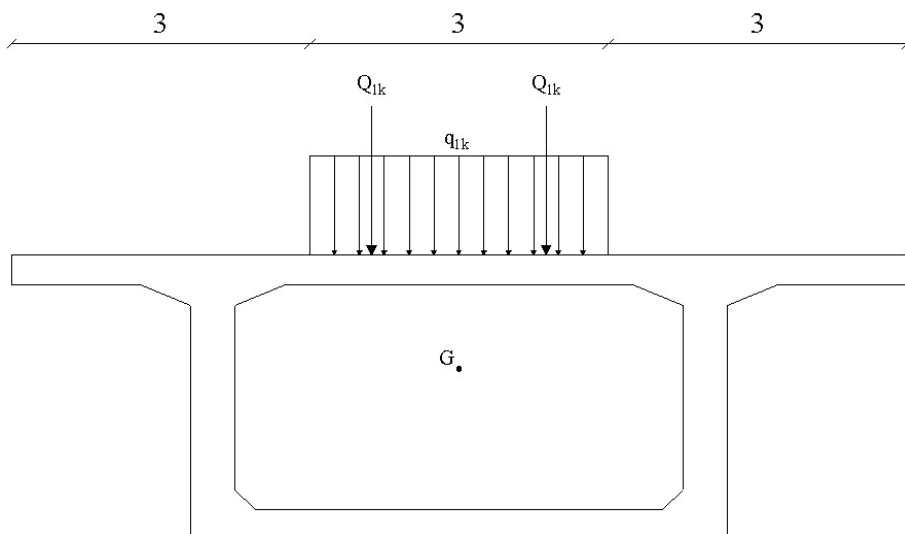


Fig. 3.19 - Schema di carico centrato

- **schema di carico eccentrico**, i carichi mobili sono disposti in modo da massimizzare gli effetti torcenti globali sulla struttura, ovvero il carico di prima corsia è disposto nella corsia più eccentrica e nella restante parte fino al baricentro è disposto il carico distribuito dell'area rimanente. Tale schema di carico, poiché genera il massimo momento torcente esterno per unità di lunghezza, produce i massimi momenti flettenti di distorsione nelle anime. Inoltre, genera taglio longitudinale e momenti flettenti trasversali provenienti dal comportamento a telaio della sezione;

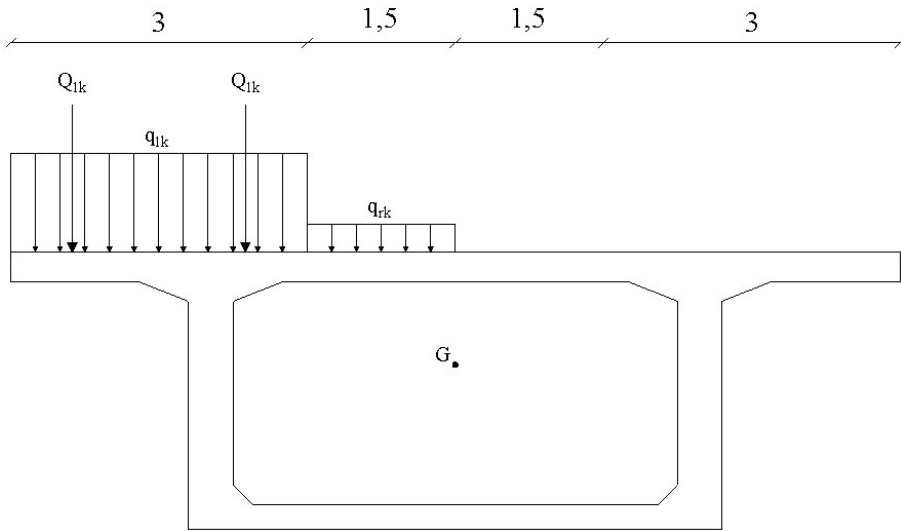


Fig. 3.20 - Schema di carico eccentrico

- **schema di carico per la valutazione del massimo taglio longitudinale**, in cui si considerano applicati tutti i carichi mobili. Tale schema di carico produce il massimo taglio longitudinale, un momento torcente sull'impalcato e momenti flettenti trasversali provenienti dal comportamento a telaio della sezione. Inoltre, essendo per tale schema di carico, il momento torcente esterno per unità di lunghezza non nullo genera momenti trasversali di distorsione. A questo schema è associato anche il massimo effetto di momento flettente longitudinale.

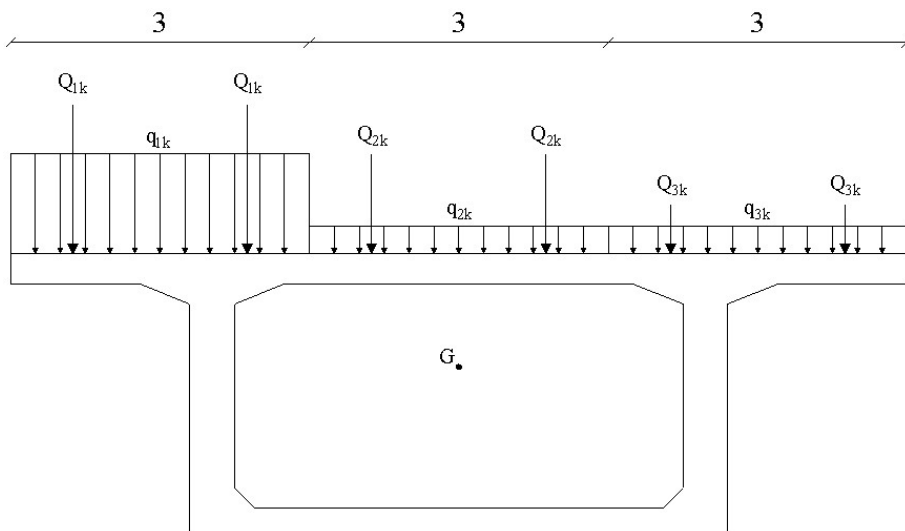


Fig. 3.21 - Schema di carico di massimo taglio longitudinale

Nel valutare le sollecitazioni di taglio e momento torcente, associate ad ogni schema di carico, occorre considerare la teoria dei carichi mobili e quindi delle linee d'influenza. Infatti, la disposizione longitudinale del carico (associato ad ogni schema) che genera la massima sollecitazione di taglio o di torsione in una determinata sezione lungo l'asse della trave non è univoca. Pertanto, per data sezione ad ascissa  $z$ , vi sarà quindi una disposizione longitudinale del carico che massimizza la sollecitazione considerata in tale sezione. Tale disposizione genererà inoltre sollecitazioni nelle altre sezioni. Quindi gli schemi di carico eccentrico e di massimo taglio longitudinale, provocando sia sollecitazione di taglio che di torsione comprendono a loro volta due sotto casi per ogni sezione in esame, cioè massima torsione nella sezione considerata e taglio corrispondente, e massimo taglio nella sezione considerata e momento torcente corrispondente. Inoltre, occorre identificare le sezioni per le quali si procederà al calcolo delle armature d'anima prima della valutazione dei momenti flettenti trasversali di distorsione poiché è necessario individuare la disposizione longitudinale dei carichi distorcenti che massimizzano tali sollecitazioni trasversali. In particolare il progetto delle aree di armatura d'anima sarà effettuato per le seguenti sezioni:

- **sezione in corrispondenza della mezzeria**, identificata con l'ascissa  $z = 20$  metri, dove sono presenti i massimi valori dei momenti flettenti trasversali di distorsione;
- **sezione in prossimità dell'appoggio**, identificata con l'ascissa  $z = 4$  metri, dove sono presenti i massimi valori della sollecitazione di taglio e i minimi valori dei momenti flettenti trasversali di distorsione.

Si riportano di seguito tutte le disposizioni longitudinali del carico che massimizzano le varie sollecitazioni nelle sezioni considerate.

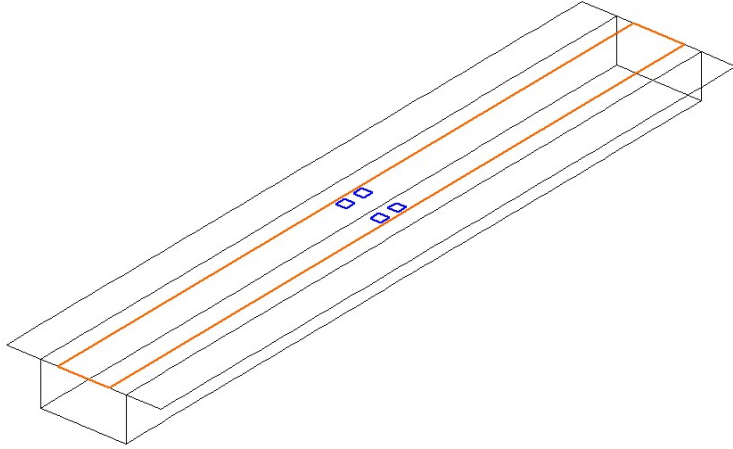


Fig. 3.22 - Schema di carico centrato (mezzeria)

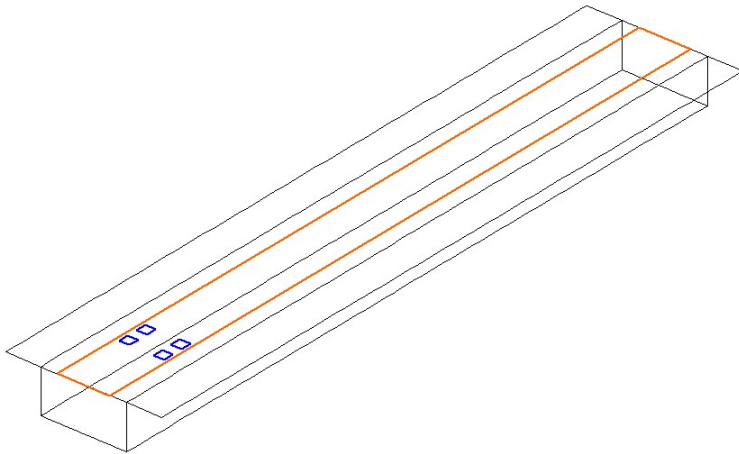


Fig. 3.23 - Schema di carico centrato (appoggio)

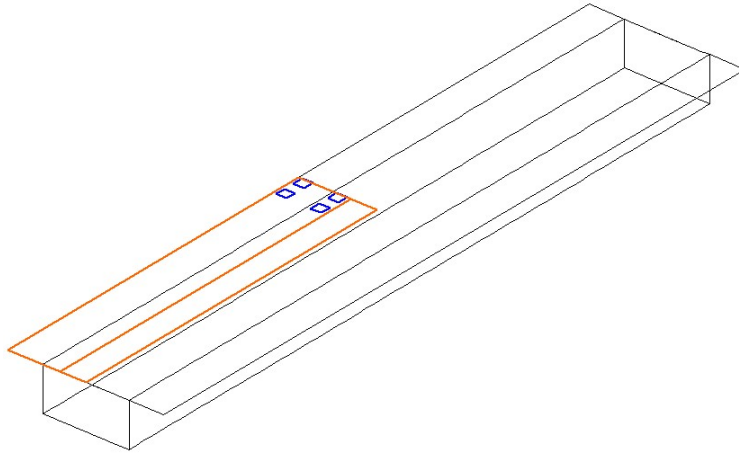


Fig. 3.24 - Schema di carico eccentrico per massimo taglio in mezzeria

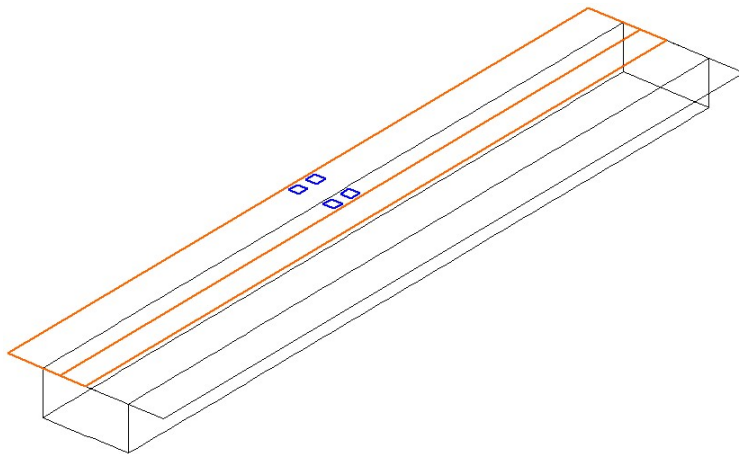


Fig. 3.25 - Schema di carico eccentrico per massima torsione in mezzeria

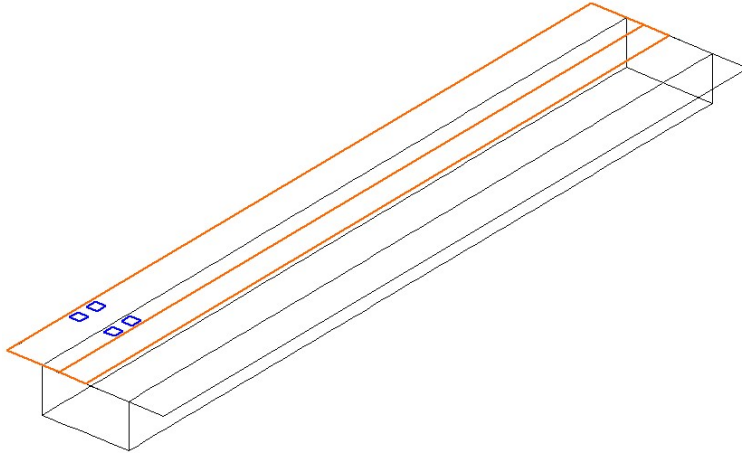


Fig. 3.26 - Schema di carico eccentrico (appoggio)

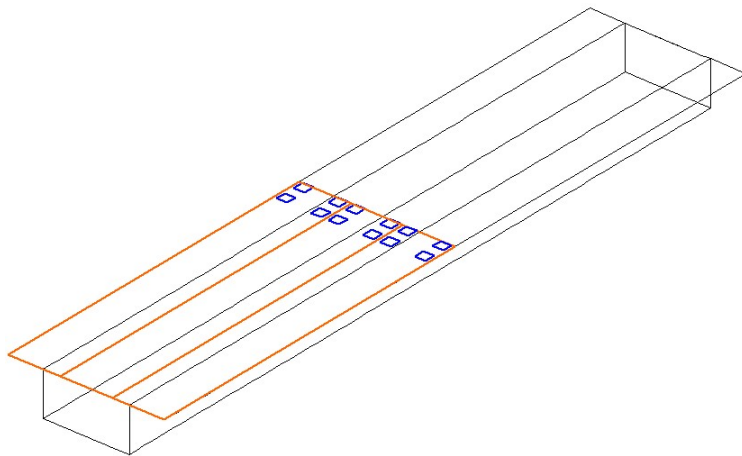


Fig. 3.27 - Schema di carico di massimo taglio longitudinale, disposizione carico per massimo taglio in mezzeria

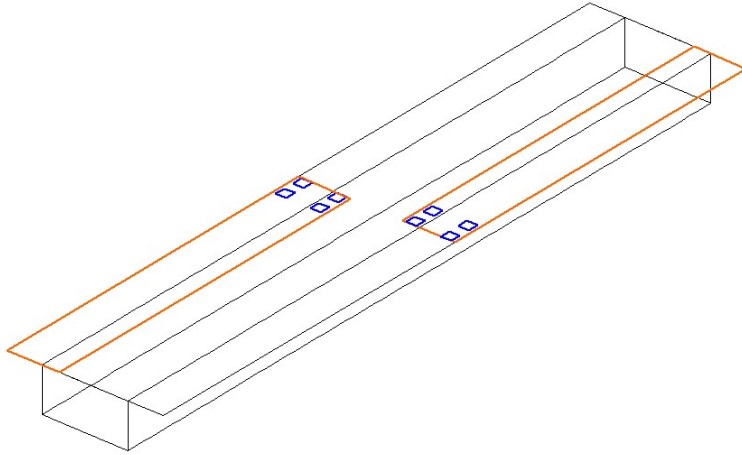


Fig. 3.28 - Schema di carico di massimo taglio longitudinale, disposizione carico per massima torsione in mezzeria

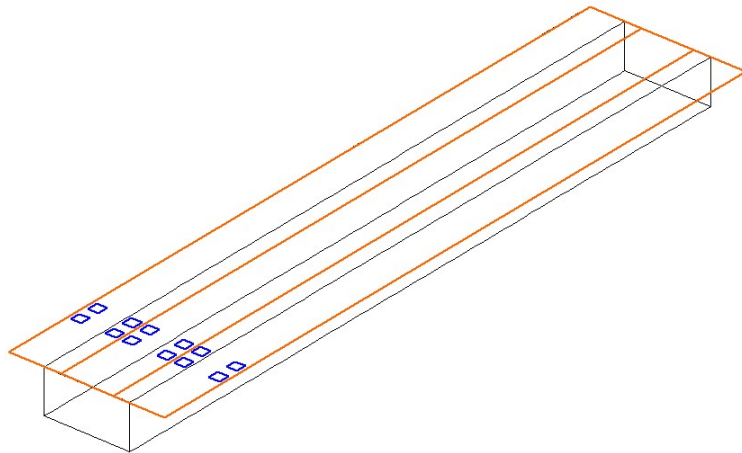


Fig. 3.29 - Schema di carico di massimo taglio longitudinale, disposizione carico per massimo taglio in prossimità dell'appoggio

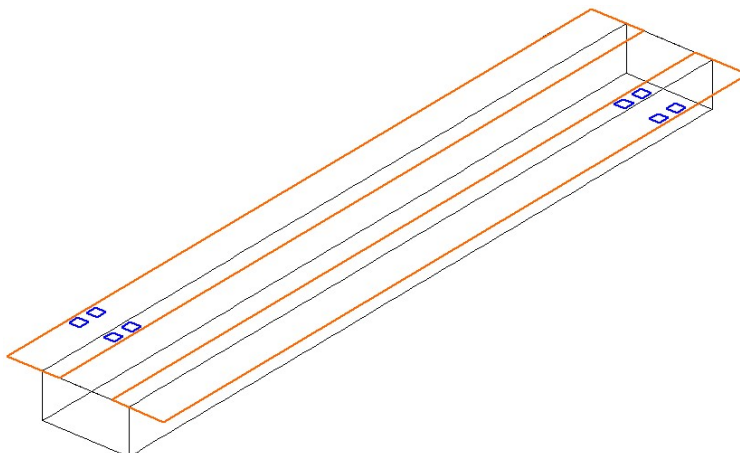


Fig. 3.30 - Schema di carico di massimo taglio longitudinale, disposizione carico per massima torsione in prossimità dell'appoggio

È importante sottolineare che non si è considerata la sezione di appoggio poiché la sezione di estremità presenta il diaframma rigido, pertanto ha caratteristiche geometriche differenti rispetto al resto delle sezioni in campata; inoltre è stata trascurata la zona in prossimità dell'appoggio poiché nel modello a gusci (modello ad elementi finiti) per la presenza del vincolo, del carico tandem concentrato e dell'irrigidimento si è all'interno di una D-Region; sono delle particolari regioni che si collocano in corrispondenza di discontinuità statiche (carichi concentrati) e/o di discontinuità geometriche (ad esempio brusche variazioni della linea d'asse). La loro estensione potrebbe essere determinata applicando il postulato del Saint Venant, secondo il quale a sufficiente distanza dall'area su cui sono applicati i carichi esterni, lo stato di tensione non dipende dalla particolare distribuzione di questi carichi, ma solamente dalla loro risultante. Nei casi analizzati, si è notato che questo effetto si annulla all'ascissa  $z = 4$  metri. Per chiarire tale concetto, si riporta di seguito la mappa di colore del momento flettente trasversale dello schema di carico eccentrico.

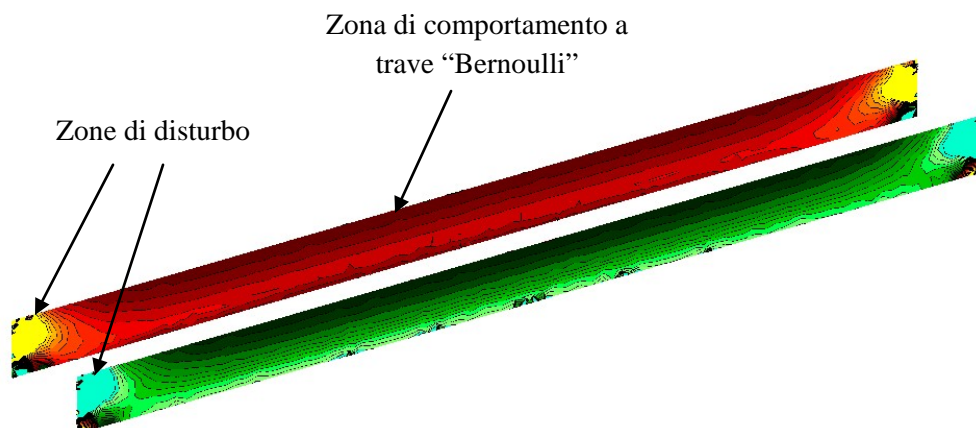


Fig. 3.31 - Mappa di colore del momento flettente trasversale nelle anime del cassone per lo schema di carico eccentrico

### **3.2.5 Calcolo dei momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione**

La valutazione dei momenti flettenti trasversali indotti dalla deformazione trasversale del cassone (comportamento a telaio), essendo la sezione in esame ad altezza e inerzia costante, è stata eseguita considerando la rigidità della sezione trasversale costante lungo l'intero sviluppo longitudinale dell'impalcato trascurando così gli effetti di bordo (trave di lunghezza infinita). Introducendo tale ipotesi le sollecitazioni flettenti trasversali si assumono costanti in tutte le sezioni della trave. Sulla sezione si sono applicati i carichi  $G_1$ ,  $G_2$  e i carichi mobili dello schema di carico considerato combinati allo stato limite ultimo. I momenti flettenti trasversali sono stati valutati considerando una sezione di lunghezza unitaria per i carichi  $G_1$ ,  $G_2$  e il carico variabile da traffico distribuito, mentre per il carico tandem si è fatto riferimento ad una diffusione che avviene a  $45^\circ$  nella pavimentazione in conglomerato bituminoso di spessore 10 cm e a  $26,6^\circ$  nella soletta per tenere conto del fenomeno del punzonamento come mostrato in figura:

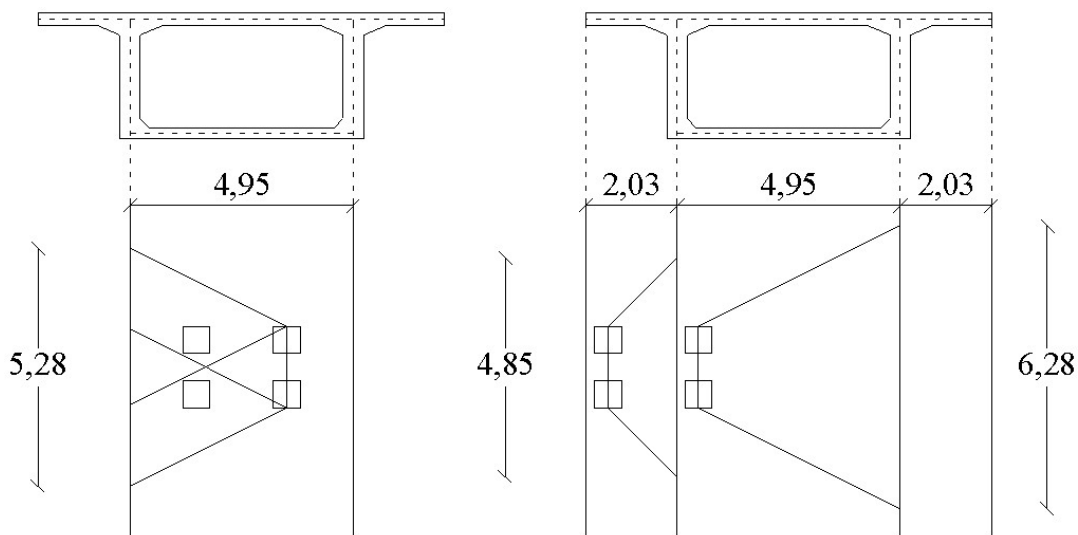


Fig. 3.32 - Diffusione del carico tandem

Come condizione di vincolo, gli appoggi fissi sono stati applicati sulle anime all'altezza del baricentro della sezione in modo da avere i massimi momenti flettenti trasversali. Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti flettenti trasversali da telaio valutati allo stato limite ultimo sia del modello a trave sia del modello a gusci per la condizione di carico centrato, di carico eccentrico e di massimo taglio longitudinale.

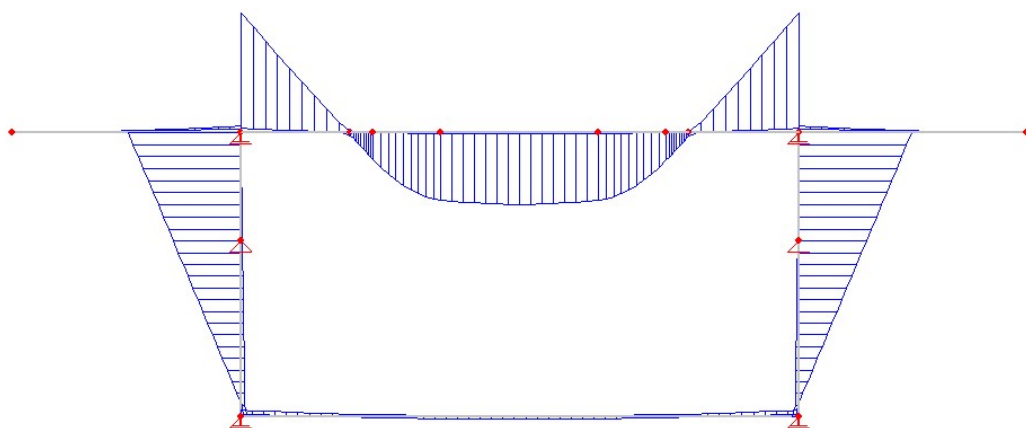


Fig. 3.33 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a trave), schema di carico centrato

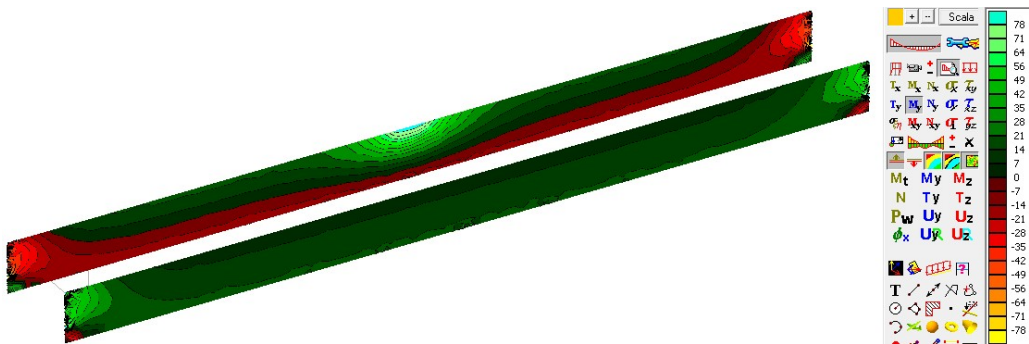


Fig. 3.34 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico centrato (mezzeria) [KNm/m]

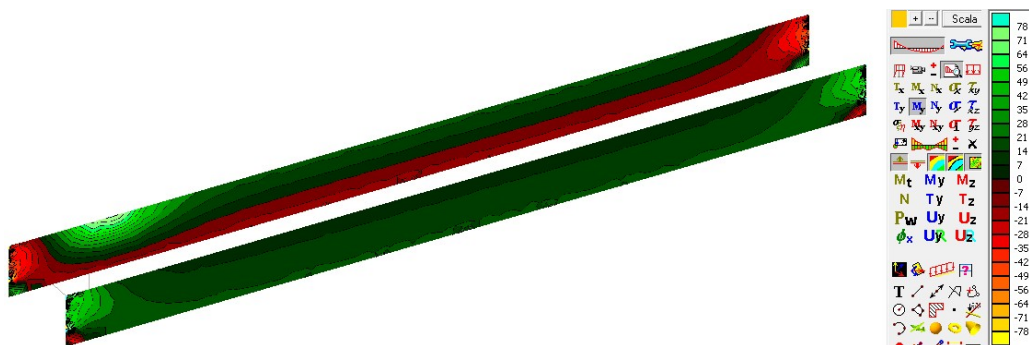


Fig. 3.35 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico centrato (appoggio) [KNm/m]

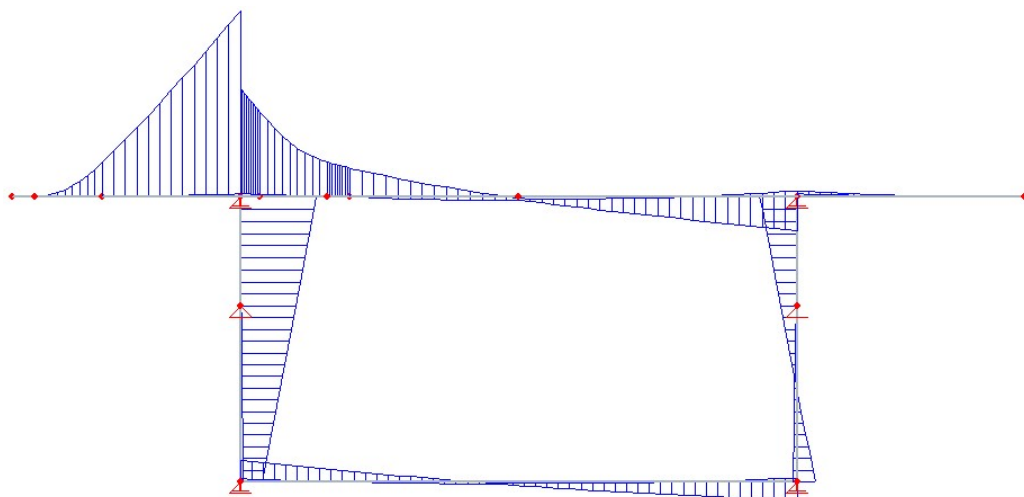


Fig. 3.36 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a trave), schema di carico eccentrico

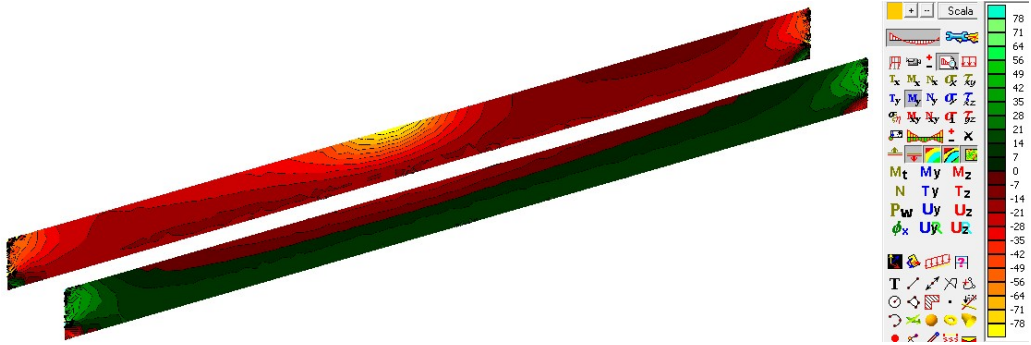


Fig. 3.37 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico eccentrico per massimo taglio in mezzeria [KNm/m]

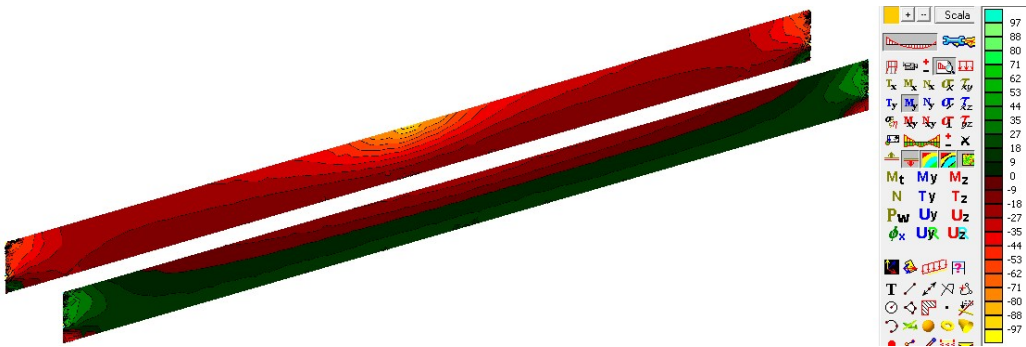


Fig. 3.38 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico eccentrico per massima torsione in mezzeria [KNm/m]

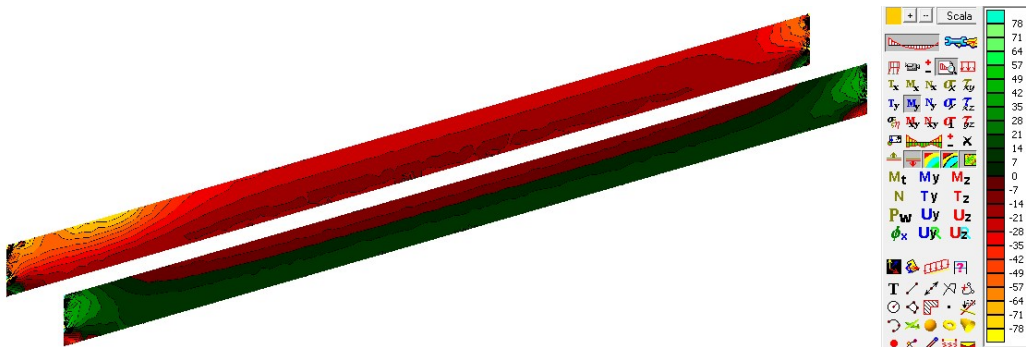


Fig. 3.39 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico eccentrico (appoggio) [KNm/m]

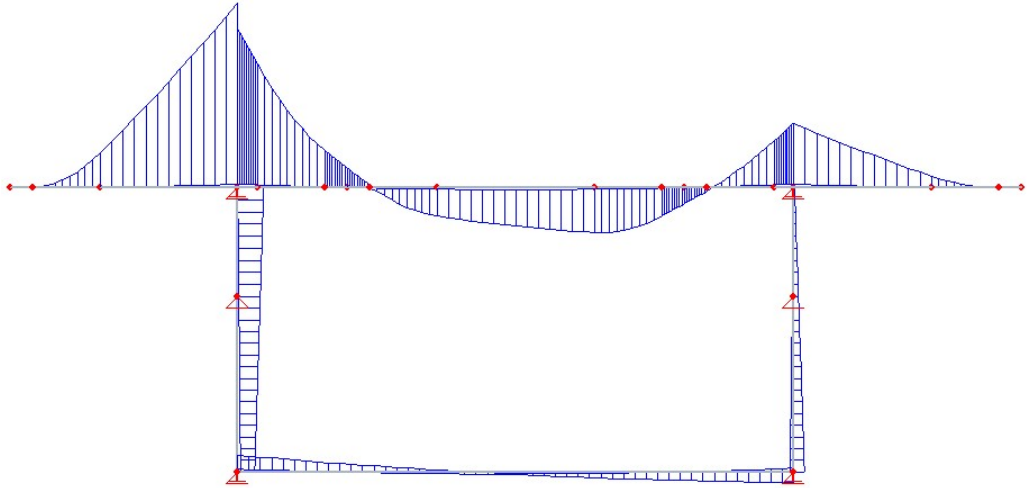


Fig. 3.40 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a trave), schema di carico per massimo taglio longitudinale (massimo taglio)

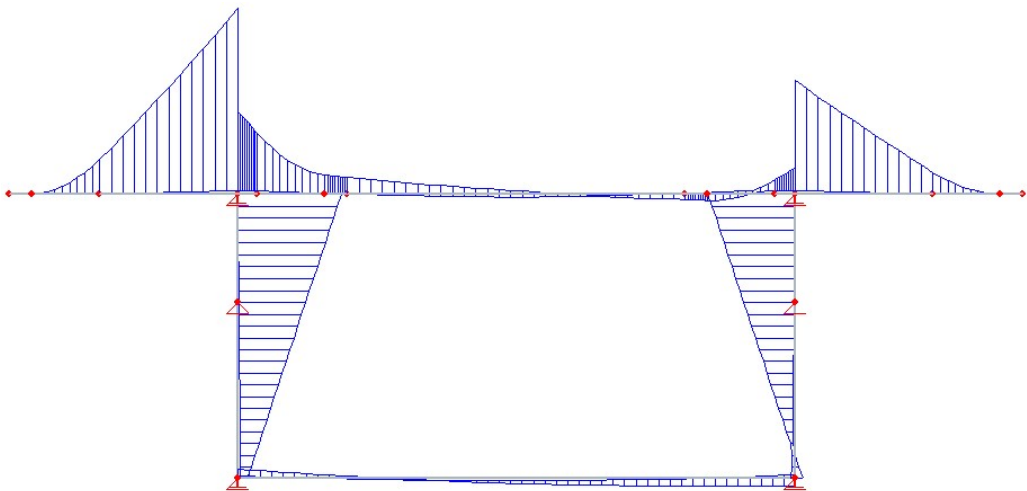


Fig. 3.41 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a trave), schema di carico per massimo taglio longitudinale (massima torsione)

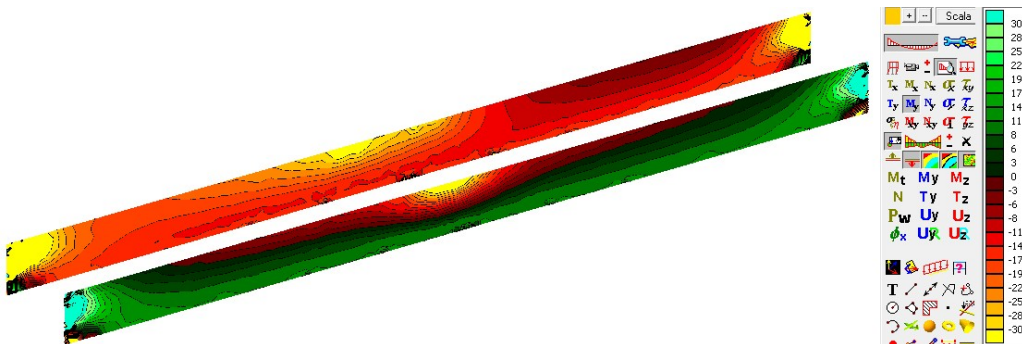


Fig. 3.42 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico di massimo taglio longitudinale per massimo taglio in mezzeria [KNm/m]

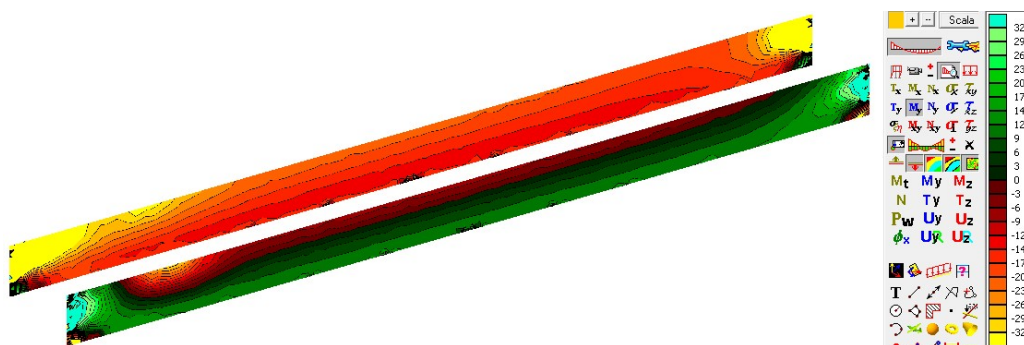


Fig. 3.43 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico di massimo taglio longitudinale per massimo taglio in prossimità dell'appoggio [KNm/m]

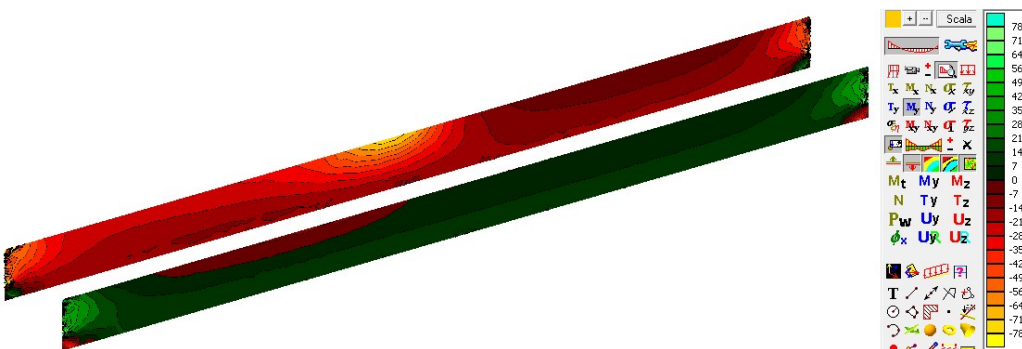


Fig. 3.44 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico di massimo taglio longitudinale per massima torsione in mezzeria [KNm/m]

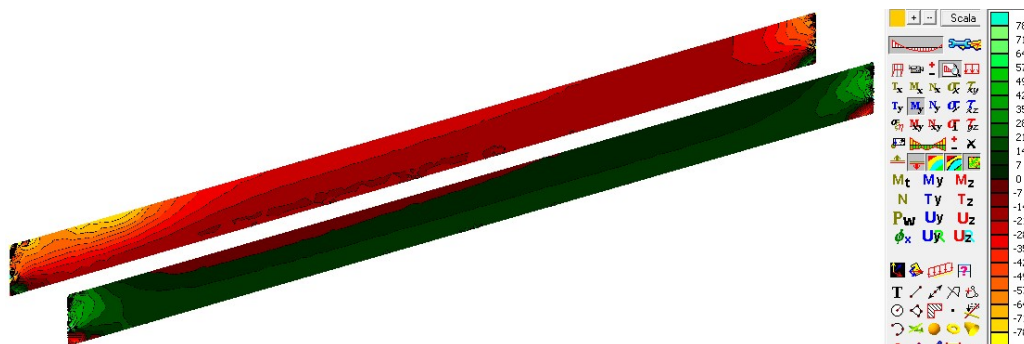


Fig. 3.45 - Momenti flettenti trasversali da telaio (modello a gusci), schema di carico di massimo taglio longitudinale per massima torsione in prossimità dell'appoggio [KNm/m]

I valori massimi di momento flettente trasversale da telaio nelle anime, per tutti e tre gli schemi di carico, si hanno nella fibra di attacco tra anima e soletta superiore. Si riportano di seguito le tabelle con i valori dei momenti flettenti trasversali da telaio ( $m_t$ ) e da distorsione ( $m_s$ ) nelle sezioni considerate:

SCHEMA DI CARICO		$m_t$ [KNm]	$B_{media}$ [m]	$m_t$ [KNm/m]	$m_s$ [KNm/m]
CENTRATO		473	5.28	89.67	0
ECCENTRICO		320	5.56	57.53	26.21
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	109	5.47	19.94	17.53
	Massima torsione	435	5.56	78.20	3.16

Tab. 3.9 - Momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione nella sezione di mezzzeria ( $z = 20$  m)

SCHEMA DI CARICO		$m_t$ [KNm]	$B_{media}$ [m]	$m_t$ [KNm/m]	$m_s$ [KNm/m]
CENTRATO		473	5.28	89.67	0
ECCENTRICO		320	5.56	57.53	7.68
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	109	5.47	19.94	5.24
	Massima torsione	435	5.56	78.20	5.24

Tab. 3.10 - Momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m)

Per lo schema di carico di centrato, poiché non sono presenti effetti distorcenti nella sezione, i momenti flettenti trasversali da telaio rappresentano la totalità della sollecitazione flettente trasversale sia nella sezione in prossimità dell'appoggio sia nella sezione di mezzeria. Per entrambe le sezioni i momenti flettenti trasversali da telaio sono univoci poiché assunti costanti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato. Ricavati i momenti flettenti trasversali nel modello a trave, questi sono stati confrontati con quelli ricavati nel modello a gusci come riportato nelle tabelle 3.11 e 3.12. Le differenze che si hanno sono dovute principalmente alla non perfetta coincidenza dei due modelli e anche agli effetti di bordo che si hanno nel modello ad elementi finiti.

SCHEMA DI CARICO		$m = m_t + m_s$ [KNm/m]	$m_{GUSCI}$ [KNm/m]
CENTRATO		89.67	84
ECCENTRICO	Massimo taglio	83.74	79
	Massima torsione	83.74	91
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	37.47	33
	Massima torsione	81.36	75

Tab. 3.11 - Confronto dei momenti flettenti trasversali tra il modello a trave ed il modello a gusci nella sezione di mezzeria ( $z = 20$  m)

SCHEMA DI CARICO		$m = m_t + m_s$ [KNm/m]	$m_{GUSCI}$ [KNm/m]
CENTRATO		89.67	76
ECCENTRICO	Massimo taglio	65.21	77
	Massima torsione	65.21	77
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	25.18	30
	Massima torsione	83.44	77

Tab. 3.12 - Confronto dei momenti flettenti trasversali tra il modello a trave ed il modello a gusci nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m)

### **3.2.6 Calcolo delle armature d'anima**

Una volta realizzato il modello a gusci mediante l'ausilio del Software ASCad32, calcolati per il modello a trave i momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione nelle anime e ricavati dall'analisi longitudinale della struttura i corrispettivi valori di taglio, è possibile determinare le armature da disporre nelle anime del cassone. Mentre il calcolo di tali armature nel modello a gusci viene effettuato direttamente tramite ASCad32 poiché è un Software sia ad elementi finiti che ad elementi strutturali e quindi restituisce il progetto delle armature, nel modello a trave il calcolo delle armature sarà effettuato tramite il modello d'interazione a sandwich (Mancini et al. 1997) opportunamente modificato per il caso in esame al fine di considerare gli effetti della precompressione e la conseguente variazione di inclinazione del campo di compressione nel calcestruzzo.

Per quanto riguarda il modello a trave, per utilizzare il modello d'interazione a sandwich è stato determinato il limite inferiore dell'inclinazione  $\theta$  del campo di tensione nel calcestruzzo al fine di adattare i diagrammi d'interazione per la sezione in c.a.p. in esame; infatti la variazione di questi è dovuta al solo limite superiore di  $\cot \theta$ . Il limite inferiore ricavato è pari a  $\theta = 7.7^\circ$  ( $\cot \theta = 7.4$ ) ed è valido per la sezione in prossimità dell'appoggio per gli schemi di carico eccentrico e di massimo taglio longitudinale, mentre per la sezione di mezzeria ( $z = 20$  metri) e per la sezione in prossimità dell'appoggio per il solo caso di carico centrato i diagrammi d'interazione da utilizzare per il calcolo delle armature trasversali e longitudinali da disporre nell'anima del cassone sono quelli forniti dagli autori (Mancini et. al 1997), ovvero i domini costruiti con limiti di  $\theta$   $0^\circ$  e  $90^\circ$  che conducono al minimo valore di armatura. Tale risultato, ovvero che i diagrammi d'interazione non necessitano di alcuna modifica per la sezione di mezzeria, è dovuto al fatto che, l'entità della sforzo di precompressione per il caso in esame riduce notevolmente le tensioni principali di trazione ed è quindi necessario un minore quantitativo di armatura trasversale e longitudinale per bilanciare tale trazione. Infatti, nella sezione di mezzeria lo sforzo di precompressione è massimo essendo i cavi a  $z = 20$  metri con tangente orizzontale.

Tenendo conto del limite superiore di  $\cot \theta$  sono stati determinati, tramite la procedura esposta nel Capitolo 2, i rispettivi diagrammi di interazione per le armature trasversali e longitudinali. Si riportano di seguito i domini di interazione

per la sezione di mezzzeria e per la sezione in prossimità dell'appoggio, adottando  $r_y = 1$  ovvero armature simmetriche sulle due facce del sandwich.

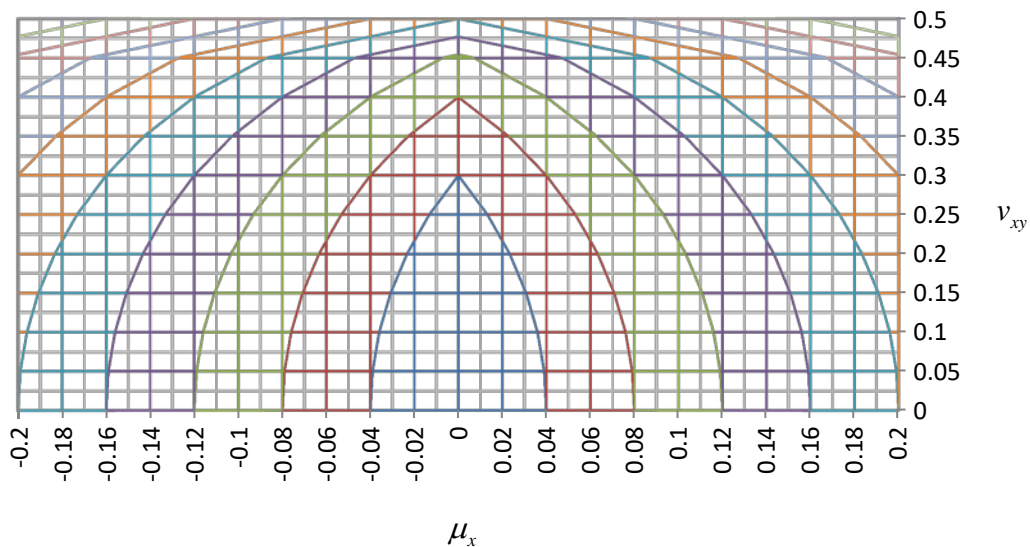


Fig. 3.46 - Diagramma d'interazione armatura trasversale, sezione di mezzzeria  
( $z = 20$  m)  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ )

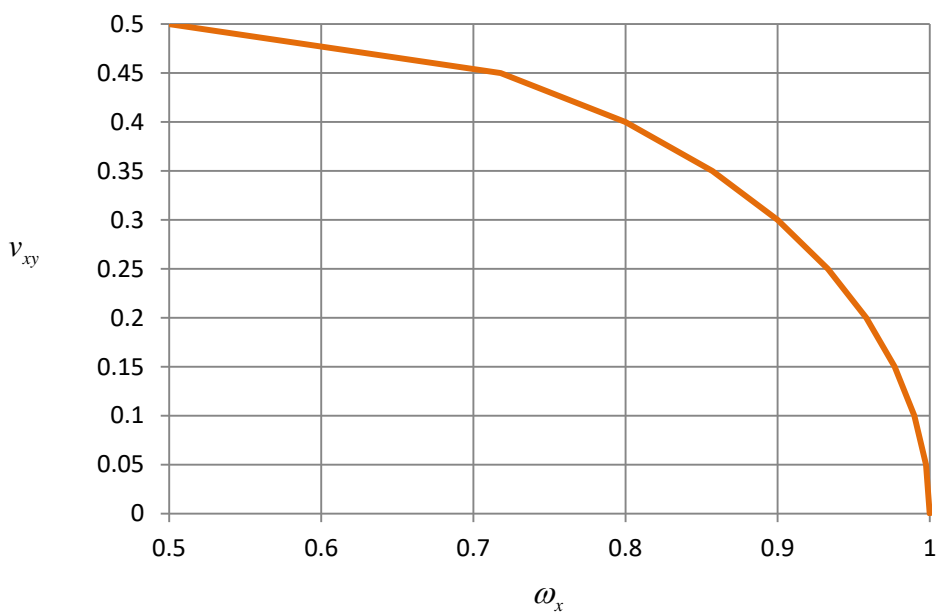


Fig. 3.47 - Diagramma di progetto per le armature longitudinali, sezione di mezzzeria  
( $z = 20$  m)  $r_x = 1$

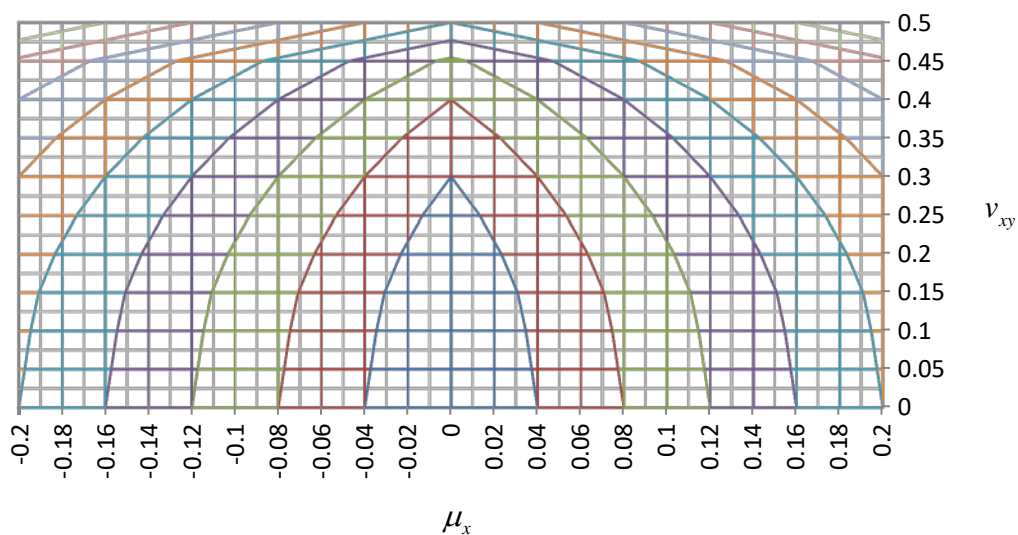


Fig. 3.48 - Diagramma d'interazione armatura trasversale, sezione in prossimità dell'appoggio  
 ( $z = 4 \text{ m}$ )  $r_y = 1$  ( $\Delta\omega_y = 0.1$ )

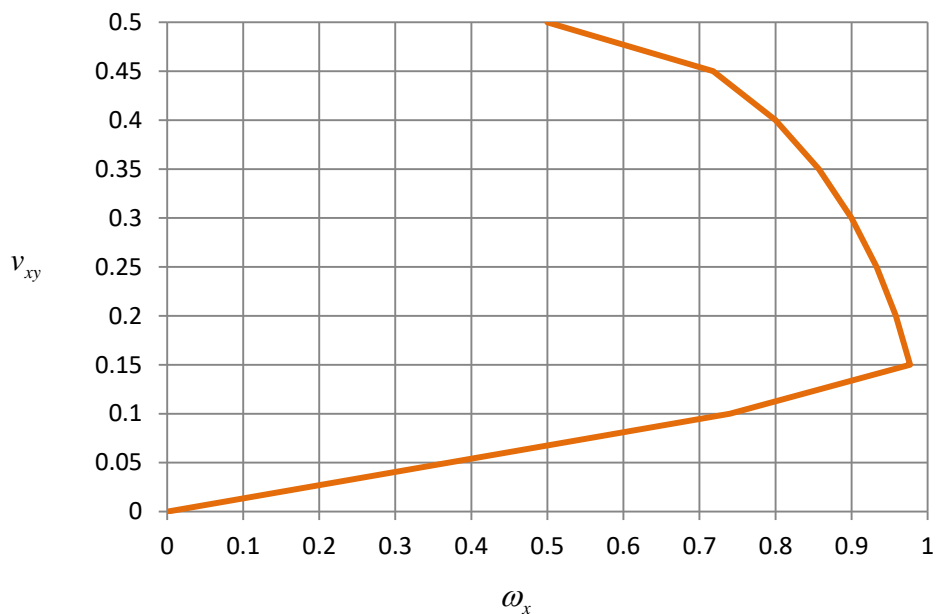


Fig. 3.49 - Diagramma di progetto per le armature longitudinali, sezione in prossimità dell'appoggio  
 ( $z = 4 \text{ m}$ )  $r_x = 1$

Come si può notare dalla Fig. 3.48 e Fig. 3.49 , i diagrammi di interazione delle armature trasversali e longitudinali si linearizzano fino al valore  $\nu_{xy} = 0.15$  .

Definiti i diagrammi d'interazione da utilizzare è possibile procedere con la valutazione dell'armatura da disporre nell'anima della sezione a cassone. Si riportano di seguito le coppie di valori relative alle sollecitazioni di taglio e momento flettente trasversale considerando la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo.

SCHEMA DI CARICO		V [KN]	m = m <sub>t</sub> + m <sub>s</sub> [KNm]
CENTRATO		112.68	89.67
ECCENTRICO	Massimo taglio	198.52	83.74
	Massima torsione	351.46	83.74
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	333.01	37.47
	Massima torsione	298.85	81.36

Tab. 3.13 - Valori ultimi di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione di mezzeria ( z = 20 m )

SCHEMA DI CARICO		V [KN]	m = m <sub>t</sub> + m <sub>s</sub> [KNm]
CENTRATO		296.01	89.67
ECCENTRICO	Massimo taglio	437.50	65.21
	Massima torsione	564.91	65.21
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	722.60	25.18
	Massima torsione	648.07	83.44

Tab. 3.14 - Valori ultimi di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione in prossimità dell'appoggio ( z = 4 m )

Note le sollecitazioni di taglio longitudinale e momento flettente trasversale è possibile calcolare i corrispondenti valori ultimi adimensionali tramite le equazioni 2.31 e 2.32 di seguito riposte:

$$v_{xy} = \frac{V}{b_w f'_{cd} \Delta y} \quad (3.2)$$

$$\mu_x = \frac{m}{b_w^2 f'_{cd} \Delta x} \quad (3.3)$$

dove  $\Delta y = \Delta x = 1 \text{ m}$ .

Si riportano di seguito i valori ultimi adimensionali per il caso in esame:

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]
CENTRATO		0.022	0.039
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.039	0.036
	Massima torsione	0.069	0.036
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.065	0.016
	Massima torsione	0.059	0.035

Tab. 3.15 - Valori ultimi adimensionali di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione di mezzeria ( $z = 20$  m)

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]
CENTRATO		0.058	0.039
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.086	0.028
	Massima torsione	0.111	0.028
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.142	0.011
	Massima torsione	0.127	0.036

Tab. 3.16 - Valori ultimi adimensionali di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m)

Entrando nei rispettivi diagrammi (Fig. 3.46 per la sezione di mezzeria e per la sezione in prossimità dell'appoggio per il solo caso di carico centrato, Fig. 3.48 per la sezione in prossimità dell'appoggio dei restanti schemi di carico) con le coppie di  $v_{xy}$  e  $\mu_x$  precedentemente calcolate, si determinano i valori dei rapporti meccanici di armatura trasversale  $\omega_y$ .

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]	$\omega_y$ [adim]
CENTRATO		0.022	0.039	0.098
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.039	0.036	0.094
	Massima torsione	0.069	0.036	0.096
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.065	0.016	0.047
	Massima torsione	0.059	0.035	0.092

Tab. 3.17 - Rapporti meccanici di armatura trasversale nella sezione di mezzeria ( $z = 20$  m , fibra di attacco anima - soletta superiore)

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]	$\omega_y$ [adim]
CENTRATO		0.058	0.039	0.101
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.086	0.028	0.083
	Massima torsione	0.111	0.028	0.086
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.142	0.011	0.049
	Massima torsione	0.127	0.036	0.108

Tab. 3.18 - Rapporti meccanici di armatura trasversale nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m , fibra di attacco anima - soletta superiore)

L'area di armatura trasversale  $A_y$  da disporre in ogni faccia può essere valutata tramite la seguente espressione:

$$A_{y1} = A_{y2} = \frac{1}{2} \frac{\omega_y b_w \Delta x f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.4)$$

Si riportano di seguito le aree di armatura trasversale:

SCHEMA DI CARICO		Ascissa z [m]	$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
CENTRATO		z = 4	658.2
		z = 20	638.6
ECCENTRICO	Massimo taglio	z = 4	540.9
		z = 20	612.6
	Massima torsione	z = 4	560.4
		z = 20	625.6
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	z = 4	319.3
		z = 20	304.3
	Massima torsione	z = 4	703.8
		z = 20	599.5

Tab. 3.19 - Aree di armatura trasversale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

Dai valori di  $A_y$  riportati in Tab. 3.19 si evince che per la sezione di mezzeria ( $z = 20$  m) il massimo valore di armatura trasversale si ha per lo schema di carico centrato. Per tale schema infatti, le sollecitazioni flettenti trasversali sono massime. Per la sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m) invece è lo schema di carico di massimo taglio longitudinale (massima torsione) che determina il valore massimo di armatura trasversali.

Il rapporto meccanico di armatura longitudinale  $\omega_x$  si valuta tramite i corrispettivi diagrammi in funzione dei valori di  $v_{xy}$ .

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\omega_x$ [adim]
CENTRATO		0.022	1
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.039	0.999
	Massima torsione	0.069	0.995
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.065	0.996
	Massima torsione	0.059	0.997

Tab. 3.20 - Rapporti meccanici di armatura longitudinale nella sezione di mezzeria ( $z = 20$  m, fibra di attacco anima - soletta superiore)

SCHEMA DI CARICO		$\nu_{xy}$ [adim]	$\omega_x$ [adim]
CENTRATO		0.058	0.997
ECCENTRICO	Massimo taglio	0.086	0.572
	Massima torsione	0.111	0.718
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	0.142	0.874
	Massima torsione	0.127	0.800

Tab. 3.21 - Rapporti meccanici di armatura longitudinale nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m , fibra di attacco anima - soletta superiore)

La quantità di armatura longitudinale  $A_x$  necessaria su ogni faccia può essere valutata tramite la seguente equazione:

$$A_{x1} = A_{x2} = \frac{1}{2} \frac{\omega_x b_w \Delta y f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.5)$$

Si riportano di seguito le aree di armatura longitudinale:

SCHEMA DI CARICO		Ascissa z [m]	$A_{x1} = A_{x2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
CENTRATO		z = 4	6492.7
		z = 20	6511.6
ECCENTRICO	Massimo taglio	z = 4	3726.4
		z = 20	6509.8
	Massima torsione	z = 4	4677.6
		z = 20	6483.7
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	z = 4	5693.9
		z = 20	6486.9
	Massima torsione	z = 4	5211.8
		z = 20	6492.3

Tab. 3.22 - Aree di armatura longitudinale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

Le aree di armatura longitudinale da disporre nell'anima del cassone nella sezione di mezzeria e nella sezione in prossimità dell'appoggio saranno rispettivamente pari a  $6509.8 \text{ mm}^2/\text{m}$  e  $5211.8 \text{ mm}^2/\text{m}$  ovvero i valori di  $A_x$  corrispondenti ai casi di carico per cui si hanno i massimi valori di armatura trasversale.

I suddetti valori di armatura ricavati con il modello d'interazione a sandwich (Mancini et al. 1997) sono stati poi confrontati con i valori di armatura ricavati invece mediante l'ausilio del Software ad elementi finiti ed elementi strutturali, ASCad32. Come già detto il modello realizzato è un modello ad elementi finiti e quindi dal punto di vista computazionale risulta essere più oneroso rispetto al metodo analitico analizzato precedentemente.

Una volta realizzato il modello ad EF e definiti i carichi agenti sull'impalcato, per poter eseguire il progetto delle armature da disporre nelle anime del cassone è stata definita la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo di seguito riportata:

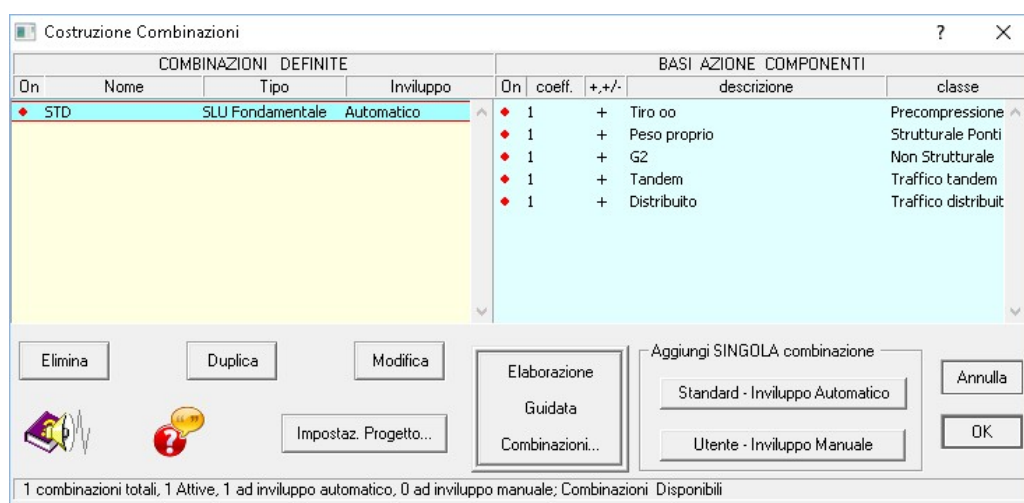


Fig. 3.50 - Combinazione SLU fondamentale, ASCad32

Questa operazione è stata eseguita per tutti gli schemi di carico analizzati. Si riportano, a titolo di esempio, le operazioni necessarie per il progetto delle armature per il solo schema di carico centrato.

Una volta realizzato il modello e assegnati i vincoli e i carichi agenti sull'impalcato (Fig. 3.51), è stata lanciata l'analisi. Come si può notare dalla Fig. 3.52 gli elementi finiti gusci sono stati discretizzati in 3559 nodi con un numero complessivo di incognite pari a 21330; dal punto di vista computazionale quindi questo metodo risulta essere sicuramente più oneroso rispetto al metodo analitico.

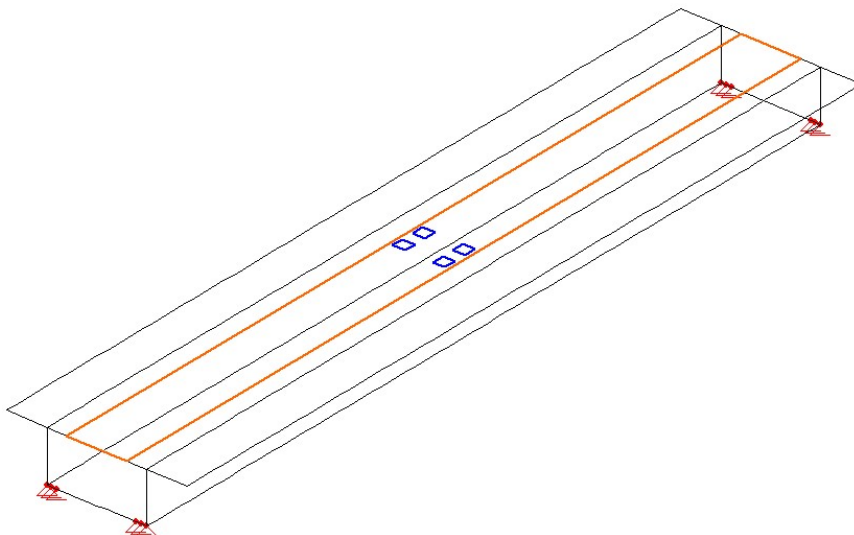


Fig. 3.51 - Modello a gusci, schema di carico centrato

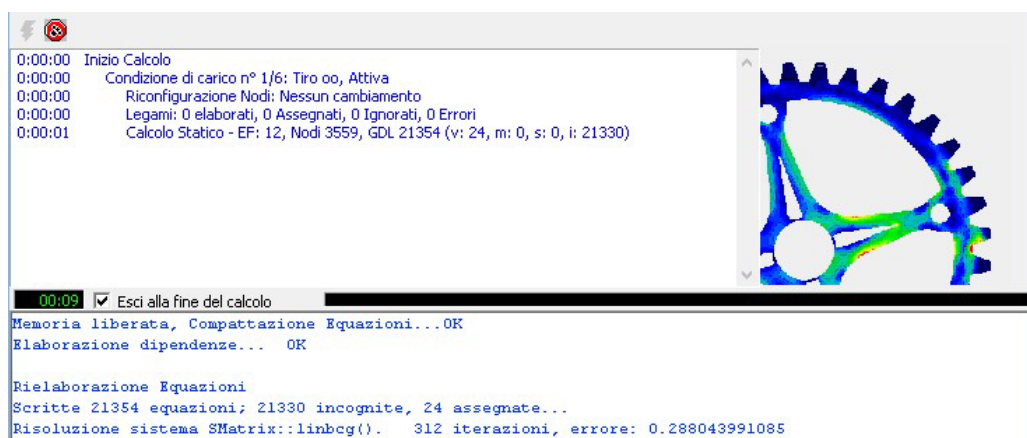


Fig. 3.52 - Analisi mediante il Software ASCad32

Eseguita l'analisi, si è passati al progettatore strutturale (Fig. 3.53) dove gli elementi finiti acquistano lo status di "elementi strutturali". Il software ASCad32, in cui sono implementati il metodo sandwich e il metodo di Wood, permette di eseguire immediatamente il calcolo delle armature.

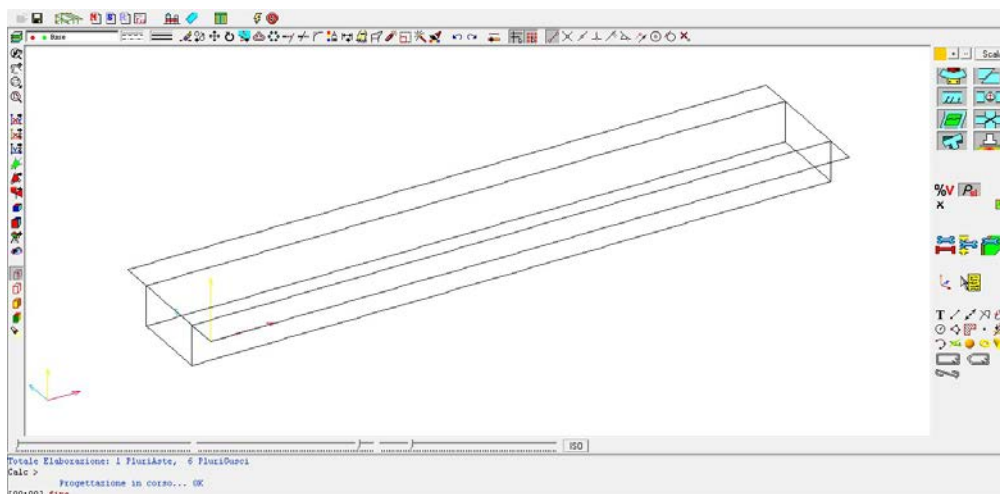


Fig. 3.53 - Progettatore strutturale, ASCad32

Si riporta di seguito il progetto delle armature trasversali eseguito in una delle due anime del cassone che saranno armate in maniera simmetrica dal momento che si sta analizzando il caso dello schema di carico centrato.

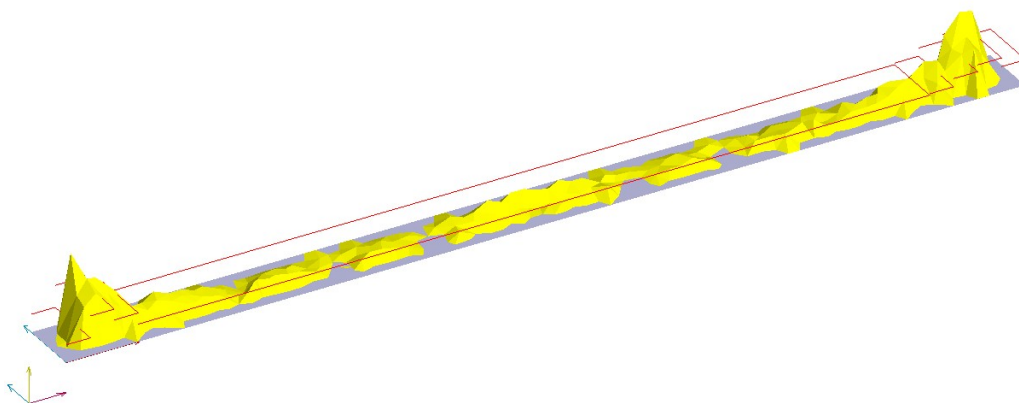


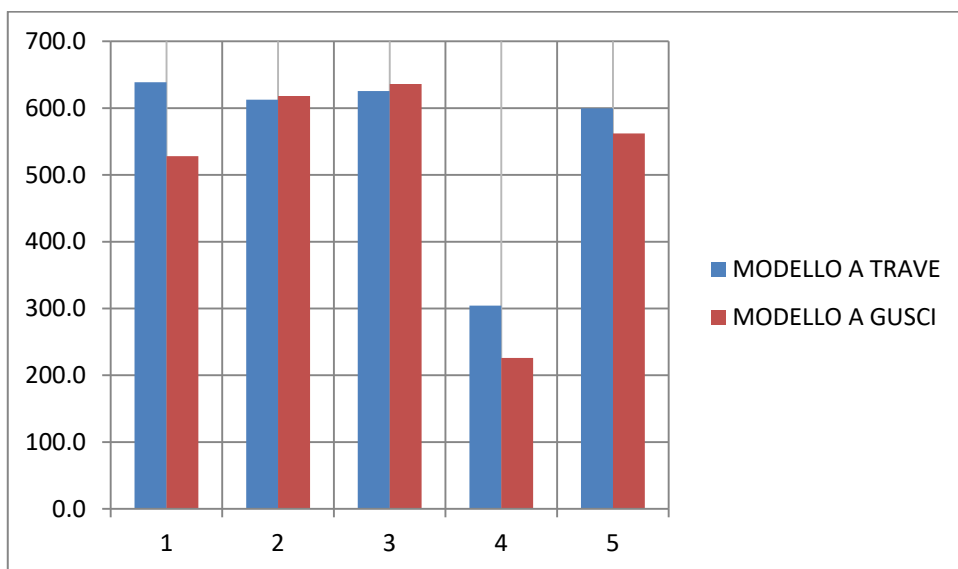
Fig. 3.54 - Armature trasversali nell'anima del cassone (giallo=armatura necessaria, rosso=armatura assegnata)

Come si può notare dalla Fig. 3.54 in prossimità dell'appoggio vi è una concentrazione anomala di armature dovuta al fatto che, come già detto nel Paragrafo 3.2.4, si è all'interno di una D-Region.

Eseguite queste operazioni anche per gli schemi di carico eccentrico e di massimo taglio longitudinale, sono state ricavate le armature necessarie da poter confrontare con quelle ottenute con il metodo analitico tramite il modello d'interazione a sandwich (Mancini et al. 1997). Si riporta di seguito il confronto in termini di armature tra il modello a trave e il modello a gusci.

*Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.*

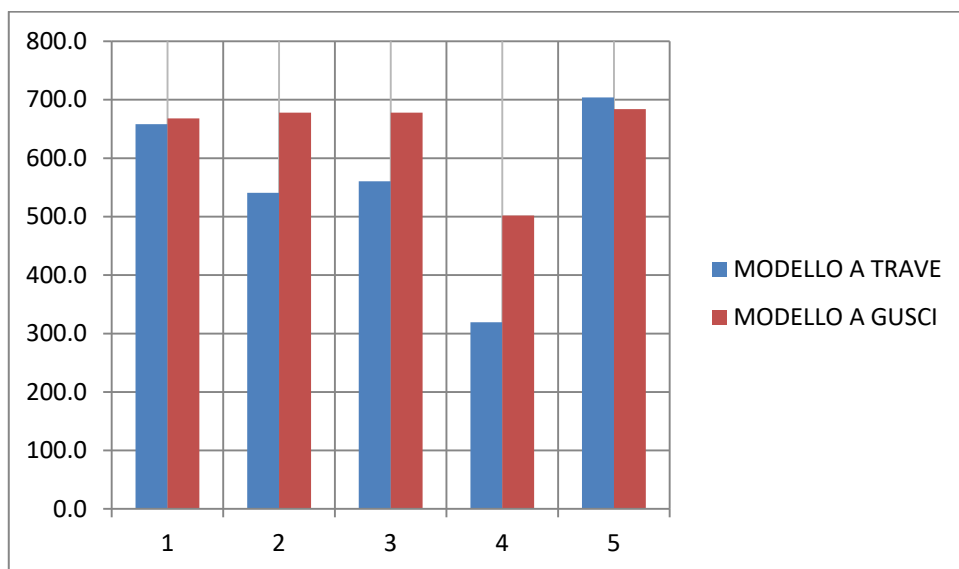
		TRAVE	GUSCI
SCHEMA DI CARICO		$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
CENTRATO		638.6	528
ECCENTRICO	Massimo taglio	612.6	618
	Massima torsione	625.6	636
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	304.3	226
	Massima torsione	599.5	562



Tab. 3.23 - Confronto delle aree di armature trasversali tra il modello a trave ed il modello a gusci nella sezione di mezzera ( $z = 20$  m)

*Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.*

		TRAVE	GUSCI
SCHEMA DI CARICO		$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
CENTRATO		658.2	668
ECCENTRICO	Massimo taglio	540.9	678
	Massima torsione	560.4	678
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	Massimo taglio	319.3	502
	Massima torsione	703.8	684



Tab. 3.24 - Confronto delle aree di armature trasversali tra il modello a trave ed il modello a gusci nella sezione in prossimità dell'appoggio ( $z = 4$  m)

### 3.3 Schema statico di trave continua

Per l'esempio di schema statico di trave continua si è considerato un impalcato a sezione costante, con dimensioni della sezione analoghe al caso di trave appoggiata. La luce complessiva pari a 100 metri è suddivisa in 3 campate, di cui quella centrale con luce di 50 metri, mentre quelle laterali con luce di 25 metri.

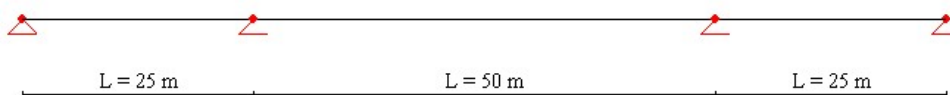


Fig. 3.55 - Schema statico impalcato

In Fig. 3.56 è riportata una vista laterale del viadotto relativa alla campata centrale dell'intero impalcato per la quale saranno calcolate le armature d'anima per la sezione in prossimità dell'appoggio e per la sezione di mezzeria.

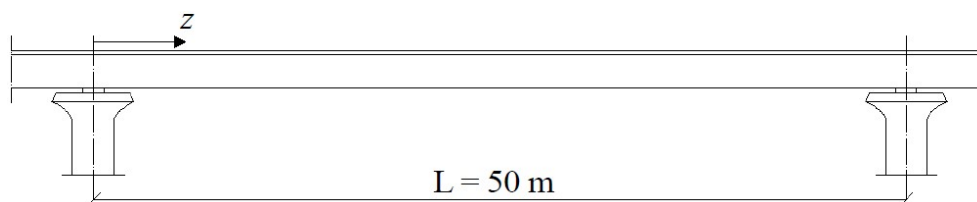


Fig. 3.56 - Campata di riferimento

#### 3.3.1 Validazione dei modelli mediante il Software ASCad32

Come nel caso di trave appoggiata, per la realizzazione dei due modelli dell'impalcato a cassone (a trave e a gusci) è stato utilizzato il Software, ad elementi finiti ed elementi strutturali, ASCad32.

Le caratteristiche geometriche della sezione e le proprietà dei materiali con cui è realizzata la sezione sono riportate in Fig. 3.4, 3.5, 3.6 e 3.7.

Prima di andare ad effettuare l'analisi longitudinale della struttura, si è verificata, mediante un confronto dello stato tensionale nella soletta e nella controsoletta, la corrispondenza tra il modello a trave ed il modello a gusci. Questa verifica è stata condotta considerando agente sul ponte il peso proprio, la precompressione e i carichi mobili.

Per quanto riguarda la precompressione, sono stati utilizzati, come nel caso di trave appoggiata, cavi 15T15 ed in particolare la precompressione superiore è stata realizzata con 16 cavi tesati a 2200 KN, pari circa al 55% del tiro massimo ammissibile, mentre la precompressione inferiore con 6 cavi tesati a 2400 KN. In entrambi i casi, le cadute di tensione nei cavi di precompressione sono state assunte pari al 20%.

È importante sottolineare che, a differenza del caso di trave appoggiata dove il layout dei cavi di precompressione ha un andamento curvilineo, nel caso di trave continua sia i cavi di precompressione superiore sia inferiore hanno un andamento rettilineo, quindi non è presente l'effetto benefico della precompressione in termini di taglio ridotto.

Si riporta di seguito la disposizione dei cavi di precompressione superiori e inferiori per la campata di riferimento dell'impalcato.

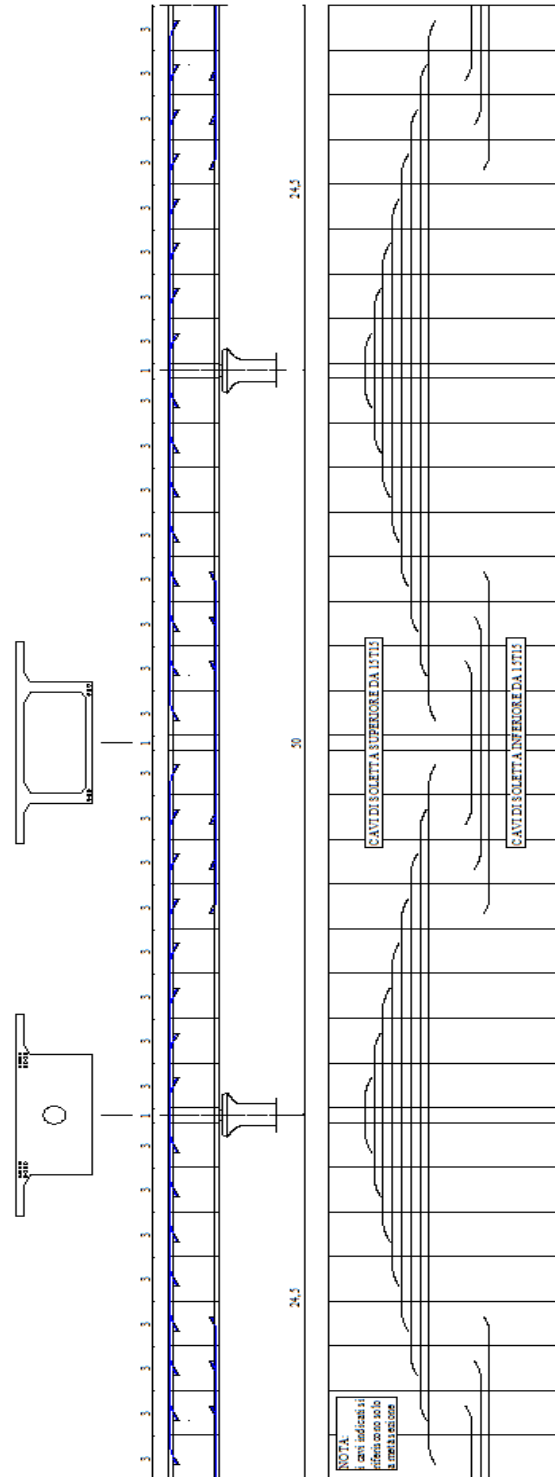


Fig. 3.57 - Disposizione dei cavi di precompressione superiori e inferiori [m]

Per la validazione del modello a gusci, è stato effettuato un confronto dello stato tensionale, considerando che per il modello a trave valgono le ipotesi di De Saint-Venant e che le stesse valgono anche per il modello a gusci nella sezione di mezzeria e in prossimità dell'appoggio. In particolare per quest'ultimo modello è stata valutata una tensione media sia nella soletta che nella controsoletta, andando a considerare diversi punti in base alla mesh dell'elemento bidimensionale. Si riportano di seguito le deformate e le tabelle con i valori di tensioni indotte dal peso proprio e dalla precompressione nella sezione in prossimità dell'appoggio, identificata con l'ascissa  $z = 4$  metri, e nella sezione di mezzeria, identificata con l'ascissa  $z = 25$  metri, in assenza dei diaframmi di irrigidimento poiché ai fini dell'analisi longitudinale della struttura, che è stata effettuata facendo l'ipotesi di costruzione dell'intero impalcato su centina, gli effetti di tali diaframmi risultano essere trascurabili.

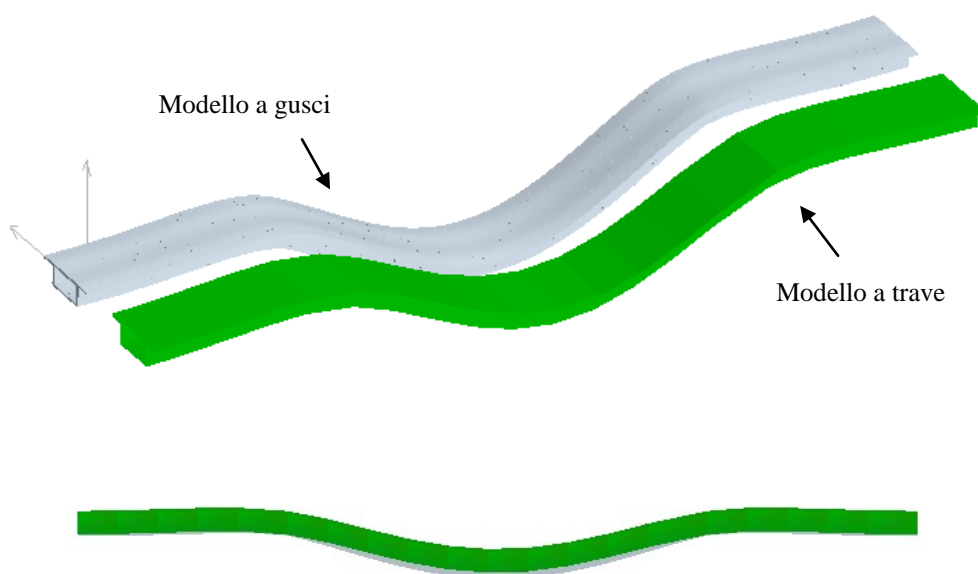


Fig. 3.58 - Confronto delle deformate per peso proprio tra i due modelli

	Ascissa z = 4 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	-2103.40	3080.58
MODELLO A GUSCI	-2116.90	3033.84
Differenza	13.50	-46.74
Errore (%)	0.64	1.52

	Ascissa z = 25 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	3432.22	-5026.73
MODELLO A GUSCI	3362.88	-5121.51
Differenza	69.34	-94.78
Errore (%)	2.02	1.89

Tab. 3.25 - Confronto dello stato tensionale dovuto al peso proprio tra i due modelli nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria (compressione positiva)

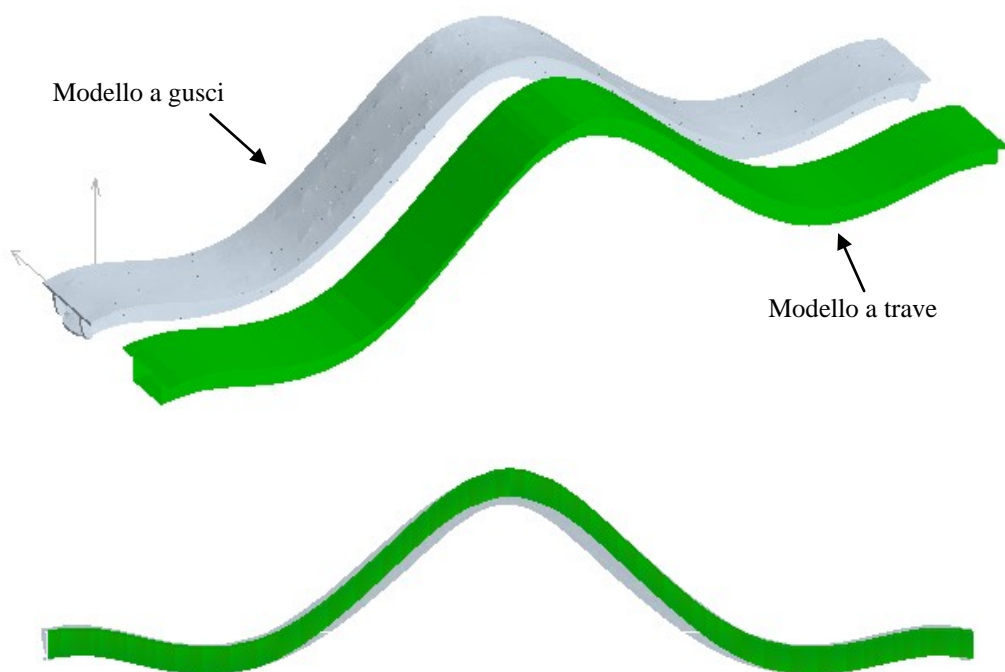


Fig. 3.59 - Confronto delle deformate per precompressione tra i due modelli

*Calcolo delle armature nelle anime dei cassoni dei ponti in c.a.p.*

	Ascissa z = 4 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	5933.57	1306.08
MODELLO A GUSCI	5922.91	1287.59
Differenza	-10.66	18.50
Errore (%)	0.18	1.42

	Ascissa z = 25 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	-3074.50	9176.39
MODELLO A GUSCI	-2944.94	8820.09
Differenza	129.57	356.30
Errore (%)	4.21	3.88

Tab. 3.26 - Confronto dello stato tensionale dovuto alla precompressione tra i due modelli nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria (compressione positiva)

Stesso procedimento è stato eseguito per i carichi mobili, considerando il solo schema di carico di massimo taglio longitudinale poiché tale schema produce il massimo taglio longitudinale e un momento torcente sull'impalcato; inoltre, tenendo conto della teoria delle linee di influenza, si è considerata una disposizione longitudinale del carico che massimizza le sollecitazioni considerate nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria. Si riportano di seguito le disposizioni longitudinali del carico e le tabelle con i valori di tensioni indotte dai carichi mobili nella sezione in prossimità dell'appoggio, identificata con l'ascissa  $z = 4$  metri, e nella sezione di mezzeria, identificata con l'ascissa  $z = 25$  metri, in assenza dei diaframmi di irrigidimento.

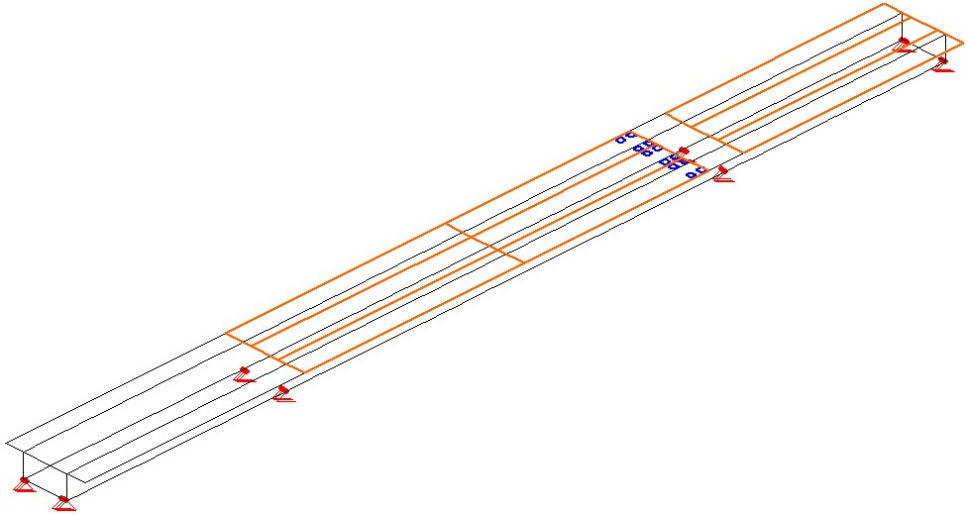


Fig. 3.60 - Disposizione longitudinale del carico per massimizzare le sollecitazioni nella sezione in prossimità dell'appoggio

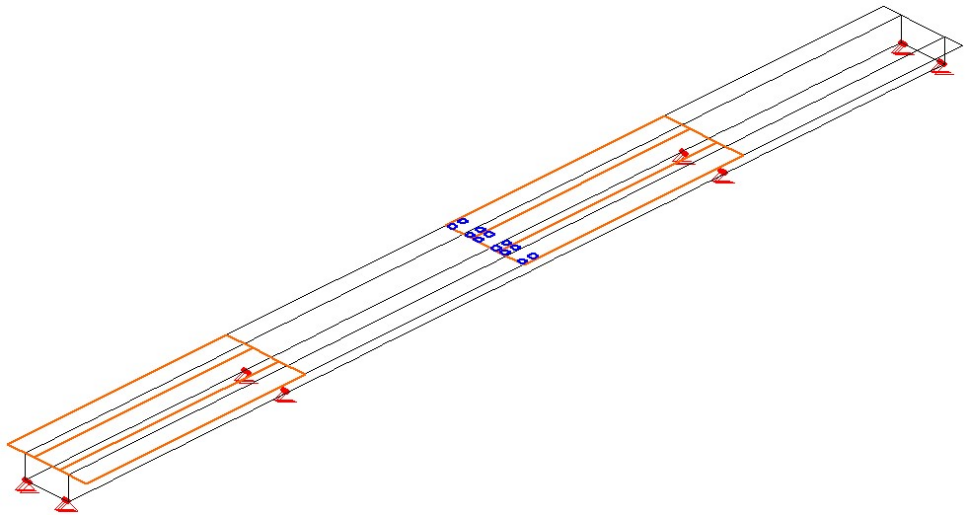


Fig. 3.61 - Disposizione longitudinale del carico per massimizzare le sollecitazioni nella sezione di mezzeria

	Ascissa z = 4 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	-380.18	556.80
MODELLO A GUSCI	-426.31	523.18
Differenza	46.13	33.62
Errore (%)	12.13	6.04

	Ascissa z = 25 m	
	$\sigma$ soletta sup [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ soletta inf [KN/m <sup>2</sup> ]
MODELLO A TRAVE	2009.18	-2942.59
MODELLO A GUSCI	2034.35	-2804.14
Differenza	25.17	-138.44
Errore (%)	1.25	4.70

Tab. 3.27 - Confronto dello stato tensionale dovuto ai carichi mobili tra i due modelli nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria (compressione positiva)

Dai valori degli errori in percentuale si evince che i due modelli sono paragonabili; soltanto nel caso in cui l'impalcato è soggetto ai carichi mobili, con la disposizione del carico per massimizzare le sollecitazioni nella sezione in prossimità dell'appoggio, gli errori in percentuale sono maggiori ma la differenza in valore assoluto è pressoché uguale agli altri casi analizzati.

Si ricorda che non si è considerata la sezione in corrispondenza dell'appoggio poiché nel modello a gusci (modello ad elementi finiti) per la presenza del vincolo e del carico tandem concentrato si è all'interno di una D-Region.

### 3.3.2 Calcolo dei momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione

Una volta eseguita l'analisi longitudinale si sono determinati i momenti flettenti trasversali provenienti dal comportamento a telaio. Come già detto, si considera il solo schema di carico per la valutazione del massimo taglio longitudinale (Fig. 3.21); poiché la sezione dell'impalcato a trave continua è analoga alla sezione del caso di trave appoggiata, le sollecitazioni flettenti trasversali da telaio sono le stesse che si sono calcolate nel Paragrafo 3.2.5, dove è riportata in dettaglio la procedura di calcolo. Si ricorda che le sollecitazioni flettenti trasversali sono assunte costanti in tutte le sezioni della trave.

Si riportano di seguito le tabelle con i valori dei momenti flettenti trasversali da telaio ( $m_t$ ) e da distorsione ( $m_s$ ) per il caso di trave continua nelle sezioni considerate:

SCHEMA DI CARICO		$m_t$ [KNm]	$B_{media}$ [m]	$m_t$ [KNm/m]	$m_s$ [KNm/m]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	$z = 4$ m	109	5.47	19.94	5.24
	$z = 25$ m	109	5.47	19.94	17.35

Tab. 3.28 - Momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzzeria

### 3.3.3 Calcolo delle armature d'anima

Una volta realizzato il modello a gusci mediante l'ausilio del Software ASCad32, calcolati per il modello a trave i momenti flettenti trasversali da telaio e da distorsione nelle anime e ricavati dall'analisi longitudinale della struttura i corrispettivi valori di taglio, è possibile determinare le armature da disporre nelle anime del cassone. Mentre il calcolo di tali armature nel modello a gusci viene effettuato direttamente tramite ASCad32 poiché è un Software sia ad elementi finiti che ad elementi strutturali e quindi restituisce il progetto delle armature, nel modello a trave il calcolo delle armature sarà effettuato tramite il modello d'interazione a sandwich (Mancini et al. 1997) opportunamente modificato per il caso in esame al fine di considerare gli effetti della precompressione e la conseguente variazione di inclinazione del campo di compressione nel calcestruzzo.

Per quanto riguarda il modello a trave, analogamente al caso di trave appoggiata, per utilizzare il modello d'interazione a sandwich è stato determinato il limite inferiore dell'inclinazione  $\theta$  del campo di tensione nel calcestruzzo al fine di adattare i diagrammi d'interazione per la sezione in c.a.p. in esame; infatti la variazione di questi è dovuta al solo limite superiore di  $\cot \theta$ . Il limite inferiore ricavato è pari a  $\theta = 17.46^\circ$  ( $\cot \theta = 3.18$ ) ed è valido per la sezione in prossimità dell'appoggio per lo schema di carico di massimo taglio longitudinale, mentre per la sezione di mezzzeria ( $z = 25$  metri) i diagrammi d'interazione da utilizzare per il calcolo delle armature trasversali e longitudinali da disporre nell'anima del cassone sono quelli forniti dagli autori (Mancini et. al 1997), ovvero i domini costruiti con limiti di  $\theta$   $0^\circ$  e  $90^\circ$  che conducono al minimo valore di armatura.

Si riportano di seguito i diagrammi di interazione delle armature trasversali e longitudinali per la sezione in prossimità dell'appoggio, adottando  $r_y = 1$ , ovvero armature simmetriche sulle due facce del sandwich.

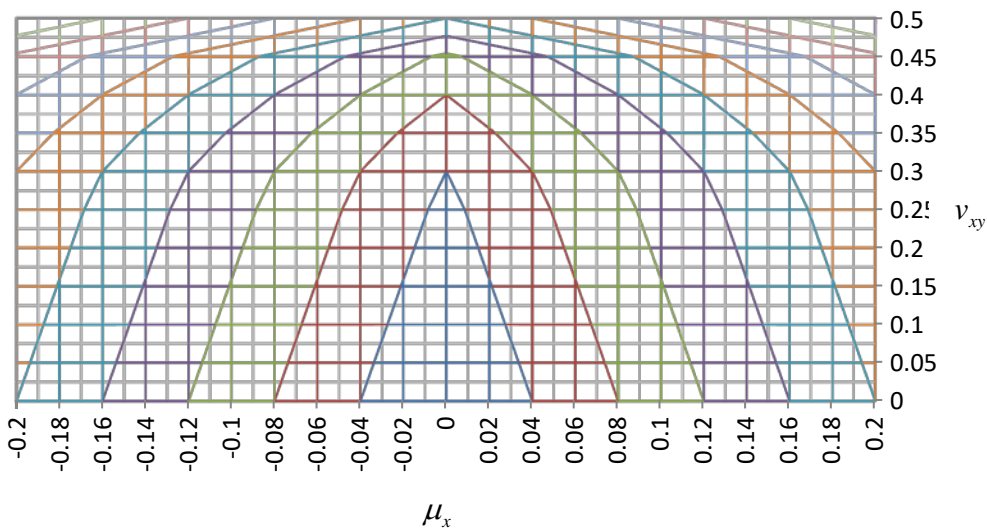


Fig. 3.62 - Diagramma d'interazione armatura trasversale, sezione in prossimità dell'appoggio  
 $(z = 4 \text{ m}) r_y = 1 (\Delta\omega_y = 0.1)$

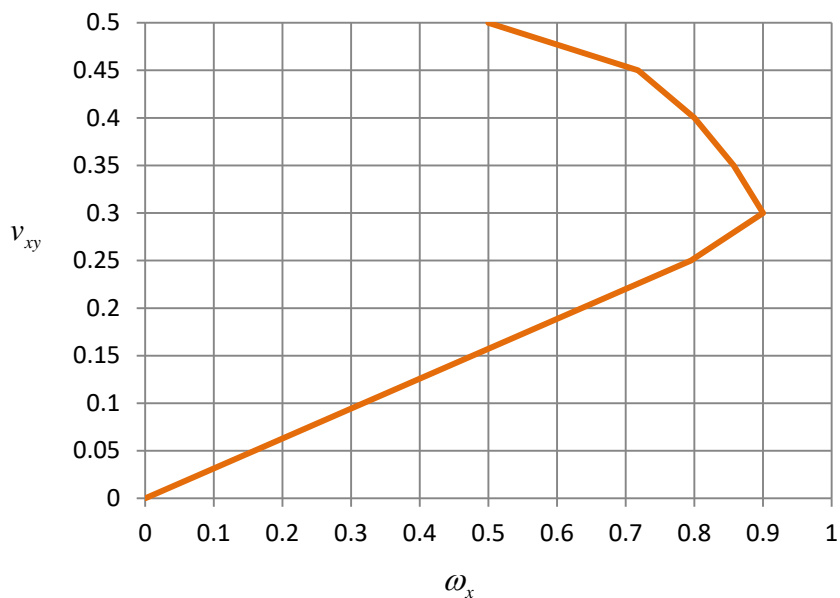


Fig. 3.63 - Diagramma di progetto per le armature longitudinali, sezione in prossimità dell'appoggio  
 $(z = 4 \text{ m}) r_x = 1$

Come si può notare dalla Fig. 3.62 e Fig. 3.63 , i diagrammi di interazione delle armature trasversali e longitudinali si linearizzano fino al valore  $v_{xy} = 0.3$ .

Definiti i diagrammi d'interazione da utilizzare è possibile procedere con la valutazione dell'armatura da disporre nell'anima della sezione a cassone. Si riportano di seguito le coppie di valori relative alle sollecitazioni di taglio e momento flettente trasversale considerando la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo.

SCHEMA DI CARICO		V [KN]	m = m <sub>t</sub> + m <sub>s</sub> [KNm]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	1430.56	25.18
	z = 25 m	231.28	37.29

Tab. 3.29 - Valori ultimi di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria

Note le sollecitazioni di taglio longitudinale e momento flettente trasversale è possibile calcolare i corrispondenti valori ultimi adimensionali tramite le equazioni 3.2 e 3.3.

Si riportano di seguito i valori ultimi adimensionali per il caso in esame:

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	0.281	0.011
	z = 25 m	0.045	0.016

Tab. 3.30 - Valori ultimi adimensionali di taglio longitudinale e momento flettente trasversale nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria

Entrando nei rispettivi diagrammi (Fig. 3.46 per la sezione di mezzeria, Fig. 3.62 per la sezione in prossimità dell'appoggio) con le coppie di  $v_{xy}$  e  $\mu_x$  precedentemente calcolate, si determinano i valori dei rapporti meccanici di armatura trasversale  $\omega_y$ .

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\mu_x$ [adim]	$\omega_y$ [adim]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	0.281	0.011	0.116
	z = 25 m	0.045	0.016	0.043

Tab. 3.31 - Rapporti meccanici di armatura trasversale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

L'area di armatura trasversale  $A_y$  da disporre in ogni faccia può essere valutata tramite l'equazione 3.4. Si riportano di seguito le aree di armatura trasversale:

SCHEMA DI CARICO		$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	755.9
	z = 25 m	280.2

Tab. 3.32 - Aree di armatura trasversale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

Il rapporto meccanico di armatura longitudinale  $\omega_x$  si valuta tramite i corrispettivi diagrammi in funzione dei valori di  $v_{xy}$ .

SCHEMA DI CARICO		$v_{xy}$ [adim]	$\omega_x$ [adim]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	0.281	0.842
	z = 25 m	0.045	0.999

Tab. 3.33 - Rapporti meccanici di armatura longitudinale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

La quantità di armatura longitudinale  $A_x$  necessaria su ogni faccia può essere valutata tramite l'equazione 3.5. Si riportano di seguito le aree di armatura longitudinale:

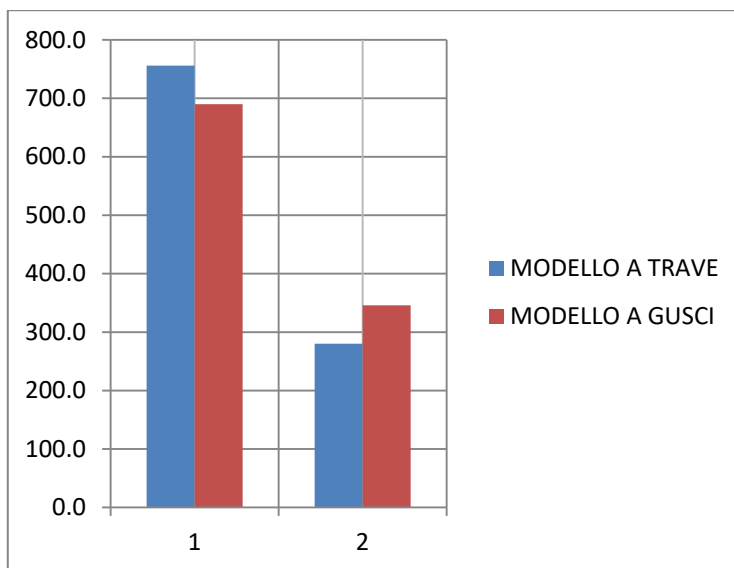
SCHEMA DI CARICO		$A_{x1} = A_{x2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	5485.4
	z = 25 m	6501.3

Tab. 3.34 - Aree di armatura longitudinale (fibra di attacco anima - soletta superiore)

I suddetti valori di armatura ricavati con il modello d'interazione a sandwich (Mancini et al. 1997) sono stati poi confrontati con i valori di armatura ricavati invece mediante l'ausilio del Software ad elementi finiti ed elementi strutturali, ASCad32. Come già detto il modello realizzato è un modello ad elementi finiti e quindi dal punto di vista computazionale risulta essere più oneroso rispetto al metodo analitico analizzato precedentemente.

Si riporta di seguito il confronto in termini di armature tra il modello a trave e il modello a gusci.

SCHEMA DI CARICO		TRAVE	GUSCI
		$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{y1} = A_{y2}$ [mm <sup>2</sup> /m]
DI MASSIMO TAGLIO LONGITUDINALE	z = 4 m	755.9	690
	z = 25 m	280.2	346



Tab. 3.35 - Confronto delle aree di armature trasversali tra il modello a trave ed il modello a gusci nella sezione in prossimità dell'appoggio e nella sezione di mezzeria

## Conclusioni

*Il nucleo della ricerca della presente tesi consiste nel confronto tra due diversi metodi di modellazione dell'impalcato di un ponte a cassone in calcestruzzo armato precompresso: un modello a trave ed un modello a gusci. La sezione a cassone unicellulare, grazie alla sua elevata rigidità torsionale, è frequentemente utilizzata nella realizzazione dei ponti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso. Nell'impalcato sono presenti dei diaframmi di irrigidimento interni, il cui scopo è di limitare la deformazione trasversale della sezione scatolare. Si è visto, però, che la sezione a cassone non può ritenersi rigida trasversalmente per due particolari aspetti: il primo è l'assenza di diaframmi rigidi lungo la campata mentre il secondo aspetto riguarda le caratteristiche geometriche delle sezioni a cassone (spessori ridotti, rapporto tra la larghezza della sezione e la larghezza del nucleo a cassone molto maggiore dell'unità) che non permettono di ritenere queste sezioni compatte bensì profili chiusi a parete sottile.*

*L'introduzione dell'ipotesi di sezione deformabile trasversalmente genera rivelanti sollecitazioni flettenti trasversali nelle anime del cassone, che sono causate principalmente dalla presenza di carichi eccentrici e di carichi applicati sulla soletta superiore del cassone. Mentre i primi generano torsione e distorsione (distortional warping) della sezione a cassone, i secondi fanno sì che la sezione si comporti come un telaio deformabile nel suo piano.*

*Tali flessioni trasversali indotte dalla distorsione del cassone e dal comportamento a telaio congiuntamente all'azione di taglio longitudinale, sollecitazione della teoria tecnica della trave, possono impegnare significativamente le risorse di resistenza disponibili nell'anima della sezione a cassone. Quindi il progetto delle armature dell'anima con modellazioni separate per flessione trasversale e taglio può essere sensibilmente non conservativo nei confronti della sezione di calcestruzzo.*

*Nella presente tesi, in una prima fase si è definita una procedura analitica che permette, a partire dal modello a trave, tenendo conto degli effetti di De Saint-Venant e di quelli derivanti dalla distorsione, il calcolo delle armature da disporre nelle anime delle sezioni a cassone in presenza di sollecitazione combinate di taglio longitudinale e flessione trasversale. Tali risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti, in una seconda fase, modellando l'impalcato con elementi guscio mediante il Software ad elementi finiti ed elementi strutturali ASCad32, al fine di validare il metodo analitico.*

*Dai risultati ottenuti si può notare che la vicinanza dei due modelli, a trave e a gusci, sia in termini di sollecitazioni complessive che di armatura, sia pienamente soddisfacente e nella maggior parte dei casi esaminati il modello ad elementi finiti dà dei valori di armatura più conservativi. La modellazione ad elementi finiti risulta essere sicuramente più accurata rispetto al metodo analitico, che rappresenta comunque un metodo semplificato, ma può comportare richieste computazionali eccessivamente dispendiose: essa infatti deve essere svolta tenendo presente che il grado di dettaglio della mesh influisce notevolmente sulla precisione e sulla accuratezza del risultato.*

*L'esempio riportato nella presente tesi, relativo solo ad un cassone su quattro appoggi ha già evidenziato la mole di calcoli e di tempo necessari per la modellazione e per la valutazione finale dei risultati. Esso rappresenta un modello realistico ma ridotto a fronte degli schemi ricorrenti nella pratica costruttiva dove le campate possono essere dell'ordine della decina. In questi casi l'approccio analitico permette, con uno sforzo computazionale contenuto, di avere una stima senza dubbio più agevole e non meno affidabile delle percentuali di armatura necessarie.*

## Bibliografia

Arici M., Granata M.F. (2016). Unified theory for analysis of curved thin-walled girders with open and closed cross section through HSA method, *Engineering Structures*, Vol. 113, p. 299- 314.

Arici M., Granata F.M., Recupero A. (2010). BEF Analogy for concrete box girder analysis of bridges, *Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas*, p. 118-119.

Arici M., Granata M.F., Margiotta P. (2013). Hamiltonian Structural Analysis of Curved Beams with or without Generalized Two-parameter Foundation, *Archive of Applied Mechanics*, 83(12), p. 1695-1714.

Arici M., Granata M.F., Oliva M. (2015). Influence of Secondary Torsion on Curved Steel Girder Bridges with Box and I-Girder Cross-sections, *KSCE Journal of Civil Engineering*, p. 1-15.

Bach F, Braestrup M.W., Nielsen M.P. (1978). Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams, *International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*.

Ballio G., Mazzolani F.M. (1987). *Strutture in acciaio*, Hoepli.

Bažant Z.P. (1965). Non uniform torsion of thin-walled bars of variable cross section, *International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, p. 245-267.

Calgaro J.A., Virlogeux M. (1994). *Projet et construction des ponts: analyse structurale des tabliers de ponts*, Presses de l'Ecole National des Ponts et Chaussées.

Cestelli Guidi C. (2013). *Cemento armato precompresso*, Hoepli.

Cosenza E.; Manfredi G.; Pecce M. (2008). *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli.

Dabrowski R. (1972). Curved thin-walled girders, translated version from German Edition (Springer-Verlang, 1968) by Amerongen, London: Cement and Concrete Association.

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture, UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

Fanti G., Mancini G. (1995). Ultimate Limit State design of Structural Concrete Shell Elements, *CEB Bulletin Information*, p. 167-207.

Giangreco E. (1982). *Teoria e Tecnica delle costruzioni*, Vol. 1, Liguori, Napoli.

Granata M.F. (2014). Analysis of non-uniform torsion in curved incrementally launched bridges, *Engineering Structure*, p. 374-387.

Granata M.F., Recupero A. (2015). Serviceability and ultimate safety checks of segmental concrete bridges through N-M and M-V interaction domains, *Journal of bridge engineering*.

Kollbrunner C.F., Basler K. (1969). *Torsion in structures*, Springer-Verlang Berlin Heidelberg GmbH.

Mancini G., Recupero A., Scilipoti C.D. (1996). Taglio nel c.a in presenza di armature d'anima longitudinali e trasversali, *Studi e Ricerche Vol. 17*.

Mancini G., Napoli P., Recupero A. (1997) Interazione taglio-flessione trasversale nelle anime dei ponti a cassone in c.a/c.a.p, *Giornale AICAP*.

Manterola J. (2006). *Puentes, Canales y Puertos* Colegio de Ingenieros de Caminos, Madrid.

Mathivat J. (1979). *Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint*, Éditions Eyrolles, Paris.

Martinez Y Cabrera F. (2000). Ponti a cassone: comportamento statico e deformativo, *Ponti e Viadotti: concezione, progetto, analisi, gestione*. Pitagora Editrice, Bologna, p. 91-151.

Menn C. (1990). *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhauser Verlag, Switzerland, p. 259-264.

Nakai H., Yoo C.H. (1988). *Analysis and design of curved steel bridges*, McGraw-Hill Book Company, New York.

NTC 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

Park N., Choi Y., Yi G. (2002). Distortional Analysis of Steel Box Girders, *Steel Structures*, p. 51-58.

Petrangeli M.P. (1997). *Progettazione e costruzione di ponti. Con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*, Masson, Italy.

Razaqpur A., Li H. (1991). Thin-Walled Multicell Box-Girder Finite Element, *Journal of Structural Engineering*, 117(10), p. 2953–2971.

Recupero A. (2006). La precompressione esterna, *Nuovi orientamenti progettazione ponti e viadotti*, Flaccovio Dario Editore, Italy, p. 95-123.

Rosignoli M. (2002). *Bridge Launching*, Thomas Telford, Italy.

Schlaich J., Scheef H. (1982). *Concrete box girder bridges*, IABSE, Switzerland.

Sgambi L. (2004). Influenza della modellazione nell'analisi strutturale di un cassone da ponte, *Atti delle Giornate AICAP*, Italy.

Viola E. (2010). *Teoria delle strutture Vol. 1*, Pitagora Editore, Italy.

Vlasov V.Z., Leont'ev U.N (1996). *Beams, plates and shells on elastic foundations*, (Translated from Russian), Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem.

Walther R., Miehlabrad M. (1990). *Dimensionnement des structures en béton - Bases et technologie*, Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne - Volume 7.

Wright R.N., Sana R.A.S., Robinson A.R. (1968). BEF analogy for analysis of box girders, *Journ. Struct. Div. ASCE*, Vol. 94, p. 1719-1743.

Yoo C.H., Kang J., Kim K. (2015). Stress due distortion on horizontally curved tub-girdes, *Engineering Structure*, p. 70-85.