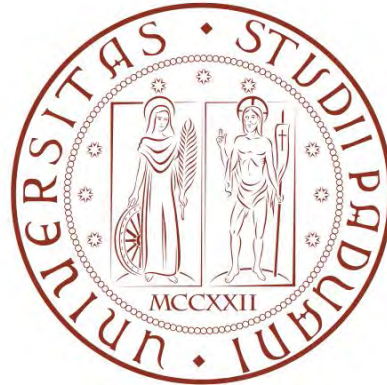


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
FACOLTA' DI INGENERIA**

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale



**Corso di Laurea in Ingegneria Civile, indirizzo Strutture
Tesi di laurea in Apparecchi ed impianti di sollevamento e
trasporto**

**STUDIO DEL VARO DI UN IMPALCATO A GEOMETRIA
VARIABILE CON METODI DI SPINTA INCREMENTALE**

Study of the incremental launching of a bridge deck with varying cross-section

CANDIDATO
Vanny Ceotto
Matr.n° 1013512

RELATORE
Ch.mo Prof. Ing. Renato Vitaliani

CORRELATORE
Ing. Massimiliano Lazzari

Anno accademico 2012/2013

Se non puoi essere un pino sul monte,
sii una saggina nella valle,
ma sii la migliore piccola saggina
sulla sponda del ruscello.
Se non puoi essere un albero,
sii un cespuglio.
Se non puoi essere una via maestra
sii un sentiero.
Se non puoi essere il sole,
sii una stella.
Sii sempre il meglio
di ciò che sei.
Cerca di scoprire il disegno
che sei chiamato ad essere,
poi mettiti a realizzarlo nella vita.

Indice

Introduzione

Capitolo 1: Varo a spinta incrementale: generalità	1
1.1 Tipologie di impalcati	2
1.2 Vantaggi e svantaggi	7
1.3 Attrezzature di varo	7
1.3.1 Avambecco	8
1.3.2 Retrobecco	11
1.3.3 Rulliere e slitte	11
1.3.4 Ritegni laterali	13
1.3.5 Sistema di avanzamento	15
1.3.5.1 Avanzamento in salita o discesa	18
1.4 Linee di varo	21
Capitolo 2: Caso di studio	23
Capitolo 3: Descrizione della struttura	24
3.1 Ponte	24

3.2 Geometria planimetrica ed altimetrica	30
3.3 Avambecco	31
3.4 Rulliere	36
Capitolo 4: Azioni e combinazioni di carico per le fasi di varo	38
4.1 Classificazione delle azioni	39
4.2 Rappresentazione delle azioni	46
4.3 Combinazione delle azioni per varie azioni progettuali	55
4.4 Peso proprio della struttura	59
4.5 Spostamenti nodali verticali	59
4.6 Spostamenti nodali orizzontali	60
4.7 Vento	60
4.8 Azione di tiro	64
4.9 Combinazione di carico impiegata	64
Capitolo 5: Modellazione della struttura	64
5.1 Ponte	65
5.2 Avambecco	66
Capitolo 6: Descrizione della linea di varo	67
Capitolo 7: Verifica del comportamento del modello automatico e validazione della procedura	68
7.1 Studio dei cedimenti imposti	68
7.1.1 Cedimenti vincolari anelastici	69
7.1.2 Esempio numerico	71
7.2 Caso concreto	76
7.2.1 Esempio di calcolo n°1	77
7.2.2 Esempio di calcolo n°2	83
7.2.3 Esempio di calcolo n°1	88
7.3 Scelta del modello di calcolo adeguato al problema da trattare	91

7.4	Controllo manuale della freccia del ponte durante alcune fasi di varo	93
7.5	Controllo manuale dei cedimenti	99
7.6	Conclusioni	105
Capitolo 8: Descrizione del varo oggetto di studio		106
8.1	Linea di varo	106
8.2	Andamento dello sforzo nelle file di appoggi	117
8.3	Ponte	120
8.4	Avambecco finale	120
8.5	Calcolo delle rulliere	123
8.5.1	Rulli	124
8.5.2	Bilancieri a cassone e perni	127
Capitolo 9: Verifiche secondo la normativa		137
9.1	Verifica a stabilità dei pannelli secondo la CNR 10011	138
9.2	Verifiche a stabilità dei pannelli secondo la NTC 2008	144
9.3	verifica dei controventi	161
9.4	Verifica travi longitudinali del ponte	163
Ringraziamenti		173
Bibliografia		174

INTRODUZIONE

Lo scopo della ricerca qui presentata è quello di capire come si può varare un impalcato da ponte con travi longitudinali a geometria variabile. In particolare si è studiato il varo con il metodo di spinta incrementale, che consiste nel costruire l'impalcato in rilevato a bordo delle spalle e spingerlo verso la sua posizione finale. Per la spinta, si è deciso di studiare il varo del solo impalcato metallico con la logica di limitare al massimo i pesi delle strutture da montare che, durante le fasi di varo, attraversano stati di sollecitazione che non sono pensati per la vita del ponte.

1 VARO A SPINTA INCREMENTALE: GENERALITÀ

La tecnica del varo a spinta longitudinale incrementale nasce dall'esigenza di riuscire a posizionare la struttura su pile di notevole altezza dove non è possibile e conveniente usare autogrù, oppure dove si hanno grandi luci da superare in alvei di fiumi impraticabili.

Un esempio spettacolare di varo a spinta si ha in Francia con il ponte strallato Millau.



Questo tipo di varo permette inoltre di avere un cantiere, in fase di montaggio dell'opera a terra, più sicuro rispetto a cantieri dove sono previsti montaggi in quota, e garantisce maggiore precisione e velocità del montaggio stesso.

1.1 TIPOLOGIE DI IMPALCATI

Le tipologie di impalcati che si possono varare con questa tecnica sono molteplici, si passa dagli impalcati metallici, a quelli misti a quelli in calcestruzzo. La regola principale per riuscire a svolgere tale sforzo è quella di avere un impalcato leggero. Si prediligono gli impalcati in acciaio, a cassone piuttosto che reticolari oppure a lastra ortotropa, ma se le luci lo consentono si possono varare anche delle travi in calcestruzzo precompresso, ma è raro perché esistono dei metodi specifici per il loro montaggio che prevedono l'uso di carrivaro.

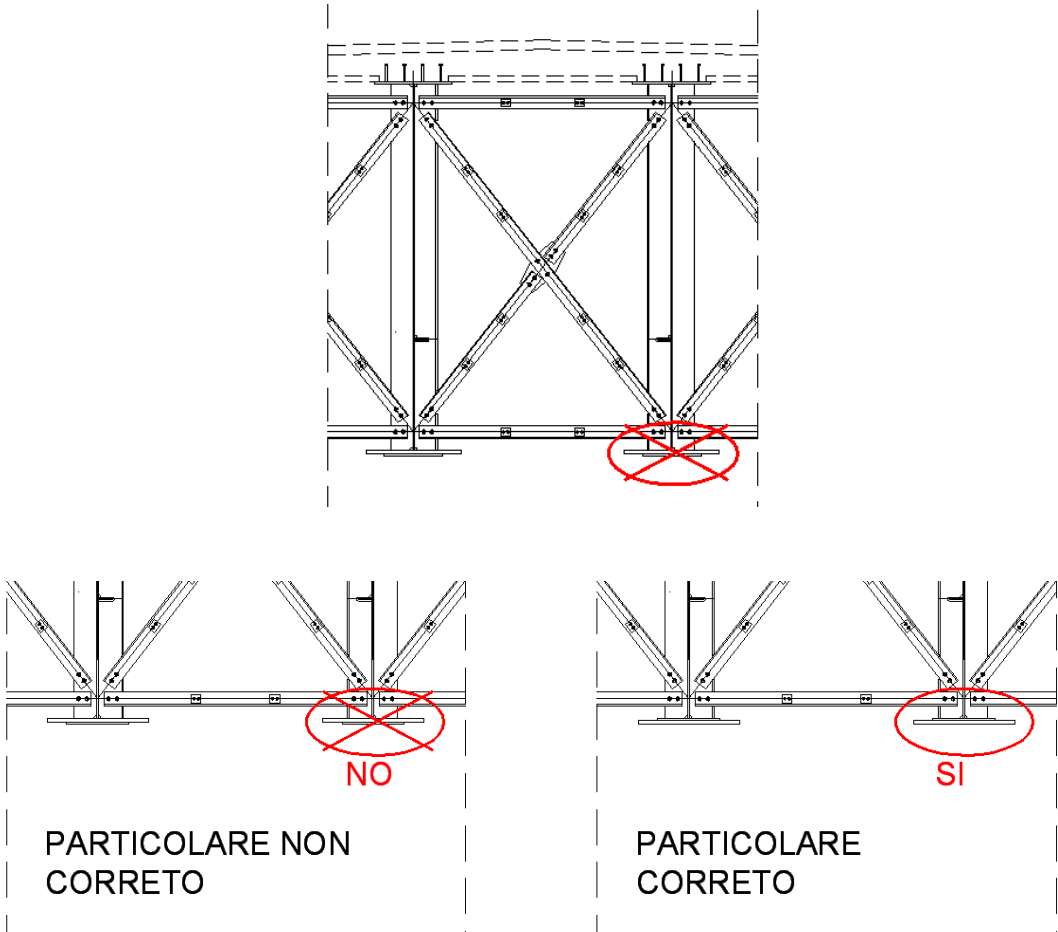
Nelle fasi di varo, per contenere il più possibile il peso, viene spinta la sola carpenteria metallica, e talune volte non c'è nemmeno tutta quella prevista nel progetto del ponte, ma si vara con solo la carpenteria necessaria a sopportare lo sforzo. Una volta varato l'impalcato si procede, se necessario, ad aggiungere le parti che non sono state montate per la fase di varo.

Può inoltre capitare, non è raro, che la carpenteria metallica non sia sufficiente ad affrontare il varo allora si procede con l'aggiunta delle parti necessarie ad irrigidire le sezioni per aumentarne la capacità portante.

Molto spesso vengono aggiunti controventi o ribs di irrigidimento nelle travi principali, proprio per far sì che durante il varo non si vada in contro a rottura delle sezioni. Poi una volta portato a termine il varo si decide se lasciare gli irrigidimenti o toglierli se compromettono il comportamento del ponte.

A volte si può anche modificare e adattare il progetto originale per favorire l'azione di spinta, per esempio è difficile e sconsigliabile spingere travi con la piattabanda inferiore rinforzata con un piatto più piccolo saldato sotto, ma si deve procedere al contrario. Poi si deve cercare il più possibile di uniformare la larghezza della piattabanda inferiore per favorire l'uso dei ritegni laterali. Chiaramente questi problemi sono

superabili con degli accorgimenti presi sia nel progetto esecutivo che nelle fasi di varo. Di seguito un esempio (particolare delle travi longitudinali di un ponte).



Ecco alcuni esempi di vari realizzati per impalcati di diversa natura:

- impalcato metallico con travi principali ad anima piena;



- impalcato a trave reticolare a via inferiore ;



- impalcato in calcestruzzo precompresso, a sinistra; a destra il sistema di spinta;



- impalcato in acciaio con struttura ad arco portante: si nota che, in questo particolare caso, l'impalcato del ponte non è sorretto dall'arco, infatti mancano le file di pendini;



- impalcato metallico a cassone trapezoidale strallato con spinta pennone: come si può notare i pendini non sono tesi ma sono agganciati al pennone e all'impalcato.



1.2 VANTAGGI E SVANTAGGI

La tecnica usata prevede i seguenti vantaggi:

- si può varare anche se non ci si arriva dal basso oppure quando l'area inferiore del ponte non è occupabile dal cantiere, quindi si può varare anche sopra un'altra infrastruttura senza limitarne l'utilizzo (è il caso del varo del ponte Sarpi che attraversa la stazione Ferroviaria di Padova, il varo è stato portato a termine senza chiudere la linea ferrata);
- l'assiemaggio può avvenire a terra, con notevoli vantaggi a livello di sicurezza dei lavoratori, rispetto ad un assiemaggio fatto in quota.

Si hanno invece i seguenti svantaggi:

- bisogna disporre di un'area retrostante al ponte sufficientemente grande per permettere le operazioni di varo e montaggio;
- si deve disporre di un ponte geometricamente adatto al montaggio, quindi che sia ragionevolmente regolare in altezza, e leggero, in modo da sopportare le sollecitazioni che si hanno nelle fasi di varo;
 - il ponte da varare deve essere rettilineo o limitatamente curvilineo;
 - il ponte da varare deve avere un andamento altimetrico con limitata pendenza longitudinale.

1.3 ATTREZZATURE DI VARO

L'impiego di questa tecnica per il montaggio degli impalcati richiede l'utilizzo di particolare attrezzatura che generalmente non viene realizzata nuova appositamente per ciascuna opera, ma viene riadattata se possibile dalla ditta costruttrice, al fine di limitare i costi, per il varo di più impalcati simili.

1.3.1 AVAMBECCO

L'avambecco è sicuramente l'attrezzatura più caratteristica che distingue il varo longitudinale dalle altre tecniche di montaggio degli impalcati. La sua più importante caratteristica è il ridotto peso al metro lineare rispetto all'impalcato da varare.

E' una struttura che viene agganciata alla testa del ponte. Viene impiegato per consentire l'approdo della struttura alle pile durante il varo, limitando nelle condizioni di massimo sbalzo i momenti flettenti in appoggio. Nel varo della prima campata, inoltre, questo momento coincide proprio con il momento ribaltante e la sua riduzione consente sicuramente un notevole vantaggio. Può essere essenzialmente di due tipi:

- reticolare: la struttura reticolare consente una notevole riduzione del peso ma d'altro canto richiede oneri di montaggio importanti visto l'elevato numero di giunzioni che la caratterizza;



- ad anime piene: è caratterizzata da un peso maggiore ma da una notevole semplicità nell'assemblaggio.



L'avambecco però svolge anche un'altra funzione molto importante, cioè permette di recuperare l'inflessione dovuta alla parte a sbalzo dell'intera struttura, consentendogli di poter ingaggiare le rulliere poste nella pila successiva senza sbattere contro il fusto della pila. Per esercitare questa funzione possono essere adottate diverse soluzioni :

- avambecco a becco d'anitra: l' avambecco è collegato al ponte con una inclinazione verso l'alto che consente di recuperare l'inflessione della punta;
- sistema di regolazione con martinetti idraulici: l'avambecco viene collegato al ponte con un perno inferiore e un martinetto incernierato nella parte superiore in modo tale da regolare l'inclinazione dell'avambecco consentendo l'ingaggio delle rulliere. Tale soluzione può anche essere adottata solo per la punta dell'avambecco come illustrato nella figura riportata di seguito;



- strallatura dell'avambecco: la punta dell'avambecco viene sostenuta da una strallatura collegata ad una incastellatura provvisoria a sua volta strallata ad una sezione retrostante d'impalcato per riprendere gli sforzi orizzontali;
- asta verticale in punta dell'avambecco: azionata mediante un martinetto, viene estesa fino alla testa della pila che fornisce il contrasto che consente di sollevare la punta fino alla quota delle rulliere (tecnica raramente impiegata nel varo di impalcati metallici e che trova un campo di impiego più ampio invece nei ponti in calcestruzzo).

1.3.2 RETROBECCO

Il retrobecco è una attrezzatura molto meno impiegata dell'avambecco che trova impiego in casi molto più limitati e particolari. Essa è una struttura che viene agganciata a tergo dell'impalcato e che può essere usata ad esempio come elemento sul quale può essere disposta della zavorra nel caso si debba incrementare il momento stabilizzante al fine di evitare il ribaltamento del ponte, oppure in essa può essere installata la traversa di tiro alla quale viene collegato l'impianto di avanzamento. Questi sono solo alcuni esempi di impiego, ma il retrobecco potrebbe svolgere altre funzioni a seconda dell'esigenza del progettista.

1.3.3 RULLIERE E SLITTE

Per questo particolare tipo di varo l'impalcato scorre longitudinalmente sopra gli appoggi, i quali sono dotati di dispositivi che sono in grado di favorire la spinta e controllarla.

La spinta longitudinale del ponte avviene su delle slitte o rulliere che possono essere fisse o mobili, le quali sostengono il ponte che è appoggiato sull'intradosso delle travi longitudinali. Proprio per questo motivo si deve cercare di eliminare il più possibile gli ostacoli sul piano di appoggio delle rulliere o slitte in modo da favorire l'avanzamento.

- Rulliere : lo scorrimento avviene su delle ruote (generalmente in acciaio C40) dotate di perni (Ni Cr $f_y = 1000$ MPa, può anche essere disposta una bronzina per ridurre l'attrito) installati su delle cassette. Queste cassette a loro volta sono fissate ad una sottostruttura mediante altri perni che ne consentono la rotazione attorno all'asse trasversale. Anche la sottostruttura viene fissata al suolo mediante un vincolo a cerniera in modo da conferire alla rulliera la capacità di ruotare e di portarsi nella medesima configurazione dell'impalcato che scorre su di essa ed in

particolare per consentire l'ingaggio all'avambecco all'arrivo in essa permettendo la redistribuzione delle forze tra tutte le ruote che la costituiscono.



- Slitte : il funzionamento di questi dispositivi invece prevede lo scorrimento della piattabanda inferiore del ponte per attrito radente sul pattino della slitta. Il pattino viene generalmente realizzato in teflon o neoprene, che consentono di limitare il coefficiente di attrito a valori dell'ordine del 10%. Il pattino è confinato lateralmente e longitudinalmente ed è fissato alla struttura d'acciaio della slitta che è costituita da un elemento triangolare metallico, incernierato nel vertice inferiore.



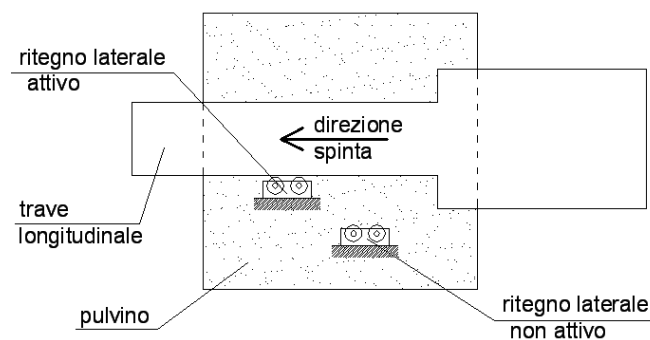
1.3.4 RITEGNI LATERALI

Questi dispositivi sono di fondamentale importanza per guidare correttamente il ponte durante il varo. Fanno mantenere la corretta linea di avanzamento. Hanno però anche la funzione di trattenere in posizione il ponte durante la spinta in presenza di vento, contrasta anche lo sbandamento delle travi dovuto ad un non perfetto allineamento longitudinale del sistema di tiro.

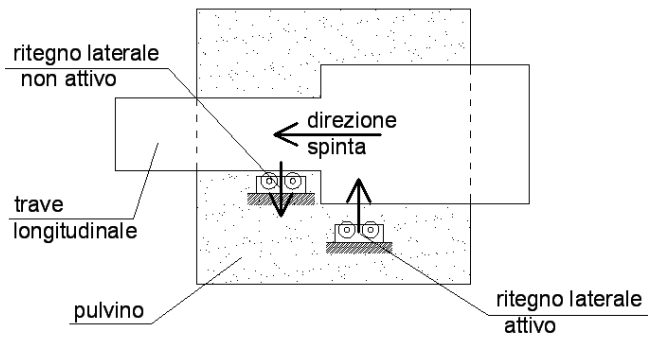
Per favorire il contrasto laterale e renderlo semplice da usare e governare si cerca, dove possibile, di avere una piattabanda inferiore dove avviene il contatto con il ritegno laterale senza scalini e di larghezza costante in modo da non avere problemi con l'avanzamento e senza fermare il varo per regolare continuamente i ritegni laterali.

Dove invece questo non è possibile, si deve usare per forza un sistema doppio di ritegni laterali che funziona in modo alternato, e seconda della larghezza della piattabanda. Ecco un esempio di come si può risolvere il problema della piattabanda inferiore di diversa larghezza.

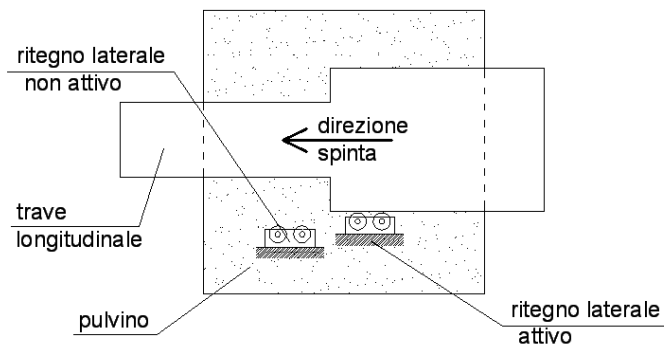
SCHEMA 1



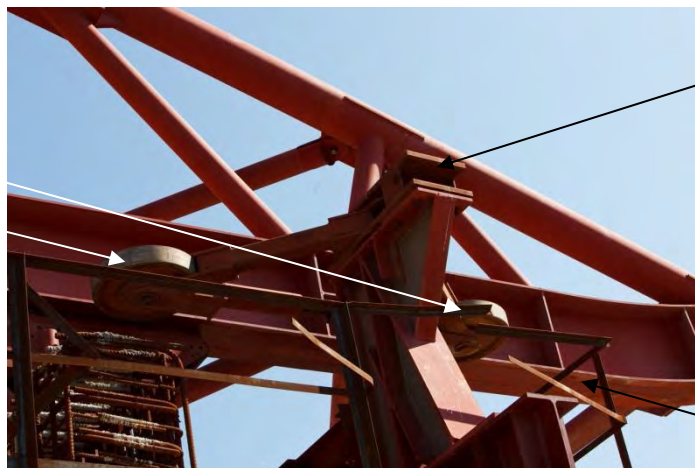
SCAMBIO DEI RITEGNI LATERALI



SCHEMA 2



Rulliere di guida laterale



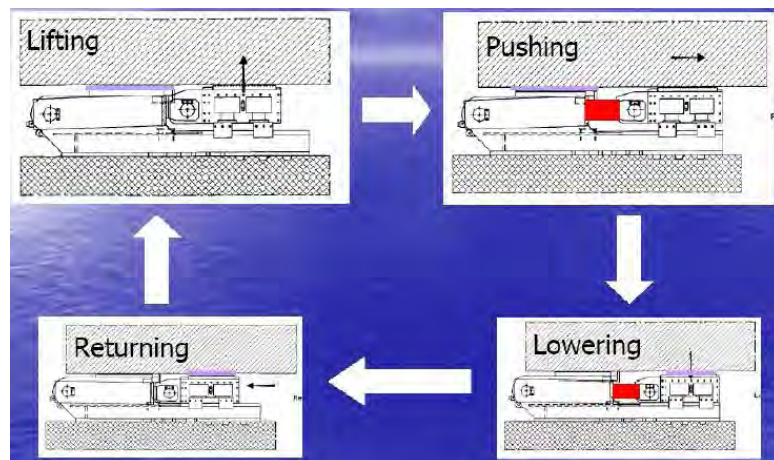
Struttura dell'avambecco

Bordo della piattabanda inferiore sul quale i rulli esercitano il contrasto

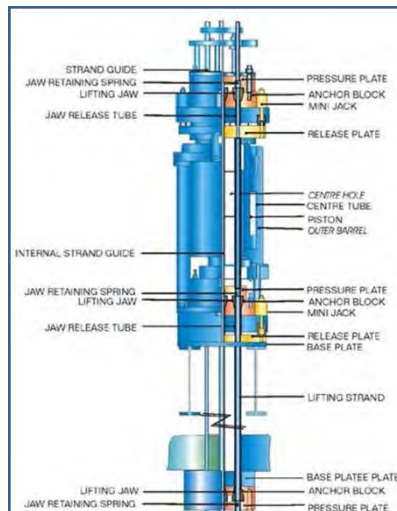
1.3.5 SISTEMA DI AVANZAMENTO

L'avanzamento longitudinale del ponte lungo la linea di varo può essere effettuato con diverse tecniche che prevedono l'uso di attrezzature diverse. I sistemi che normalmente vengono impiegati sono i seguenti :

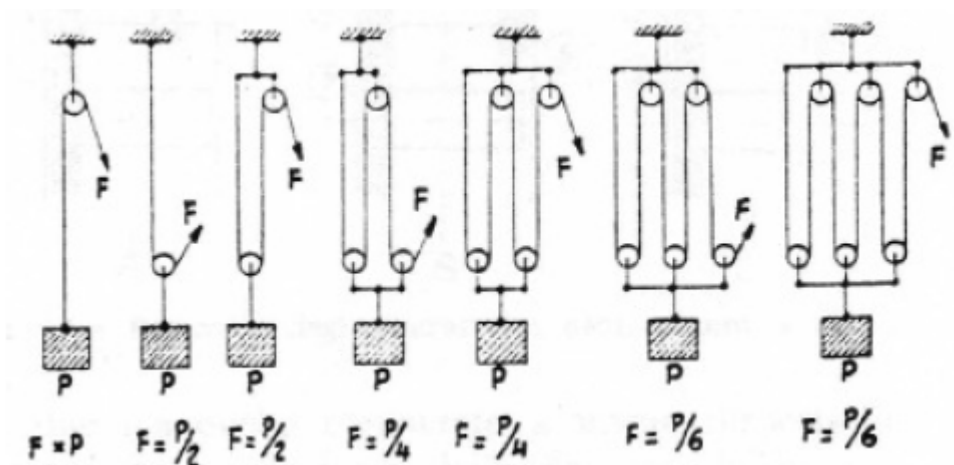
- sistema ciclico con doppio martinetto: è costituito da un martinetto orizzontale fissato da una estremità ad un blocco di calcestruzzo ben fondato e dall'altra ad un cilindro di sollevamento poggiato su una guida a scorrimento orizzontale. Il funzionamento è di tipo ciclico ed inizia con il martinetto orizzontale ritratto ed il sollevamento con il martinetto verticale dell'impalcato. A questo punto, viene azionato il martinetto orizzontale che consente l'avanzamento e, quando questo ha esaurito la propria corsa, il ponte viene abbassato ed il martinetto orizzontale viene ritratto per un nuovo ciclo;



- sistema con funi e martinetti: questo metodo di avanzamento prevede l'impiego di particolari martinetti cavi, *strand jacks*, che al loro interno ospitano le funi di collegamento che trasferiscono la forza di avanzamento al ponte. Questa tecnica di movimentazione deriva dalla tecnica della post-tensione delle strutture in calcestruzzo armato nell'ambito della quale i martinetti cavi vengono impiegati per la tesatura dei trefoli;



- sistema con taglia di funi e argano: si costituisce da un argano e da una taglia di funi e consente di moltiplicare la forza in uscita dall'argano. La taglia di funi è formata da un bozzello fisso vincolato al suolo e da un bozzello mobile che invece viene fissato alla traversa di tiro. Le taglie di funi vengono classificate in base al numero di rinvii della fune tra i due bozzelli. Un maggior numero di rinvii consente di moltiplicare in modo proporzionale la forza di tiro, permettendo l'impiego di argani meno forti ma necessitando di un cavo di maggiore lunghezza e limitando la velocità di avanzamento del varo. Nella seguente figura sono riportati alcuni esempi del funzionamento della taglia di funi.



La forza necessaria per vincere i fenomeni di attrito del sistema è:

$$F = \frac{P \cdot \eta}{n} \quad \text{con} \quad \eta = 1 + \mu \cdot \frac{d_f}{D} + 2 \cdot \mu_p \cdot \frac{d}{D}$$

dove:

η rendimento della carrucola;

μ_p coefficiente d'attrito tra perno e carrucola;

μ coefficiente d'attrito tra fune e carrucola;

D diametro della carrucola;

d diametro del perno;

d_f diametro della fune.

Per evitare il danneggiamento della fune nell'avvolgimento nelle carrucole e nell'argano è buon uso garantire che:

- il rapporto tra il diametro della carrucola e il diametro della fune sia: $D / d_f \geq 25$;
- il rapporto tra il diametro della carrucola e il diametro del singolo filo che va a formare la fune sia: $D / \delta \geq 300$;
- la gola della carrucola che ospita le funi abbia un'ampiezza pari a $d_g = d_f \cdot (1 + 1/3)$ per assicurare uno stretto contatto con la fune senza però danneggiarla.

Le funi che trovano maggior impiego in questi sistemi di avanzamento sono le funi ad anima tessile, la quale conferisce una maggiore flessibilità e quindi la possibilità di essere avvolta senza essere danneggiata. Un tipo molto diffuso in questo ambito sono le funi a 222 fili che sono prima avvolti in 6 più piccole funi da 37 fili, le quali sono a loro volta avvolte attorno all'anima tessile centrale. La cardatura è crociata destra, ciò significa che mentre i fili vengono avvolti verso sinistra a comporre le funi piccole, tali funi sono poi avvolte verso destra attorno all'anima centrale. L'opposto avvolgimento consente di evitare un possibile srotolamento della fune stessa. Generalmente al sistema di avanzamento viene associato un analogo sistema di rientro, dimensionato per una forza inferiore, che consente in caso di necessità di arretrare l'impalcato. Il sistema di rientro viene anche mantenuto attivo durante le fasi di avanzamento così che quest'ultimo dovrà

vincere oltre che alle forze di attrito tra ponte e rulliere e i fenomeni di resistenza del sistema stesso, anche la forza contraria esercitata dal sistema di rientro. Il motivo per cui esso è mantenuto attivo anche durante l'avanzamento è legato al fatto che quando si è raggiunto l'avanzamento voluto, il ponte comunque tenderebbe a continuare ancora nel suo avanzamento per recuperare la deformata elastica dei cavi rendendo quindi non perfettamente controllabili operazioni complesse e che invece devono essere svolte con precisione. Un altro caso in cui il sistema di rientro deve essere mantenuto attivo è il varo dei ponti in discesa, dove, in seguito alla disattivazione del sistema di avanzamento il ponte potrebbe continuare a correre in modo incontrollato.

1.3.5.1 AVANZAMENTO IN SALITA O DISCESA

Bisogna porre molta attenzione nei vari in salita o in discesa, è sempre consigliabile l'uso di doppi sistemi uno di tiro e uno di freno in modo da riuscire a governare il movimento del ponte.

Se si è in discesa per esempio il ponte ha bisogno di una certa forza di tiro per essere messo in movimento e una volta in movimento potrebbe avere qualche attimo di "scivolamento" incontrollato, per evitare questo si deve prevedere un freno che controlli il ponte.

In salita invece il problema è diverso, il tiro dovrà sempre essere esercitato dal sistema di avanzamento e una volta arrivati in posizione con il varo si dovrà comunque tenere frenato il ponte per evitarne lo scivolamento all'indietro.

Ci sono diversi sistemi per operare in questi casi, eccone alcuni.

- Sistema a doppio martinetto frenato : il sistema prevede l'uso di martinetti speciali o doppi. Tale metodo prevede di accoppiare dei cilindri ad un pistone cavo, ancorati alla struttura, i cilindri i sostegno agiscono come ancoraggio con la valvola di scarico della pressione che viene regolata in modo da permettere soltanto al cilindro di collassare quando una forza verso il basso nel senso della pendenza dell'impalcato è applicata al cilindro. Il tale modo il peso dell'impalcato

sul cilindro non farà collassare il cilindro, così che l'impalcato non si muove. L'impalcato viene spinto in avanti dai cilindri di spinta, essi sono accoppiati all'impalcato tramite aste di trazione. Quando i cilindri di trazione sono estesi la forza dei cilindri di trazione più il peso dovuto alla pendenza verso il basso dell'impalcato è sufficiente a far collassare i cilindri di ritegno e superare l'attrito, ed il ponte si muove in avanti. L'impalcato viene mosso quindi in modo sicuro e controllato ed il varo può essere fermato in sicurezza in ogni stadio di avanzamento, nell'eventualità di una perdita di potenza o di pressione l'impalcato non si muoverà per conto suo poiché l'ancoraggio rimane al suo posto.



Il movimento avanza di 750mm prima che i cilindri siano risettati per la sequenza successiva. Il carico dei cilindri di ritegno è trasferito ai cilindri di trasferimento alla fine di ogni ciclo permettono ai cilindri di trasferimento di essere estesi. L'impalcato è quindi bloccato fuori di nuovo sui cilindri di ritegno, i cilindri di trasferimento sono collassati e l' impalcato è varato nuovamente.

- Sistema di taglia di funi e argano doppio: questo sistema prevede un argano e una taglia di funi per spingere tirare il ponte tramite degli appositi rinvii in posizione finale, accoppiato ad un altro argano posizionato dietro all'impalcato con la funzione di freno. L'argano principale che tira il ponte in posizione finale facendo spostare il ponte, mentre il secondo argano con la funzione di freno cede fune sotto al tiro dell'argano principale. Se il tiro viene fermato questo si blocca.

Un limite di questo sistema è però l'estensione elastica delle funi che si allungano sotto la spinta, quindi si lascia l'argano di freno libero e quando si deve bloccare la spinta lo si mette in tiro, pagando però uno spostamento del ponte dato dall'estensione della fune. Per ovviare a questo problema nella fase di arrivo bisogna inserire l'argano di freno mettendolo in tiro durante la fase di spinta in modo da far rallentare il ponte e fermarlo in posizione finale in sicurezza. Questo si fa perché quando si spegne l'argano di tiro il ponte anche se procede lentamente non si ferma all'istante ma continua con l'avanzamento finché per attrito o per tiro contrario non si ferma.

Sistema di freno a taglie di funi e argano agganciato a retro del ponte



1.4 LINEA DI VARO

Normalmente la linea di varo è rettilinea e costruita sugli appoggi fissi del ponte, quindi vengono montate le rulliere o le slitte sulle pile e sulle spalle con lievi variazioni di quota e si cerca il più possibile di disporre tali appoggi scorrevoli ad altezze compatibili con le deformate di adattamento del ponte nelle condizioni di vincolo, mediando tra le necessità geometriche e le capacità del ponte di deformarsi in condizioni di sicurezza durante le diverse fasi di varo.

Esiste però un metodo molto più complesso da gestire che autoregola le altezze degli appoggi facendo sì che la linea di varo sia sempre la migliore e che tutti i punti di contatto dove sono posizionati gli appoggi siano reagenti, (condizione non sempre rispettata quando si vara con appoggi fissi). Questo metodo prevede una la sincronizzazione delle stazioni di spinta per mezzo di una console centrale dove si regola passo passo l'altezza delle singole stazioni, facendo in modo che l'impalcato da varare non subisca sollecitazioni causate da un possibile cedimento di un appoggio. Lo scotto che si paga con tale tecnica è il costo molto elevato dell'attrezzatura autoregolante in altezza, quindi si cerca sempre ove possibile il varo mediante sistemi di appoggio fissi.



Appoggi autoregolanti in altezza

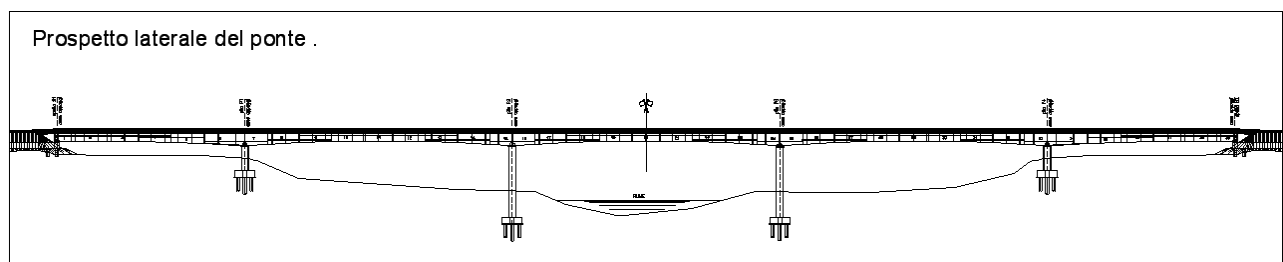
Si deve inoltre fare in modo che non ci siano ostacoli lungo la linea di scorrimento delle rulliere o delle slitte, quindi si prevede sempre la planarità dell'intradosso della trave principale dove scorre il ponte durante il varo.

2 CASO DI STUDIO

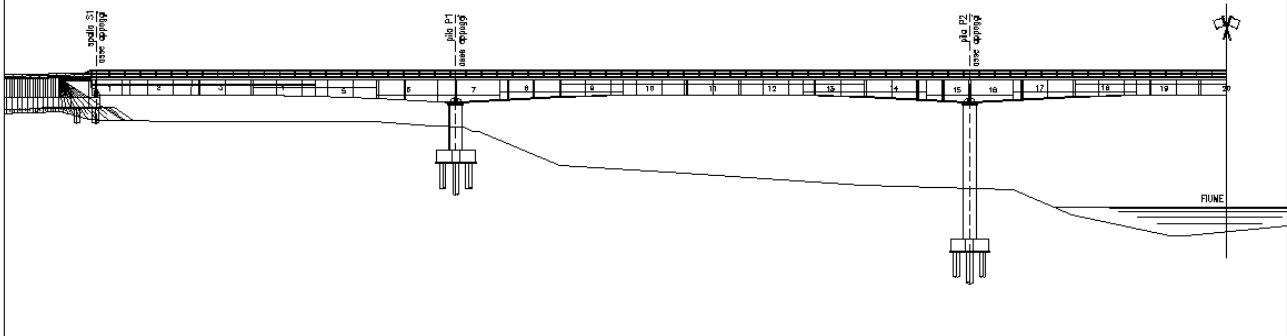
Lo studio del viadotto è volto ad analizzare le fasi di varo, il particolare vista la simmetria del ponte si è deciso lo studio del varo metà da destra e metà da sinistra. Risparmiando oneri di calcolo.

Inoltre è stata pensata la spinta dell'impalcato su due file rulliere, che vanno ad ingaggiare il ponte sulle travi longitudinali 2 e 3.

Il ponte si presenta su 5 campate, in particolare così distribuite 70-100-100-100-70 per una lunghezza complessiva di 440 m. La struttura viene montata su un cantiere temporaneo situato a lato di una spalla per i primi 70-100-50 m, quindi 220 m. e successivamente spinto in posizione finale mezzo da destra e mezzo a sinistra. Di seguito lo schema di come è costituito il ponte.



Prospetto laterale della prima metà del ponte.

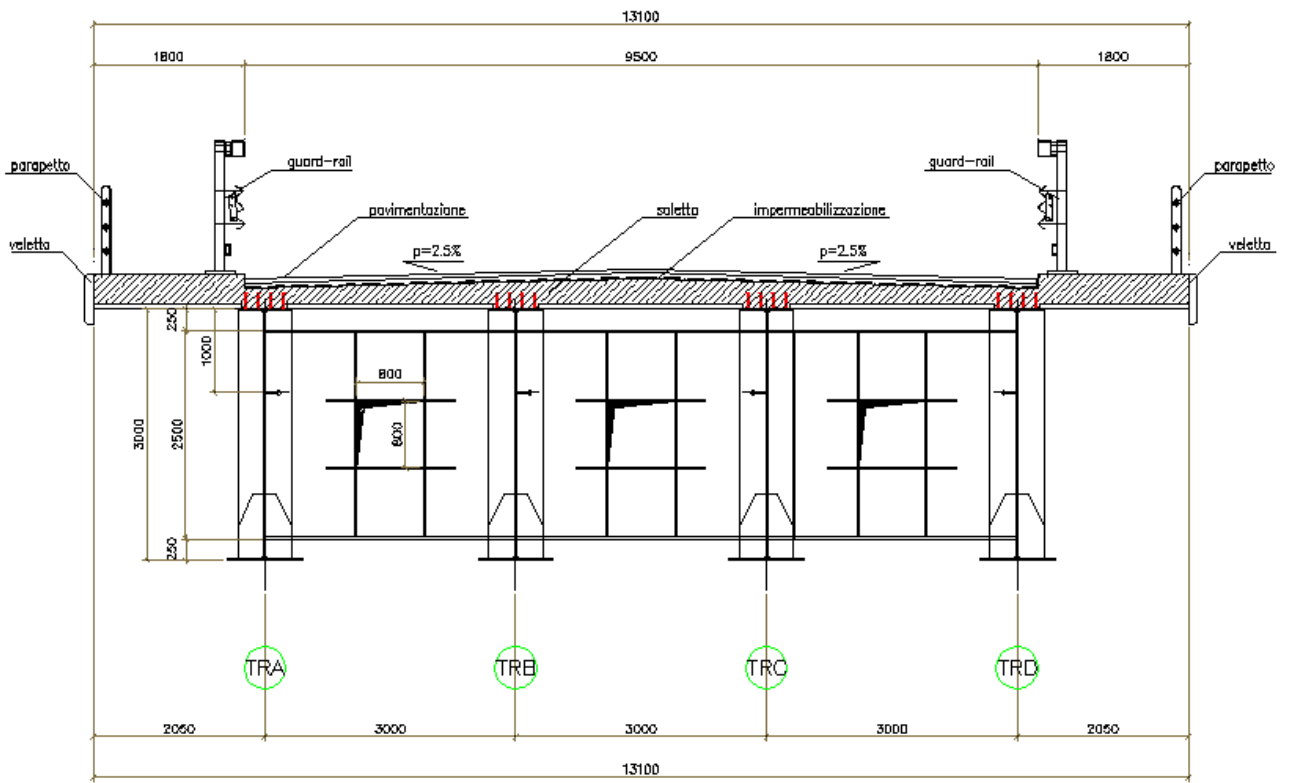


3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

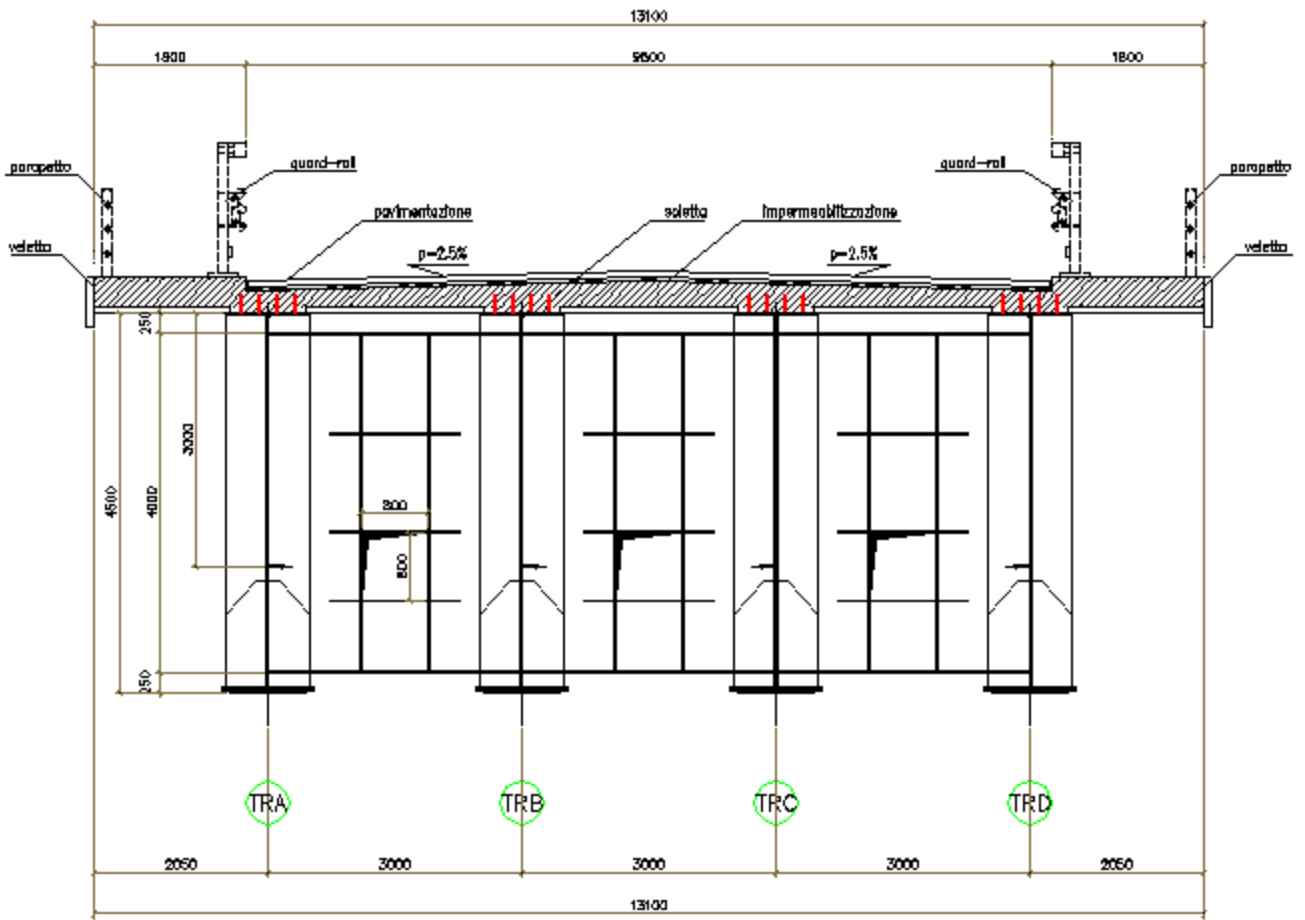
3.1 PONTE

La sezione trasversale è costituita da un impalcato caratterizzato da una sezione trasversale quadri-trave. La parte metallica si costituisce di quattro travi principali ad anima piena che hanno altezza variabile compresa tra i 3000mm e 4500mm, sagomate secondo uno schema ad arco. Le quattro travi principali sono poste parallelamente ed hanno un interasse pari a 3000mm. Inoltre queste travi sono controventate ogni 5000 mm nel loro piano da una struttura a croce formata da profili accoppiati al L. E controventato anche il piano principale del ponte ogni 10000mm sempre da una struttura a croce costituita da profili accoppiati al L di diverso spessore. Nelle sezioni di spalla e di pila invece le travi principali sono rese solidali da diaframmi saldati ed irrigiditi.

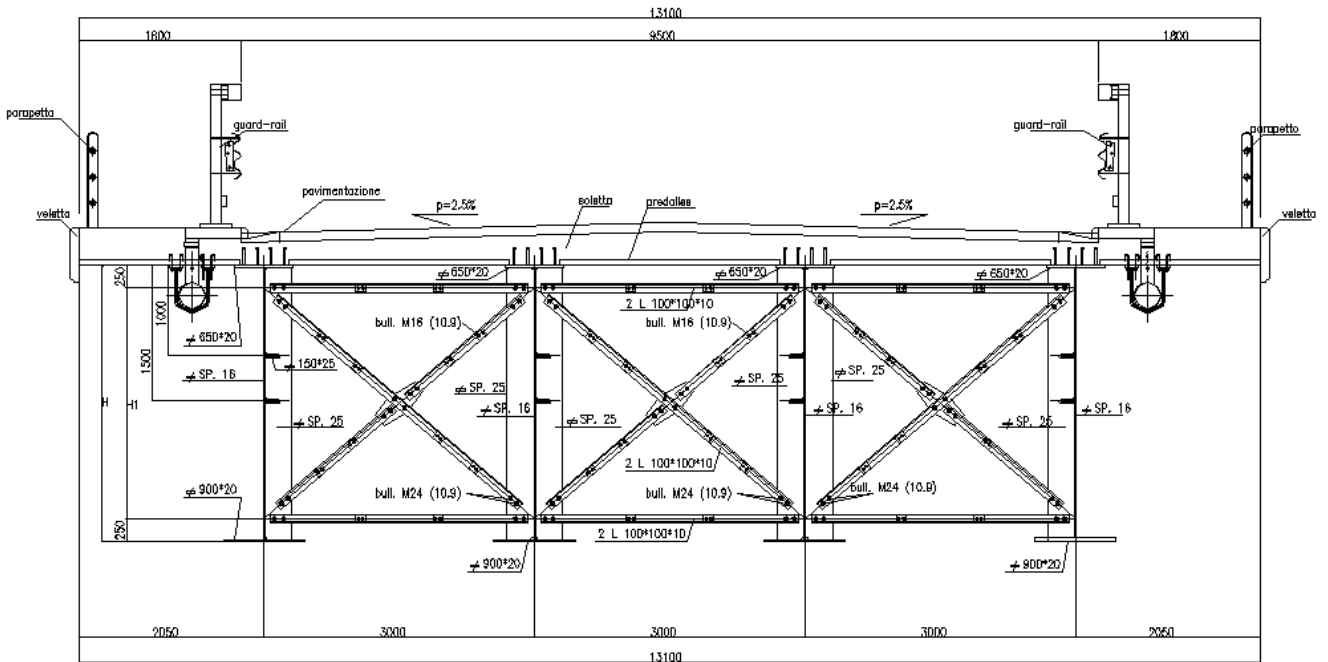
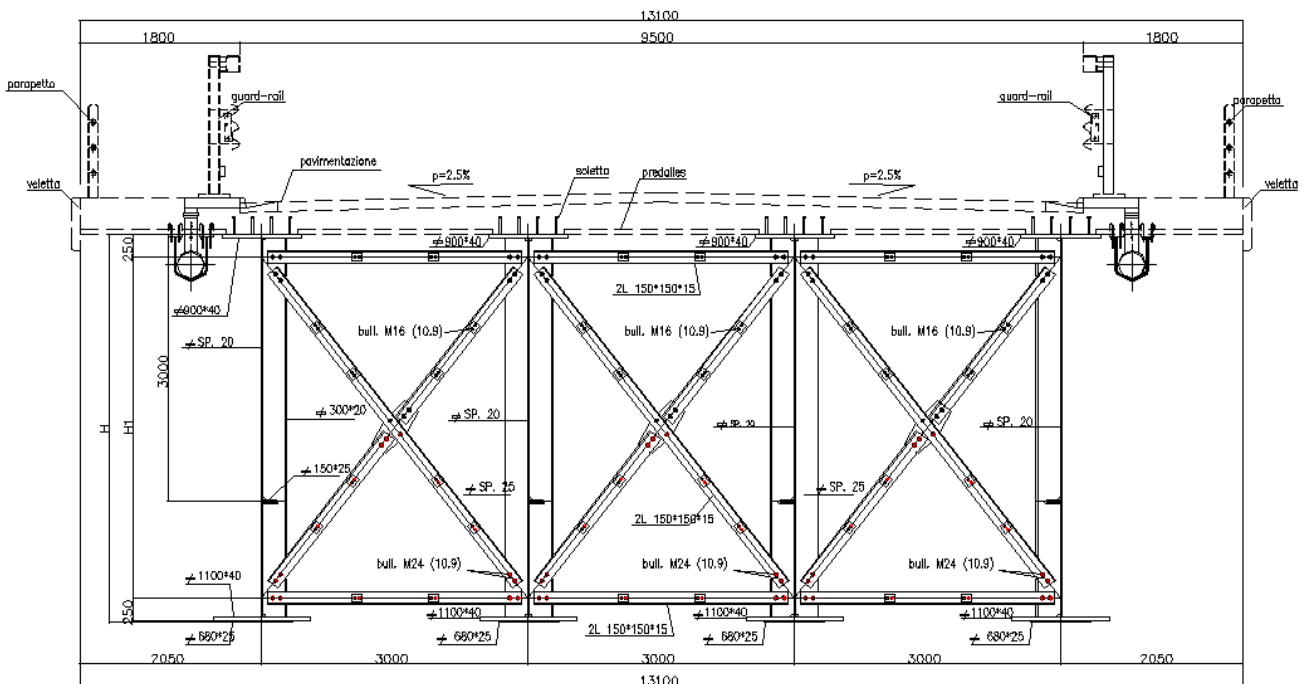
SEZIONE SU SPALLA



SEZIONE SU PILA



Di seguito le sezioni di impalcato.



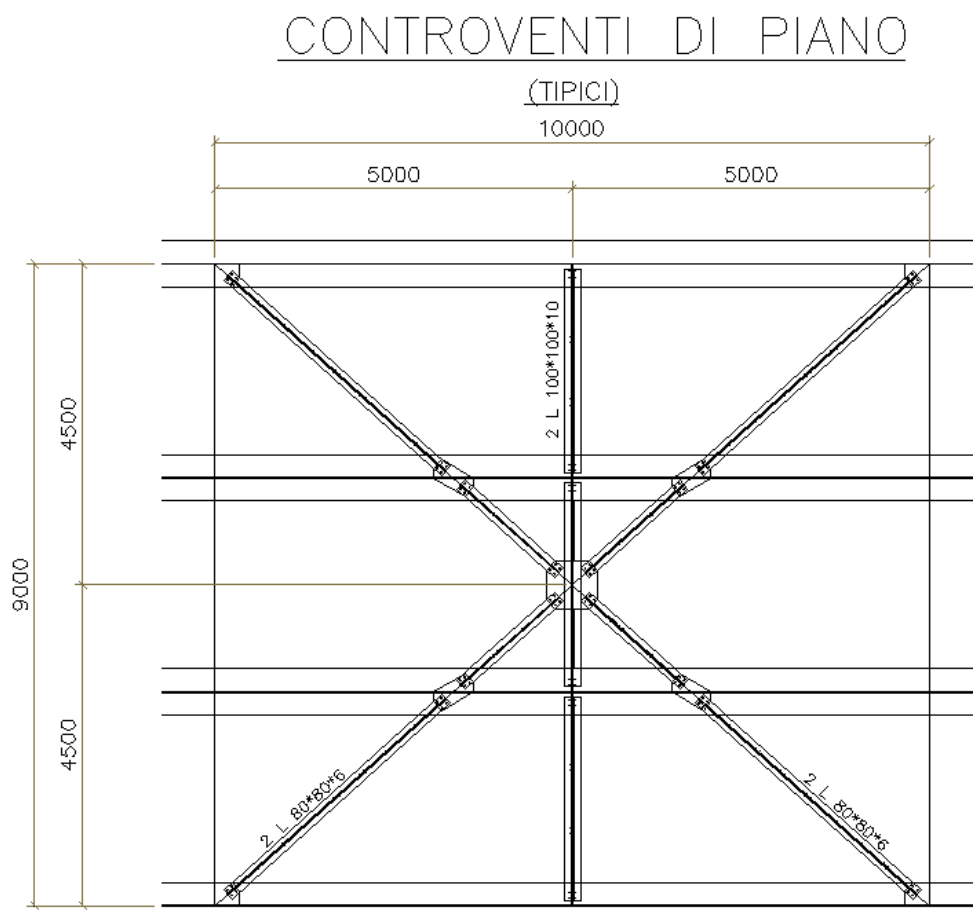
Le travi presentano un irrigidimento mediante ribs lungo tutta la lunghezza del ponte, posizionato a diverse quote a seconda del conccio considerato.

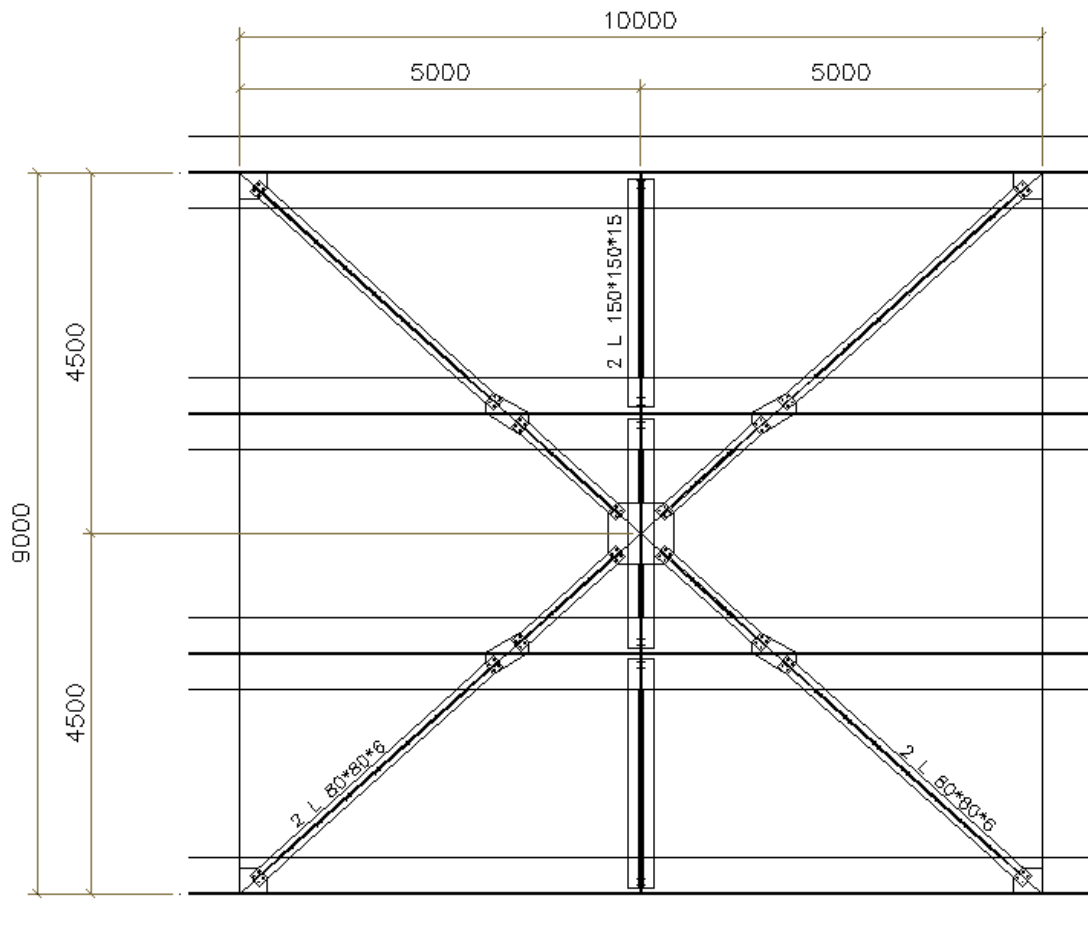
I diaframmi sono posizionati ogni 5000 mm e sono di tipo ad anima piena nelle sezioni di spalla e pila, mentre reticolari su tutta la lunghezza del ponte.

I diaframmi reticolari sono così costituiti :

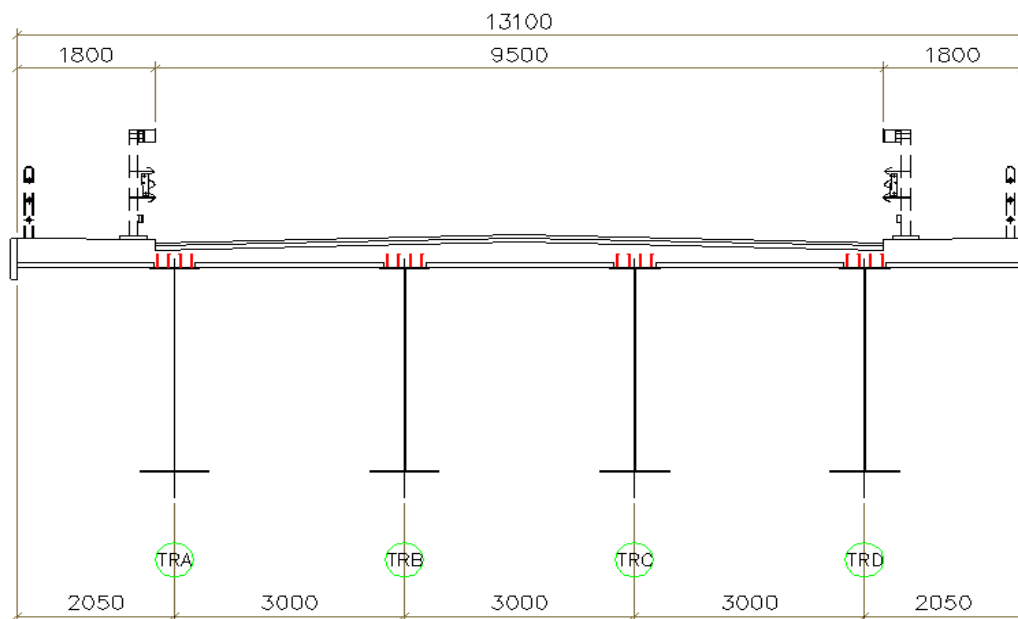
- 2L 100X100X10 zone centrali di campata;
- 2L 150X150X15 zone di appoggio.

Inoltre il ponte presenta dei diaframmi di piano che sono posti alla distanza di 10000 mm ancorati alle quattro travi principali, con sezione pari a 2 L 80x80x6 aventi questo schema :





SEZIONE SCHEMATICA



Tutti gli elementi che costituiscono il ponte sono realizzati in acciaio S 355. Il peso totale dell'impalcato è di circa 1100 tonnellate, che sono state ottenute conteggiando tutto il volume di acciaio impiegato per le travi principali e per i controventi, poi aumentato del 15% per tenere conto anche della ferramenta che sta nel ponte come fazzoletti di unione, bulloni, staffe e irrigidimenti vari. Alla fine il peso del ponte si può stimare con 5 ton/m.

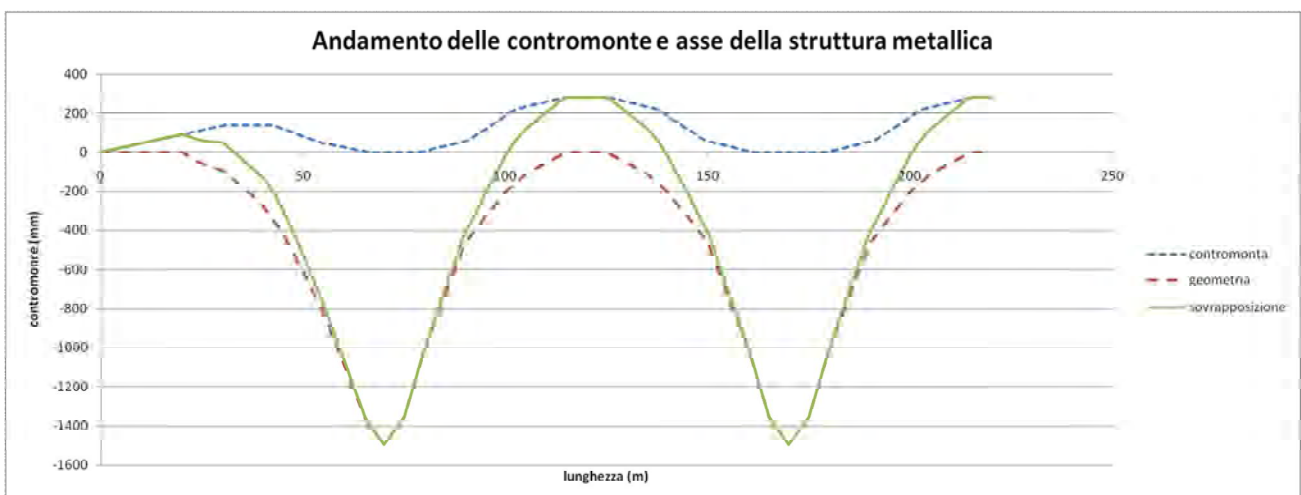
Durante la fase di varo il ponte viene fatto scivolare su due rulliere, e non su quattro, quindi due travi principali del ponte sono portate dalle altre due. Proprio per questo motivo si è scelto di montare tutti controventi di piano e di parete in modo che possano offrire una maggiore rigidità possibile sia torsionale che flessionale.

3.2 GEOMETRIA PLANIMETRICA ED ALTIMETRICA

Planimetricamente il ponte è caratterizzato da un andamento rettilineo.

Altimetricamente il ponte è caratterizzato da una livelletta non avente pendenza, quindi perfettamente orizzontale.

Le travi di impalcato sono caratterizzate da una contromonta al fine di limitare in condizioni di esercizio l'inflessione. L'asse inferiore del ponte lungo il quale verrà fatta la spinta, è sagomato ad arco, quindi la geometria che si avrà durante il montaggio del ponte si avrà sovrapponendo le due linee. Ed in particolare l'andamento sarà il seguente.

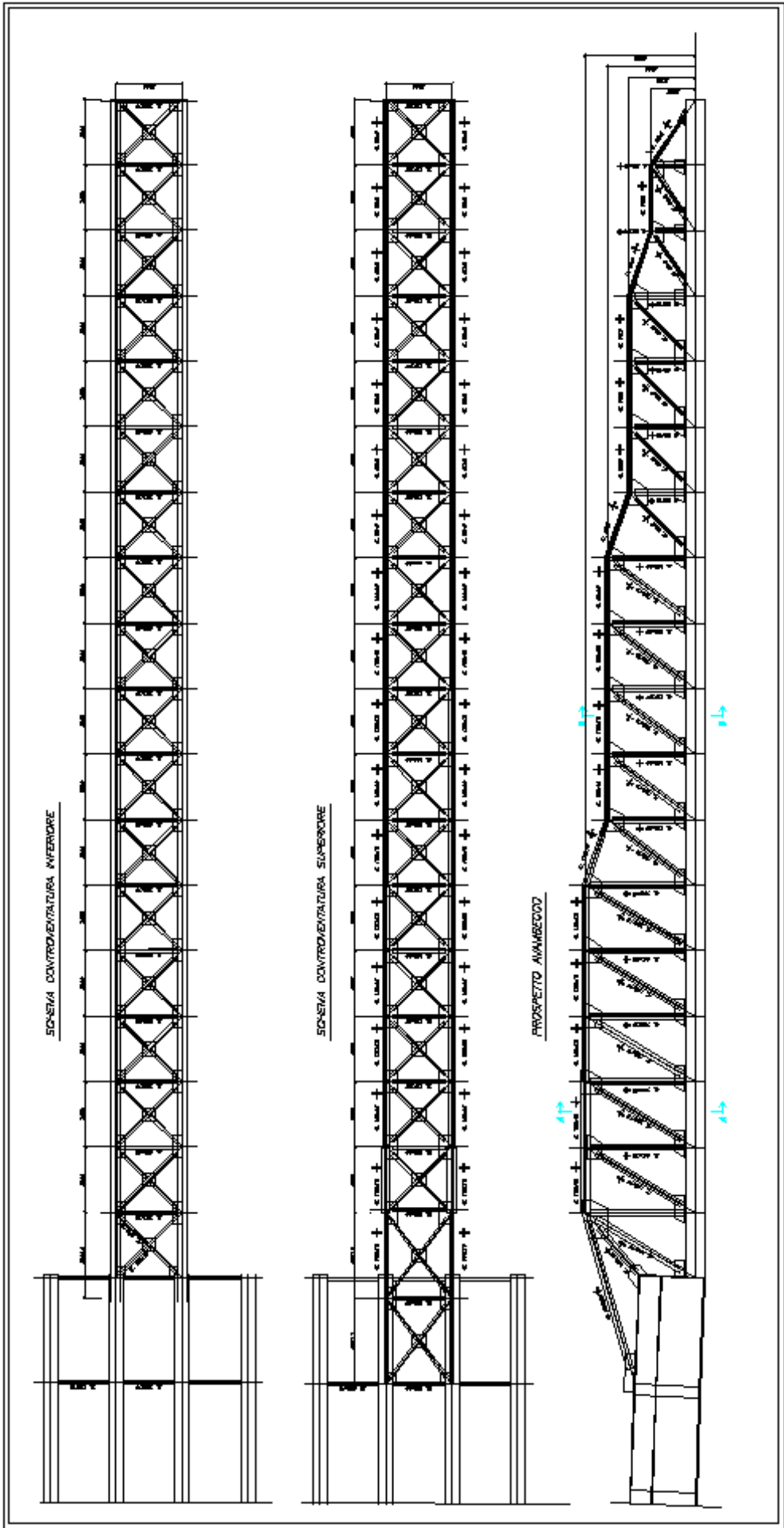


3.3 AVAMBECCO

L'avambecco scelto per il varo del ponte è un avambecco reticolare. Si è adottata questa soluzione perché la luce massima delle campate da attraversare è 100 m quindi c'è stata l'esigenza di avere un avambecco leggero, per limitare il più possibile le sollecitazioni da trasmettere all'impalcato.

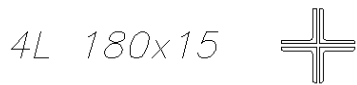
La lunghezza dell'avambecco è stata ricavata da vari tentativi con avambecchi più corti, alla fine si è deciso per un avambecco di 54 m che era l'unico che consentiva alla struttura del ponte di reggere le sollecitazioni del varo.

La reticolare dell'avambecco assomiglia ad una mezza capriata e questa disposizione la si usa per ottimizzare il più possibile l'avambecco. In particolare, esso viene progettato e verificato allo stato limite ultimo (SLU), come richiede la normativa. L'avambecco in questione viene montato con una certa contro monta che serve per recuperare la deformazione elastica e per ingaggiare correttamente le rulliere senza che durante il varo esso vada a sbattere contro il fusto della pila.



Più in particolare l'avambecco è costituito da:

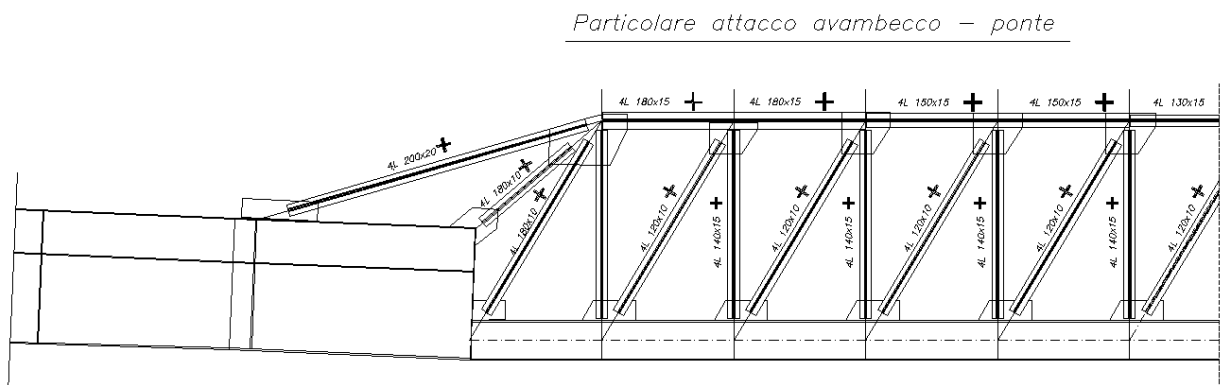
- **correnti superiori** : profili accoppiati ad L, uniti a formare una croce;



- **correnti inferiori** : profilo saldato con sezione a doppio T;
- **controventi di piano e parete**: 2 L accoppiati;
- **puntoni** profili accoppiati, 4L a formare una croce;
- **tiranti inclinati** costituiti sempre da profili accoppiati, 4L a formare una croce.

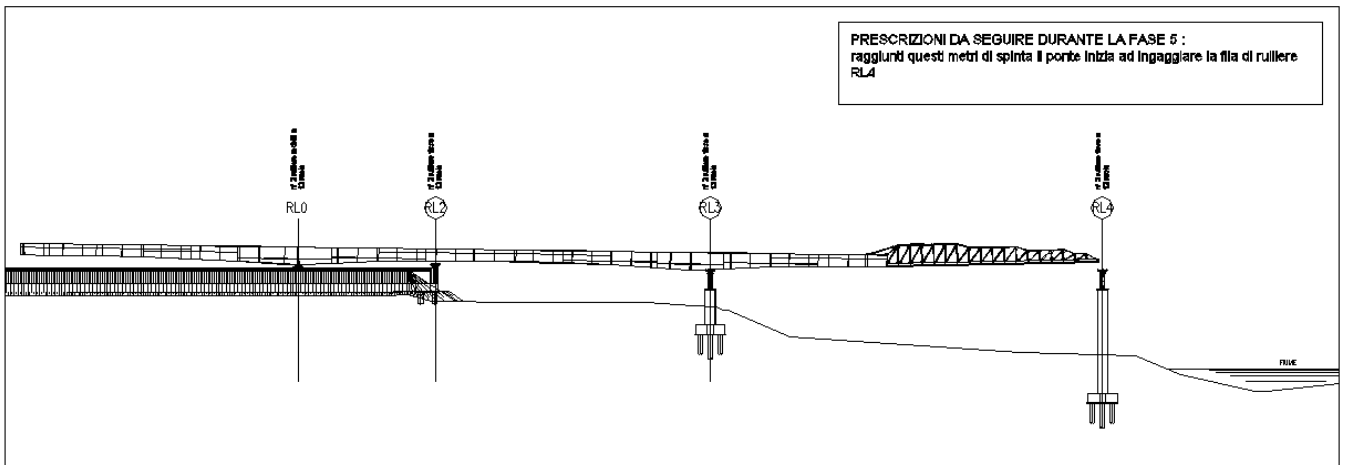
La scelta di questo tipo di profili è stata dettata dalla possibile semplicità di assemblaggio, in quanto per l'officina risulta più semplice accoppiare profili ad L tramite apposite lamiere di giunzione piuttosto che lavorare profili diversi.

Ecco alcune sezioni particolari di riferimento per l'avambecco :

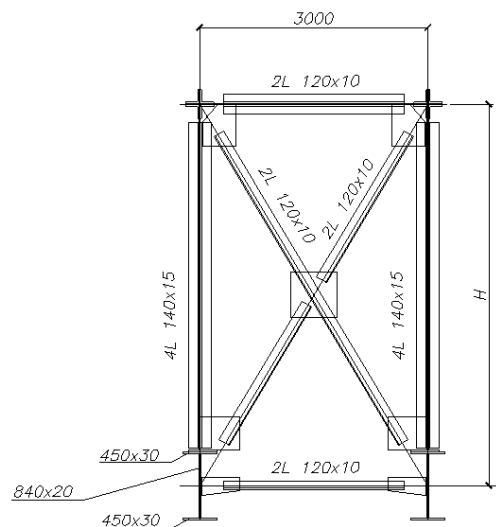


Da questo particolare si nota che l'avambecco non è allineato orizzontalmente con il ponte, infatti per il montaggio è stato calcolato che avambecco nella posizione più avanzata deve avere una contro freccia di 1800 mm per far sì che ingaggi correttamente la fila rulliere a circa 190 m di spinta.

A 190 m di spinta ci si ha questa situazione (con ponte in deformato e avambecco infornato).

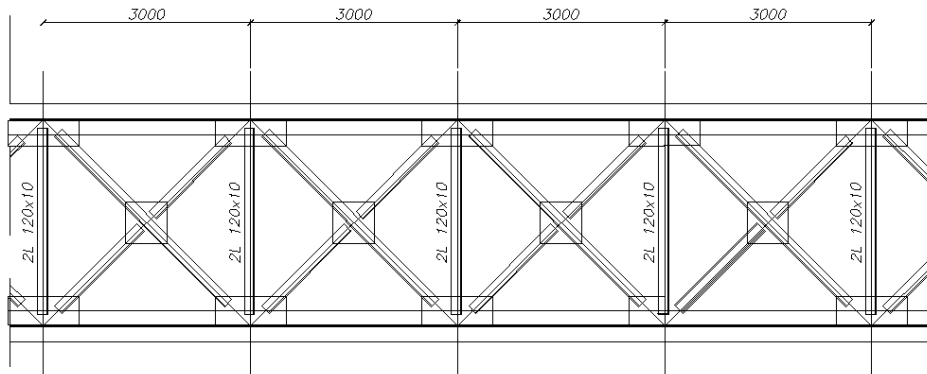


Trasversalmente il ponte è controventato da controventi ad X come mostrato in figura .

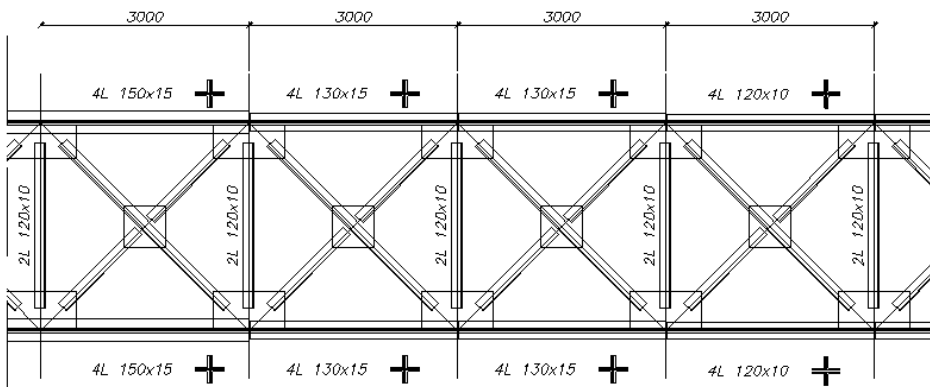


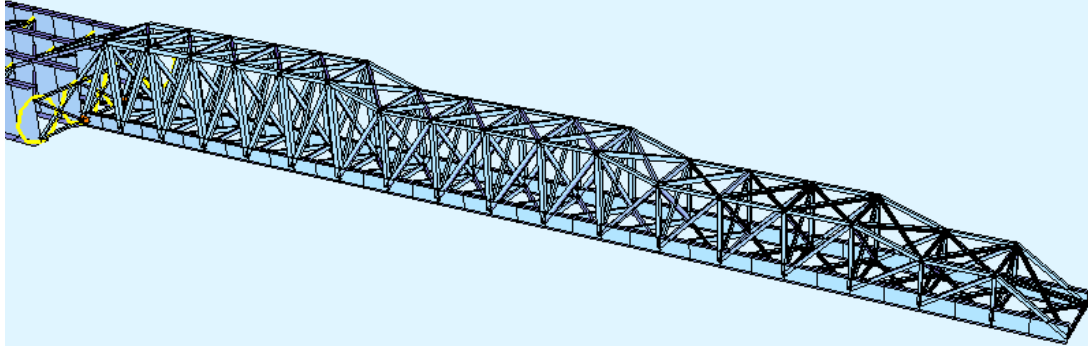
Longitudinalmente il ponte sia nel corrente superiore che nel corrente inferiore ha sempre uno schema resistente di controventi ad X .

SCHEMA CONTROVENTATURA INFERIORE



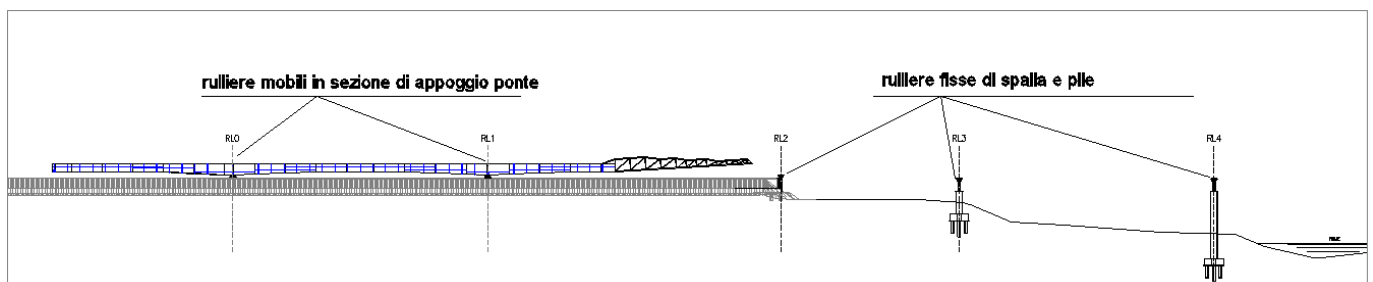
SCHEMA CONTROVENTATURA SUPERIORE





3.4 RULLIERE

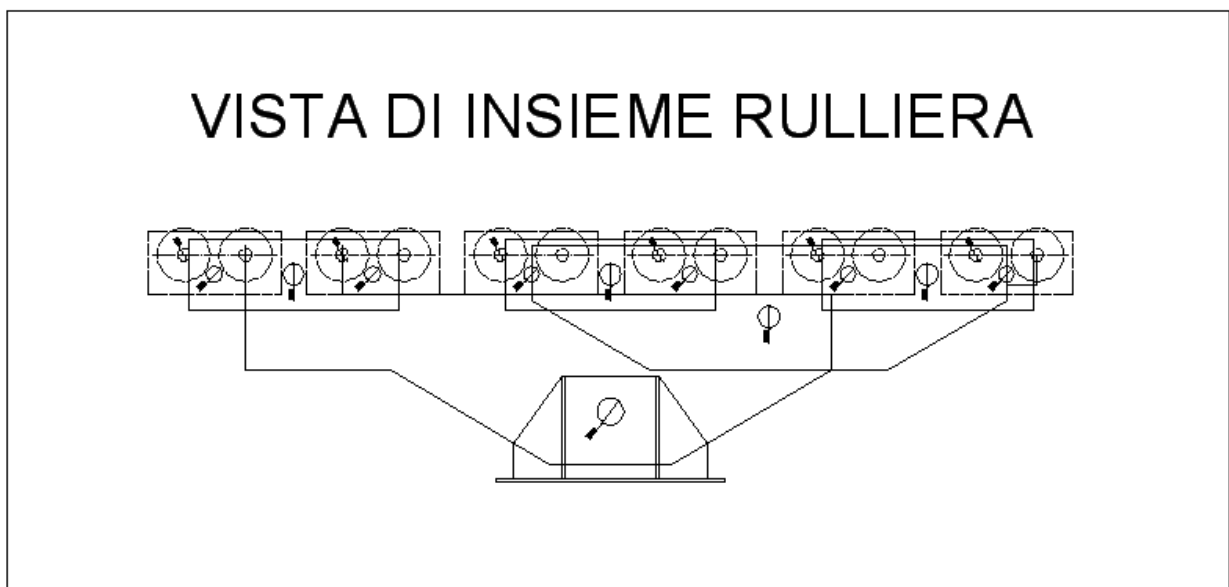
Per il varo dell'impalcato si rendono necessarie 5 file di rulliere, di cui 2 file mobili su di appositi binari ancorati a terra e 3 file di rulliere fisse disposte in spalla e nelle due pile. Le due rulliere mobili saranno montate sul ponte in corrispondenza della sezione di appoggio, e servono per la spinta del ponte quando questo è ancora in rilevato, quando il ponte progressivamente viene spinto, si incontrano le rulliere fisse che entrano in azione e si staccano quelle mobili. Quindi il varo viene preso in carico dalle rulliere fisse. Di seguito lo schema delle rulliere.



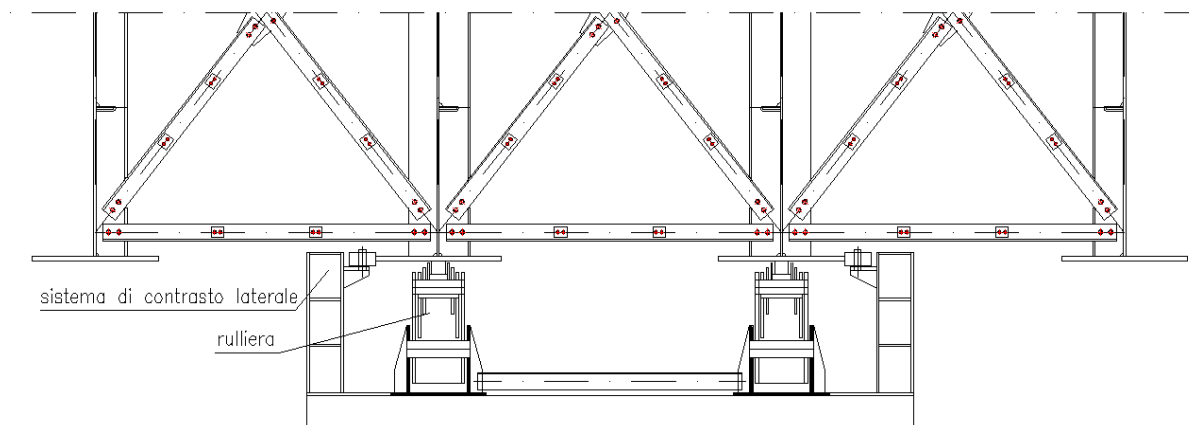
Questa scelta di disposizione delle rulliere mobili è stata dettata dalla geometria dell'impalcato. Risultava molto penalizzante per il varo avere delle rulliere fisse nell'area di cantiere perché non si riusciva a "sincronizzare" l'andamento geometrico del ponte con la quota degli appoggi. Con questa disposizione e con l'utilizzo di un avambecco lungo 54m si riesce invece a "sincronizzare" la geometria degli appoggi e del ponte.

Il dimensionamento delle rulliere avviene in base alle reazioni di sostegno che sono chiamate a fornire e alla resistenza dell'anima delle travi che vi poggiano in relazione alle forze concentrate che potrebbero portarla in crisi per effetti locali.

La posizione altimetrica della rulliera è la medesima per la fila di destra e sinistra.



Alla struttura delle rulliere è inoltre associato un dispositivo di ritegno laterale che agisce sulla piattabanda inferiore della trave spinta, che ne garantisce la corretta linea di varo senza che la trave possa sbandare o uscire dal suo tracciato di varo ideale.



L'impiego delle rulliere consente di poter assumere un coefficiente di attrito al primo distacco pari a 5% del peso verticale del ponte, una volta superata questa fase il coefficiente di attrito cambia passando dal 5 a 2% favorendo notevolmente la fase di spinta.

4 AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO PER LE FASI DI VARO

Il campo normativo italiano non è esaustivo per quanto riguarda le regole e le combinazioni di carico da adottare nelle verifiche nelle fasi di montaggio delle strutture. Per questo motivo si può ricorrere alla combinazione SLU.STR prevista dalla normativa NTC 2008:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \dots$$

In alternativa alle indicazioni della norma italiana si può prendere spunto dalla normativa europea ed in particolare sull'eurocodice 1: "base di calcolo ed azioni sulle strutture" parte 2-6 Azioni sulle strutture – Azioni durante la costruzione.

4.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Per comodità di uso della presente parte dell'ENV 1991, alcuni dei principi e regole di applicazione definite nell'ENV 1991-1 sono citati in seguito.

Le azioni che devono essere prese in considerazione durante l'esecuzione devono essere classificate in:

- permanenti, variabili o eccezionali;
- fisse o libere;
- statiche, quasi statiche o dinamiche;
- dirette o indirette;
- uni- o multi-componente.

Queste classificazioni devono, ove pertinenti, essere fatte separatamente per ogni situazione progettuale.

Nota Alcune azioni possono essere classificate separatamente per diverse fasi di esecuzione e perciò per diverse situazioni di progetto.

Alcune classificazioni sono specificate nei punti seguenti ed altre negli altri Eurocodici. Ove pertinenti, esse possono essere integrate per ogni progetto particolare.

Le azioni indirette comprendono deformazioni imposte intenzionalmente (spostamenti imposti ai supporti delle travi di acciaio) o deformazioni impedito, dovute al ritiro, cedimenti differenziali o variazioni di temperatura. Le azioni dirette possono essere considerate mediante loro combinazioni. In dipendenza dalla struttura e dal particolare stato limite in considerazione, le azioni indirette possono essere prese in considerazione in combinazione o in provvedimenti di dettaglio.

Nel caso di cedimenti del suolo, i cedimenti (valori assoluti o differenziali) previsti durante l'esecuzione devono essere classificati come azioni permanenti (vedere ENV 1997-1).

Se non altrimenti specificato, gli effetti della pretensione durante l'esecuzione dovrebbero essere classificati come azioni permanenti. Tuttavia le forze da martinetto durante l'applicazione della pretensione dovrebbero essere considerate come azioni variabili, ponendo particolare attenzione al progetto delle zone di ancoraggio.

Il ritiro del calcestruzzo durante l'esecuzione deve essere classificato come azione permanente.

Laddove il sistema strutturale (schema statico) cambia durante l'esecuzione, gli effetti residui dei carichi applicati ad un sistema strutturale e rimossi nel seguente, devono essere considerati come permanenti per il lavoro di costruzione nel nuovo sistema strutturale.

Laddove gli elementi strutturali siano temporaneamente puntellati per la presenza del calcestruzzo, gli effetti del puntellamento e della sua rimozione possono essere classificati come permanenti. Si dovrebbero considerare gli effetti dovuti all'elasticità dei sistemi di puntellamento ed alla loro possibile inflessione dovuta al cedimento del suolo. Se non altrimenti specificato, tutte le azioni dovute ai carichi di costruzione dovrebbero essere considerate come azioni variabili.

Nota In caso di pesanti equipaggiamenti, (Q_{cc}) questa azione può essere considerata come azione variabile solamente durante il movimento. Quando pesanti equipaggiamenti sono in posizione d'uso, è più ragionevole considerarli come azioni permanenti (per esempio le masse volumiche di forme mobili per la costruzione degli impalcati dei ponti). Dovrebbero essere definite, per esempio nelle specifiche di progetto, le situazioni durante le quali i carichi da costruzione devono essere considerati come permanenti o variabili i loro rappresentativi e i fattori g associati.

I carichi da costruzione dovuti a gru, attrezzature, ponteggi, ecc., dovrebbero essere considerati come azioni fisse o variabili in relazione alla loro possibile posizione. Laddove ogni azione può essere considerata come fissa, dovute tolleranze dovrebbero essere considerate per possibili inaccurately della loro posizione. Laddove ogni azione può essere considerata come libera, dovrebbero essere definiti i limiti della sua possibile posizione.

Nota 1 Possono essere eseguite in alcune misurazioni per assicurare che la posizione assunta sia mantenuta durante l'esecuzione.

Nota 2 Posizioni particolari possono essere considerate in alcuni casi come eccezionali.

Laddove è necessario considerare i carichi da costruzione dovuti alle persone, questi devono essere considerati come azioni variabili.

Le azioni dovute all'uso ed al posizionamento di elementi strutturali prefabbricati destinati ad essere connessi ad altre parti della struttura permanente, dovrebbero essere considerate come azioni variabili statiche o dinamiche.

Identificazione delle situazioni progettuali

Durante l'esecuzione è necessario prendere in considerazione soltanto situazioni di progetto transitorie e/o eccezionali. Soltanto in casi particolari si possono prendere in considerazione le azioni sismiche .

Nota Le azioni applicate solamente durante le fasi di esecuzione, che possono avere effetti permanenti

dovrebbero essere prese in considerazione per la stima della sicurezza durante fasi pertinenti di esecuzione e situazioni di progetto dopo esecuzione.

Situazioni di progetto pertinenti devono essere selezionate durante l'esecuzione in modo da comprendere tutte quelle condizioni che possono essere ragionevolmente previste durante l'esecuzione dell'opera.

Per le varie fasi dell'esecuzione, le situazioni di progetto dovrebbero essere identificate considerando che tutte le condizioni seguenti possono variare da fase a fase in accordo con il processo di esecuzione ed essere definite nel progetto e nei metodi di costruzione:

- le condizioni di supporto;
- i sistemi strutturali;
- la forma della struttura;
- il grado di finitura, comprendente gli elementi non strutturali.

Per particolari situazioni progettuali, la distribuzione e/o l'ampiezza delle azioni permanenti e variabili possono variare.

Verifiche comprensive di ogni stato limite nella situazione transitoria di progetto possono essere omesse se si dimostra che i requisiti (di questo stato limite) si ritrovano identici in altri stati limite, nella situazione di progetto definitiva o durante la considerazione di altre fasi di esecuzione.

Nota Per edifici ordinari, le verifiche sono generalmente necessarie solamente per i sistemi di puntello e per gli elementi che ricevono azioni dagli stessi.

Per le membrature strutturali, che fanno parte di un sistema continuo, nel quale le azioni dovute alla massa volumica si sviluppano passo dopo passo, le verifiche degli stati limite ultimi e degli stati limite di servizio dovrebbero considerare cambiamenti dello schema strutturale nonché la possibile non uniformità dei carichi distribuiti.

Situazioni progettuali transitorie e/o eccezionali dovrebbero essere definite non solo per l'intero lavoro di costruzione in considerazione, ma anche, se pertinente, per elementi strutturali individuali durante fasi specifiche di esecuzione e per strutture ausiliarie.

Nota La fase di costruzione durante la quale una trave prefabbricata viene movimentata è un esempio di situazione progettuale transitoria per un particolare elemento strutturale.

Per l'identificazione di situazioni progettuali durante l'esecuzione, il tempo è generalmente il parametro principale: i vari stadi di esecuzione per un particolare progetto si assume inizino da una data prefissata ed abbiano una durata assegnata. Possibili deviazioni dai tempi previsti o dalla durata dei lavori prevista dovrebbero essere prese in considerazione.

In generale non è necessario prendere in considerazione i fenomeni di fatica durante l'esecuzione. Tuttavia, una particolare attenzione dovrebbe essere posta, se pertinente, agli effetti di possibili vibrazioni, indotte dal vento che possono essere causa di fatica o di altri stati limite come moti irregolari (galloping) o, più in generale, instabilità aeroelastica.

Nota Esempi sono le eccitazioni degli elementi snelli di acciaio prodotte dal distacco dei vortici, il trasporto a lunga distanza di elementi flessibili, ecc.

Stati limite di servizio

I criteri associati agli stati limite di servizio devono essere definiti nelle specifiche progettuali.

Nota Criteri guida possono essere ricavati dagli Eurocodici.

Se non altrimenti specificato, gli stati limite per lo stadio finale possono essere adottati per le fasi di esecuzione.

I requisiti di servizio per strutture ausiliarie dovrebbero essere definiti in modo da evitare ogni deformazione e spostamento che influenzano l'aspetto o l'effettivo uso della struttura o causano danneggiamento alle finiture o agli elementi non strutturali.

Dovrebbero essere evitate operazioni che possono essere causa di eccessive rotture e/o inflessioni iniziali che durante l'esecuzione possono compromettere la durabilità, l'agibilità e/o l'aspetto estetico alla fase finale.

Invece di prendere in considerazione gli effetti dovuti al ritiro ed alla temperatura per mezzo di calcoli, si possono prevedere provvedimenti appropriati che minimizzino tali effetti.

Se non altrimenti specificato, i criteri di servizio richiedenti la considerazione di combinazioni frequenti di carico non è necessario che siano considerati durante l'esecuzione.

Nota Per questa ragione nessun valore del fattore Y_1 è dato nelle appendici A e B. Laddove valori frequenti di qualche particolare azione variabile debbano essere considerati, essi possono essere definiti nelle specifiche di progetto.

Se non altrimenti specificato, per ponti di calcestruzzo i criteri di efficienza funzionale richiedenti la considerazione di combinazioni di carico non frequenti è necessario che siano considerati così come definite nell'ENV 1991-3, non durante l'esecuzione.

Nota Per queste ragioni nessun valore dei fattori Y/l_1 è dato nell'appendice B.

Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi devono essere considerati sia per condizioni di progetto transitorie che eccezionali.

Per situazioni di progetto eccezionali, dovrebbe essere soddisfatto il requisito della ENV 1991-1 riguardante la prevenzione dal danneggiamento sproporzionato.

Nota Generalmente, situazioni di progetto eccezionali si riferiscono a condizioni eccezionali applicabili alla struttura o alla sua parte esposta come impatto, rotture locali e conseguente progressivo collasso, caduta di parti strutturali o non strutturali e, in caso di costruzioni, anomale concentrazioni di equipaggiamenti degli edifici e/o materiali da costruzione, accumulo di acqua su solai di acciaio, incendio, ecc.

Laddove sia necessario considerare situazioni sismiche durante gli stati di esecuzione, situazioni di progetto critiche dovrebbero essere selezionate e, se pertinenti, concordate con le relative autorità.

In tali situazioni critiche di progetto, la regolarità di telai strutturali incompleti, la possibile concentrazione di materiali strutturali immagazzinati, ecc. dovrebbero essere considerate. Attenzione particolare dovrebbe essere data anche all'interazione con gru da costruzione, ecc.

Stima dei dati per situazioni di progetto

In maniera generale si dovrebbero considerare imperfezioni nella geometria della struttura o degli elementi strutturali per le più critiche situazioni di progetto durante l'esecuzione. Queste imperfezioni dovrebbero essere definite nelle specifiche progettuali.

Nota 1 Una guida può essere trovata negli Eurocodici.

Nota 2 Per strutture di calcestruzzo, vedere le norme europee definite dal CEN/TC 229 "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo".

Ogni situazione di progetto transitoria dovrebbe essere associata ad una durata nominale generalmente scelta fra le seguenti, tale durata nominale è uguale o maggiore della possibile durata della fase di esecuzione corrispondente alla situazione di progetto in considerazione:

- Tre giorni;
- Tre mesi;
- Un anno.

Nota Una durata nominale di tre giorni, da scegliersi per brevi fasi di esecuzione quali l'innalzamento di una struttura per mezzo di gru, corrisponde alla previsione meteorologica affidabile. Questa scelta può essere effettuata per una fase di esecuzione un po' più lunga, se sono state previste appropriate misure organizzative.

Per certe azioni possono essere identificati gli effetti stagionali per una durata nominale di tre mesi. Per esempio, l'ampiezza di portata di un fiume dipende dal periodo dell'anno che si considera.

Per alcune azioni climatiche, per le quali i valori caratteristici per situazioni persistenti sono definiti sulla base di periodi di ritorno, i valori caratteristici durante l'esecuzione possono essere scelti minori di quelli relativi ad una situazione persistente se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

- la durata nominale della situazione transitoria è uguale o minore di un anno e può essere controllata;
- in caso di eventi imprevisti, possono essere presi dei provvedimenti per assicurare la struttura.

Allora quando una situazione di progetto transitoria è associata alla durata nominale di un anno, il periodo medio di ritorno del valore caratteristico dell'azione climatica non può essere minore di 15 anni.

Nota 1 Per durate nominali di tre mesi o di tre giorni il concetto di periodo medio di ritorno non è generalmente appropriato e la riduzione dovrebbe dipendere dalle informazioni stagionali e meteorologiche disponibili.

Nota 2 Alcuni fenomeni come il creep e gli effetti da ritiro nelle costruzioni di calcestruzzo dovrebbero essere generalmente assegnati sulla base di dati attesi ed associati alla situazione di progetto.

Per situazioni di progetto corrispondenti a fasi di esecuzione nelle quali la struttura, o parti di essa, sono soggette ad accelerazioni che possono dar luogo a rilevanti effetti di massa, questi dovrebbero essere presi in considerazione per la verifica dei vari stati limite.

Nota Accelerazioni significative possono essere escluse quando i possibili movimenti sono strettamente controllati. In questo caso gli apparecchi di controllo dovrebbero essere progettati in accordo con le combinazioni delle azioni corrispondenti a situazioni di progetto pertinenti che possono essere transitorie o eccezionali.

Laddove pertinenti, le azioni dell'acqua possono essere assegnate in unione con i livelli dell'acqua corrispondenti a situazioni di progetto specificate o identificate.

Nota Le azioni possono essere comunemente stimate nello stesso modo specificato precedentemente.

Laddove pertinenti, situazioni di progetto dovrebbero essere definite prendendo in considerazione gli effetti di flusso di acqua corrente.

Nota Per lunghe fasi di costruzione si possono avere situazioni di flussi eccezionali da considerare per il progetto di opere permanenti o ausiliarie immerse in acqua fluente.

4.2 RAPPRESENTAZIONE DELLE AZIONI

Nel seguito vengono forniti metodi per la stima delle principali azioni comuni concernenti tutti i tipi di costruzione; di qualche specifica azione per costruzioni e ponti.

Masse volumiche degli elementi strutturali e non strutturali e delle azioni permanenti causate dal terreno

Generalità

Le masse volumiche degli elementi strutturali e non strutturali dovrebbero essere determinate in accordo con l'ENV 1991-2-1 a meno che non siano disponibili dati più specifici.

Per la verifica degli elementi strutturali durante il trasporto o il sollevamento, laddove pertinenti, le reali condizioni di supporto di tali elementi devono essere prese in conto e si devono altresì considerare gli effetti di massa dovuti alle accelerazioni orizzontali e verticali.

Nota 1 Per la stima delle accelerazioni verticali ed orizzontali dovute al trasporto ed al sollevamento una guida è fornita dall'ENV 1991-5.

Nota 2 Indicazioni per il sollevamento dei materiali possono essere definite in relazione alle azioni in accordo all'ENV 1991-5.

Valori caratteristici della pressione del terreno (per esempio sui pavimenti o in pareti di fondazione di costruzioni, pile o spalle di ponti) dovrebbero essere determinati in accordo con l'ENV 1997.

Ponti

Se non altrimenti specificato, laddove sia necessario considerare come azioni individuali per la verifica dell'equilibrio statico le parti favorevoli o sfavorevoli delle azioni, causate dalle masse volumiche degli elementi strutturali, esse dovrebbero essere associate rispettivamente a

$\gamma_{G \text{ ing}} = 0,95$ e $\gamma_{G \text{ sup}} = 1,05$. Questi possono essere calibrati in casi specifici in dipendenza dal livello di assicurazione di qualità durante l'esecuzione .

Questi valori $\gamma_{G \text{ ing}}$ e $\gamma_{G \text{ sup}}$ possono anche essere usati per verifica dei sistemi fornendo azioni stabilizzanti.

Pretensioni, deformazioni imposte intenzionali e cedimenti

Deformazioni intenzionali imposte possono essere, per esempio, il risultato di:

- elementi pretesi (per esempio stralli o cavi di precompressione);
- predeformazioni di una struttura (per esempio spostamenti imposti agli appoggi).

Deformazioni non intenzionali possono essere, per esempio, il risultato di:

- cedimenti del suolo;
- appoggi temporanei disuguali.

Nota Allo stato attuale, la distinzione fra pretensione e predeformazione non è stata ancora accuratamente definita e necessita di coordinamento fra gli Eurocodici.

Pretensione

Durante le fasi di esecuzione, forze di pretensione devono essere prese in considerazione con il loro valor medio o caratteristico in accordo con la parte di progetto degli Eurocodici, in dipendenza dalle regole di verifica definite nel presente Eurocodice per lo stesso tipo di pretensione o nella specifica di progetto.

Nota Allo stato attuale, nel progetto degli Eurocodici non sono state ancora pienamente definite tali regole per gli stati di esecuzione.

Predeformazioni

In generale, le predeformazioni sono applicate a particolari strutture in modo tale da generare azioni per migliorarne il comportamento rispondendo così a particolari requisiti di sicurezza e di efficienza funzionale.

Nota Le predeformazioni possono non avere effetto sulla resistenza ultima se è disponibile una certa capacità di rotazione ed una seguente redistribuzione di momenti plastici.

L'applicazione di predeformazioni durante l'esecuzione deve essere realizzata in maniera controllata, per esempio, per fasi, come ipotizzato nei calcoli di progetto richiesto nelle specifiche di progetto.

Il controllo delle predeformazioni deve essere eseguito controllando sia le deformazioni sia le forze.

Nota Le forze possono essere controllate o in maniera diretta mediante misurazione delle stesse o per mezzo di misure indirette di rigidità o di vibrazione.

Fattori parziali per gli effetti delle predeformazioni devono essere presi dalle parti pertinenti dell'ENV da 1992 a 1999, in dipendenza del tipo di analisi strutturale o di stato limite considerato.

Cedimenti del suolo

I valori dei cedimenti del suolo per le fondazioni della struttura e dei supporti temporanei durante la costruzione devono essere desunti da indagini sul terreno e, se pertinenti, da un'analisi di interazione terreno-struttura.

Nota Indagini sul terreno devono essere effettuate per fornire informazioni sui valori dei cedimenti assoluti e differenziali, la loro dipendenza temporale e la possibile dispersione.

Se non altrimenti specificato, e a condizione che un'analisi di interazione terreno struttura sia stata fatta, i valori attesi degli assestamenti del suolo dovrebbero essere usati come valore nominali per le deformazioni imposte.

Disparità degli appoggi temporanei

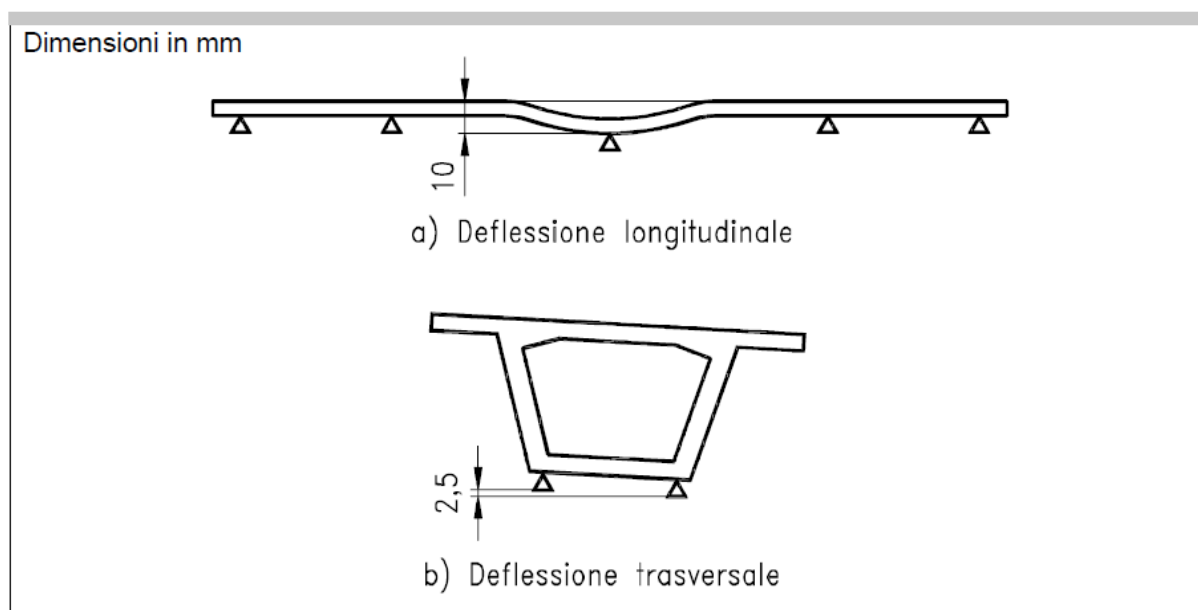
Per ponti pretesi costruiti con il metodo dei getti incrementali, a meno che non siano forniti altri valori nelle specifiche di progetto, si dovrebbero prendere in considerazione i seguenti valori di abbassamento verticale degli appoggi temporanei:

- ± 10 mm longitudinalmente, per un appoggio, avendo ipotizzato che gli altri appoggi siano al livello teorico [figura 4.1 a)];
- ± 25 mm trasversalmente, per un appoggio, avendo ipotizzato che gli altri appoggi siano al livello teorico [figura 4.1 b)].

Questi valori possono essere calibrati per casi specifici in relazione al livello di qualità assicurato [vedere 2.2 (5) b) dell'ENV 1991-1].

Queste due definizioni verticali sono mutuamente esclusivi ed i corrispondenti valori dovrebbero essere presi come caratteristici.

Deflessioni longitudinali e trasversali degli appoggi temporanei di ponti costruiti con metodo dei getti incrementali



Temperatura ed azioni da ritiro

Le azioni dovute alla temperatura ed al ritiro del calcestruzzo sono in generale deformazioni vincolate. Per semplicità, benché corrispondenti a fenomeni fisici differenti, esse vengono considerate insieme in questa sezione.

Nota Le azioni da temperatura possono per esempio essere causate da:

- cambiamenti della temperatura ambiente, cambiamenti giornalieri o stagionali nel periodo di costruzione considerato;
- raffreddamento di spessori di calcestruzzo dopo l'idratazione da giudicare in relazione al tipo di cassaforma, al tempo di rimozione dopo il getto.

Laddove siano significative, le azioni dovute alla temperatura ed al ritiro dovrebbero essere considerate durante ogni fase di esecuzione.

Nota 1 In alcuni casi si devono considerare soltanto le fasi più critiche di esecuzione ed effetti di temperatura e ritiro possono essere stimati usando metodi semplificati.

Nota 2 Per gli edifici, le azioni dovute alla temperatura ed al ritiro, non sono generalmente significative se sono state fornite appropriate nozioni di dettaglio per le situazioni di progetto persistenti.

Le azioni della temperatura climatica dovrebbero essere stimate in accordo con l'ENV 1991-2-5. Per alcune fasi particolari di esecuzione (per esempio la chiusura di vari tipi di impalcati di ponti) possono essere presi in considerazione gli effetti della probabile temperatura del giorno di esecuzione del getto.

Il ritiro da essiccamento dei materiali strutturali di edifici dovrebbe essere stimato in accordo con gli Eurocodici di progetto pertinenti.

Nel caso di ponti, per la determinazione dei vincoli dovuti alla temperatura, gli effetti della frizione degli appoggi, che si suppone permettano movimenti liberi, devono essere considerati sulla base di valori rappresentativi appropriati.

Ove pertinente, rispetto ad effetti del secondo ordine, gli effetti delle deformazioni dovute a temperatura e a ritiro dovrebbero essere combinati con le imperfezioni iniziali

Azioni del vento (Q_w)

Valori caratteristici dell'azione del vento dovrebbero essere stimati in accordo con i metodi definiti nell'ENV 1991-2-4 sulla base del periodo di ritorno scelto.

Nota Attenzione particolare dovrebbe essere posta al fatto che sulle pareti interne, che saranno una parte interna della struttura dopo il completamento, durante il processo di esecuzione possono doversi applicare i coefficienti della pressione esterna c_{pe} per pareti libere.

Nota In alcuni casi, i carichi da vento possono essere considerati come azioni eccezionali nelle combinazioni durante l'esecuzione, per esempio nelle zone soggette a cicloni.

Laddove pertinenti le aree caricate dovrebbero includere le aree di gru, ponteggi, ecc., che contribuiscono agli effetti dell'azione in considerazione.

Per operazioni di sollevamento e getto o altre fasi della costruzione della durata di poche ore, le specifiche di progetto dovrebbero definire la massima velocità del vento da considerare nel progetto. Se non altrimenti specificato, la velocità del vento dovrebbe essere non minore di 20 m/s ad ogni altezza.

Laddove pertinenti, la velocità critica del vento dovrebbe essere determinata per oscillazioni normali alla velocità del vento stesso, per moti irregolari (galloping) e vibrazioni aeroelastiche (flutter), per assicurare che questi fenomeni non influenzino il progetto durante le fasi di esecuzione.

Nota Può essere necessario considerare vibrazioni, dovute alla combinazione di pioggia e vento, di elementi snelli a sezione circolare ove esse siano pertinenti.

Se non altrimenti specificato il valore caratteristico delle forze del vento da considerare per il progetto di ponti durante l'esecuzione dovrebbe essere attribuito sulla base di un periodo di ritorno nominale pari a:

- anni per una durata nominale della situazione transitoria di un anno;
- anni, come per persistenti situazioni di progetto, per una durata maggiore
- di un anno.

Laddove sia necessario considerare l'equilibrio statico durante le fasi di esecuzione di un ponte, i valori delle pressioni del vento caratteristiche sulle parti favorevoli dovrebbero essere ridotti del 50% (vedere 10.11 nell'ENV 1991-2-4).

Carichi da neve (Q_{sn})

I carichi da neve dovrebbero essere valutati in accordo con l'ENV 1991-2-3, in dipendenza dalle situazioni locali del sito e sulla base del periodo di ritorno scelto. Tuttavia, se non altrimenti specificato, il carico che deve essere considerato quale valore caratteristico durante le fasi di esecuzione, non dovrebbe essere minore del 50% del valore caratteristico determinato per le situazioni progettuali persistenti.

Per i ponti, se è assicurata una rimozione giornaliera della neve (inclusi i fine settimana e le vacanze) e nelle specifiche di progetto sono definiti provvedimenti compatibili con le richieste di sicurezza per la sua rimozione, il carico da neve sulle aree da cui la neve è rimossa può essere ridotto al 30% del valore rappresentativo specificato nell'ENV 1991-2-3.

Per i ponti, quando ciò sia giustificato da condizioni climatiche e dalla durata del processo di costruzione, il carico caratteristico da neve, rappresentato da un carico distribuito uniformemente, per le verifiche dell'equilibrio statico durante i lavori di costruzione dovrebbe essere considerato come composto da una distribuzione non simmetrica della neve posizionata nella posizione più sfavorevole. Per questa verifica il carico da neve può essere considerato pari al 25% del valore caratteristico della neve sul suolo, determinato per situazioni persistenti.

Carichi da costruzione (Q_c)

In generale, i carichi da costruzione comprendono:

- manodopera, personale tecnico-amministrativo e visitatori con piccola attrezzatura di cantiere (Q_{ca});
- magazzini mobili di materiali per gli edifici e da costruzione, elementi prefabbricati ed attrezzature (Q_{cb});
- attrezzature pesanti in posizione d'uso (per esempio pannelli di casseforme, ponteggi, macchinari da costruzione, container) o in movimento (forme viaggianti, travi da trasporto e becchi, contrappesi) (Q_{cc});
- gru, ascensori, veicoli, installazioni di potenza, martinetti, pesanti mezzi di controllo, ecc. (Q_{cd}).

Laddove pertinenti, queste azioni dovrebbero essere stimate in accordo con le specifiche di progetto.

Nota 1 Ove veicoli (per esempio autobetoniere sul piano terra di edifici) possono essere usati, se non definito dalle specifiche di progetto, le azioni corrispondenti possono essere stimate con riferimento ai veicoli o ai modelli di carico definiti nell'ENV 1991-3 (Modelli da carico da fatica 2).

Nota 2 Informazioni per l'assegnazione delle azioni dovute alle gru sono date nell'ENV 1991-5.

Carichi specifici da costruzione per i ponti.

Se non altrimenti specificato i carichi da costruzione dovuti a manodopera, personale tecnico-amministrativo e visitatori con piccole attrezzature (Q_{ca}) sull'impalcato durante l'esecuzione dovrebbero essere modellati come carichi distribuiti. Questo carico può essere applicato nelle parti più sfavorevoli delle aree pertinenti ed il suo valore caratteristico può essere preso pari a $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Il carico dovuto a magazzini mobili di materiale da costruzione (Q_{cb}) sull'impalcato del ponte durante l'esecuzione dovrebbe essere modellato da un sistema di carico comprendente:

- un carico uniformemente distribuito q_{cb} ;
- un carico concentrato F_{cb} .

Il carico uniformemente distribuito e quello concentrato dovrebbero essere considerati simultaneamente nella stessa condizione di carico ed applicati in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

Se non altrimenti specificato, i loro valori caratteristici possono essere presi pari a

- $q_{cb,k} = 0,2 \text{ kN/m}^2$;
- $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$.

Per ponti costruiti con il metodo dei getti incrementali, le forze orizzontali F_h sono trasmesse dall'impalcato ai supporti (pile o spalle) durante il getto. Se non altrimenti specificato, i valori caratteristici della forza orizzontale applicata alla sommità di ogni pila può essere presa uguale al 10% della concomitante forza verticale.

Nota In generale, il valore del coefficiente di attrito decresce con lo spostamento dell'impalcato del ponte; il 10 % rappresenta il valore del coefficiente di attrito "statico" quando l'impalcato inizia a muoversi.

Azioni eccezionali per i ponti

stato limite da valutare è la prevenzione dal (progressivo) collasso.

L'azione (incluso gli effetti dinamici) dovuta alla caduta di una cassaforma viaggiante durante il suo movimento nel caso di ponte costruito a sbalzo dovrebbe essere considerata come azione eccezionale.

L'azione dovuta alla caduta di elementi prefabbricati dovrebbe essere considerata come azione eccezionale e dovrebbe essere presa in considerazione, se pertinente.

Le azioni dovute all'impatto di veicoli da cantiere, gru o attrezzature per gli edifici sulle parti strutturali portanti dovrebbero essere definite nelle specifiche di progetto se pertinenti.

Nota I principi di verifica nel caso di danneggiamento locale di supporti temporanei delle parti strutturali portanti, dovrebbero essere definiti nelle specifiche di progetto.

Questo tipo di situazioni progettuali eccezionali include il possibile cedimento di uno strallo durante la fase di esecuzione di un ponte sospeso.

4.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER VARIE SITUAZIONI PROGETTUALI

Simultaneità delle azioni variabili
Mutua simultaneità dei vari carichi da costruzione (Q_c)
Dove particolari carichi da costruzione non sono fisicamente compatibili a causa del procedimento costruttivo questi non dovrebbero essere considerati come simultanei.

La simultaneità di particolari carichi da costruzione può essere esclusa a condizione che siano state prese appropriate misure di controllo nelle specifiche di progetto.

Altre possibilità di simultaneità dovrebbero essere prese in considerazione per i carichi da costruzione.

Simultaneità dei carichi da costruzione con altre azioni variabili

Se non altrimenti specificato, i carichi da neve e le azioni del vento dovrebbero essere considerati non simultaneamente ai carichi connessi all'attività di costruzione (per esempio carichi dovuti alla manodopera). Tuttavia la possibilità di simultaneità di carichi da neve e vento con altri carichi da costruzione (per esempio pesanti attrezzature o gru) dovrebbero essere presi in considerazione.

Nota Per le gru, specifiche regole di sicurezza definiscono una velocità del vento compatibile con l'uso.

La pressione corrispondente è generalmente sufficientemente piccola da essere trascurata nelle verifiche strutturali.

Laddove pertinenti, le azioni termiche e dell'acqua dovrebbero essere considerate simultaneamente con i carichi da costruzione.

Nota Laddove pertinenti può essere fatta qualche distinzione fra le varie cause e le componenti delle azioni termiche.

Situazioni transitorie di progetto Stati limite ultimi di equilibrio statico

Per situazioni progettuali durante le quali c'è il rischio di una perdita della stabilità dell'equilibrio può essere presa in considerazione la seguente combinazione delle azioni destabilizzanti:

- applicando un fattore parziale $g_{\text{enf}} = 0,8$ dove i pesi propri non sono ben definiti (per esempio i container);
- considerando una variazione del suo posizionamento definito in fase progettuale, con un valore da specificare proporzionalmente alle dimensioni del ponte, laddove l'entità del contrappeso sia ben definita.

Nota Per ponti di acciaio durante il progredire della costruzione la variazione della posizione del contrappeso è spesso presa pari a ± 1 m.

Se non diversamente specificato, i fattori g per tutti i carichi variabili dovrebbero essere presi pari a [1,35] e $g_r = [1,0]$.

I valori dei fattori γ sono dati nel prospetto

Laddove una perdita di equilibrio statico sia prevenuta dall'uso di sistemi stabilizzanti o apparecchi (per esempio stralli o colonne ausiliarie) la loro resistenza e/o la loro stabilità dovrebbero essere controllate in accordo con le regole definite negli Eurocodici di progetto pertinenti.

Stati limite ultimi di resistenza

Le verifiche dovrebbero essere basate sulla combinazione fondamentale con i valori dei fattori g per le azioni permanenti fornite nelle appendici C, D e G dell'ENV 1991-3. Se non altrimenti specificato, i fattori g_Q per le azioni variabili dovrebbero essere presi pari a [1,35].

Nota Informazioni su g_r sono fornite negli Eurocodici di progetto pertinenti.

I valori dei fattori γ sono dati nel prospetto

Stati limite ultimi di efficienza funzionale

Gli stati limite ultimi di efficienza funzionale durante l'esecuzione dovrebbero essere definiti con riferimento agli Eurocodici di progetto.

Se non altrimenti specificato, è applicabile il formato generale per la combinazione delle azioni definito nella ENV 1991-1.

Situazioni eccezionali di progetto

Se non altrimenti specificato per situazioni di progetto per le quali c'è rischio di perdita di equilibrio statico, la combinazione delle azioni da considerare dovrebbe essere basata su una singola azione eccezionale:

- Fattori ψ per i ponti
- Se non altrimenti specificato, i fattori ψ ψ_{0i} e ψ_{2i} , per azioni variabili sono forniti nel prospetto.

Nota Per situazioni di progetto transitorie corrispondenti al mantenimento o ad operazioni di riparazione, carichi dovuti al traffico ed i fattori ψ pertinenti da prendersi in considerazione dovrebbero essere definiti nelle specifiche di progetto e il prospetto B.1 dovrebbe essere completato.

prospetto B.1 Fattori ψ per i ponti durante l'esecuzione

Azioni variabili dirette	$\psi_0^{1)}$	ψ_2
Carichi da costruzione (Q_C)		
Manodopera e sua attrezzatura personale tecnico-amministrativo e visitatori (Q_{Ca})	[1]	[0,2]
Stoccaggio mobile di materiali per edifici e da costruzione, elementi prefabbricati, ecc. (Q_{Cb})	[1]	[1]
Attrezzature pesanti (Q_{Cc})	[1]	[1]
Gru, veicoli, ascensori, ecc. (Q_{Cd})	da definire nelle specifiche progettuali	
Forze orizzontali (F_H)	[1]	[0]
Azioni del vento (dove compatibili) (Q_W) ²⁾	[0,8]	[0]
Carichi da neve (dove compatibili) (Q_{Sn}) ²⁾	[0,8]	[0]
Azione della temperatura e del ritiro ²⁾	[0,6]	[0]
Azioni dell'acqua (Q_{Wa})	da definire nelle specifiche progettuali	
1) Da considerare solo in caso di possibile simultaneità.		
2) Da applicare ai valori rappresentativi definiti in accordo con 3.4 (2) e (3).		

4.4 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

La modellazione di tutti gli elementi che costituiscono l'impalcato e l'avambecco, mediante l'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione.

Il programma di calcolo usato permette di assegnare al caso di carico specifico un delta di carico in modo da poter aumentare il peso senza manipolare il peso specifico degli elementi o la gravità.

Il peso proprio quindi è stato aumentato del 15% per tener in considerazione tutti gli elementi che nella modellazione non sono stati inseriti come staffe di collegamento, bulloni, fazzoletti ecc.

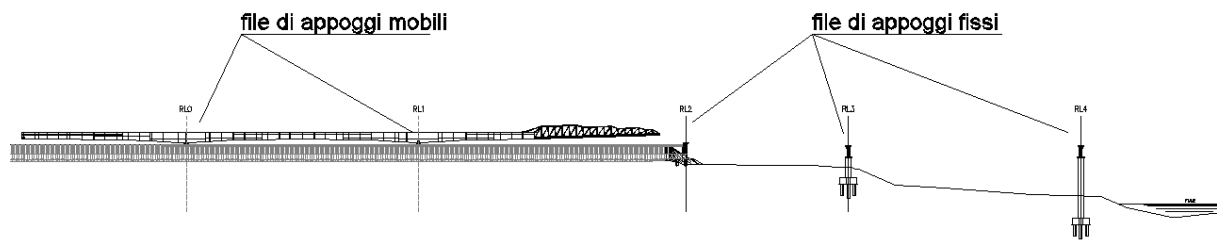
Questo lo si fa per fare in modo di avere un modello di calcolo più semplice possibile.

4.5 SPOSTAMENTI NODALI VERTICALI

Questo caso di carico caratterizza il comportamento per effetto del peso proprio della struttura del ponte-avambecco. Ci sono degli spostamenti nodali verticali che sono imposti dalle travi principali sulle quali viene spinto il ponte che dipendono dalla deformata che il ponte ha nelle varie fasi di varo.

Tali posizioni degli appoggi si possono cercare con la linea di varo, che rappresenta la quota dell'intradosso delle travi spinte e la quota degli appoggi calcolata senza tener conto della deformazione della struttura.

Il problema principale di questo tipo di varo è stato quello della "sincronizzazione" della quota degli appoggi, l'asimmetria geometrica dell' impalcato da varare, e la scelta di spingere su file di appoggi fissi ha fatto sì che si scegliesse un sistema di appoggio misto, composto da file di rulliere mobili, agganciate al ponte, e rulliere fisse posizionate nelle sezioni di spalla e pila.



In questo modo il varo avviene mediante la spinta del ponte che scorre sulle rulliere mobili fino a quando in non si attivano le rulliere fisse.

Le fasi di varo prevedono la spinta del ponte fino alle file di rulliere fisse poste in spalla, queste per effetto della curvatura dell'intradosso del ponte e grazie alla quota in altezza assegnatagli, quando prendono in carico il ponte lo alzano permettendo di sganciare le rulliere mobili attaccate al ponte senza posizionare dei sistemi di sollevamento appositi per l'operazione.

Una volta sganciate una ad una le rulliere mobili il ponte viene spinto in posizione finale.

4.6 SPOSTAMENTI NODALI ORIZZONTALI

Nel caso di studio il ponte è dritto e quindi si procede solamente con dei contrasti laterali che saranno montati assieme alla rulliere si vanno ad appoggiare alla piattabanda inferiore e contrasteranno i movimenti laterali possibili .

4.7 VENTO

L'azione del vento in questo caso di studio viene assunta come un carico statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte.

A questo punto si decide di fare un confronto tra la norma italiana e quella europea per prendere la forza che meglio interpreta lo stato del varo del ponte.

Vediamo quali sono le forze che nascono dall'analisi con le due norme :

NTC 2008

Pressione del vento data da :

$$p = q_p C_e C_p C_d$$

dove :

q_p pressione cinetica di riferimento;

C_e coefficiente di esposizione ;

C_p è il coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La velocità di riferimento v_b assunta nei calcoli è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 metri dal suolo su terreni di categoria II, mediata su 10 minuti e riferita a un tempo di ritorno di 50 anni. Il sito di costruzione dell'opera si trova in Umbria e più precisamente a Orvieto quindi appartiene alla zona 3:

Tabella 4-1 Valori dei parametri $v_{b,0}$, k_a , a_0 [D.M. 14/01/2008]

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

- $V_{b,0} = 27$ m/s ;
- $a_0 = 500$ m ;
- $k_a = 0,020$ 1/s.

Questa trattazione però prevede un tempo di ritorno pari 50 anni, per la nostra opera di varo si sceglie un tempo di ritorno più basso, in accordo con i tempi di esecuzione, pari a

10 anni. Quindi si va a ridurre l'effetto tramite un coefficiente che tiene conto della riduzione della pressione : $V_b(Tr)=\alpha_r V_b$.

Questo coefficiente α si calcola con la seguente formula:

$$\alpha_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{Tr} \right) \right]};$$

con $Tr = 10$ anni :

$\alpha_r = 0,90$, fa assumere $v_b = 24,4$ m/s

La pressione cinetica di riferimento è invece definita dalla seguente espressione :

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

q_b assume quindi un valore pari a $0,1525$ KN/m².

Coefficiente di esposizione :

- classe di rugosità del terreno B;
- distanza dalla costa > 30 km;
- curva IV;

ne deriva:

$$c_e = 3.$$

Coefficiente di forma

TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARE

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per coefficienti c_p i valori seguenti.

TRAVI ISOLATE

$$\varphi = S_p / S$$

- S superficie delimitata dal contorno della trave;
- S_p superficie della parte piena della trave.

La pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - 4/3 \varphi \quad \text{per} \quad 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per} \quad 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per} \quad 0,8 \leq \varphi \leq 1$$

In questo caso ne deriva $\varphi = 1$;

$$c_p = 1,4$$

Nel caso di travi multiple come nel caso in esame la norma impone di applicare alle travi successive alla prima una pressione pari a quella dell'elemento precedente moltiplicata per un coefficiente di riduzione μ .

$$\mu = 0,2 \text{ per } \varphi > 2/3.$$

Coefficiente dinamico

Viene preso cautelativamente pari a 1.

Tabella coefficienti :

- $C_e = 3$;
- $C_p = 1,4$;
- $C_d = 1$.

La pressione del vento sulla singola trave sarà quindi :

$$p = 600 \text{ N/m}^2 = 0,6 \text{ kN/m}^2 .$$

EC1

L'euro codice da una velocità del vento, che applicata alla struttura con i coefficienti sopra indicato permette di trovare una pressione del vento di riferimento pari a : $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Quindi confrontando le due forze in favore della sicurezza si procede applicando una forza del vento alla singola trave pari a $0,6 \text{ kN/m}^2$.

4.8 AZIONE DI TIRO

L'azione di tiro è introdotta nel modello per tener conto dello sforzo normale che hanno le travi, ed in particolare tale forza è da considerarsi il 5% del peso della struttura. Questo 5% è dato dalle rulliere ed in particolare si usa tale forza perché è quella necessaria per il distacco della struttura quando viene spinta.

4.9 COMBINAZIONE DI CARICO IMPIEGATA

La combinazione di carico impiegata per la verifiche della struttura prevede i seguenti coefficienti parziali sulle azioni di combinazione :

- $\gamma_{G1} = 1,35$ coefficiente parziale sul peso proprio ;
- $\gamma_Q = 1,5$ coefficiente parziale sull'azione del vento ;
- $\gamma_Q = 1,5$ coefficiente parziale sulla forza di tiro.

5 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Le analisi sono state condotte mediante un programma di calcolo agli elementi finiti, SOFiSTiK che ha consentito lo studio delle fasi di varo mediante il Construction Stage Manager. Permette dunque lo studio completo di tutte le fasi di spinta in automatico. Questa particolare applicazione permette di fare variare la posizione dei vincoli ad un passo che può decidere l'operatore esterno, restituendo per ogni fase le sollecitazioni che la struttura subisce, quindi permette di ricercare le fasi più gravose.

5.1 PONTE

La modellazione del ponte è stata effettuata mediante elementi finiti tipo Beam, il modello segue altimetricamente e planimetricamente l'andamento del ponte, inoltre sono state inserite anche le contro monte assegnate, per riuscire a definire nel modo più corretto la geometria del ponte.

La modellazione si è concentrata nella sola carpenteria metallica che verrà montata. Per questo varo non è stato possibile montare solo parzialmente la carpenteria metallica. Si è dovuto far fronte all'esigenza di sostenere le due travi esterne durante la spinta, quindi la controventatura presente nel ponte serve anche durante il varo per evitare che le travi non sorrette dalle rulliere si deformino sotto al peso proprio.

Le travi principali sono state modellate tramite elementi beam, al quale sono state assegnate le caratteristiche della sezione saldata, che variano, in altezza e spessore dei piatti saldati, il programma consente di inserire dei beam dove la sezione può essere variabile.

I controventi reticolari sono modellati tramite elementi truss quindi reagenti solo a trazione, mentre i diaframmi a trave piena sono modellati tramite un elemento beam avente le stesse caratteristiche della sezione saldata.

Negli elementi beam, non sono stati modellati gli eventuali ribs di irrigidimento, in quanto questi sono oggetto di uno studio più accurato, che quindi va ad analizzare tutti gli affetti locali, per uno studio del lancio del ponte e della sua fattibilità si analizzano gli aspetti principali trascurando l'effetto locale che sarà oggetto di indagini fatte ad oc.

Gli appoggi che sono stati inseriti sono stati modellati come elementi molla dotati di rigidità molto alta, questo lo si è fatto per simulare meglio la realtà del varo. In particolare nella logica di fare escludere eventuali appoggi tesi dal calcolatore facendogli operare un'analisi non lineare per appoggi.

Se si fossero usati appoggi tradizionali l'analisi non lineare per appoggi non sarebbe stata possibile. Quindi non sarebbe stata rappresentata la realtà in modo corretto.

5.2 AVAMBECCO

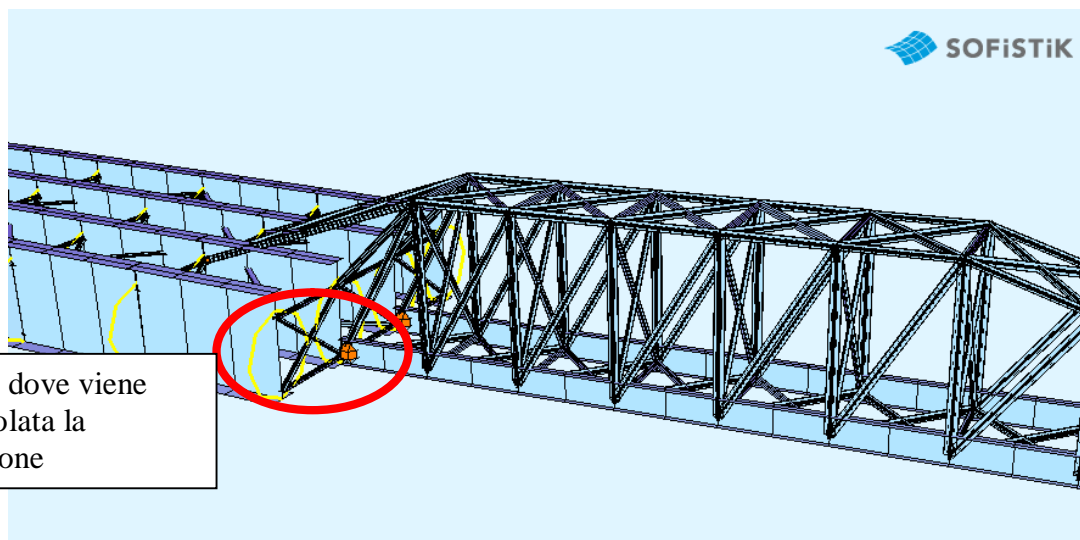
La struttura dell'avambecco è stata completamente modellata mediante elementi beam e truss, assegnando a ciascun elemento le caratteristiche geometriche della sezione scelta. Per questa fase iniziale di studio è stato modellato un avambecco tipo, tanto da potere permettere lo studio del ponte e del comportamento del programma come si vedrà nel seguito.

Mentre per le fase di verifica è stato modellato l'avambecco presentato all'inizio, si è cercato di renderlo il più possibile veritiero nel suo comportamento andandolo a modellare a truss.

Sono stati modellati tramite elementi tipo truss tutti gli elemnti della reticolare tranne la trave corrente inferiore, che prendendo gli sforzi delle rulliere in fase di appoggio è stata modellata ad elementi trave tipo beam.

Agli attacchi ponte avambecco sono state svincolate le rotazioni ai nodi, in quanto stiamo ragionando con strutture reticolari che hanno dei giunti che non sono in grado di trasmettere le sollecitazioni come i momenti.

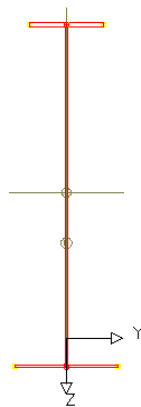
Questa scelta è stata dettata dal tipo di unione che si va a realizzare.



6 DESCRIZIONE DELLA LINEA DI VARO

La struttura è stata modellata in modo da permettere la spinta idonea al problema da trattare. Gli appoggi sono stati modellati come “molle spostabili” che sono in grado di ricercare il contatto negli elementi trave che stanno sopra o sotto di esse. Questi elementi sono indispensabili per il tipo di varo proposto perché possono essere escluse molle tese, tramite un’ analisi non lineare per appoggi, e sono in grado di ricercare il contatto con gli elementi trave del ponte.

Gli elementi trave del ponte sono stati modellati sull’ asse geometrico dell’intradosso delle travi principali tenendo conto anche della contro monta assegnata da officina. L’asse del beam, dove il programma di calcolo “vede” la trave può essere spostato, dal baricentro dove usualmente lo si utilizza, ed essere posizionato nella parte inferiore della trave, come si vede in figura.



Inoltre è stato possibile assegnare anche le variabilità degli elementi beam nei conci interessati, (altezza e spessore dei piatti saldati) in modo da rappresentare la realtà il più possibile correttamente.

Bisogna prestare attenzione però al posizionamento dell’asse del elemento corrente inferiore dell’avambecco che deve essere alla stessa quota dell’elemento trave principale del ponte, in modo da garantire la corretta rappresentazione e il corretto punto di appoggio del ponte quando questo passa sopra le molle spostabili.

Se così non fosse si rischierebbe che il ponte sul modello attraversa gli appoggio in pila e in spalla ad una quota che nella realtà non è corretta, quindi ci sarebbero delle sollecitazioni diverse e quindi in modello sarebbe sbagliato.

7 VERIFICA DEL COMPORTAMENTO DEL MODELLO AUTOMATICO E VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA

Quando si affrontano vari di strutture importanti, bisogna sempre essere sicuri che la realtà sia ben rappresentata nel modello di calcolo e che i risultati che si ottengono da tale modello siano consistenti. In altre parole bisogna sempre avere un modello semplice a cui riferirsi, nella fase di studio, per poter fare la taratura del modello finale e per confrontare i risultati, altrimenti si rischia di ottenere dal calcolatore solo un gran quantità di numeri che possono non avere senso pratico.

Nel caso in esame la procedura di calcolo usata ovvero il CSM permette di calcolare ogni singola fase del ponte, facendolo “muovere” in avanti, di un passo stabilito dall’utente, il ponte. Questo metodo restituisce in automatico i risultati dell’analisi.

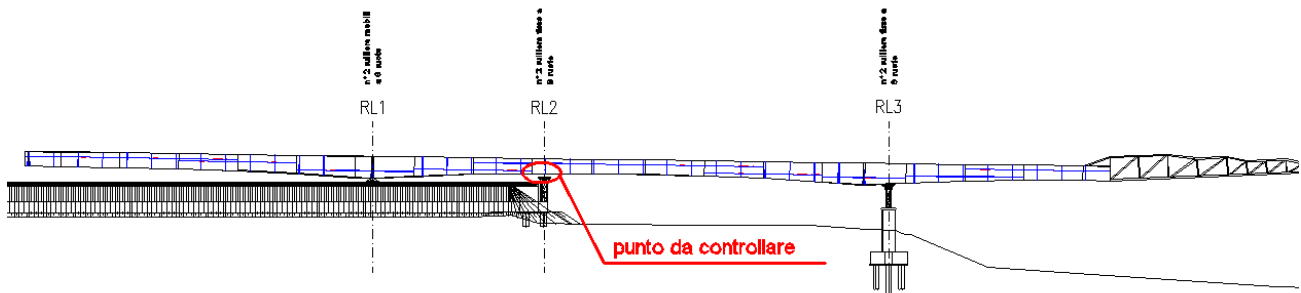
Si vuole in questo paragrafo capire se tale procedura funziona, che tipo di risultati genera e che tipo di errori si possono avere usando questo particolare metodo. In questo particolare caso di studio si vuole verificare la bontà dei risultati nello studio dei cedimenti imposti, che è il problema di maggior rilevanza di tutto il varo.

7.1 STUDIO DEI CEDIMENTI IMPOSTI

Durante il varo a spinta di strutture aventi geometria ad arco, e a geometria regolare, è consueto incontrare il problema dei cedimenti vincolari imposti. Tale problema in particolare lo si ha nei vari dei ponti iperstatici e quindi vengono generate reazioni e inflessioni nelle travi.

I cedimenti vincolari non modificano le proprietà del vincolo, ma bensì impongono uno spostamento predeterminato al vincolo stesso. Tale spostamento quindi non risulterà essere una funzione dei carichi e delle incognite iperstatiche, ma svolgerà la funzione esso stesso di sollecitazione esterna essendo un dato del problema.

Nel caso di studio si incontra il problema durante la spinta. La linea di varo è rettilinea ma la sagoma del ponte no, quindi gli appoggi non si adattano tutti alla sagoma dell'intradosso del ponte generando un cedimento vincolare.

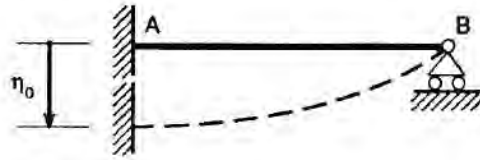


Il ponte rigidamente non tocca l'appoggio in questo caso in spalla. Quindi siamo davanti al problema del cedimento vincolare. Ora bisogna capire cosa succede nella realtà, ed in particolare se il ponte deformandosi va ad appoggiarsi sulla spalla oppure se si deforma ma non si appoggia.

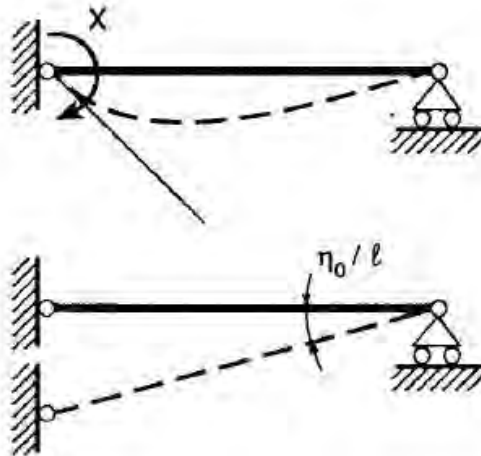
Questo studio si può fare con il programma di calcolo, ma per confrontare i risultati che da il programma F.E.M. ci si può riferire ad un caso semplice, lo si risolve con la teoria degli vincoli cedevoli anelastici a mano e si confrontano i risultati che si ottengono col calcolatore. Questo procedimento lo si fa per validare il programma di calcolo in modo da poter controllare la risposta corretta della struttura in esame.

7.1.1 CEDIMENTI VINCOLARI ANELASTICI

Viene considerata una trave incastrata e appoggiata e si impone lo spostamento verticale η_0 dell'incastro.



Lo schema isostatico equivalente sia quello di trave doppiamente appoggiata. Tale schema ruota solo rigidamente, in seguito all'imposizione dello spostamento verticale η_0 . L'equazione di congruenza considererà sia la rotazione elastica indotta dal momento iperstatico X , che la rotazione rigida η_0/l



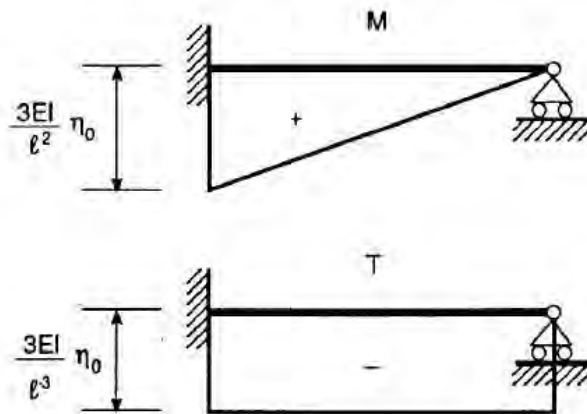
$$\varphi_A = -\frac{X l}{3 E J} + \frac{\eta_0}{l} = 0$$

da cui si ottiene:

$$X = \frac{3 E J}{l^2} \eta_0$$

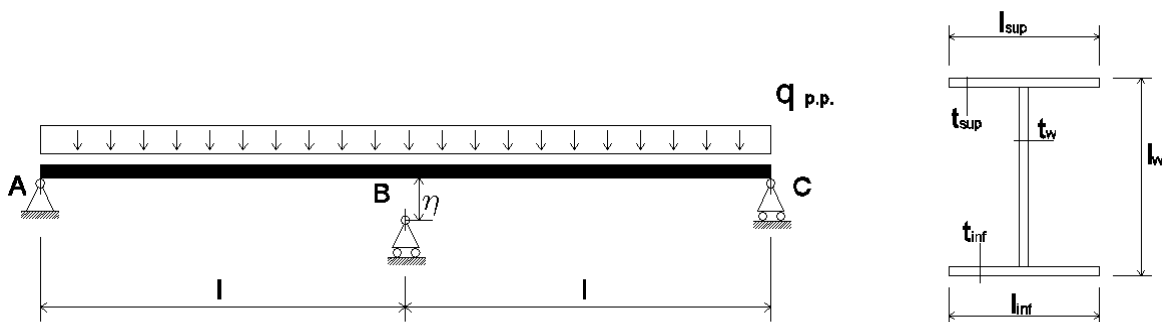
che è il momento relativo di incastro, si nota che è proporzionale all'entità dello spostamento η_0 .

Il diagramma del momento è quindi lineare con massimo nell'incastro, mentre il taglio è costante a pari a $-X/l$.



7.1.2 ESEMPIO NUMERICO

Si prende una trave su tre appoggi di luce l e si impone all'appoggio centrale uno spostamento η dalla condizione di trave indeformata:



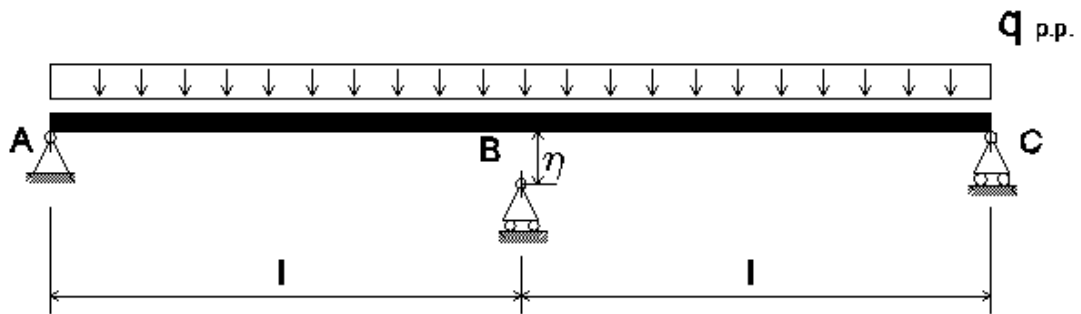
Dati:

			sezione trave					
l	cedim.	q p.p.	h_w	t_w	l_{sup}	t_{sup}	l_{inf}	t_{inf}
m	m	kN/m	m	m	m	m	m	m
100	0,5	7,938705	3	0,016	0,65	0,035	0,9	0,035

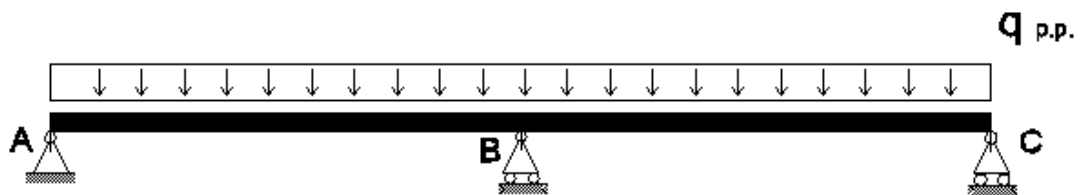
E	γ_{mat}
kN/m^2	kN/m^3
210000000	78,5

A	γ_g	J
m^2	m	m^4
0,10113	1,371731	0,151111

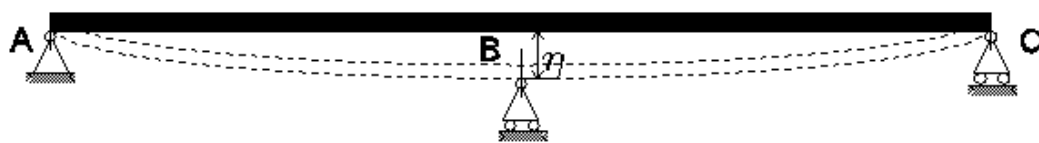
Quindi si ha graficamente:



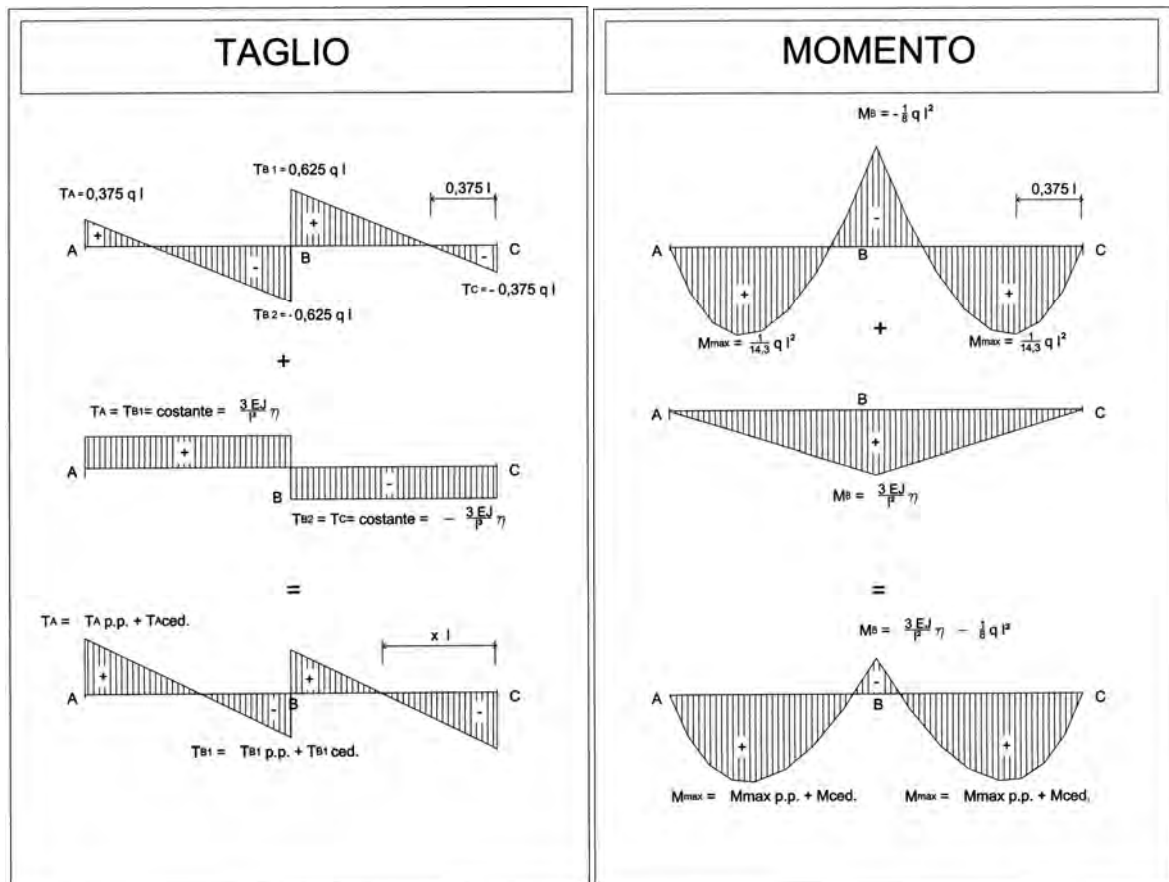
=



+



Le sollecitazioni diventano:



Vediamo i risultati del calcolo a mano della sovrapposizione degli effetti:

SOLLECITAZIONI TEORICHE							
PROVOCATE DAL CEDIMENTO				PROVOCATE DAL PESO PROPRIO			
MA	MB	MC		MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm	kNm	kNm	kNm
0	4760,00	0		0	-9923,3813	0	5551,542
TA	TB1	TB2	TC	TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
47,60	47,60	-47,60	-47,60	297,70	-496,17	496,17	-297,70

Risultati finali ottenuti per mezzo della sovrapposizione degli effetti :

SOVRAPPOSIZIONE EFFETTI				
MA	MB	MC		Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm
0	-5163,385	0		7509,603
TA	TB1	TB2	TC	x
kN	kN	kN	kN	
345,30	-448,57	448,57	-345,30	43,50

Dove il parametro x nella sovrapposizione degli effetti serve per calcolare il punto dove si ha il Momento massimo, ed in particolare:

$$x = -T_A \frac{(T_{B1} - T_A)}{L};$$

con questa coordinata, che è la coordinata nella quale il taglio si annulla e quindi dove di conseguenza si ha il massimo valore del momento flettente:

$$M_{pp(x)} = \left(0,375 q l x - \frac{qx^2}{2} \right);$$

$$M_{cedimento(x)} = \left(\frac{M_{max}}{l} \right) x;$$

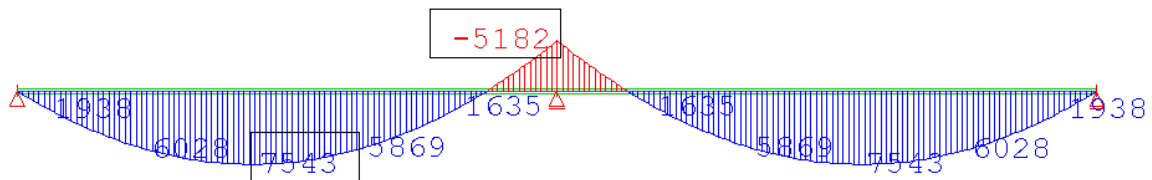
quindi da queste due si calcola facilmente il momento massimo positivo in campata, che si verifica ad una distanza x dall'estremo della trave. Tale momento risulta essere la somma dei due effetti :

$$M_{max}^+ = M_{pp(x)} + M_{cedimento(x)};$$

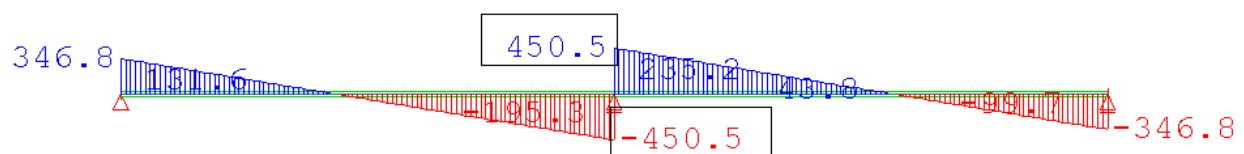
Tali risultati vengono confrontati con i risultati forniti dal calcolatore con un'analisi di tipo lineare imponendo un cedimento alla trave, l'esempio di partenza è chiaramente lo stesso.

risultati SOFiSTiK			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	-5181,95	0	7542,98
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
346,80	-450,50	450,50	-346,80

Si nota che il grafico del momento è conforme a quello che si è ottenuto per via manuale.



Si nota inoltre che anche il grafico delle sollecitazioni derivanti dal taglio è quello che ci si aspettava quindi conforme.



A questo punto abbiamo due risultati ottenuti con due metodi diversi e bisogna capire quanto sono confrontabili tali risultati.

Per controllare la bontà dei risultati si è andato a calcolare l'errore relativo che il programma F.E.M. produce nella ricerca del risultato.

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	0,36	0,00		0,44
TA	TB1	TB2	TC	
%	%	%	%	
0,43	0,43	0,43	0,43	

Dagli errori relativi che sono stati estrapolati dai dati di risposta si può affermare che i due risultati sono del tutto confrontabili e che non c'è differenza tra l'approccio teorico fornito dalla teoria della scienza delle costruzioni e il risultato ottenuto con il metodo degli elementi finiti.

7.2 CASO CONCRETO

Ora capito come funziona la teoria dei cedimenti imposti e capito che il programma di calcolo, se applicato al cedimento di un vincolo, dà i risultati corretti, si vuole analizzare come si comporta tale programma se viene inserita una cinematica di varo con un appoggio più basso di una certa quota. Ed in particolare si andrà a vedere come le varie tipologie di calcolo possono andare ad influire nel risultato finale.

In particolare SOFiSTiK, se si introduce una cinematica di varo con appoggio più basso permette di fare diversi approcci di calcolo.

- Metodo lineare :

il software non tiene conto della quota dell'appoggio e "tira giù" letteralmente i ponte generando un appoggio anche dove non ci deve essere. Quindi questo metodo di calcolo è scorretto per lo studio che si vuole condurre.

- Metodo non lineare per gli appoggi :

se l'appoggio non reagisce o va in trazione il programma di calcolo non lo considera, quindi lo elimina e conduce il calcolo come se non esistesse l'appoggio.

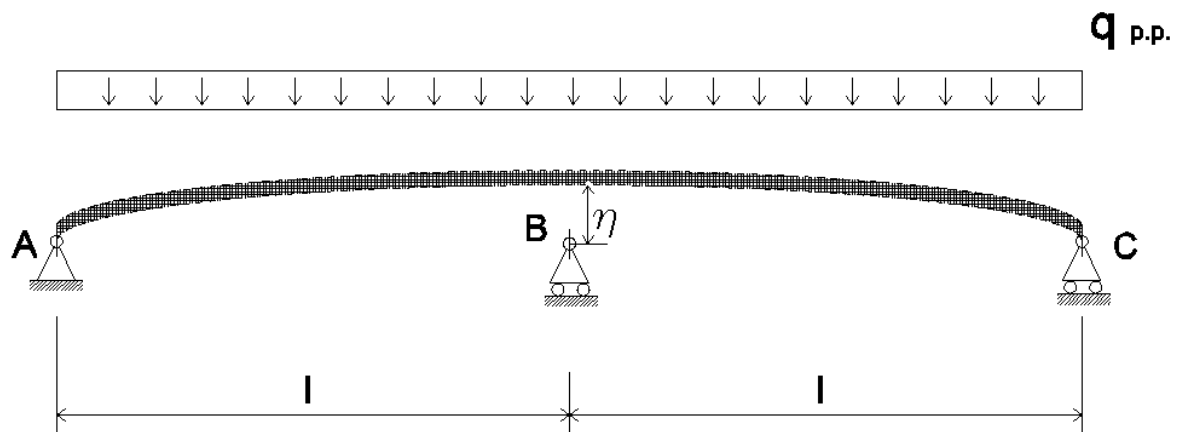
- Metodo non lineare con teoria del secondo ordine:

il software esegue un calcolo con dentro la non linearità della struttura, quindi non linearità per geometria e grandi spostamenti, aggiornando ad ogni passo la matrice di rigidezza del sistema. Questo studio per il nostro sistema non necessario, perché non andiamo mai a lavorare fuori dal campo elastico della struttura per obbligo di montaggio. Il caso è comunque stato affrontato per capire quali diversità portasse a livello dei risultati, e si conclude che per il nostro caso non ci sono differenze rispetto al caso di non linearità degli appoggi.

7.2.1 ESEMPIO DI CALCOLO N° 1

Dati:

		sezione trave						
l	cedim.	q p.p.	hw	tw	lsup	t sup	l inf	t inf
m	m	kN/m	m	m	m	m	m	m
50	0,25	7,68986	3	0,016	0,65	0,030	0,9	0,035



Come al solito si svolge una verifica a mano con la teoria degli appoggi cedevoli e si confrontano i risultati che si ottengono con il programma di calcolo.

Per fare un calcolo a mano si deve prima verificare se la freccia del ponte è maggiore o minore di η quindi capire se il ponte deformandosi si appoggia o meno sull'appoggio. Se il ponte si appoggia sull'appoggio centrale si condurrà lo stesso studio di sopra che si conduceva nel caso di cedimenti vincolari imposti.

Si calcola la freccia della trave senza appoggio centrale tramite la formula :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q (2l)^4}{EJ};$$

dove $2l$ è la lunghezza della trave senza appoggio centrale.

1. Valuto la freccia della trave senza considerare l'appoggio ceduto, f_{max} (m) = 0,3339;
2. Calcolo il delta: se è negativo, la trave non tocca l'appoggio, quindi le sollecitazioni sono quelle di una trave su due appoggi; se delta è positivo, calcolo l'effetto che provoca. Studio il caso di una appoggio cedevole.

In questo caso la trave si appoggia, procedo con lo studio dell' appoggio cedevole con una quota di 25 cm.

SOLLECITAZIONI TEORICHE

PROVOCATE DAL CEDIMENTO				PROVOCATE DAL PESO PROPRIO			
MA	MB	MC		MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm	kNm	kNm	kNm
0	9519,99	0		0	-2480,8453	0	1387,8855
TA	TB1	TB2	TC	TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
190,40	190,40	-190,40	-190,40	148,85	-248,08	248,08	-148,85

Risultati finali :

SOVRAPPOSIZIONE EFFETTI				
MA	MB	MC		Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm
0	7039,1462	0		7248,722
TA	TB1	TB2	TC	x
kN	kN	kN	kN	
339,25	-57,68	57,68	-339,25	42,73

Qui di seguito vengono inseriti i risultati che si ottengono con le tre analisi diverse fatte con SOFiSTiK e si confrontano questi risultati con i risultati ottenuti con un'analisi fatta a mano e si calcolano i relativi errori relativi che vengono commessi dai tre tipi di analisi diverse :

risultati SOFiSTiK lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	6753	0	6888
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
327,80	-58,30	58,30	-327,80

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	2,44	0,00		4,49
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
1,15	-3,49	-3,49	1,15	

risultati SOFiSTiK non lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	6753	0	6888
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
327,70	-58,30	58,30	-327,70

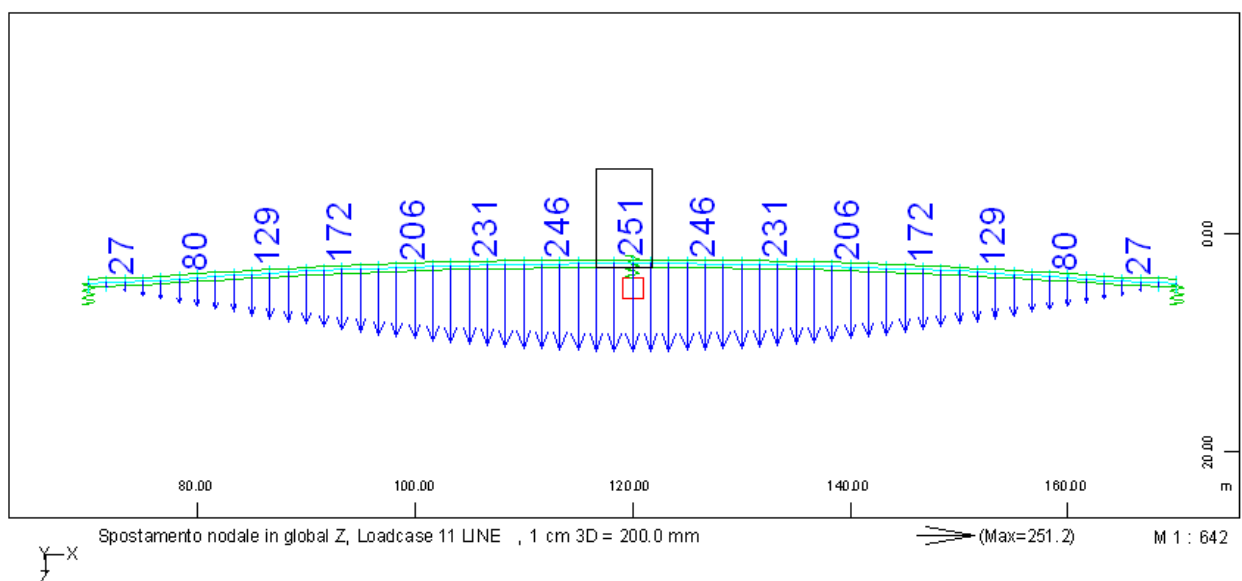
errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	2,44	0,00		4,49
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
1,12	-3,49	-3,49	1,12	

risultati SOFiSTiK teoria del 2° ordine			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	6748	0	6882
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
327,70	-58,60	58,60	-327,70

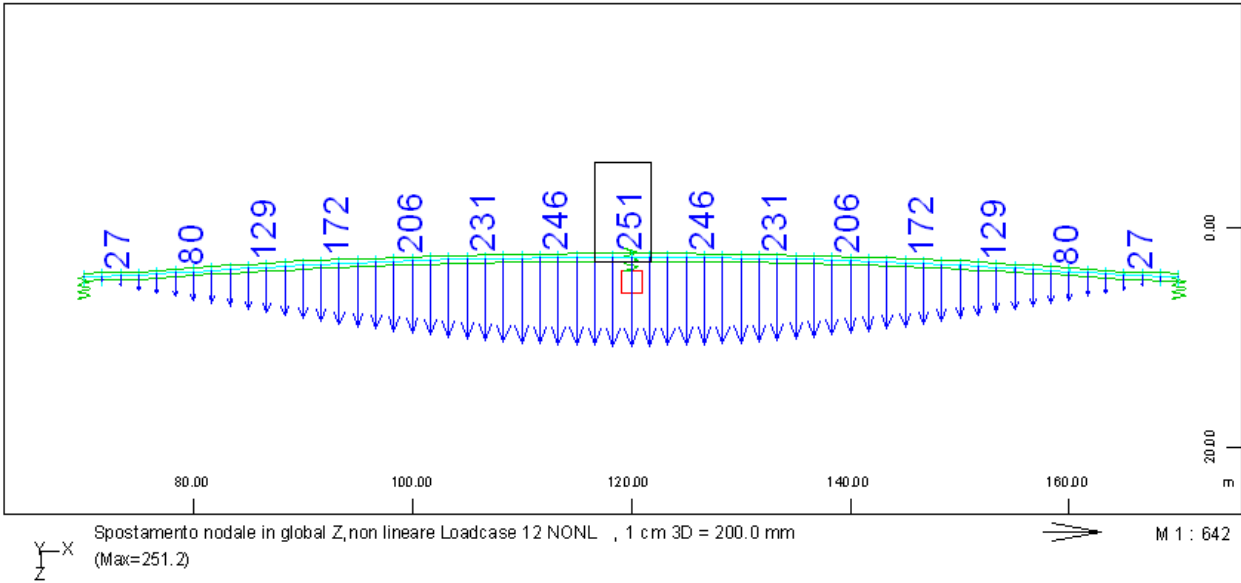
errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	2,37	0,00		4,40
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
1,12	-2,99	-2,99	1,12	

Grafici prodotti da SOFiSTiK: grafico della freccia della trave presa in esame.

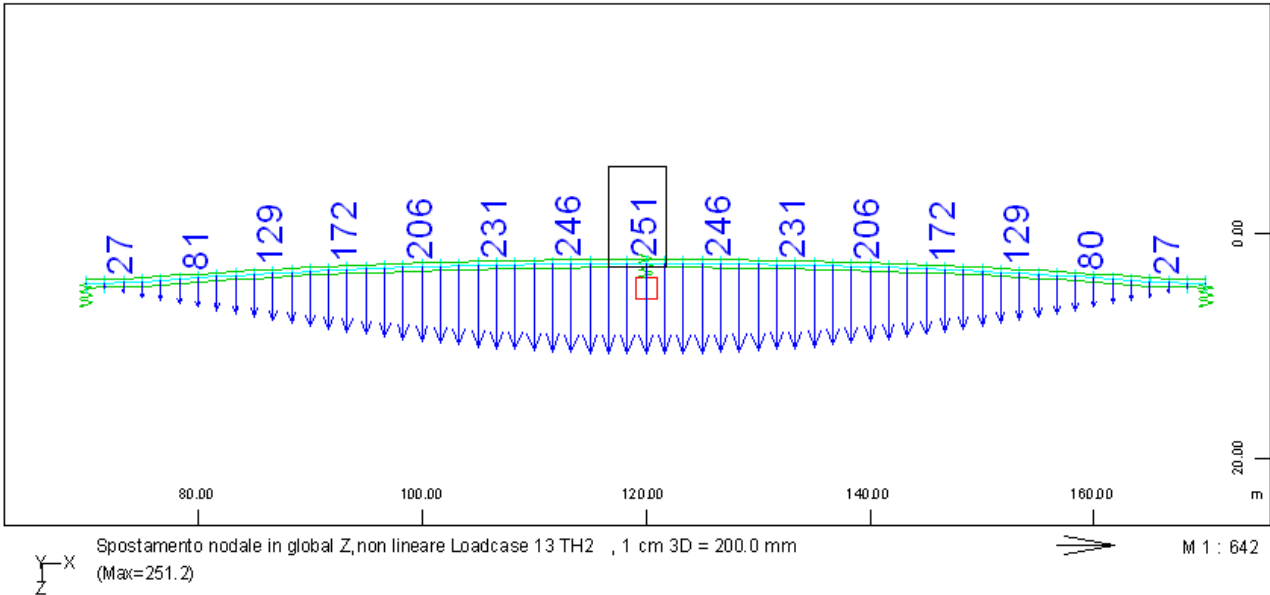
Calcolo con analisi lineare:



Calcolo con analisi non lineare:



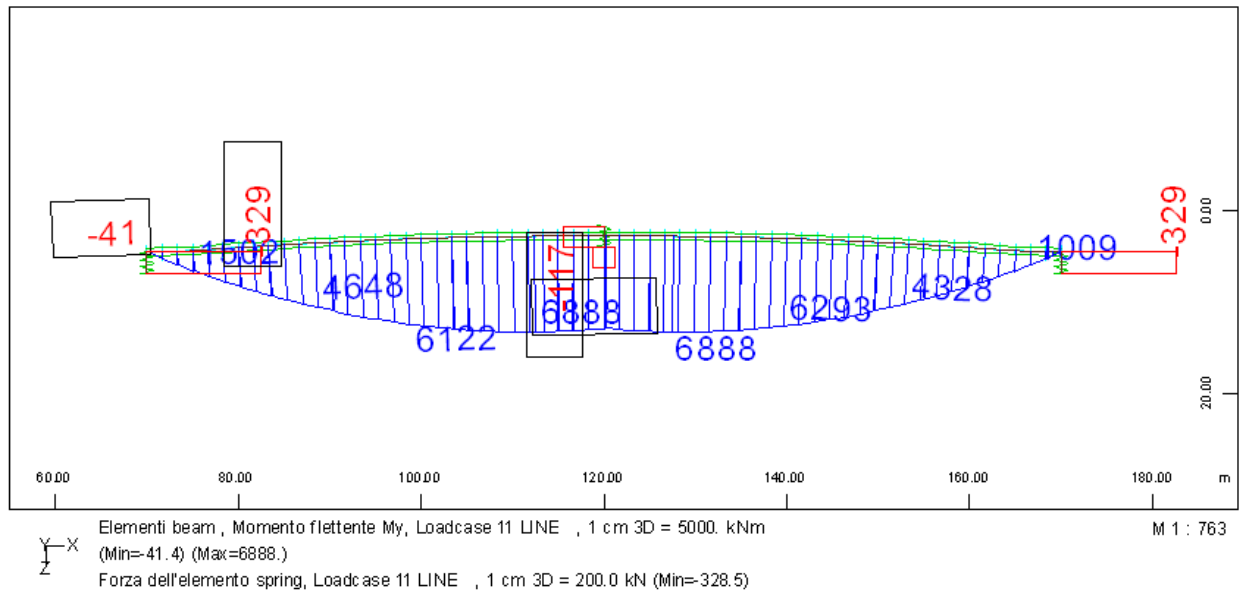
Calcolo con analisi con teoria del secondo ordine:



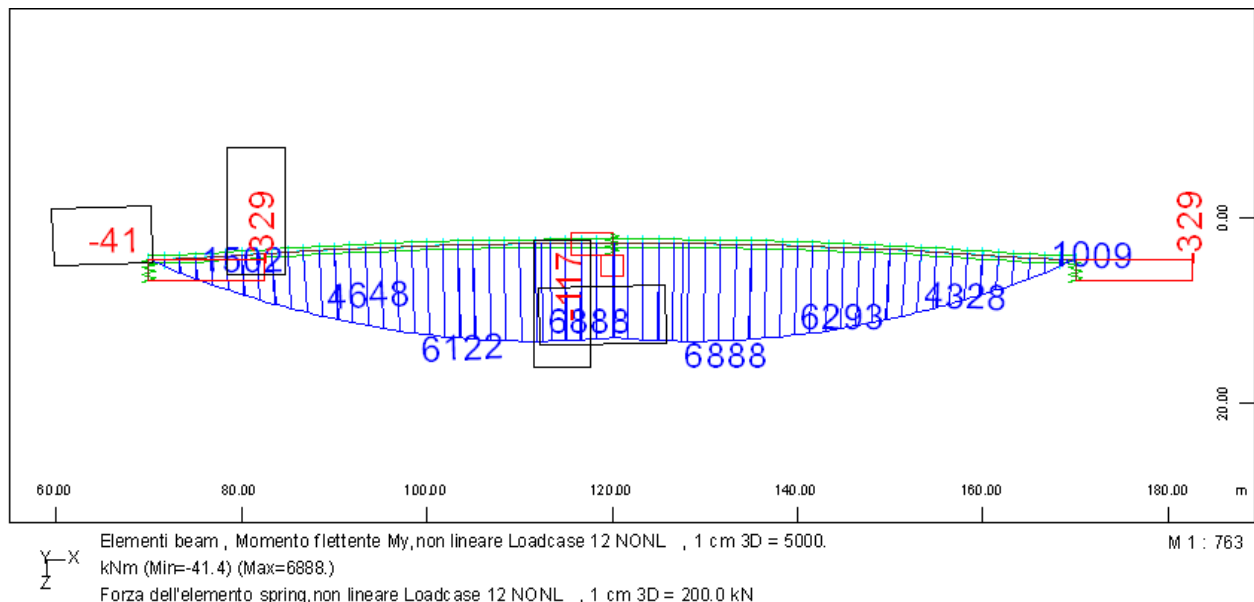
Come si può notare in questo caso il calcolo della freccia della trave con i tre metodi proposti coincide e non si apprezzano differenze sostanziali, la freccia coincide con la quota del cedimento.

Andiamo a vedere ora la restituzione dei risultati inerenti alle sollecitazioni del momento e degli elementi molla che fungono da appoggi.

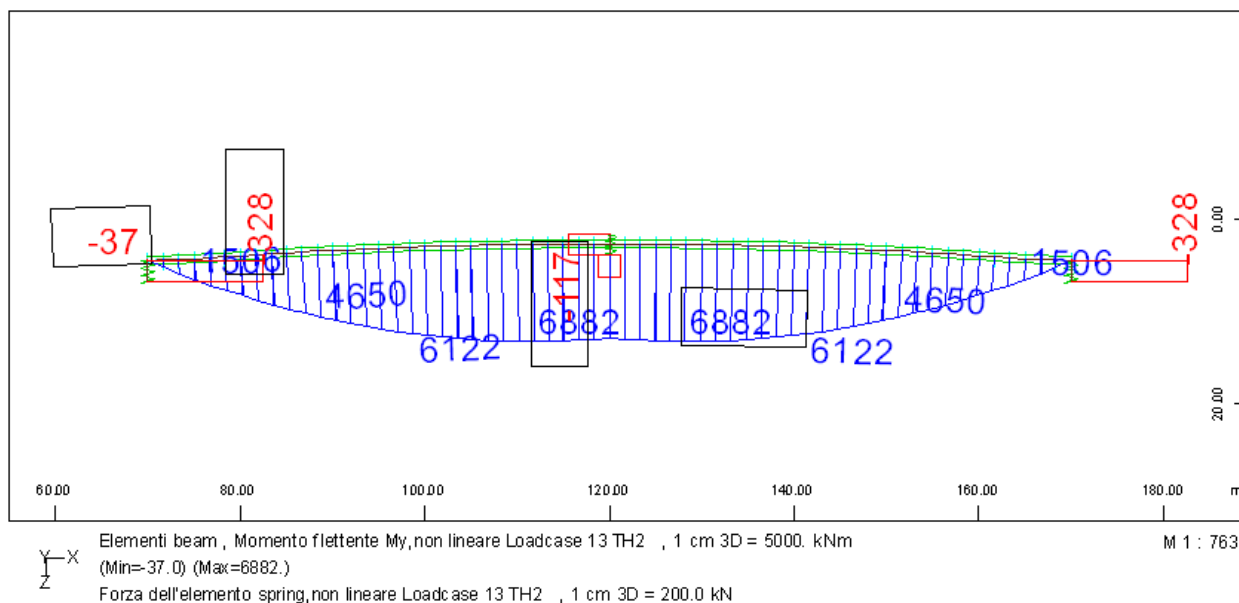
Analisi lineare:



Analisi non lineare:



Analisi con teoria del secondo ordine:



Anche qui si nota chiaramente che i risultati sono gli stessi con i tre tipi di analisi proposta, e non si notano differenze sostanziali.

Quindi andando a confrontare i risultati dati dal calcolatore con quelli trovati con analisi a mano si vede chiaramente che SOFiSTiK stima la sollecitazione con un errore pari al 3,5% quindi, si può dire che il risultato è il medesimo.

Il programma di calcolo si comporta in modo adeguato con questo tipo di situazione.

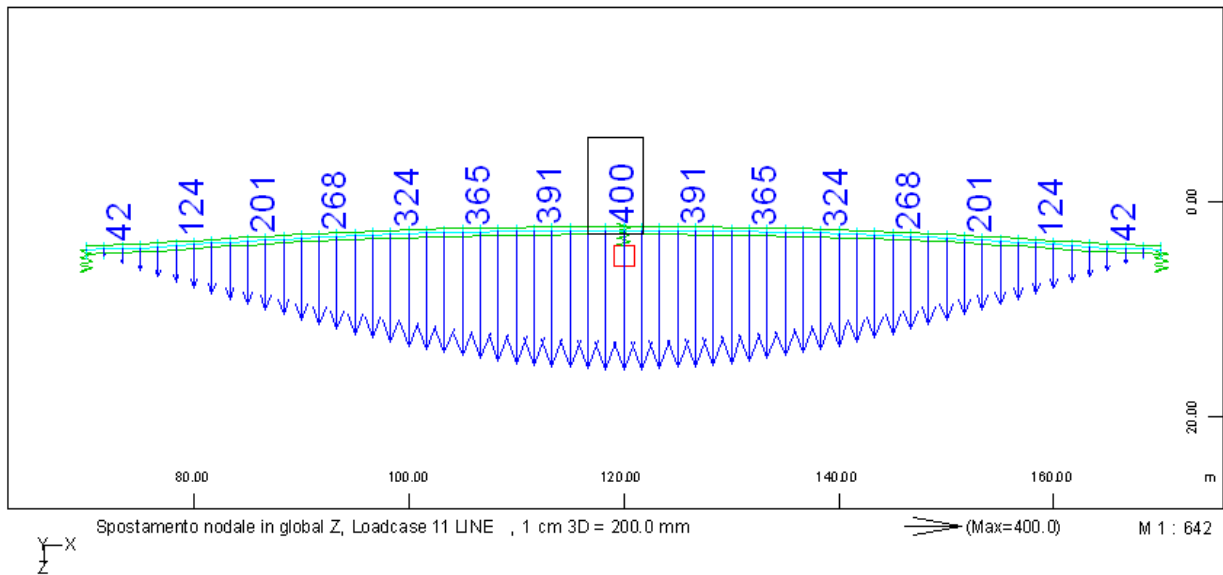
7.2.2 ESEMPIO DI CALCOLO N° 2

Adesso si vuole capire come si comporta il SOFiSTiK nelle tre tipologie di analisi quando si posiziona un appoggio troppo basso, dove il ponte non tocca nemmeno deformandosi. Ci si riferisce sempre al caso di sopra con η pari a 40 cm, quindi più della freccia del ponte.

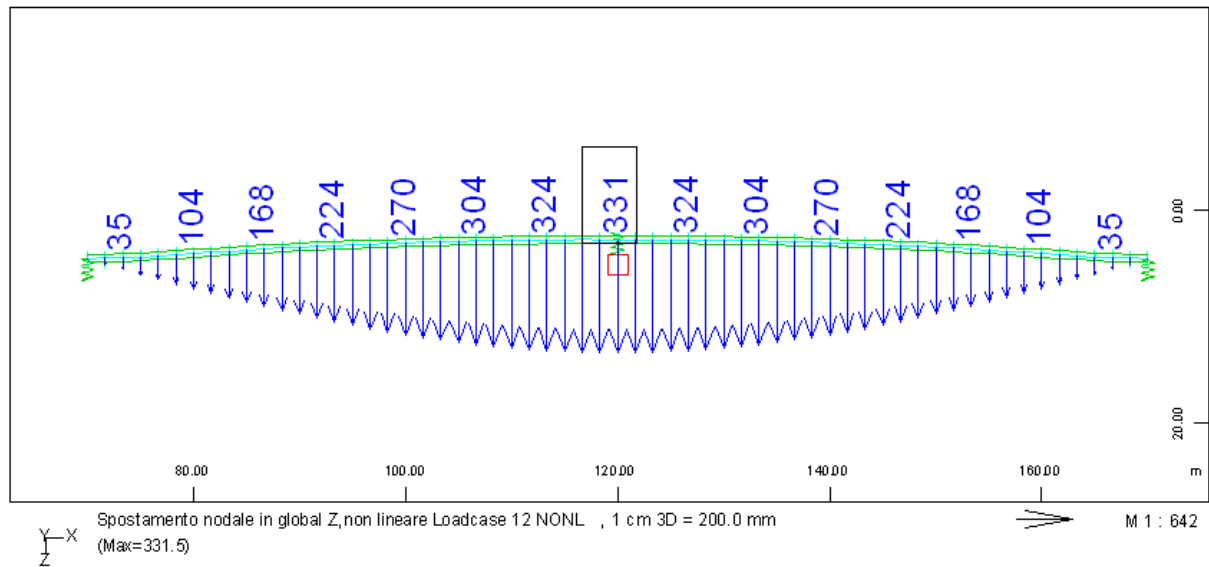
calcolo a mano			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	9612	0	9612
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
384	0,00	0,00	-384

Andiamo a guardare adesso le frecce della trave nei tre casi di calcolo:

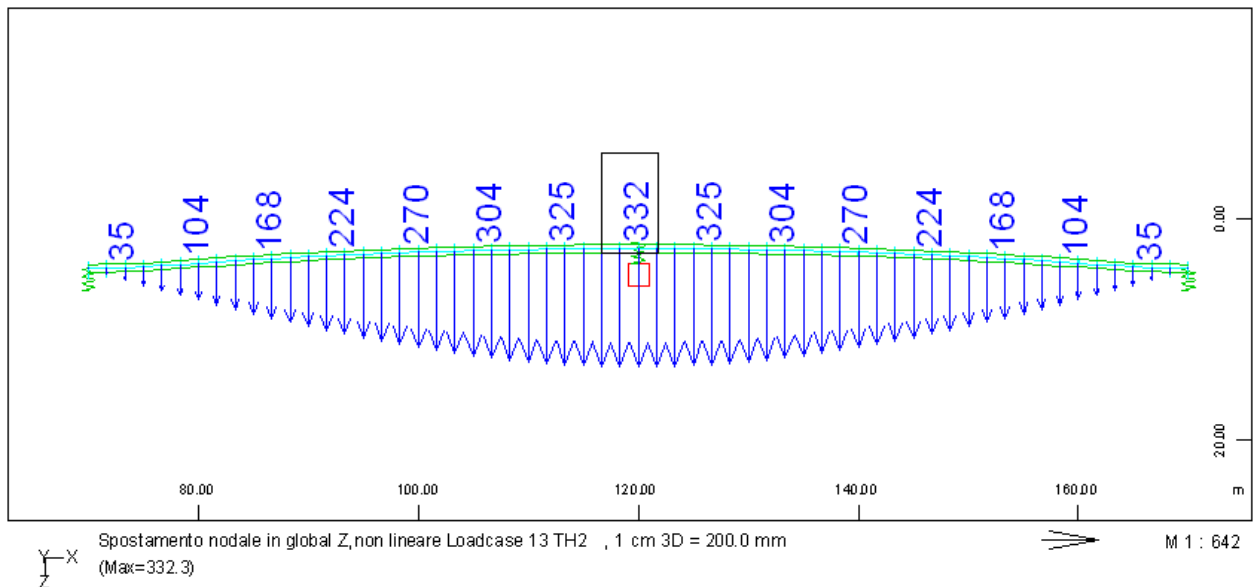
Analisi lineare:



Analisi non lineare :



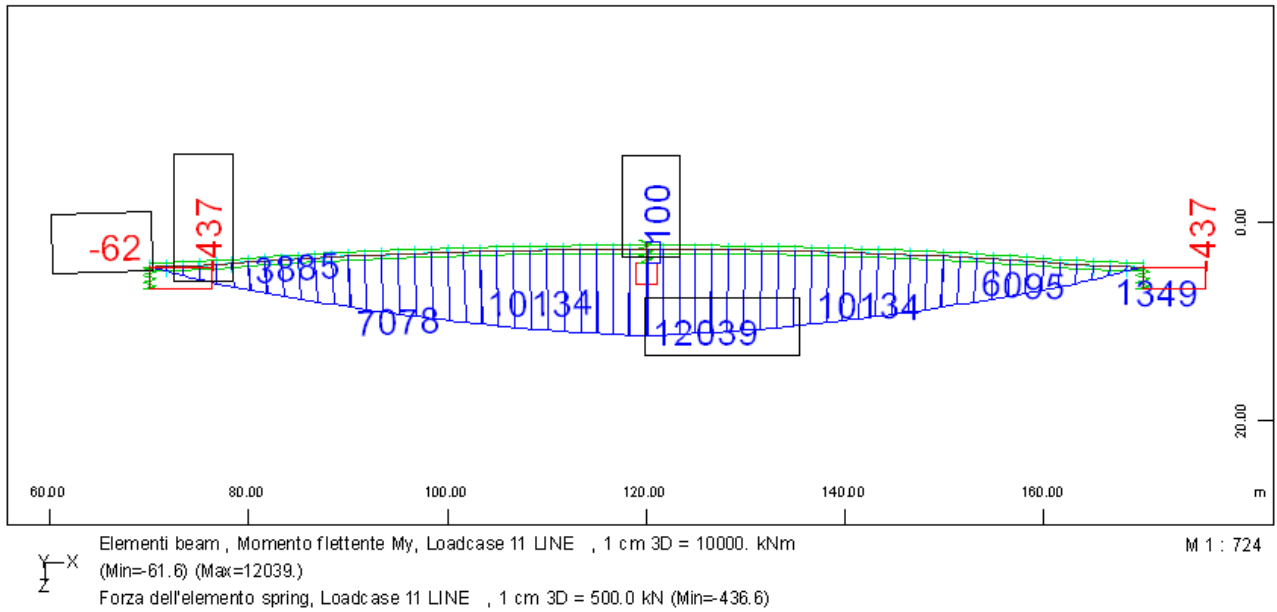
Analisi con teoria del secondo ordine:



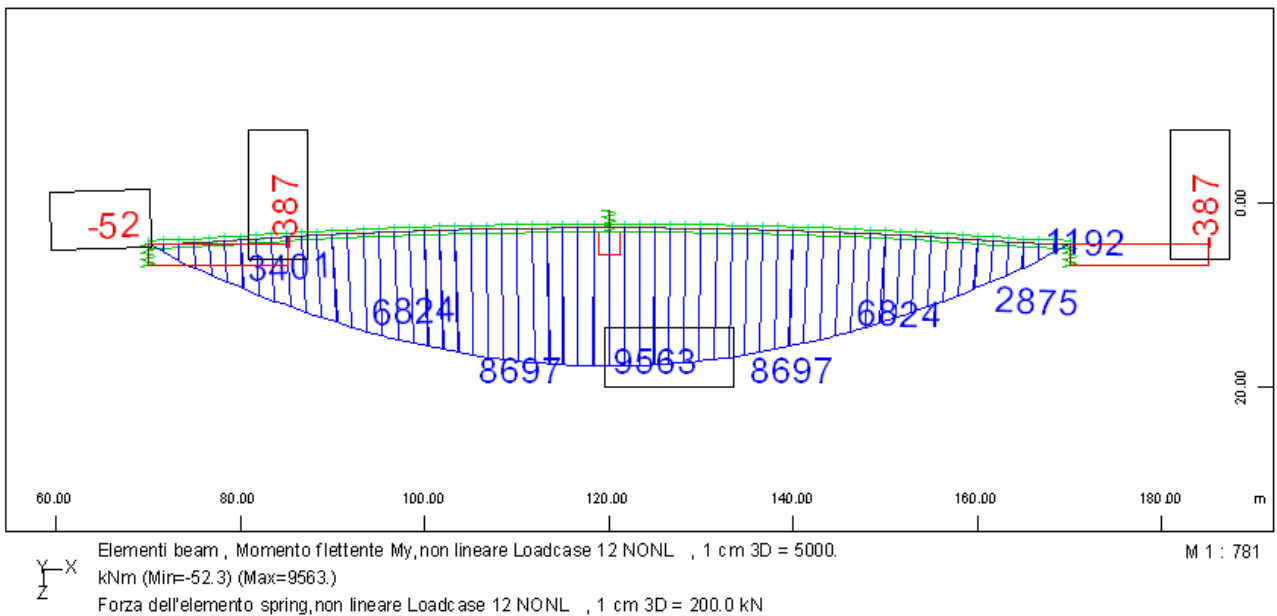
Quindi si nota subito che il calcolo lineare “porta giù” la trave fino a trovare l’appoggio, mentre negli altri due casi si vede che la deformata corrisponde alla freccia reale calcolata.

Andiamo a vedere come si comporta il con il calcolo delle sollecitazioni con il programma di calcolo ed in particolare ci si sofferma sul diagramma del momento sovrapposto con le reazioni negli appoggi :

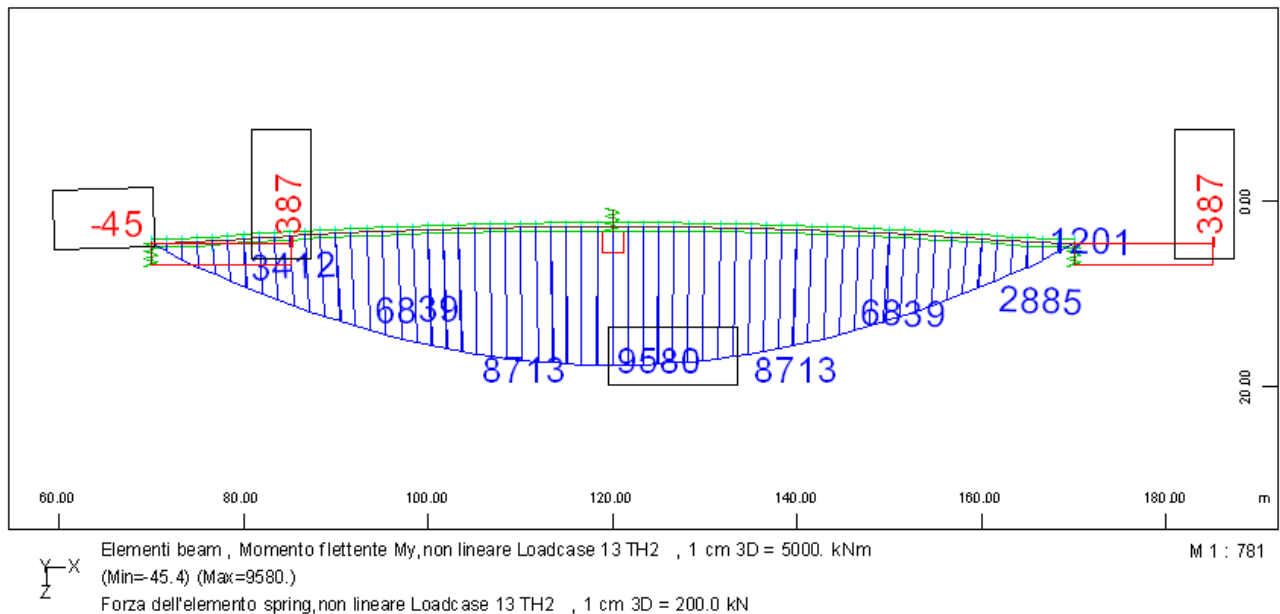
Metodo lineare:



Metodo non lineare per gli appoggi :



Metodo non lineare con teoria del 2° ordine:



Quindi qui si notano le differenze più grandi tra il metodo lineare e i due metodi non lineari che tutto sommato producono gli stessi risultati.

Il metodo lineare in questo caso produce un risultato che si avrebbe con un cedimento imposto di 40 cm, sull'appoggio centrale, che nella realtà non sarebbe possibile perché il ponte ha un freccia massima pari a 33,4 cm, quindi il risultato non è reale, si nota inoltre che l'appoggio centrale risulta essere teso.

Mentre si fa notare come i risultati dei due metodi non lineari siano allineati con frecce e sollecitazioni, che rappresentano il caso reale, quindi il cambio di schema statico che passa da 3 a 2 appoggi, si nota giustamente che l'appoggio centrale risulta essere scarico. Si vanno a calcolare come al solito gli errori relativi che commette il programma di calcolo rispetto ad un calcolo svolto a mano:

risultati SOFiSTiK lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	12004	0	12004
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
480,00	-49,00	49,00	-480,00

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	19,95	0,00		19,95
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
24,84			24,84	

risultati SOFiSTiK non lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	9563	0	9563
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
387,00	0,00	0,00	-387,00

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	-0,51	0,00		-0,51
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
0,65	0,00	0,00	0,65	

risultati SOFiSTiK teoria del 2° ordine			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	9580	0	9580
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
387,00	0,00	0,00	-387,00

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	-0,34	0,00		-0,34
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
0,65	0,00	0,00	0,65	

I risultati sull'errore relativo dimostrano che il programma in questo caso sbaglia a stimare le sollecitazioni nel caso lineare, mentre negli altri casi stima correttamente con errori che oscillano tra lo 0,65 e 0,50% quindi la stima è consistente e corretta.

7.2.3 ESEMPIO DI CALCOLO N° 3

Ora si vuole capire e studiare il caso in cui il cedimento risulti essere negativo, quindi concretamente quando in una fase di varo si ha un appoggio più alto della linea di varo. Si usa sempre lo stesso modello di prova per capire se ci sono differenze significative tra i risultati che si ottengono manualmente e i risultati che si hanno con SOFiSTiK.

Dati:

l	cedim.
m	m
50	-0,1

sezione trave						
q p.p.	hw	tw	lsup	t sup	l inf	t inf
kN/m	m	m	m	m	m	m
7,69	3	0,016	0,65	0,030	0,9	0,035

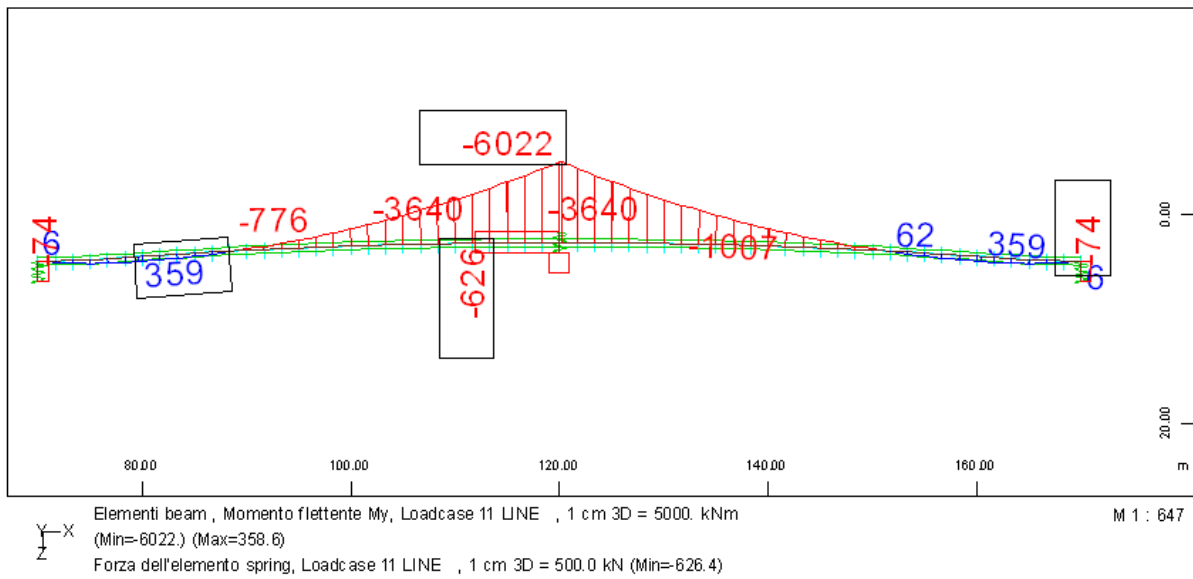
- 1 valuto la freccia della trave senza considerare l'appoggio "ceduto" $f_{max} (m) = 0,3339$
- 2 calcolo il **delta**, se è **negativo** la trave non tocca l'appoggio, quindi le sollecitazioni sono quelle di una trave su due appoggi; mentre se **delta è positivo** vado a calcolare l'effetto che provoca. Studio il caso di un appoggio cedevole.

SOLLECITAZIONI TEORICHE							
PROVOCATE DAL CEDIMENTO				PROVOCATE DAL PESO PROPRIO			
MA	MB	MC		MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm	kNm	kNm	kNm
0	-3597,99	0		0	-2403,0813	0	1344,3811
TA	TB1	TB2	TC	TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
-71,96	-71,96	71,96	71,96	144,18	-240,31	240,31	-144,18

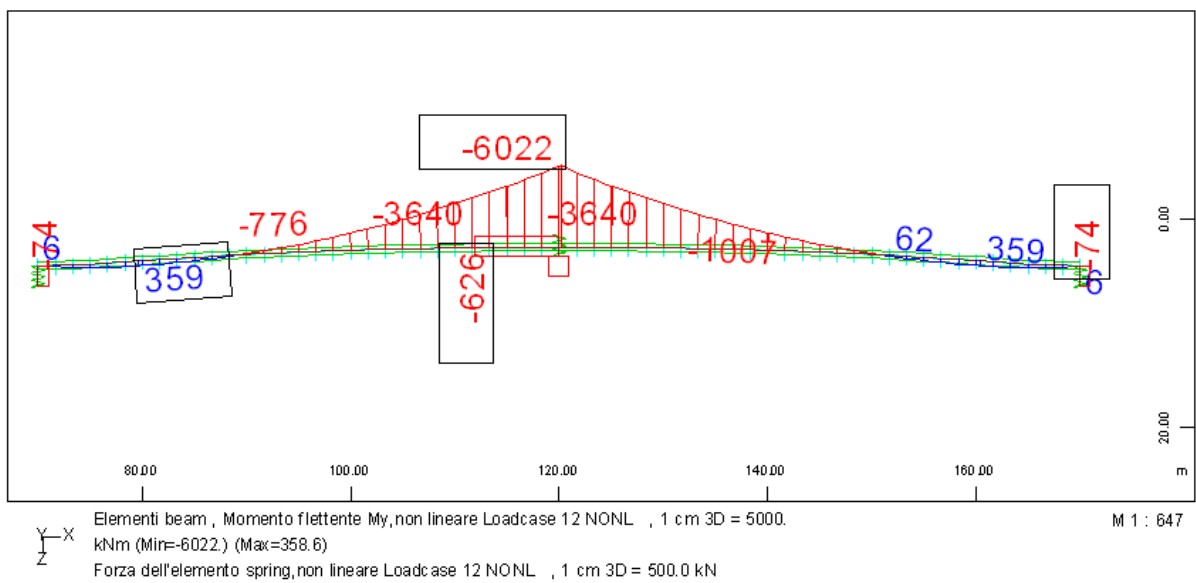
SOLLECITAZIONI FINALI				
SOVRAPPOSIZIONE EFFETTI				
MA	MB	MC		Mmax
kNm	kNm	kNm		kNm
0	-6001,072	0		339,1778
TA	TB1	TB2	TC	x
kN	kN	kN	kN	
72,23	-312,27	312,27	-72,23	9,39

Facendo un'analisi con SOFiSTiK lineare e non-lineare per appoggi si ottengono i seguenti risultati.

Analisi lineare:



Analisi non lineare per appoggi :



Ora si vanno a confrontare i dati e si calcola l'errore relativo tra il calcolo svolto manualmente e i risultati ottenuti per mezzo del programma fem.

risultati SOFiSTiK lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	-6022	0	358,6
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
73,90	-313,20	313,20	-73,90

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	0,35	0,00		5,73
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
2,32	0,30	0,30	2,32	

risultati SOFiSTiK non lineare			
MA	MB	MC	Mmax
kNm	kNm	kNm	kNm
0	-6022	0	358,6
TA	TB1	TB2	TC
kN	kN	kN	kN
73,90	-313,20	313,20	-73,90

errori relativi di stima				
MA	MB	MC		Mmax
%	%	%		%
0	0,35	0,00		5,73
TA	TB	TB2	TC	
%	%	%	%	
2,32	0,30	0,30	2,32	

Da questi confronti tra i risultati si può dire che non ci sono differenze sostanziali tra i risultati ottenuti con il calcolatore e a mano quindi il codice di calcolo viene ritenuto valido e corretto.

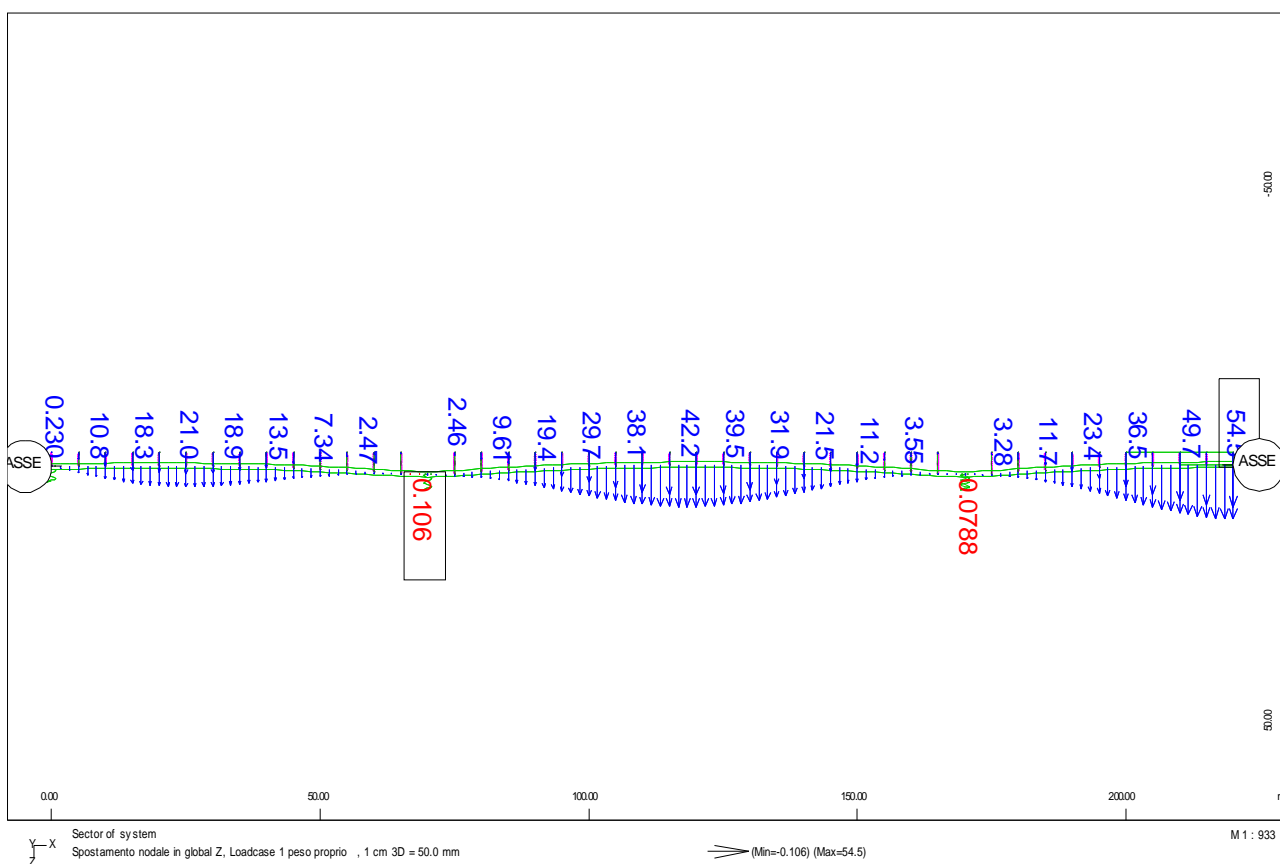
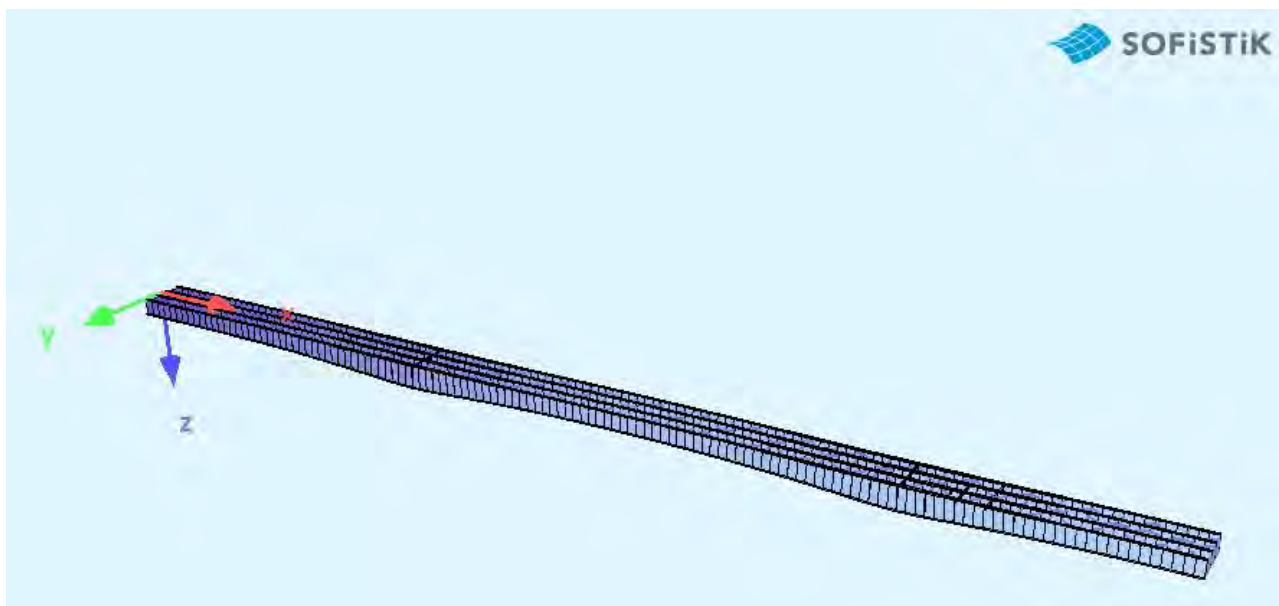
Per questo ultimo caso di studio è stato controllato solo con le procedure lineari e non lineare per appoggi in quanto ci si rende conto fin da subito che i risultati che si ottengono con le analisi non lineari con la teoria del secondo ordine producono per questo particolare esempio gli stessi risultati dell'analisi non lineare per appoggi.

7.3 SCELTA DEL MODELLO DI CALCOLO ADEGUATO AL PROBLEMA DA TRATTARE

Ci si sofferma ora sul ponte in esame per capire quale metodo di calcolo applicare tra i disponibili, ed in particolare la scelta cadrà sul metodo non lineare per gli appoggi, oppure per il metodo non lineare con teoria del secondo ordine, c'è da dire che computazionalmente sono abbastanza diversi perché uno è più oneroso dell'altro, quindi verrà scelto anche considerando questo fatto.

Andiamo subito a valutare quale sarà la freccia massima che il ponte ha in campata, dove si ha il problema sopra studiato.

Per fare ciò è stato costruito un modello del ponte, senza l'avambecco in modo che l'effetto della freccia sia massimo in campata:

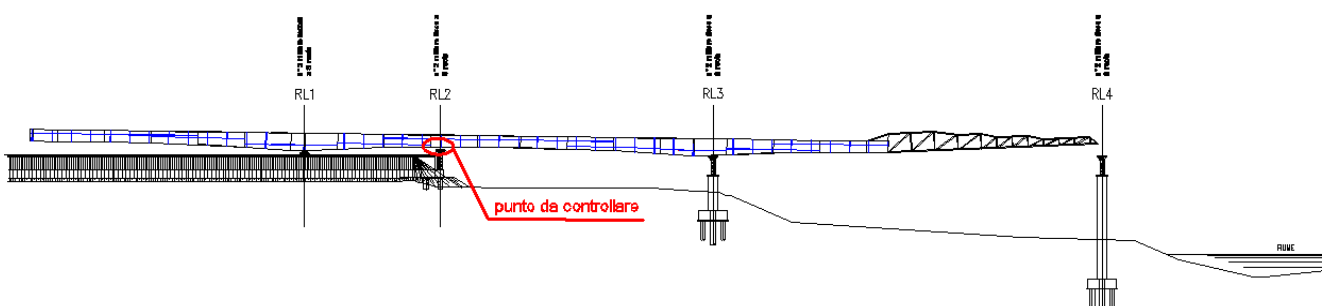


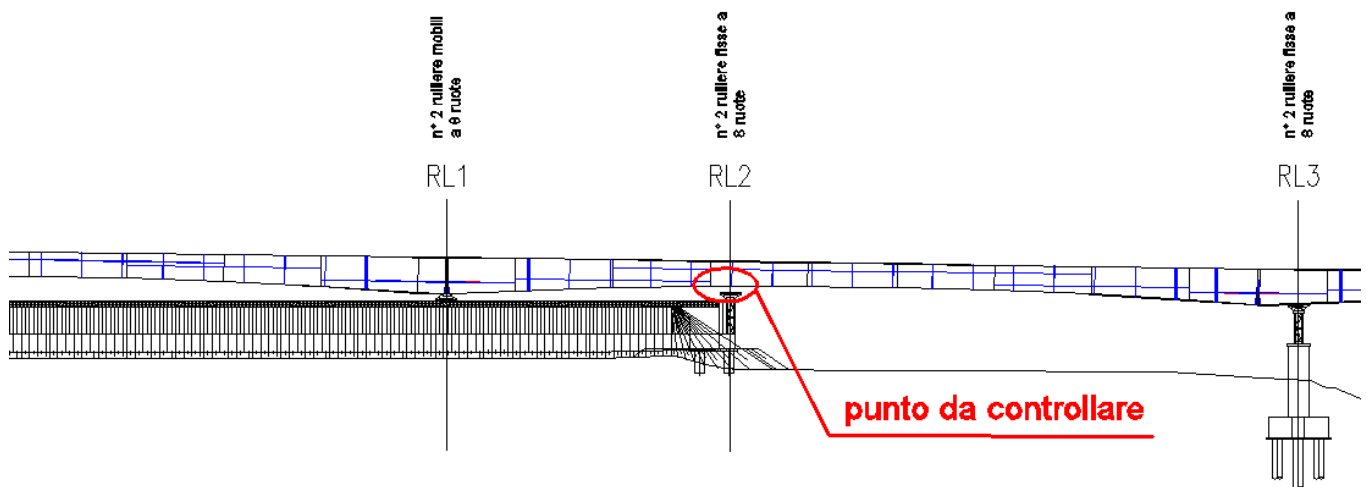
Da questo modello si può notare come la freccia in mezzeria del ponte sotto al peso proprio sia pari a 42,2 mm.

Venendo al problema dell'implementazione del modello, si nota che non serve un'analisi con la teoria del secondo ordine che tiene conto di grandi spostamenti, perché l'entità della deformazione è molto modesta per cui non serve ricorrere ad analisi complesse con aggiornamento della matrice di rigidezza ad ogni iterazione. Risulta più conveniente applicare il metodo non lineare per gli appoggi che tiene conto della reazione solo di compressione degli appoggi, e calcola il ponte con le sue deformate aggiornate e corrette come dimostrato sopra.

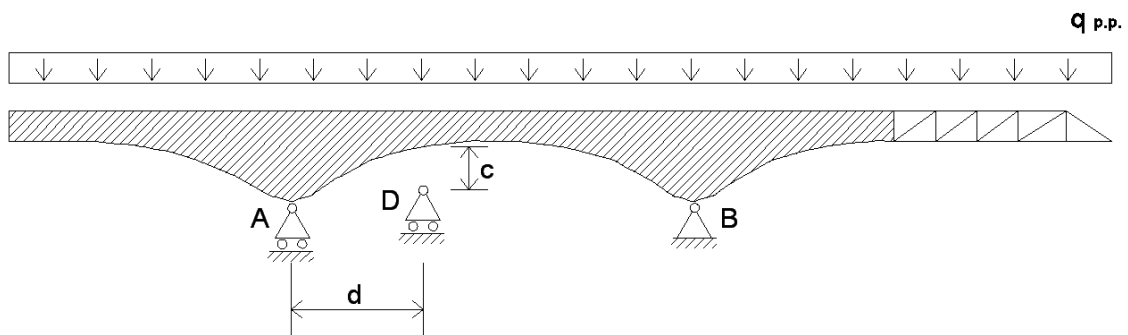
7.4 CONTROLLO MANUALE DELLA FRECCIA DEL PONTE DURANTE ALCUNE FASI DI VARO

Questo controllo viene fatto per capire se nelle fasi più importanti del ponte si hanno dei risultati consistenti dal programma di calcolo, in modo da poter confermare a meno di approssimazioni necessarie il corretto comportamento della struttura nella fase di varo. In particolare si vuole capire e studiare la deformata che assume il ponte nelle fasi di varo dove si ha un appoggio vicino all'intradosso del ponte. Se il ponte fosse completamente indeformabile, non ci sarebbero dubbi, basterebbe controllare la sua sagoma per mezzo di un disegno e subito ci si renderebbe conto della situazione. In realtà il ponte è deformabile e quindi bisogna andare a stimare la freccia che si ha in presenza del peso proprio e confrontarla con la distanza dell'appoggio per capire se l'appoggio reagisce e quindi cambia schema statico al ponte durante la fase di varo o meno. Nella seguente figura viene mostrata una fase di varo da studiare.

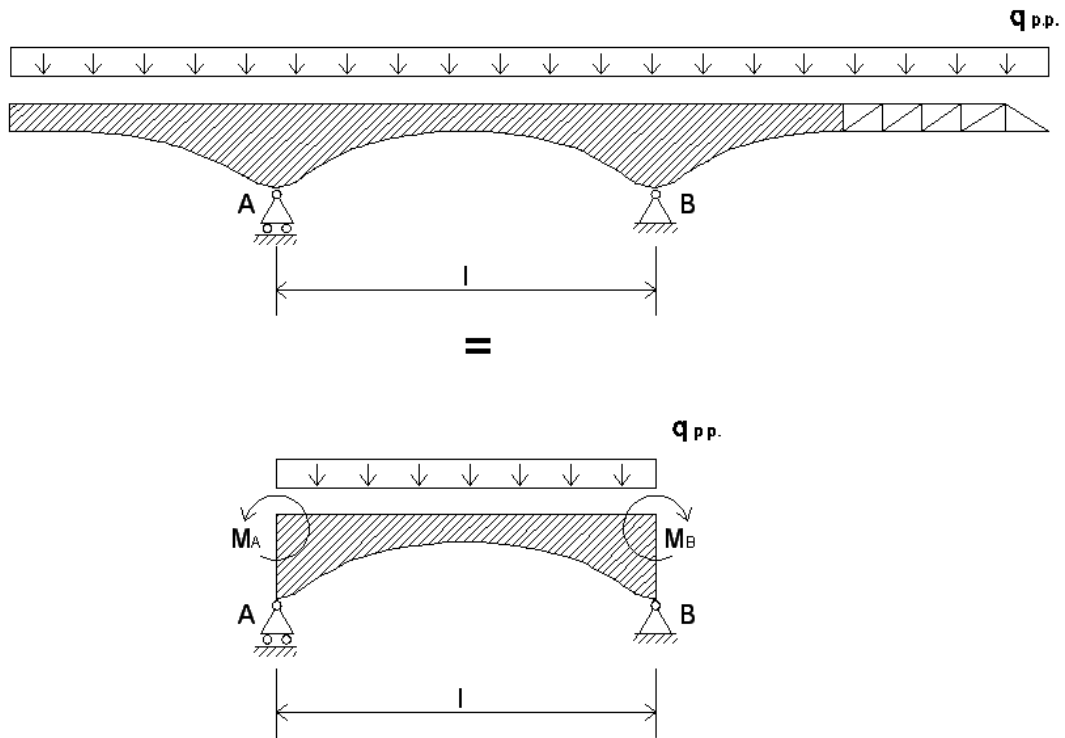




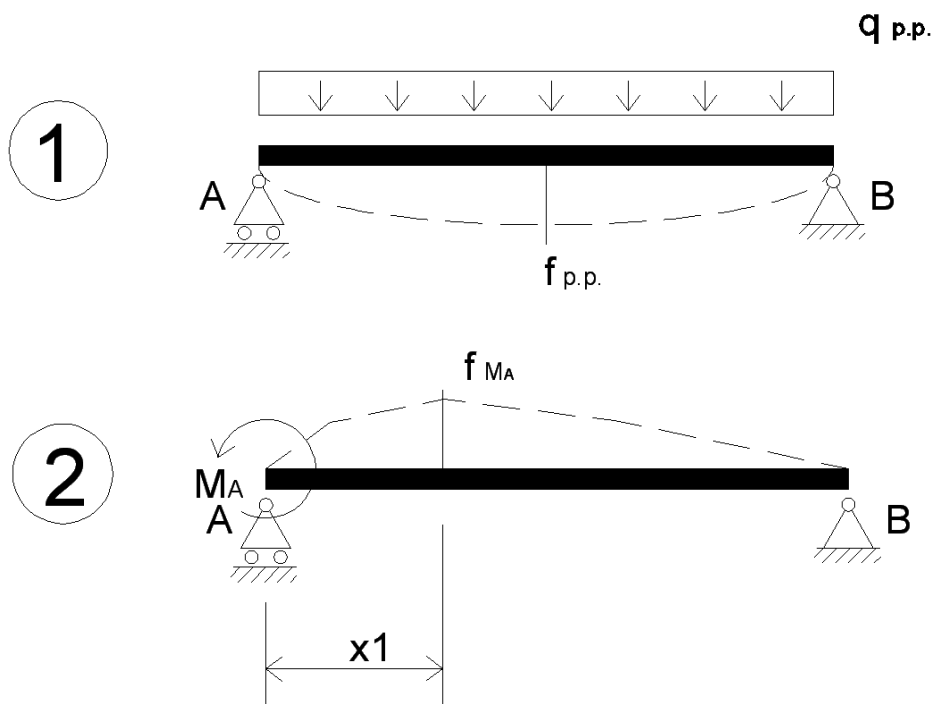
La soluzione a tale problema prevede l'utilizzo di uno schema semplificato così ottenuto:
 - schema di partenza dove si vuole studiare la freccia in corrispondenza dell'appoggio D;

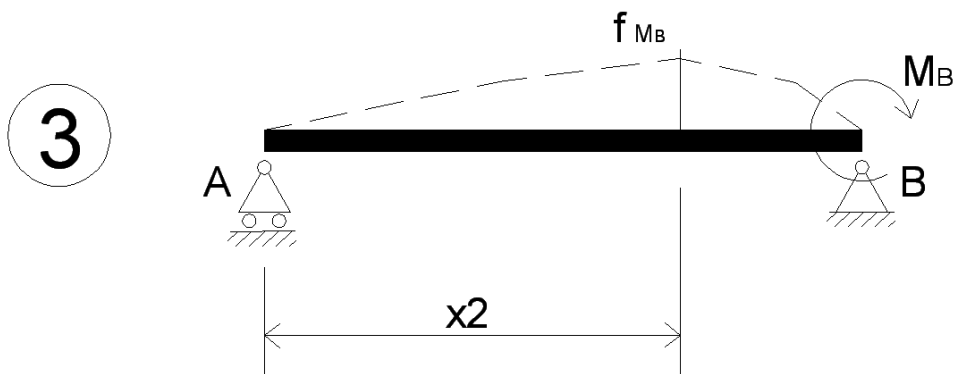


- schema per il calcolo della freccia:



dove M_A e M_B sono i momenti ottenuti da un modello del ponte senza appoggio D, nelle spinte del varo che si vuole analizzare.





La sovrapposizione degli effetti che generano 1, 2, 3, danno la freccia richiesta nel punto a distanza d dall'appoggio A.

Caso 1 :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J};$$

q carico uniformemente distribuito;

l luce trave;

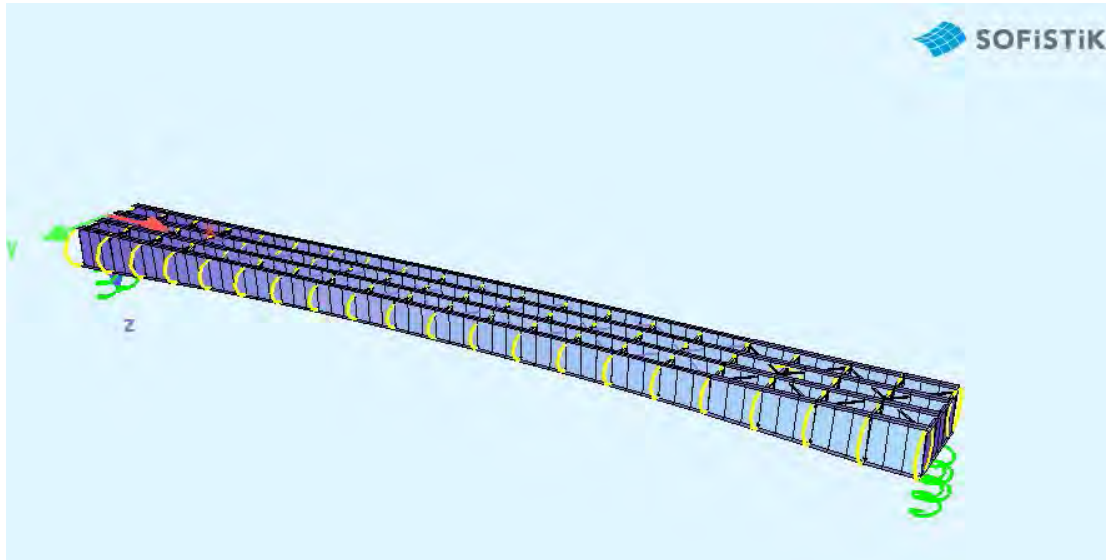
E modulo di resistenza;

J momento di inerzia longitudinale della trave.

Proprio sul valore di J qui ci si sofferma perché nel caso di travi a geometria variabile la stima risulta essere piuttosto complicata, quindi si ci costruisce un modello del ponte scarico senza sbalzi, si fa calcolare dal programma la freccia e de questa si ricava la J_{eq} che si può usare per la stima degli effetti.

$$J_{eq} = \left(\frac{5}{384} \frac{q l^4}{E} \right) \frac{1}{f};$$

Nel modello di calcolo faccio più prove con diversi dati e controllo che la rigidezza sia sempre la stessa.



Modello sofistic con solo campata centrale							
prova	L	q	f		E	Jeq	
	m	kN/m	mm	m	kN/m2	m ⁴	mm ⁴
1	100	100	818,0	0,818	210000000	0,75799472	7579947
2	100	50	409,0	0,409		0,75799472	7579947
3	100	40	327,2	0,3272		0,75799472	7579947

Una volta ottenuto il momento di inerzia equivalente si procede con il calcolo della freccia con la consueta formula

La freccia generata si ha ad una distanza pari a $l/2$ dal punto A.

Caso 2 :

$$f_{MA} = \frac{M_A l^2}{9\sqrt{3} E J_{eq}};$$

e questo valore lo si ha ad una distanza x_1 dal punto A pari a :

$$x_1 = \frac{l}{3\sqrt{3}};$$

Caso 3 :

$$f_{M_B} = \frac{M_B l^3}{9 \sqrt{3} E J_{eq}};$$

e questo valore lo si ha ad una distanza x1 dal punto A pari a :

$$x_2 = \frac{l}{3\sqrt{3}};$$

ora visto l'entità della freccia rispetto alla lunghezza della trave in esame si è deciso di linearizzare le frecce ottenute per calcolare la freccia teorica a distanza d dal punto A.

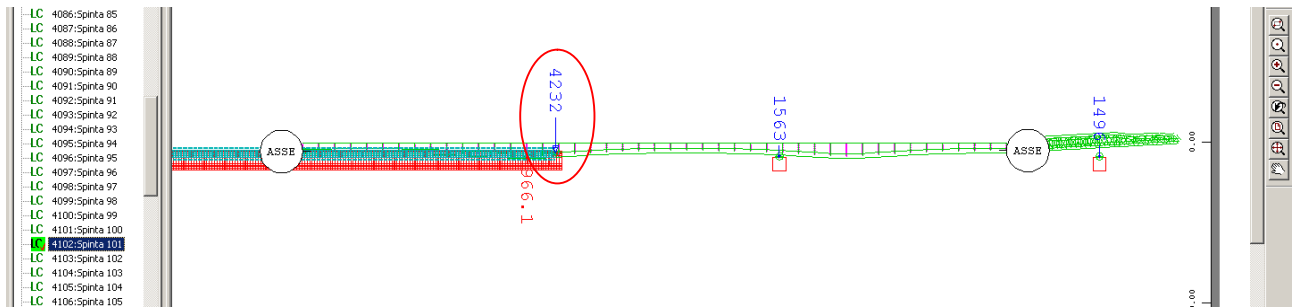
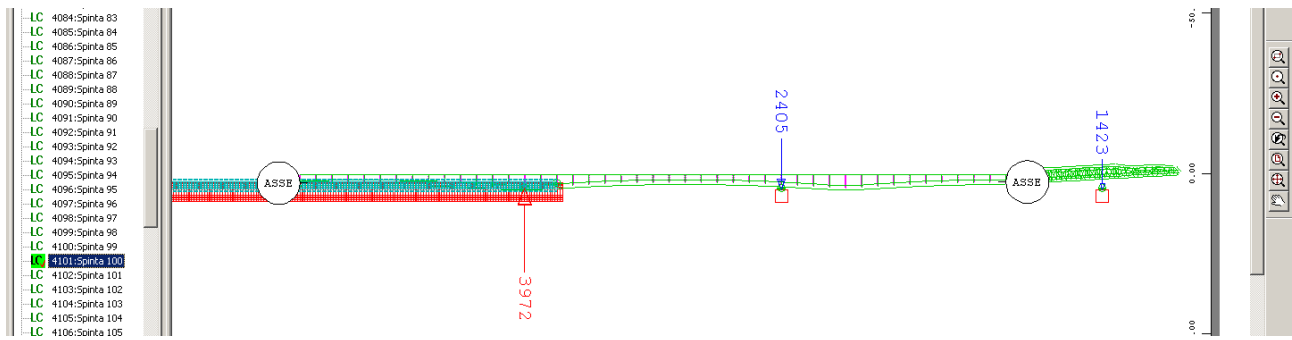
L'errore che si commette facendo questa linearizzazione è sicuramente accettabile in relazione al tipo di studio che stiamo svolgendo.

Vediamo i valori che vengono restituiti dal questo studio tramite una tabella excell:

spinta	d		L	J eq	q p.p.	M _A	M _B	1			2			3			dati cad		
	m	mm						f1	x1	f2	x2	f3	x3	f (d)		C	appoggio		
	m	mm	m ⁴	kN/m	kNm	kNm	m	m	m	m	m	m	m	mm	mm	mm			
75	35	100	0,757995	44,35	-30557	-40694	0,3628	50	-0,12315	19,245	-0,164	80,755	0,08376	83,8	739	no			
76	34	100	0,757995	44,35	-30579	-41896	0,3628	50	-0,12324	19,245	-0,16884	80,755	0,074898	74,9	741	no			
77	33	100	0,757995	44,35	-30670	-42656	0,3628	50	-0,1236	19,245	-0,17191	80,755	0,066651	66,7	744	no			
78	32	100	0,757995	44,35	-30665	-42705	0,3628	50	-0,12358	19,245	-0,1721	80,755	0,059932	59,9	/	/			
79	31	100	0,757995	44,35	-30580	-42268	0,3628	50	-0,12324	19,245	-0,17034	80,755	0,054245	54,2	/	/			
80	30	100	0,757995	44,35	-30511	-42329	0,3628	50	-0,12296	19,245	-0,17059	80,755	0,047722	47,7	/	/			
81	29	100	0,757995	44,35	-30511	-41988	0,3628	50	-0,12296	19,245	-0,16921	80,755	0,04155	41,5	/	/			
82	28	100	0,757995	44,35	-30683	-41478	0,3628	50	-0,12365	19,245	-0,16716	80,755	0,034961	35,0	692	no			
83	27	100	0,757995	44,35	-30686	-40728	0,3628	50	-0,12367	19,245	-0,16414	80,755	0,029243	29,2	/	/			
84	26	100	0,757995	44,35	-30604	-39785	0,3628	50	-0,12334	19,245	-0,16034	80,755	0,024015	24,0	/	/			
85	25	100	0,757995	44,35	-30531	-38606	0,3628	50	-0,12304	19,245	-0,15558	80,755	0,018961	19,0	/	/			
86	24	100	0,757995	44,35	-30547	-34437	0,3628	50	-0,12311	19,245	-0,13878	80,755	0,017041	17,0	/	/			
87	23	100	0,757995	44,35	-30660	-35285	0,3628	50	-0,12356	19,245	-0,1422	80,755	0,008571	8,6	544	no			
88	22	100	0,757995	44,35	-30672	-33086	0,3628	50	-0,12361	19,245	-0,13334	80,755	0,003914	3,9	510	no			
89	21	100	0,757995	44,35	-30644	-30928	0,3628	50	-0,1235	19,245	-0,12464	80,755	-0,00085	-0,8	/	/			
90	20	100	0,757995	44,35	-30615	-28312	0,3628	50	-0,12338	19,245	-0,1141	80,755	-0,00536	-5,4	417	no			
91	19	100	0,757995	44,35	-30709	-26449	0,3628	50	-0,12376	19,245	-0,10659	80,755	-0,0094	-9,4	/	/			
92	18	100	0,757995	44,35	-30815	-24745	0,3628	50	-0,12419	19,245	-0,09972	80,755	-0,00777	-7,8	314	no			
93	17	100	0,757995	44,35	-30826	-22389	0,3628	50	-0,12423	19,245	-0,09023	80,755	-0,00538	-5,4	/	/			
94	16	100	0,757995	44,35	-30775	-20152	0,3628	50	-0,12403	19,245	-0,08121	80,755	-0,00311	-3,1	250	no			
95	15	100	0,757995	44,35	-30715	-17895	0,3628	50	-0,12378	19,245	-0,07212	80,755	-0,00104	-1,0	/	/			
96	14	100	0,757995	44,35	-30803	-15551	0,3628	50	-0,12414	19,245	-0,06267	80,755	0,000414	0,4	124	no			
97	13	100	0,757995	44,35	-30897	-13569	0,3628	50	-0,12452	19,245	-0,05468	80,755	0,001414	1,4	/	/			
98	12	100	0,757995	44,35	-30912	-11118	0,3628	50	-0,12458	19,245	-0,04481	80,755	0,002735	2,7	48	no			
99	11	100	0,757995	44,35	-30883	-8744	0,3628	50	-0,12446	19,245	-0,03524	80,755	0,003877	3,9	9	no			
100	10	100	0,757995	44,35	-30838	-6219	0,3628	50	-0,12428	19,245	-0,02506	80,755	0,004879	4,9	-26	si			
101	9	100	0,757995	44,35	-31000	-4449	0,3628	50	-0,12493	19,245	-0,01793	80,755	0,004881	4,9	/	/			
102	8	100	0,757995	44,35	-31104	-2730	0,3628	50	-0,12535	19,245	-0,011	80,755	0,004851	4,9	/	/			
103	7	100	0,757995	44,35	-31117	-516	0,3628	50	-0,1254	19,245	-0,00208	80,755	0,004999	5,0	/	/			

Quindi da questa analisi si vede come dalla spinta 100 il ponte inizi a ad appoggiarsi sull'appoggio, in particolare sulla rulliera fissa di spalla.

Andiamo adesso a guardare i risultati che ci propone il programma di calcolo :



I risultati ottenuti con SOFiSTiK fanno emergere che l'appoggio di spalla inizia a reagire nella spinta 101, l'analisi è stata svolta con la non linearità degli appoggi in modo che non possano andare in trazione, si vede chiaramente che l'appoggio inizia a comprimersi nella fase 101.

Quindi il ponte trova il contatto con la rulliera di spalla alla spinta 101 e non alla spinta 100 come si trova con un'analisi teorica approssimata.

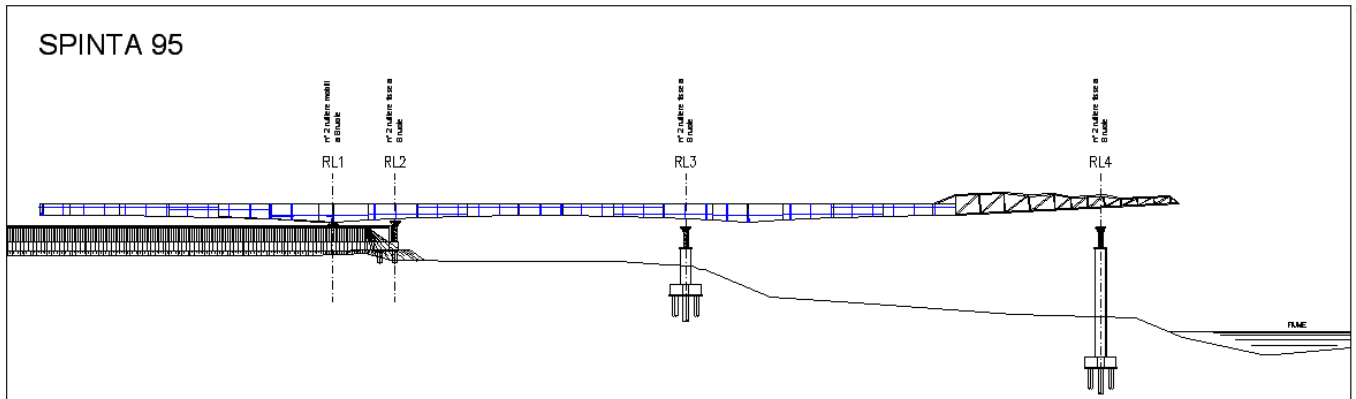
Si conclude che i risultati sono plausibili e consistenti, sono quelli che si aspettava dopo aver svolto un'analisi sulla freccia nel punto dove il ponte trova la rulliera di spalla.

7.5 CONTROLLO MANUALE DEI CEDIMENTI

In questa fase di controllo dopo aver appurato che il calcolatore con un'analisi non lineare per gli appoggi trova dei risultati corretti si va a vedere, manualmente, se nella fasi principali i risultati sono in linea con quello che ci aspetta.

In particolare è stato riprodotto il modello di calcolo e a questo sono stati assegnati gli spostamenti degli appoggi che gli competono. Tali spostamenti sono stati ricavati dalla

linea di varo ottenuta da un disegno in scala, non occorre ruotare il disegno, basta solo misurare la quota tra la rulliera e il fondo del ponte inteso come in deformato, sapendo che rotazioni rigide e traslazioni rigide non producono nella struttura sollecitazioni.



Si va a fare un'analisi lineare con dei cedimenti imposti pari all'entità dello spostamento che si misura con un modello di riferimento autocad (modello indeformato) riferiti alla fase che si va a controllare.

RL1 = 0 mm

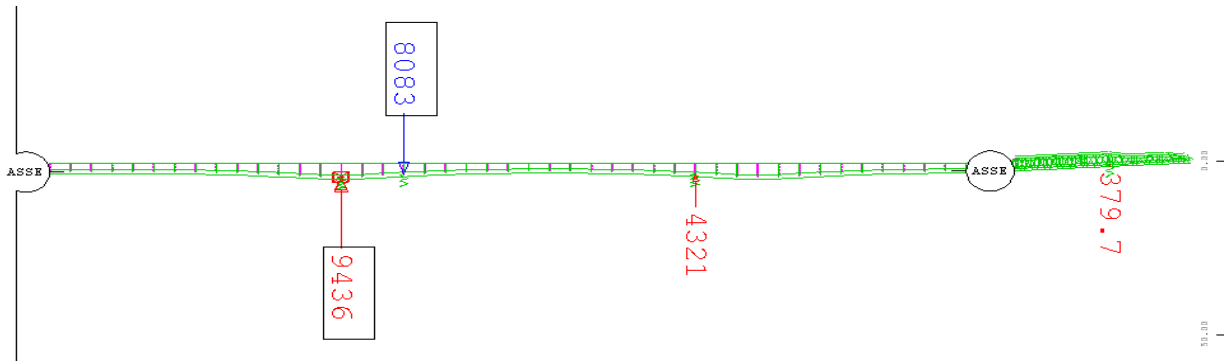
RL2 = 527 mm

RL3 = 1998 mm

RL4 = 4714 mm

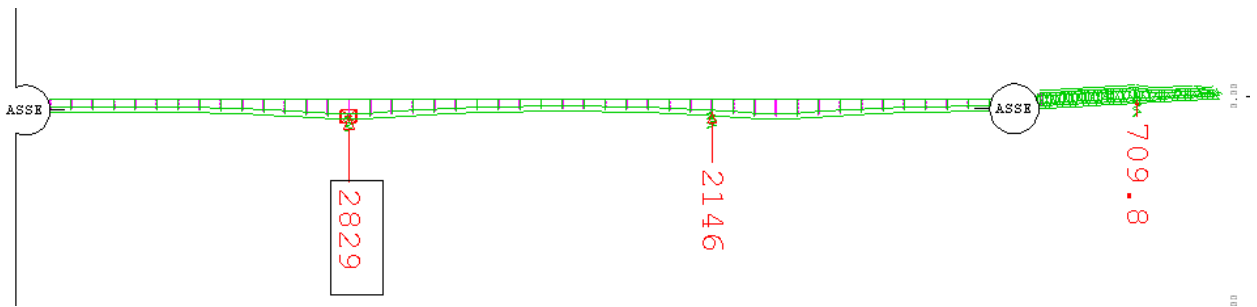
Svolgendo un' analisi lineare coi cedimenti imposti come da schema, ci si rende conto fin da subito quali appoggi toccano e quali no. Gli appoggi che vanno in trazione, nel calcolo lineare con i cedimenti imposti, sono quelli che nella realtà non reagiscono, quindi vanno eliminati e si passa ad una nuova analisi togliendo l'appoggio che reagisce in trazione. In questa prima fase di prova si vede che l'appoggio in spalla è teso, quindi sarà eliminato.

Analisi lineare numero 1:

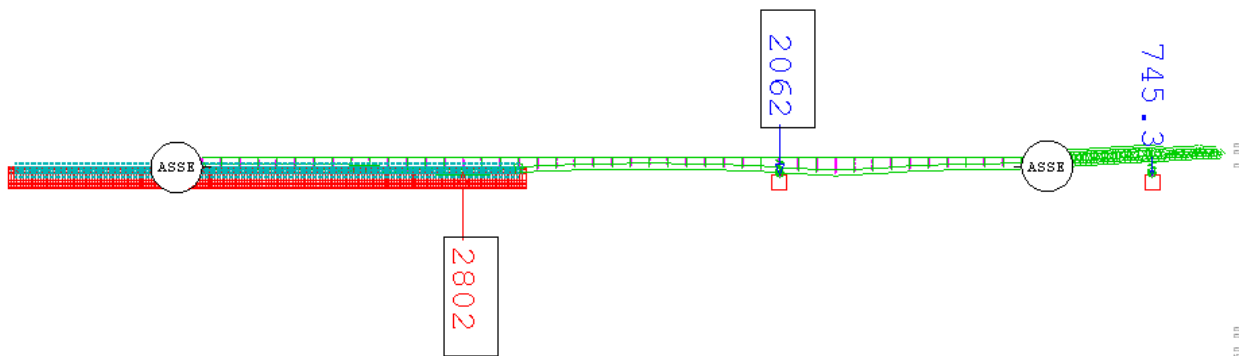


Analisi lineare numero 2:

questo secondo modello senza appoggio in spalla dovrebbe rappresentare bene la realtà delle cose, e se tutto è corretto i risultati dovrebbero essere gli stessi dell'analisi globale con programma SOFiSTiK usando il CSM ovvero la possibilità di fare il varo automatico.



SPINTA 95 SOFiSTiK CSM:



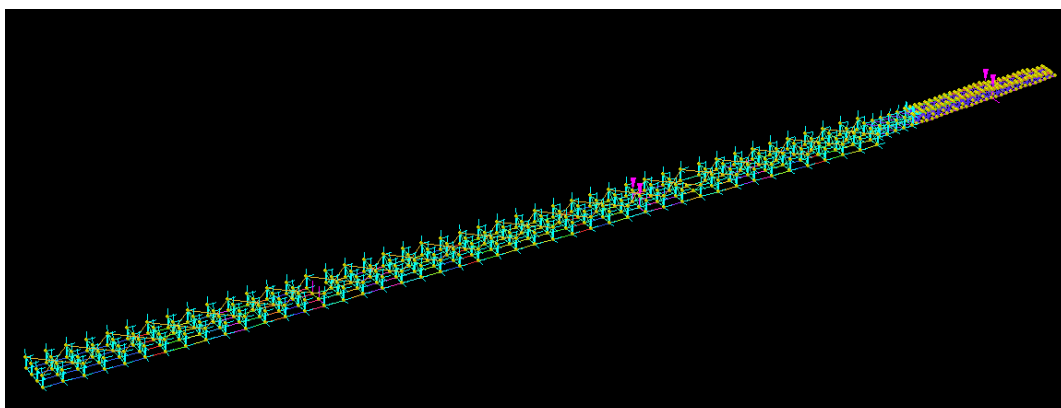
Confronto dei risultati e calcolo dell'errore relativo :

CONFRONTO SOFiSTiK CSM - SOFiSTiK LINEARE				
spinta 95	app. 1	app. 3	app.4	somma
	kN	kN	kN	reazioni
SOFiSTiK CSM	2802	2062	745,30	5609,30
SOFiSTiK lineare	2929	2146	709,80	5784,80
ERRORE RELATIVO	-4,34 %	-3,91 %	5,00 %	-3,03 %

Analizzando gli errori che vengono commessi dai due sistemi di calcolo si vede che questi oscillano dall' 3 al 5%, errori che sono da imputare anche a diversi elementi scelti per rappresentare gli appoggi. L'errore risulta comunque essere accettabile tenendo conto che le due procedure sono diverse.

7.5.1 CONFRONTO CON UN MODELLO FATTO CON UN CODICE DI CALCOLO DIVERSO

Per validare ancora meglio la procedura e per avere un nuovo confronto è stato fatto un nuovo modello in un altro programma di calcolo STRAUS, che usa un codice di calcolo diverso. Tale modello è stato costruito per affrontare un analisi lineare quindi sono stati imposti degli spostamenti ai nodi dei possibili appoggi come nel caso lineare sopra descritto.



Il modello costruito con STRAUS approssima bene a livello di elementi il modello usato per tutte le analisi con SOFiSTiK, i due codici di calcolo non sono uguali e permettono azioni diverse, in particolare STRAUS non permette di assegnare variabilità di sezione iniziale e finale in uno stesso beam, mentre SOFiSTiK si, comunque si è cercato di discretizzare in modo opportuno in modo che la stima dei pesi fosse congruente.

Cedimenti imposti in fase 95:

RL1 = 0

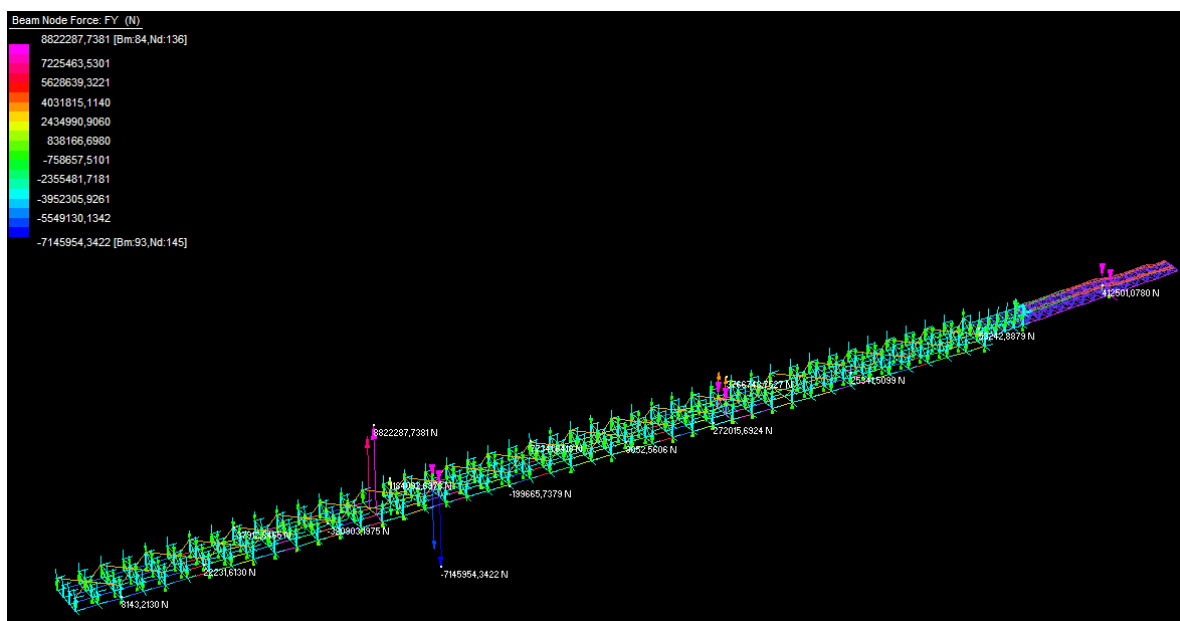
RL2 = 527 mm

RL3 = 1998 mm

RL4 = 4714 mm

La prima analisi di prova serve per capire se tutti gli appoggi reagiscono in compressione e se ci sono appoggi che reagiscono in trazione si fa un' altra analisi togliendo gli appoggi che vanno in trazione in quanto tali appoggi nella realtà non esistono.

Analisi lineare numero 1:

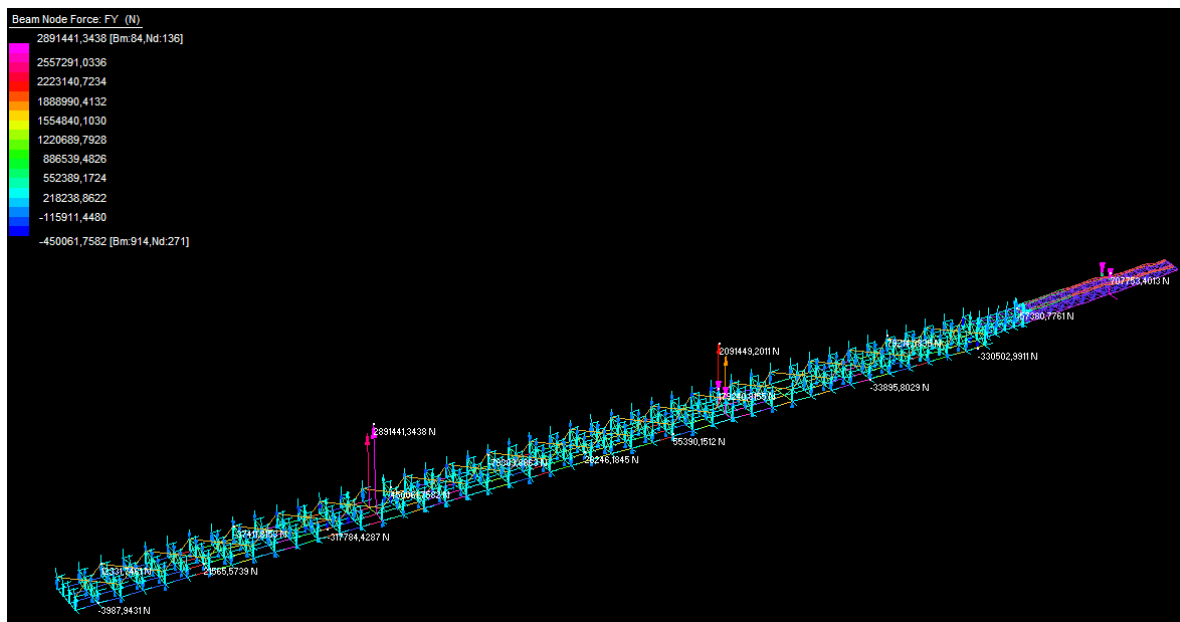


Da questa prima analisi si vede come gli appoggi in posizione RL2 siano tesi e quindi si procede con una nuova analisi eliminando tali appoggi.

Reazioni degli appoggi :

- 1 8822,3 kN
- 2 -7145,9 kN;
- 3 3766,7 kN;
- 4 412,5 kN.

Analisi lineare numero 2:



In questa analisi si hanno i risultati che si possono confrontare con il csm di sofistik ed in particolare si hanno le seguenti reazioni negli appoggi :

- 1 2891,4 kN;
- 2 Eliminato
- 3 2091,4 kN;
- 4 707,7 kN.

Confronto dei risultati e calcolo dell'errore relativo :

CONFRONTO SOFISTIK LINEARE - STRAUS LINEARE				
spinta 95	app. 1	app. 3	app.4	somma
	kN	kN	kN	reazioni
SOFISTIK lineare	2929	2146	709,80	5784,80
STRAUS lineare	2891	2091	707,7	5689,70
ERRORE RELATIVO	1,30 %	2,56 %	0,30 %	1,64 %

Quindi da questo primo confronto si può affermare che i due modelli sono congruenti e quindi sono validi entrambi.

CONFRONTO SOFISTIK CSM - STRAUS LINEARE				
spinta 95	app. 1	app. 3	app.4	somma
	kN	kN	kN	reazioni
SOFISTIK CSM	2802	2062	745,30	5609,30
STRAUS lineare	2891	2091	707,70	5689,70
ERRORE RELATIVO	-3,08 %	-1,39 %	5,31 %	-1,41 %

7.6 CONCLUSIONI

Dai confronti svolti si può affermare che la procedura di calcolo automatica che offre SOFiSTiK sia affidabile e che produca risultati consistenti.

Si consiglia sempre e comunque per avere maggiore controllo dei risultati prodotti di controllare gli errori relativi che commette il codice di calcolo automatico con una simulazione di un varo fatto con un'analisi di tipo lineare, in modo da capire se ci sono possibili errori di programmazione o malcondizionamenti del programma.

8 DESCRIZIONE DEL VARO OGGETTO DI STUDIO

Una volta che si è capito che il programma di calcolo agli elementi finiti produce il risultato corretto nella modalità di calcolo automatico, si procede con il calcolo della struttura e con la creazione della linea di varo finale l'avambecco modellato viene calcolato e verificato come da schema iniziale.

Il metodo di analisi scelto quindi alla luce delle considerazioni fatte il precedenza è stato quello di Analisi non lineare per appoggi.

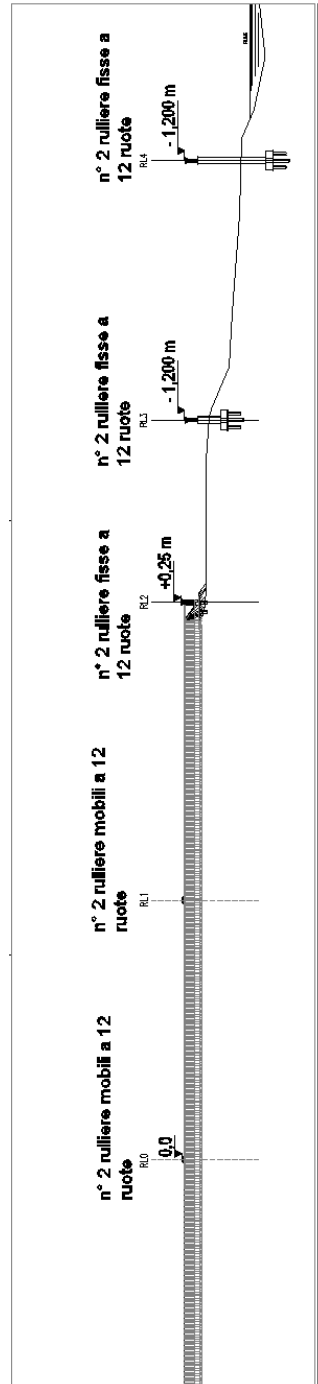
8.1 LINEA DI VARO

Lo studio della linea di varo è fondamentale per questa tipologia di vari iperstatici perché con una corretta disposizione degli appoggi si riesce a risolvere il problema.

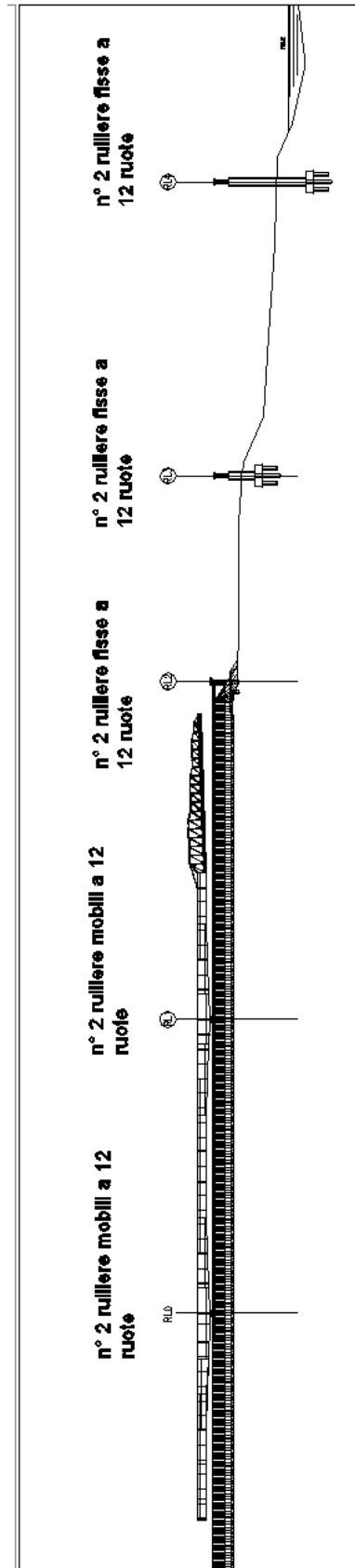
Le cinematiche di varo sono state pensate come da schema

FASE 0 :

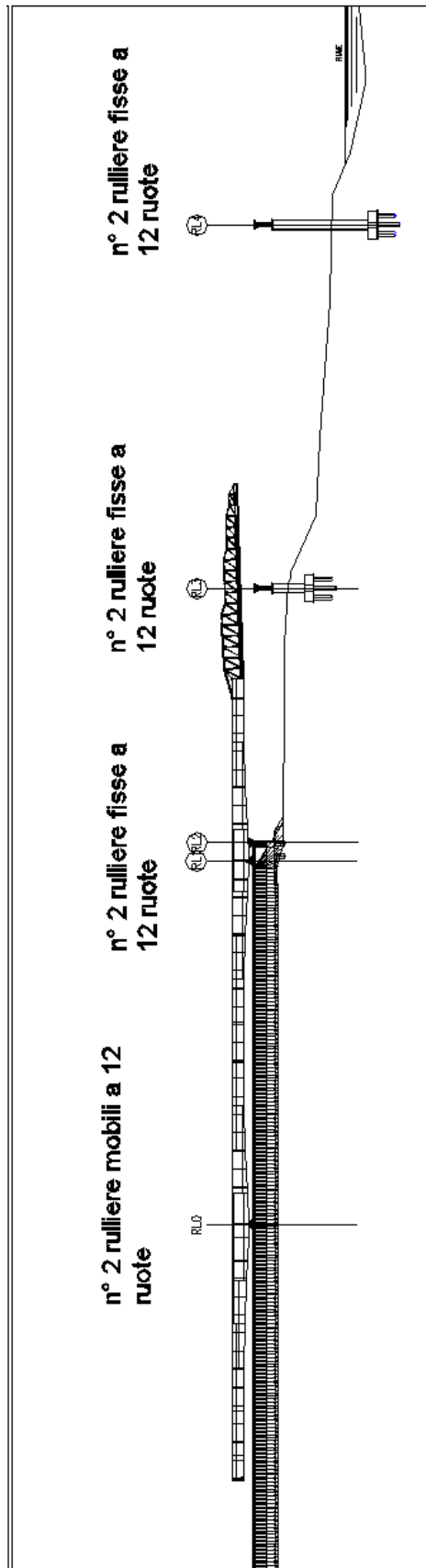
*realizzazione dei cordoli di varo ,
installazione dei binari realizzati mediante profili UNP.
posizionamento delle rulliere mobili RL0 e RL1 e rulliere fisse RL2, RL3 e RL4*



FASE 1 :
*montaggio dei conci del viadotto,
montaggio avambecco*

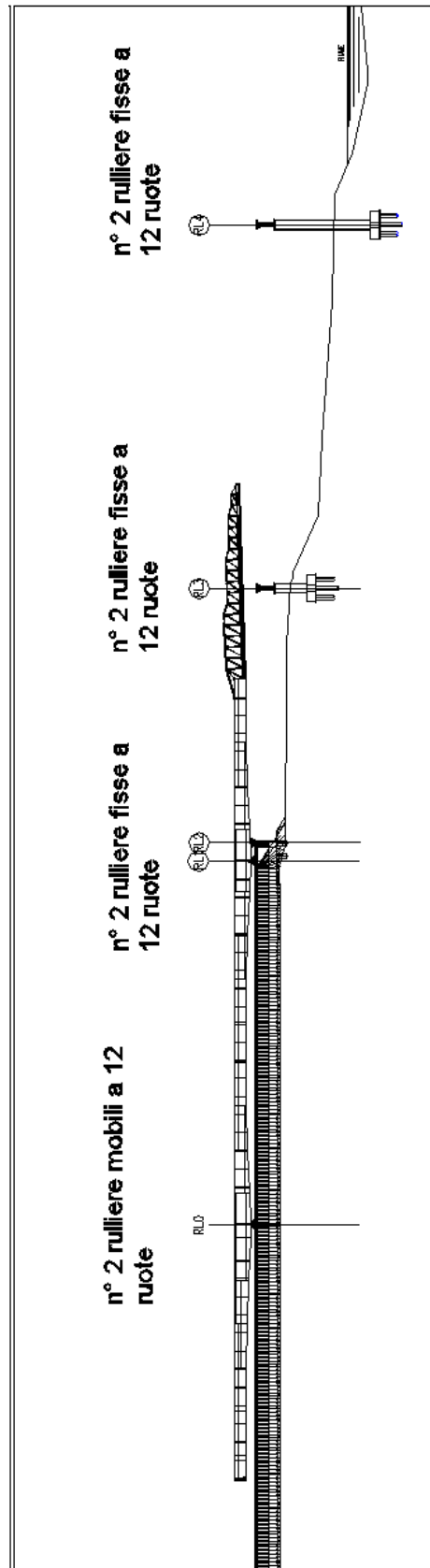


FASE 2 :
inizio delle fasi di spinta,
spinta del viadotto per ≈ 110 m.



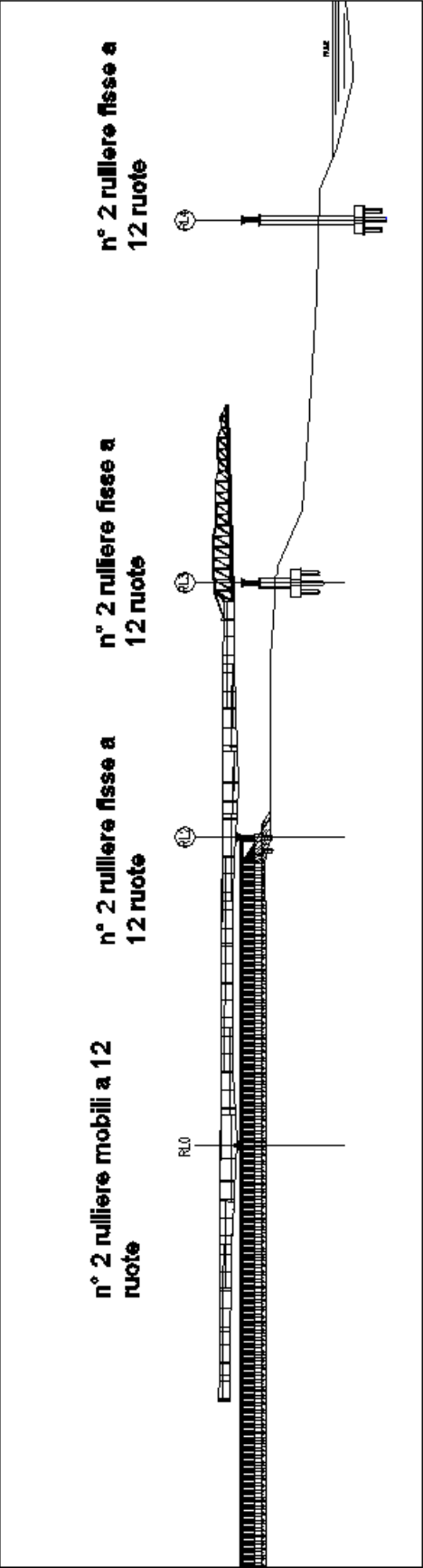
FASE 3 :

*ingaggio e attivazione rulliera RL2,
disattivazione e smontaggio rulliera RL1.*



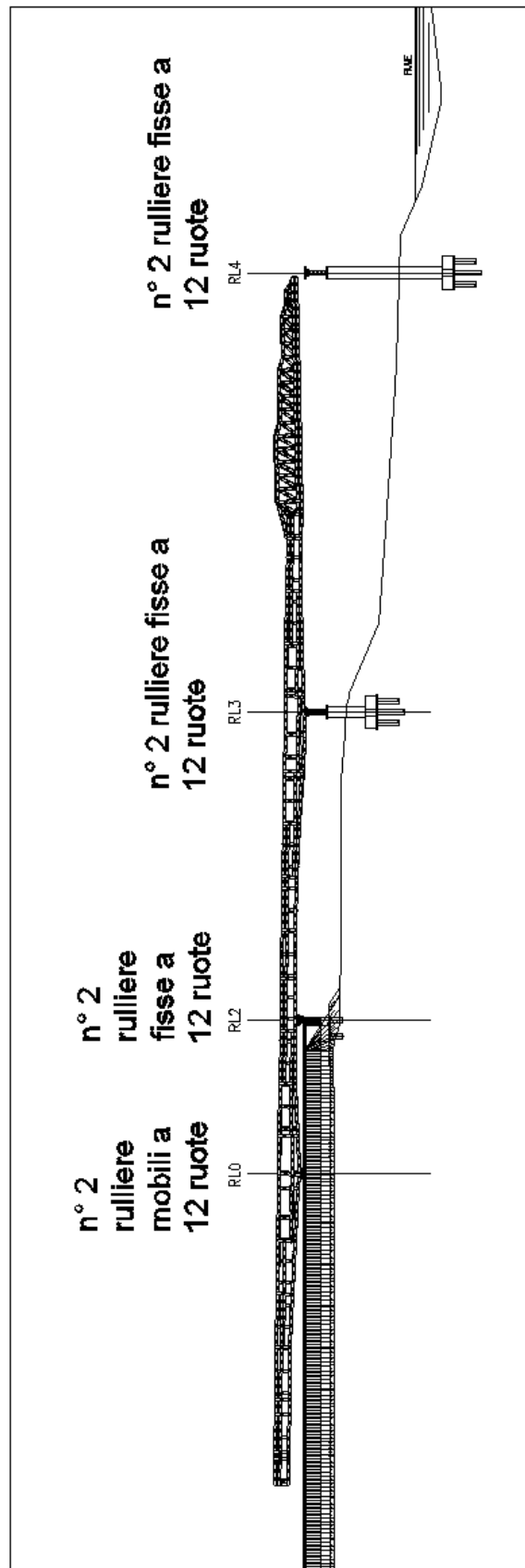
FASE 4 :

spinta del viadotto per ≈ 20 m in questa fase il ponte inizia ad ingaggiare le rulliere RL3



FASE 5 :

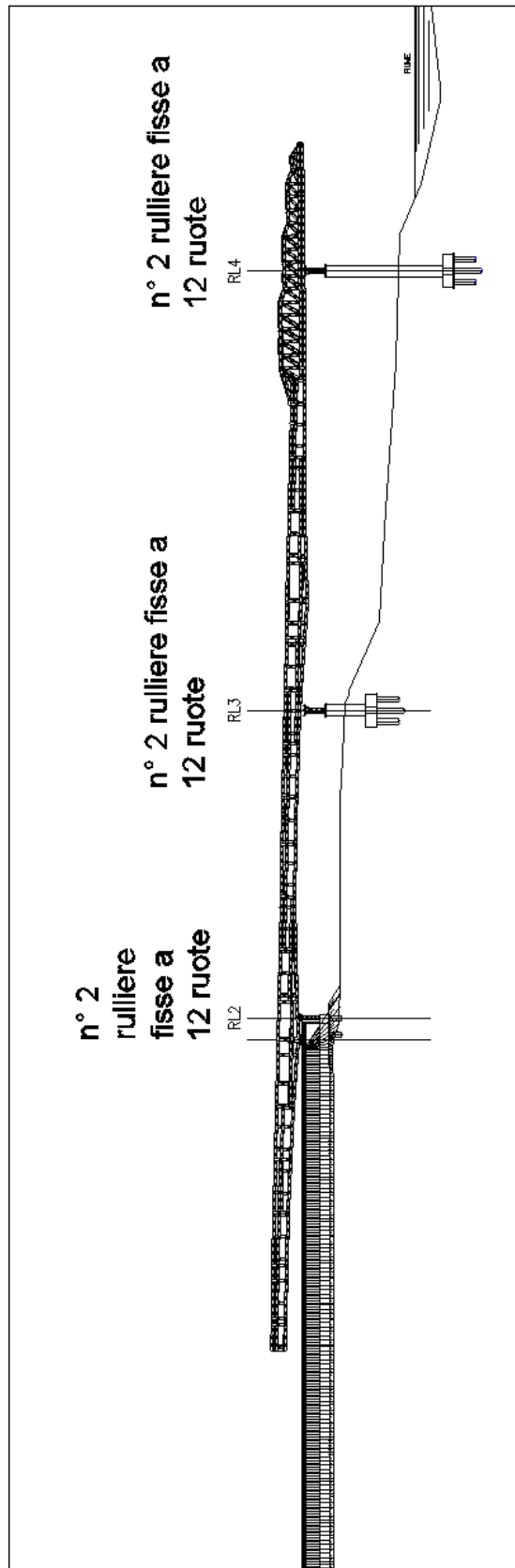
spinta del viadotto per ≈ 50 m e ingaggio fila di rulliere RL4



FASE 6 :

spinta del viadotto per ≈ 30 m

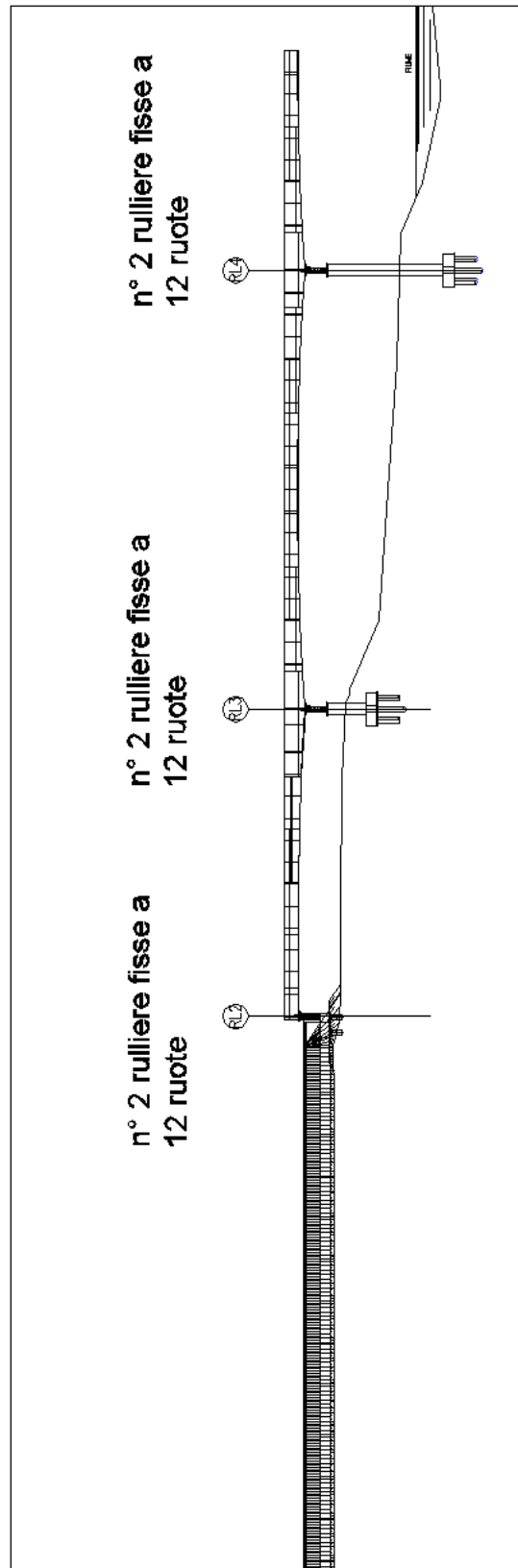
e progressivo distacco delle rulliere mobili RL0



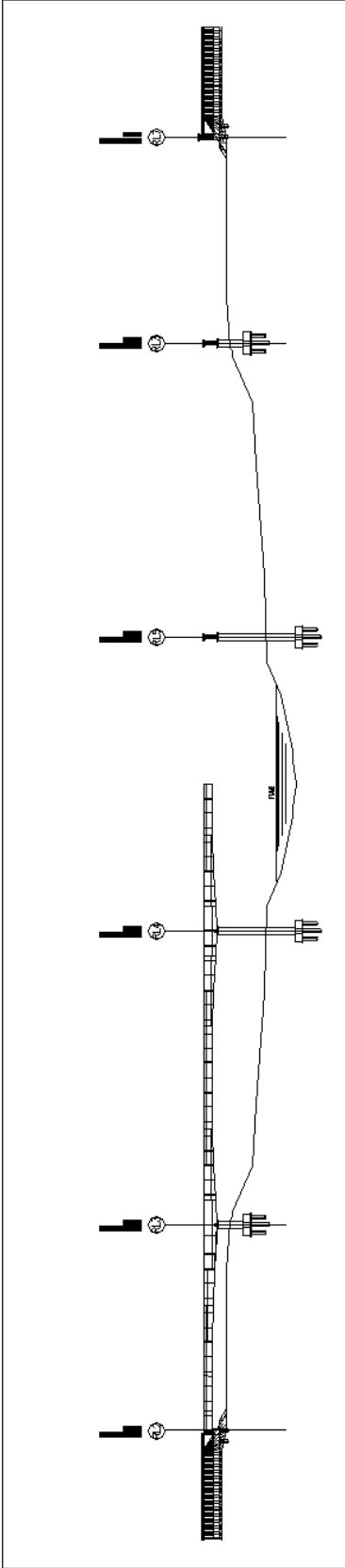
FASE 7 :

spinta del viadotto per ≈ 50 m,

progressivo smontaggio dell'avambecco e raggiungimento quota finale di varo.



FASE 8 :
calaggio del ponte sugli appoggi definitivi



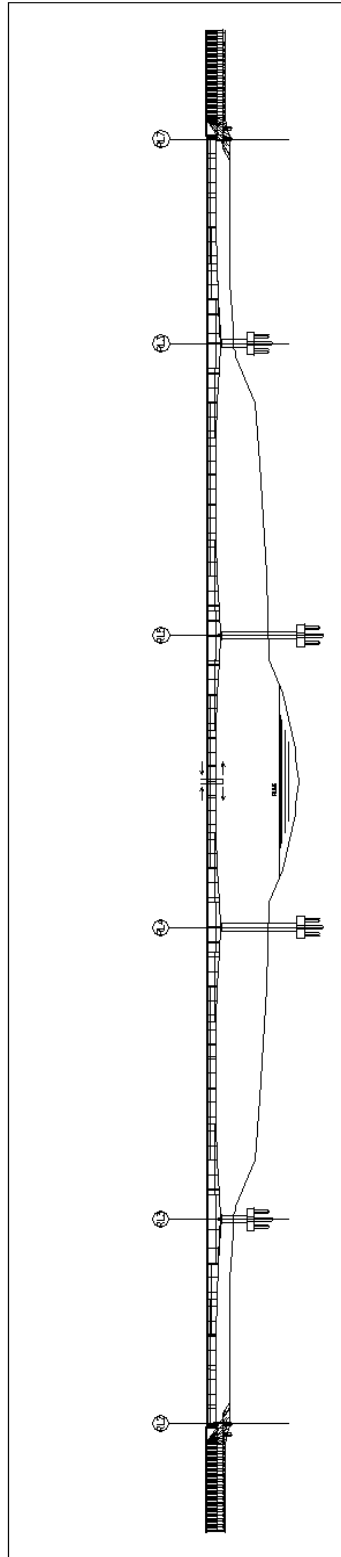
FASE 9 :

varo della metà mancante del viadotto.

Ripristino della corretta geometria mediante giunti di forza (barre dywidag e/o martinetti)

Saldatura dei macroconci

Getto della soletta ed opere di finitura



8.2 ANDAMENTO DELLO SFORZO NELLE FILE DI APPOGGI

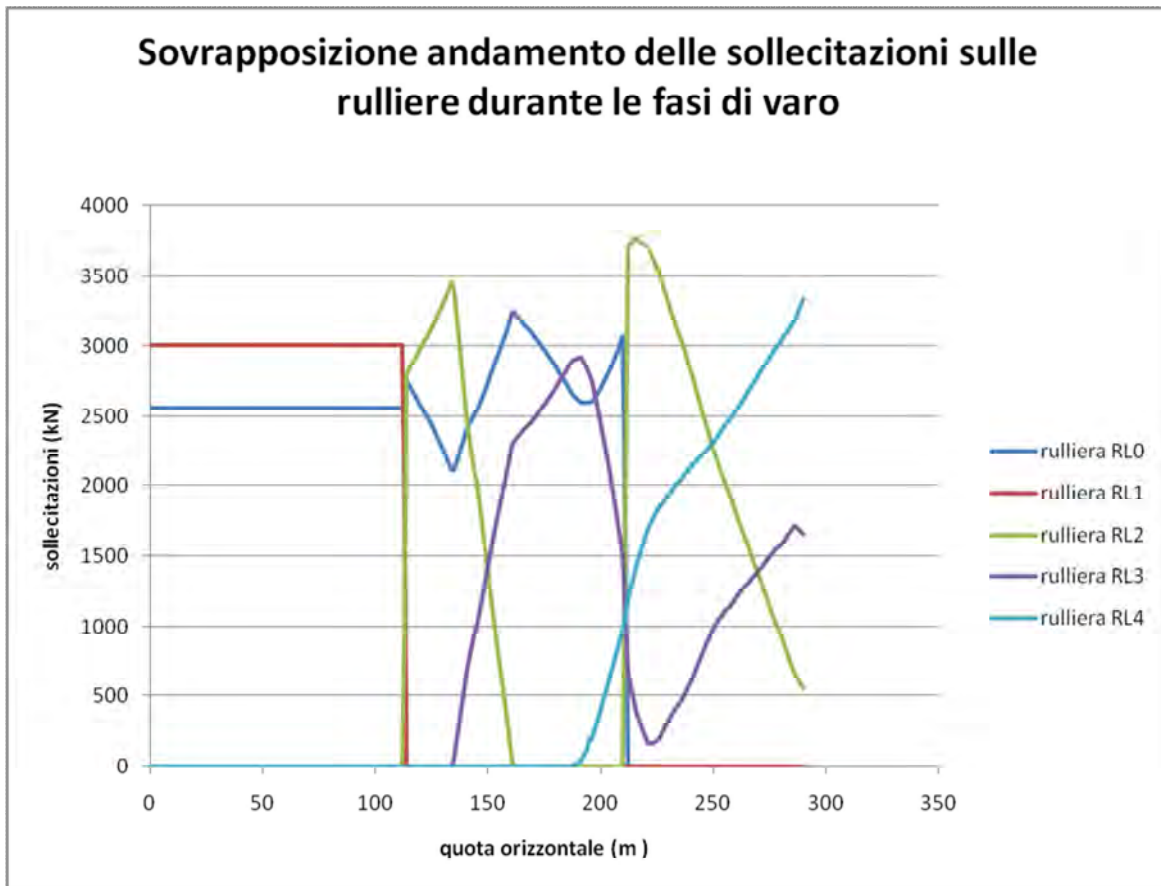
Nelle fase di varo, sono stati inoltre studiati i comportamenti delle rulliere ed in particolare si è voluta ricreare una “storia” di carico che parte dalla fase 0 della spinta a va fino alla fase finale, in modo da poter capire come sono sollecitate le rulliere durante le fasi di varo.

Queste sollecitazioni sono state ricavate da uno studio agli stati limite di esercizio, in quanto è più utile capire in esercizio come si comportano tali sistemi e quali sono le forze in gioco durante la spinta.

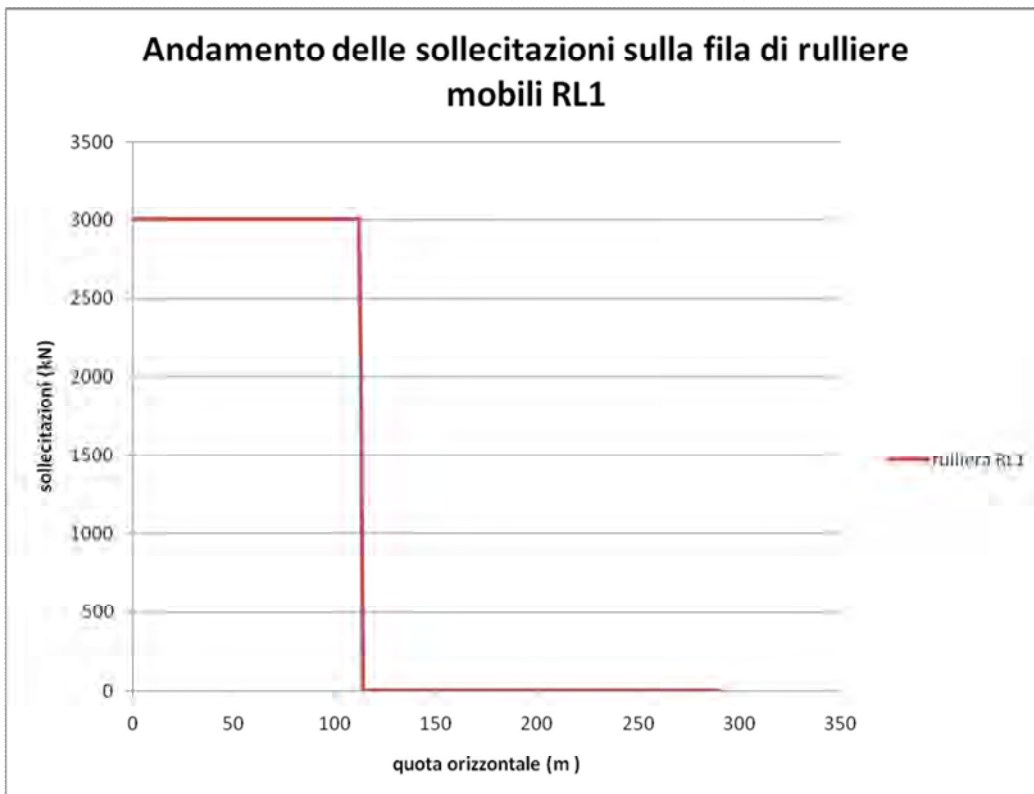
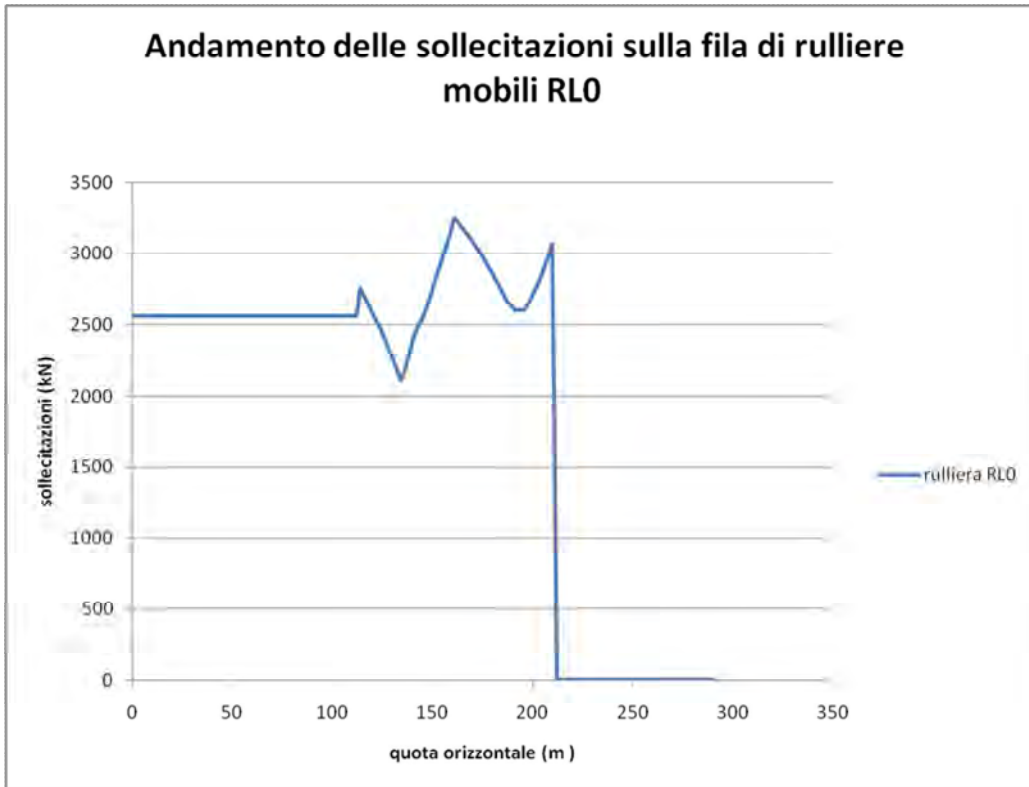
Le rulliere però sono state calcolate e verificate per gli stati limite ultimi, come prescrive la normativa, è necessario ricordare che anche l'avambecco usato è stato calcolato e verificato agli SLU, ma la contro monta in estremità è stata data andando a calcolare le deformazioni agli SLE. Questa scelta è stata fatta perché calcolando le deformazioni agli SLU, si avrebbe un avambecco molto lungo e poco sfruttato durante le fasi di varo che vengono svolte agli SLE.

Questo effetto, lo si può notare anche in questi schemi che rispecchiano le condizioni di varo, si nota subito che l'avambecco inizia a caricarsi non appena arriva ad ingaggiare le rulliere di pila.

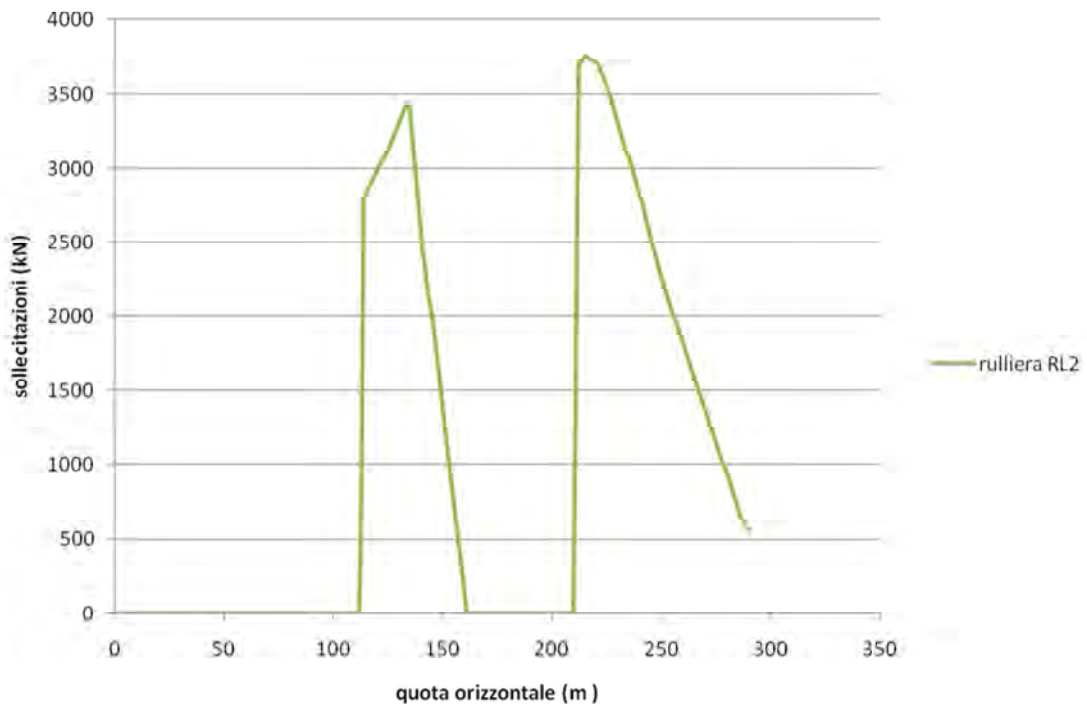
Di seguito viene presentato un grafico con la sovrapposizione di tutte rulliere sia fisse che mobili.



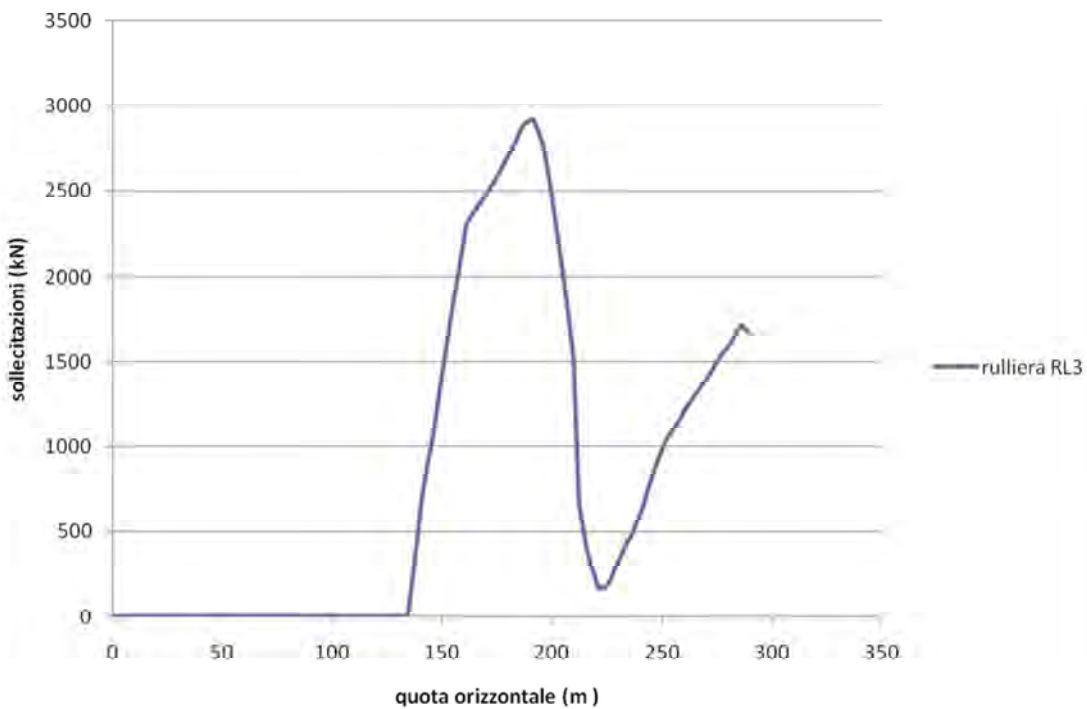
Andiamo ora nel dettaglio a controllare le singole file di rulliere come si caricano al passaggio del ponte.



Andamento delle sollecitazioni sulla fila di rulliere fisse RL2



Andamento delle sollecitazioni sulla fila di rulliere fisse RL3



8.3 PONTE

Il ponte è stato modellato come descritto nei paragrafi precedenti. Quindi con le travi principali modellate tramite elementi beam, e i controventi modellati tramite elementi truss.

8.4 AVAMBECCO FINALE

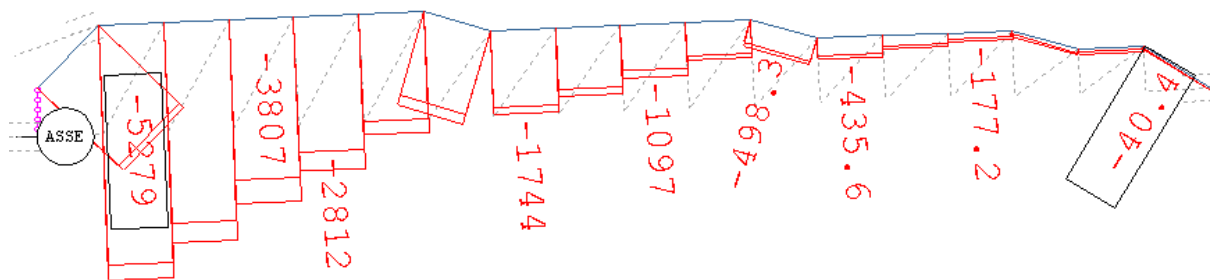
L'avambecco finale viene modellato e calcolato allo SLU, come prevede la normativa, le contro monte da officina vengono assegnate tramite un'analisi allo SLE, questo lo si fa per ottimizzare al massimo la struttura durante la fase di varo in modo che l'avambecco ingaggi subito le rulliere appena vi arriva sopra.

Se lo studio del varo venisse fatto solo allo SLU, in fase di costruzione ci si ritroverebbe con una situazione non reale, infatti per capire cosa succede al momento del varo ci si riferisce ad un modello agli SLE.

Dall'analisi fatta agli SLE l'avambecco deve avere una contro monta di 1800mm a 54 m dall'attacco ponte-avambecco.

Le sezioni che emergono dal calcolo sono le seguenti :

Ecco in grafico ottenuto dalla sovrapposizione delle diverse fasi, ottenute con l'analisi SLU dove si vedono tutti gli sforzi di compressione dei correnti superiori dell'avambecco misurati in kN.

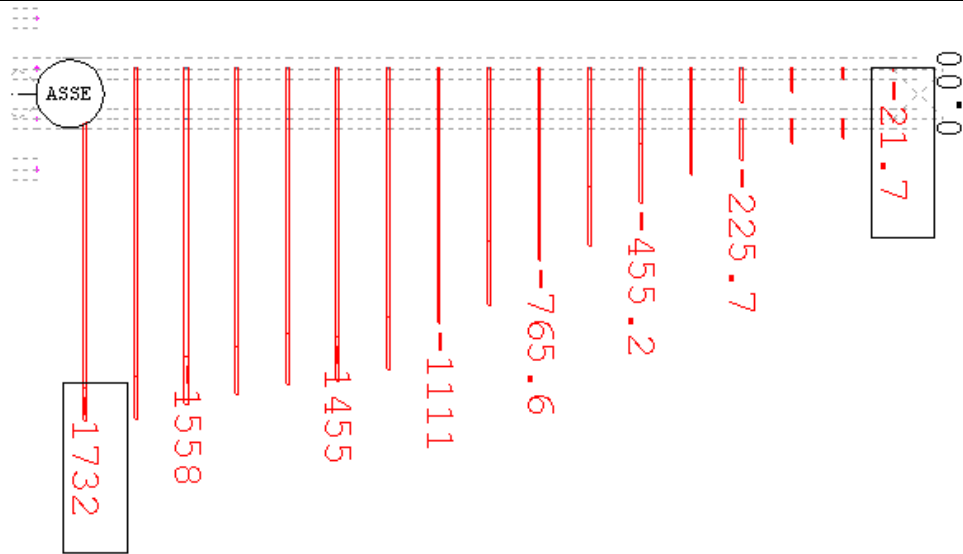


Per queste sollecitazioni si è deciso di costruire un avambecco con queste sezioni:

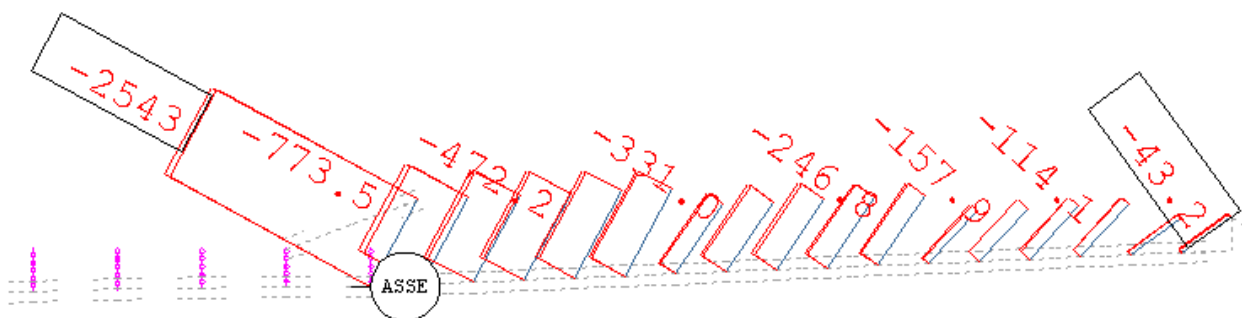
SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	L0	X	N _{bRd}		N _{Sd}		verificato
									N	kN	kN	kN	
1	180	180	15	20700	1,17E+08	1,17E+08	3000	0,843	5899796	5899,796	5279	si	
2	180	180	15	20700	1,17E+08	1,17E+08	3000	0,843	5899796	5899,796	5279	si	
3	150	150	15	17100	68107500	68107500	3000	0,7854	4540734	4540,734	3807	si	
4	150	150	15	17100	68107500	68107500	3000	0,7854	4540734	4540,734	3194	si	
5	130	130	15	14700	44457500	44457500	3000	0,7247	3601759	3601,759	2499	si	
6	120	120	10	9200	23186667	23186667	3000	0,6747	2098638	2098,638	2015	si	
7	120	120	10	9200	23186667	23186667	3000	0,6747	2098638	2098,638	1744	si	
8	100	100	10	7600	13453333	13453333	3000	0,5998	1541200	1541,2	1425	si	
9	100	100	10	7600	13453333	13453333	3000	0,5998	1541200	1541,2	1097	si	
10	80	80	10	6000	6920000	6920000	3000	0,4539	920768,6	920,7686	796	si	
11	80	80	8	4864	5510485	5510485	3000	0,4539	746436,4	746,4364	499	si	

Per i puntoni dell'avambecco

SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	L0	X	N _{bRd}		N _{Sd}		verificato
									N	kN	kN	kN	
1	140	140	15	15900	55442500	55442500	5000	0,4842	2602921	2602,921	2140	si	
2	120	120	11	10076	25537439	25537439	4000	0,5399	1839249	1839,249	1646	si	
3	80	80	10	6000	6920000	6920000	3000	0,459	931114,3	931,1143	765	si	
4	80	80	8	4864	5510485	5510485	2000	0,6747	1109541	1109,541	21	si	

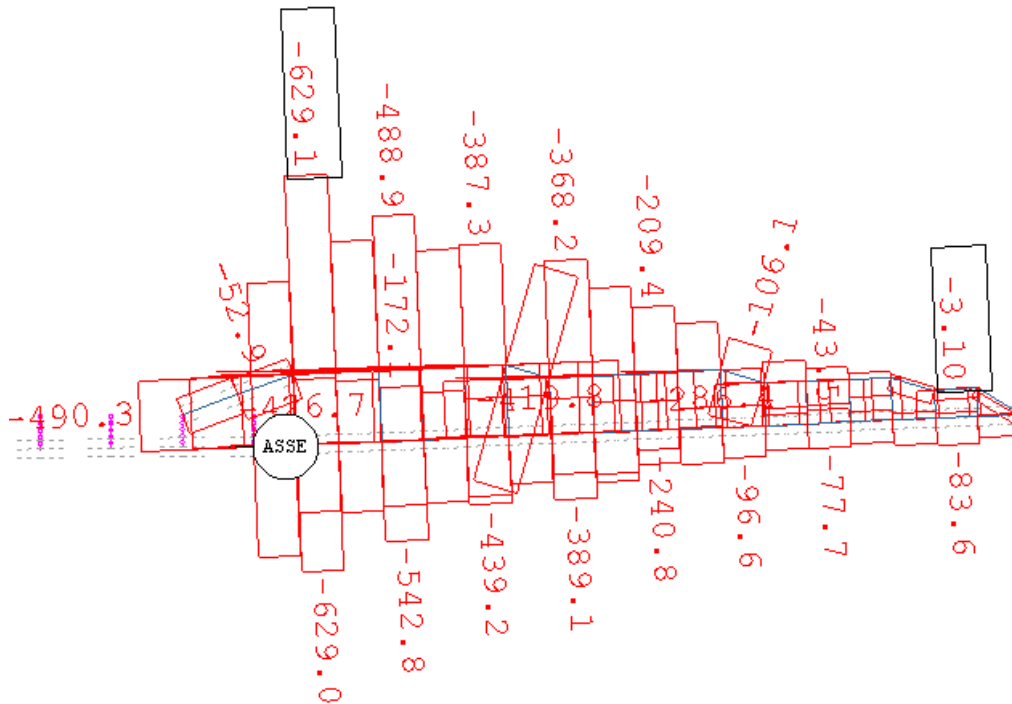


Tiranti inclinati



SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}		N _{sd}		verificato
									N	kN	kN	kN	
1	180	180	10	14000	77986667	77986667	5830	0,5399	2555527	2555,527	2543	si	
2	120	120	10	9200	23186667	23186667	5830	0,3145	978244,8	978,2448	773	si	
3	120	120	10	9200	23186667	23186667	5000	0,3888	1209353	1209,353	331	si	
4	80	80	8	4864	5510485	5510485	4250	0,2709	445493,8	445,4938	158	si	
5	80	80	8	4864	5510485	5510485	3600	0,3492	574257,7	574,2577	56	si	

Controventi di piano a parete



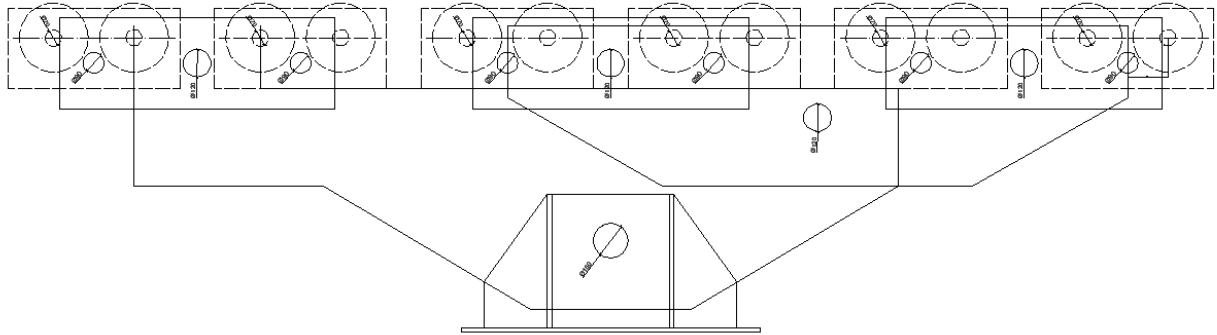
SEZIONE N°	l	l	t	A	zg	yg	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}		N _{sd}		verifica
											N	kN	kN	kN	
1	150	150	15	8550	43	150	14340641	34053750	5830	0,2422	700131	700,131	630	si	

Per la verifica dei controventi si è preso il massimo valore di compressione ottenuto dalla sovrapposizione di tutte le varie fasi e si sono dimensionati tutti con questo valore.

8.5 CALCOLO DELLE RULLIERE

Per svolgere il varo in studio, si è pensato di usare delle rulliere, dal calcolo è emerso che tali rulliere dovranno essere a 12 ruote.

Queste rulliere sono costituite da una serie di bilancieri a cassone mutuamente impernati in modo da ripartire correttamente il carico da progetto che risulta essere pari a 5076 kN, (carico dato dall'analisi fatta in combinazione SLU) su 12 rulli montati su bronzine per ridurre il più possibile l'attrito.



La struttura della rulliera viene realizzata in acciaio S690 mentre i perni sono in acciaio 39NiCrMo3 ed in 36NiCrMo16.

8.5.1 RULLI

Il dimensionamento dei rulli avviene attraverso le formule di Hertz riportate in CNR 10011 con queste ipotesi di base:

- solidi elastici, omogenei ed isotropi;
- superfici lisce e raggi di curvatura grandi rispetto alle superfici di contatto;
- tensioni tangenziali di attrito nulle.

Quando i rulli e la piattabanda vengono pressati dal peso della struttura da varare, contrastato dalla reazione delle rulliere, il contatto a causa della deformazione elastica avviene su superfici e non su linee. Poiché però tali superfici sono piccole, le pressioni mutue risultano elevate e negli elementi in prossimità del contatto si generano stati tensionali tridimensionali.

Prescrizioni da CNR 10011 :

5.6.1 Apparecchi di appoggio e cerniere

Tutti gli elementi degli apparecchi di appoggio, in particolare le piastre, devono essere proporzionati per gli sforzi normali di flessione e taglio cui sono sottoposti; l'apparecchio di appoggio deve mantenere la sua funzionalità per valori delle

componenti di spostamento e/o di rotazione pari a quelli valutati agli stati limite ultimi oppure a 1,5 volte quelli determinati applicando il metodo delle tensioni ammissibili.

5.6.2. Appoggi metallici fissi e scorrevoli

5.6.2.1 Le parti degli apparecchi di appoggio che trasmettono pressioni per contatto devono essere eseguite con acciaio fuso Fe G 520 UNI 3158 o fucinato, oppure mediante saldatura di elementi di acciaio.

5.6.2.2 Le pressioni di contatto si calcolano a mezzo delle formule di Hertz, riportate nel prospetto 5-III per i casi di più corrente impiego.

5.6.2.3 La pressione di contatto deve risultare :

	Stato limite	Tensione ammissibile
— per contatto puntiforme	$\sigma \leq 5,5 f_d$	$\sigma \leq 5,5 \sigma_{adm}$
— per contatto lineare	$\sigma \leq 4,0 f_d$	$\sigma \leq 4,0 \sigma_{adm}$
— per contatto superficiale mediante piastre di limitata estensione rispetto alle dimensioni dell'elemento strutturale	$\sigma \leq 1,35 f_d$	$\sigma \leq 1,35 \sigma_{adm}$

Tipo di contatto	Forma della superficie di contatto	Pressione di contatto*
Contatto lineare di lunghezza b		$\sigma = \sqrt{0,18 E F \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2 b}}$ per $\frac{r_2}{r_1} \geq 2$
		$\sigma = \sqrt{\frac{0,18 E F}{r b}}$
		$\sigma = \sqrt{\frac{0,20 E F}{2 r b}}$
		$\sigma = \sqrt{\frac{0,24 E F}{n r b}}$ dove n è il numero dei rulli
Contatto puntiforme		$\sigma = \sqrt[3]{\frac{0,06 E^2 F (r_2 - r_1)^2}{r_1^2 r_2^2}}$
		$\sigma = \sqrt[3]{\frac{0,06 E^2 F}{r^2}}$

* F rappresenta il carico totale sull'appoggio.

5.6.2.4 Gli apparecchi d'appoggio mobili di acciaio devono essere provvisti di dispositivi di guida, allo scopo di garantire il loro corretto movimento, e di dispositivi di arresto qualora il caso lo richieda.

5.6.3 Cerniere a perno

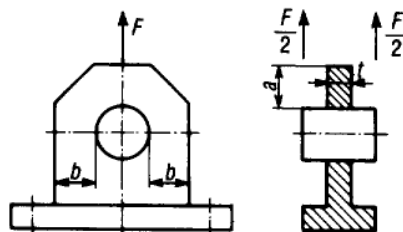
5.6.3.1 Le cerniere devono essere conformate in modo da contenere la sollecitazione a flessione del perno.

La lunghezza del perno deve essere tale da offrire completo appoggio a tutte le parti collegate.

I perni devono essere mantenuti in modo opportuno nella posizione prevista.

Nelle staffe delle cerniere soggette a trazione, le sezioni resistenti diametrali, rispettivamente normale e parallela allo sforzo di trazione, devono rispettare le limitazioni seguenti :

$$\begin{aligned} 2 b t &\geq 1,4 F/f_d && \text{stati limite} \\ t a &\geq F/f_d \\ 2 b t &\geq 1,4 F/\sigma_{adm} && \text{tensioni ammissibili} \\ t a &\geq F/\sigma_{adm} \end{aligned}$$



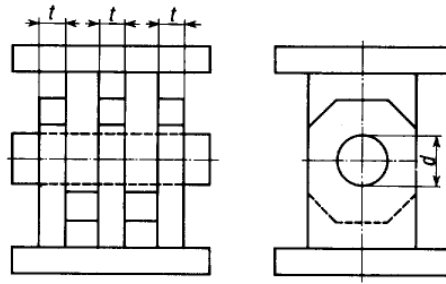
spessore t di regola non deve essere minore di 12 mm né maggiore di 50 mm; deve essere inoltre:

$$\frac{b}{t} \leq 8$$

I perni delle cerniere devono essere proporzionati in base alle massime sollecitazioni di taglio e flessione.

L'area portante A del perno viene valutata come prodotto del diametro d per la sommatoria degli spessori Σt degli elementi resistenti di una staffa cioè:

$$A = d \Sigma t$$



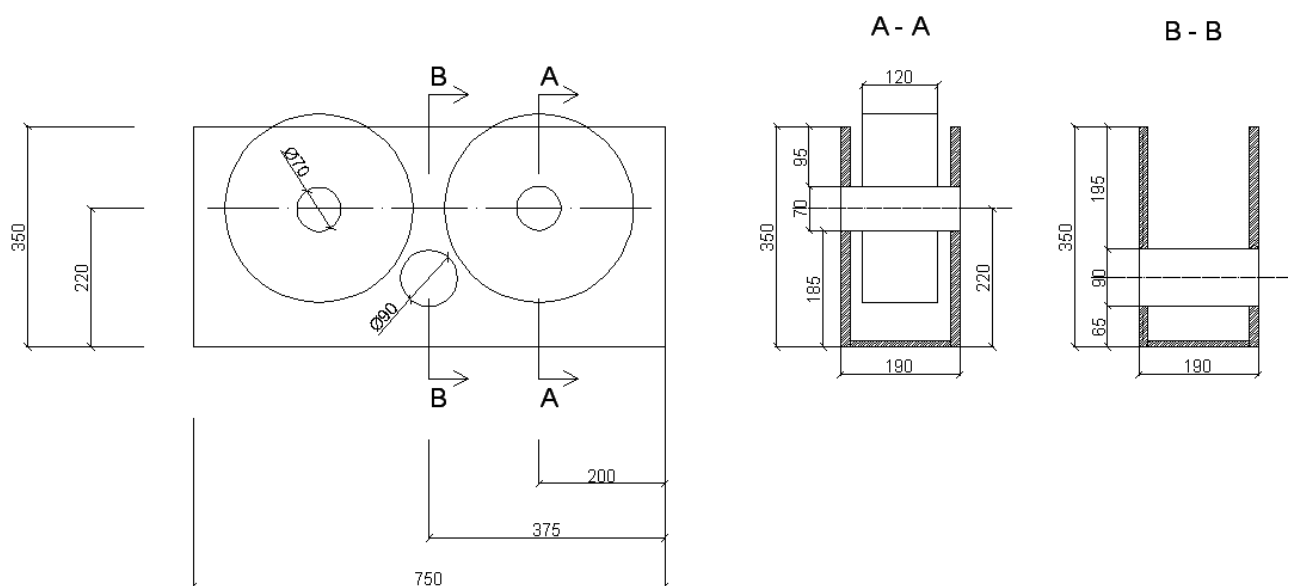
La tensione sul contorno del foro, riferita alla proiezione diametrale della superficie cilindrica interessata dall'area predetta deve essere tale da rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{rif} \leq 1,35 f_d \quad \text{stati limite}$$

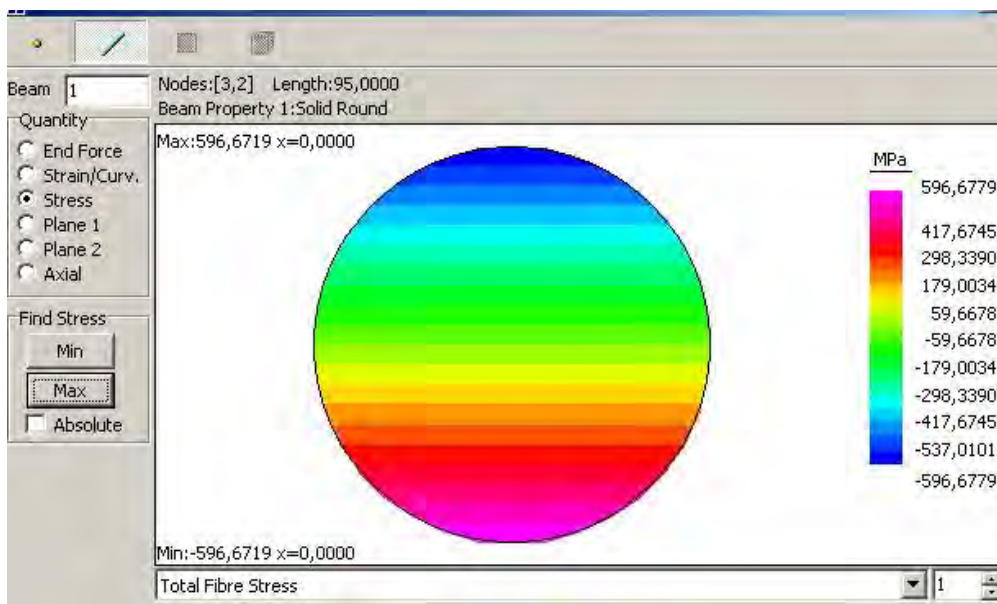
$$\sigma_{rif} \leq 1,35 \sigma_{adm} \quad \text{tensioni ammissibili}$$

8.5.2 BILANCERI A CASSONE E PERNI

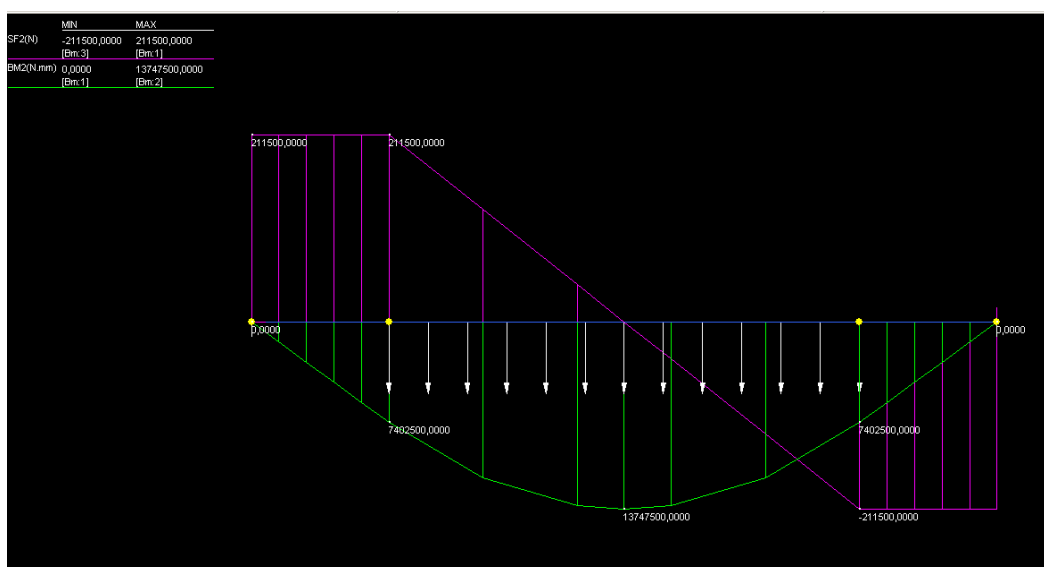
La rulliera si costituisce da quattro diversi tipi di perni che servono a collegare le ruote al cassone porta rulli e tutti i vari bilancieri posti ai livelli inferiori. La normativa CNR 10011 fornisce tutte le indicazioni per la verifica dei perni, per i quali il dimensionamento viene effettuato per flessione e taglio.



Perno diametro 70 mm massimo stress calcolato con modello a beam, si ha nelle fibre superiori e inferiori e vale 596 MPa, come dimostrano le immagini ottenute dalla modellazione.



Modellando quindi il perno, con il carico uniformemente distribuito nell' area del rullo si ottengono le seguenti sollecitazioni



In corrispondenza dell' attacco rullo-cesto rulliere si hanno le seguenti sollecitazioni in figura.

La verifica tensionale con il criterio di Von Mises fatta nel punto di attacco perno lamiera fa vedere che in tale punto si ha una tensione massima pari a 266 MPa.

perno 1				
ϕ	A	Av	J	w
mm	mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ³
70	3848,451	2450	1178588	33673,95

M	T	σ	τ
Nmm	N	MPa	MPa
7402500	211500	219,8287	86,32653

L'area a taglio del perno di calcola con la formula data dall'EC3

$$A_v = \frac{2A}{\pi}$$

La quale va confrontata con la tensione massima di progetto che si ricava dalla CNR che è $685/1,05 = 652$ MPa, quindi il perno risulta essere verificato.

σ id	verificata
MPa	?
265,8599	si

Si passa ora alla verifica del cassone porta rulli,

b	t	s	b	F	verifica		ok	verifica		ok
mm	mm	mm	mm	kN	2bt > 1,4F/fd			ta > F/fd		
190	185	15	140	423	4200	432,26277		2775	308,7591	

Viene inoltre condotta come previsto dalla normativa una verifica a rifollamento della lamiera del cassone che risulta soddisfatta se

$$\sigma = \frac{F}{\phi t} \leq 1,35 f_{yd}$$

σ	σ max	verificato
MPa	MPa	?
201,4286	887	Si

Il cassone in corrispondenza del perno principale lavora e si comporta come una mensola, quindi bisogna considerare e andare a verificare anche questo comportamento di flessione e taglio.

Esse sono definite dall'azione dei rulli ma anche dal peso proprio e si calcolano in questo modo:

$$T = F_{rullo} + \frac{p \cdot p \cdot l}{2}$$

$$M = F_{rullo} b + \frac{p \cdot p \cdot l}{2} \frac{l}{4}$$

peso cassone

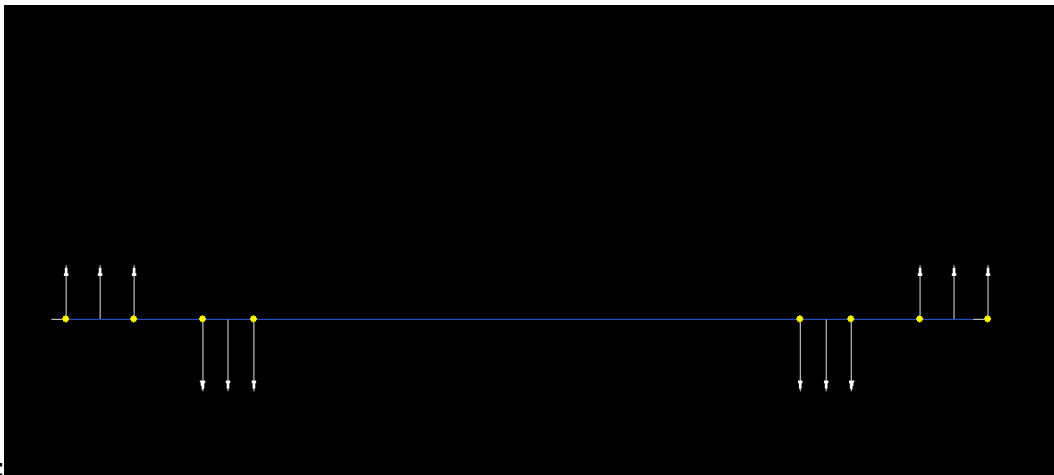
sponde			fondo			V	γ	p.p
b	h	s	b	h	s			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ³	kg/dm ³	kN
750	240	15	0	0	0	5400000	78	4,212

Caratteristiche inerziali della sezione resistente :

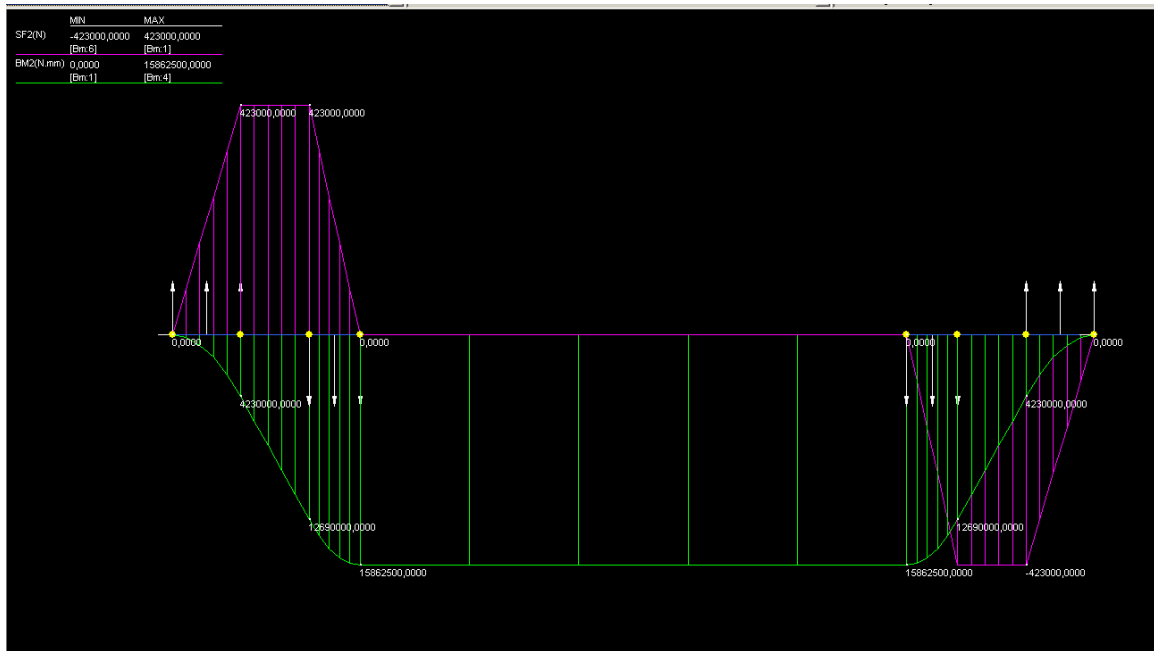
φ	b	h	Av	J	w	M	T	σ	τ
mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	Nmm	N	MPa	MPa
90	15	195	2925	9268594	95062,5	74000000	425100	7,983951	145,3333
σ id	verificata		σ rif		verificata				
MPa	?		MPa		?				
251,8513	si		314,8889		si				

La struttura del bilanciere a cassone del primo livello risulta quindi essere soddisfatta, si procede alla verifica del secondo perno di collegamento con il bilanciere di secondo livello.

Il perno del secondo livello ha delle forze che sono disposte come da schema



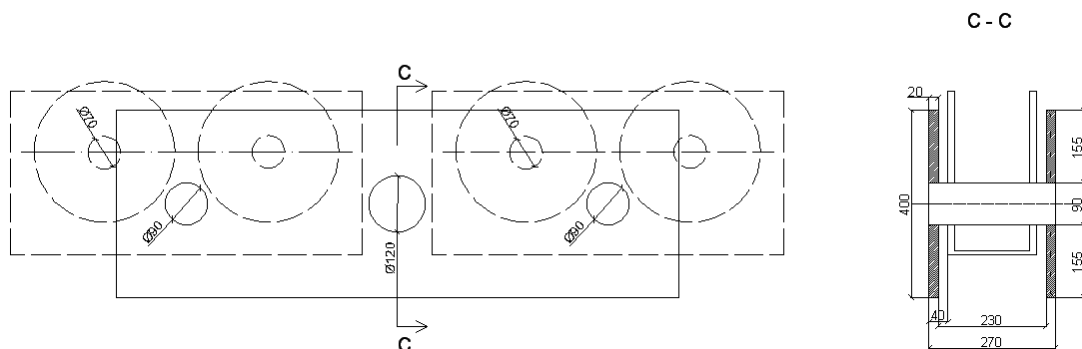
Tali forze generano le seguenti sollecitazioni



L'effetto della flessione sul perno genera la tensione massima di 221 MPa, mentre nelle zone di taglio massimo, per affetto combinato di taglio e flessione si ha la massima tensione calcolata con il criterio di Von Mises che risulta essere pari a 253 MPa, quindi la verifica tensionale risulta soddisfatta.

BILANCIERI DI SECONDO LIVELLO

I bilancieri di secondo livello sono tre e permettono di alloggiare ognuno due bilancieri da due ruote ciascuno. Questi bilancieri come quelli di primo livello sono costituiti da 3 perni, due laterali che consentono l'alloggiamento dei cassoni porta ruota, e uno centrale che va collegato al bilanciere principale.



Si procede in modo analogo al caso precedente.

cassone 2

b	t	s	b	F	verifica		ok	verifica		ok
mm	mm	mm	mm	kN	2bt > 1,4F/fd			ta > F/fd		
190	155	20	100	846	4000	864,52555		3100	617,5182	

rifollamento cassone

σ	σ_{max}	verificato
MPa	MPa	?
235	887	Si

Si procede quindi alla verifica della sezione in corrispondenza del perno centrale, il peso proprio risulta essere stimato in 13 kN, quindi si vanno a calcolare T ed M nella sezione del perno.

T = 870,5 kN;

M = 153 kN.

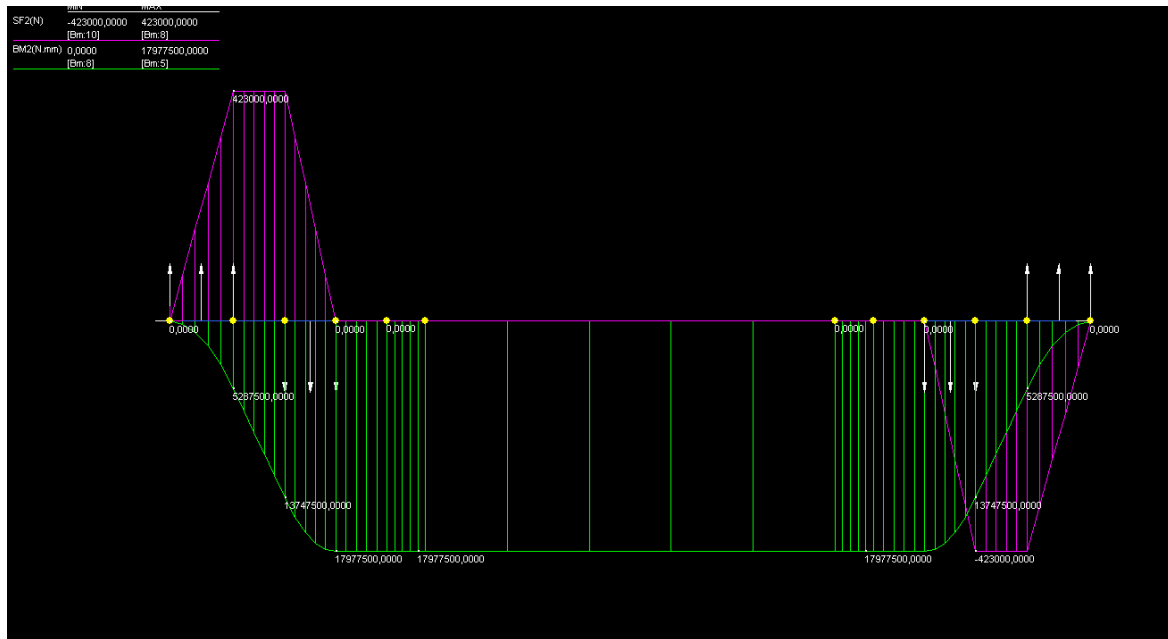
Caratteristiche della sezione inerziale :

ϕ	b	h	Av	J	w	M	T	σ	τ
mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	Nmm	N	MPa	MPa
90	20	155	3100	6206458	80083,33	153000000	870500	24,65174	280,8065

σ_{id}	verificata	σ_{rif}	verificata
MPa	?	MPa	?
486,9954	si	483,6111	si

Quindi anche questo livello risulta verificato.

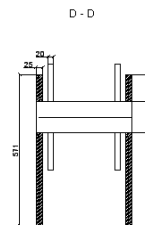
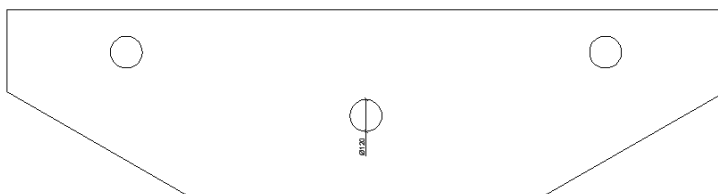
Si procede ora alla verifica del perno sul terzo cassone :

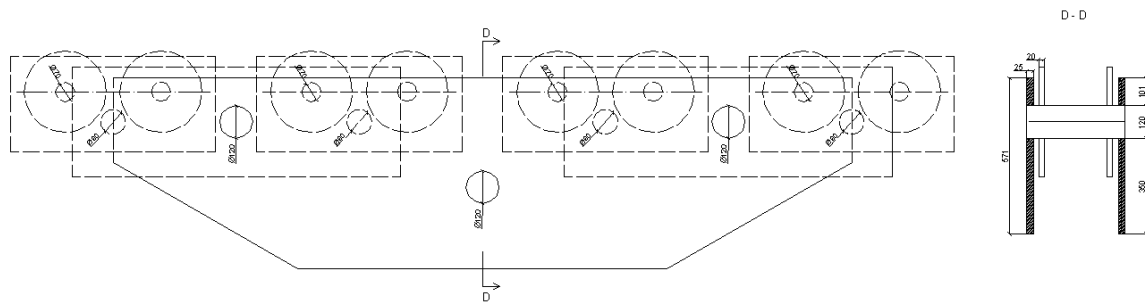


Tensione massima sulle fibre del perno in mezzeria prodotta dalla sola flessione 205 MPa, mentre in corrispondenza della lamiera di supporto si ha sempre l'unione degli effetti di flessione e taglio che con il criterio di Von Mises risultano essere pari a 260 MPa, quindi la verifica tensionale risulta essere soddisfatta.

BILANCERE DI TERZO LIVELLO

Questo bilanciere collega il due bilancieri secondari il bilanciere principale, anche questo ha montato al suo interno tre perni che fungono da collegamento con gli altri corpi. Come si vede in figura.





Le verifiche vengono condotte come prima.

Cassone 3

b	t	s	b	F	verifica		ok	verifica		ok
mm	mm	mm	mm	kN	2bt > 1,4F/fd			ta > F/fd		
200	450	25	100	1692	5000	1729,0511		11250	1235,036	

rifollamento cassone

σ	σ_{max}	verificato
MPa	MPa	
282	887	Si

A questo punto si stima il peso proprio e si calcolano le sollecitazioni sul perno per la verifica:

il peso proprio viene stimato in 20 kN, il quale unito alle sollecitazioni ai perni secondari genera sul perno principale le seguenti sollecitazioni, con queste si svolge la verifica tensionale:

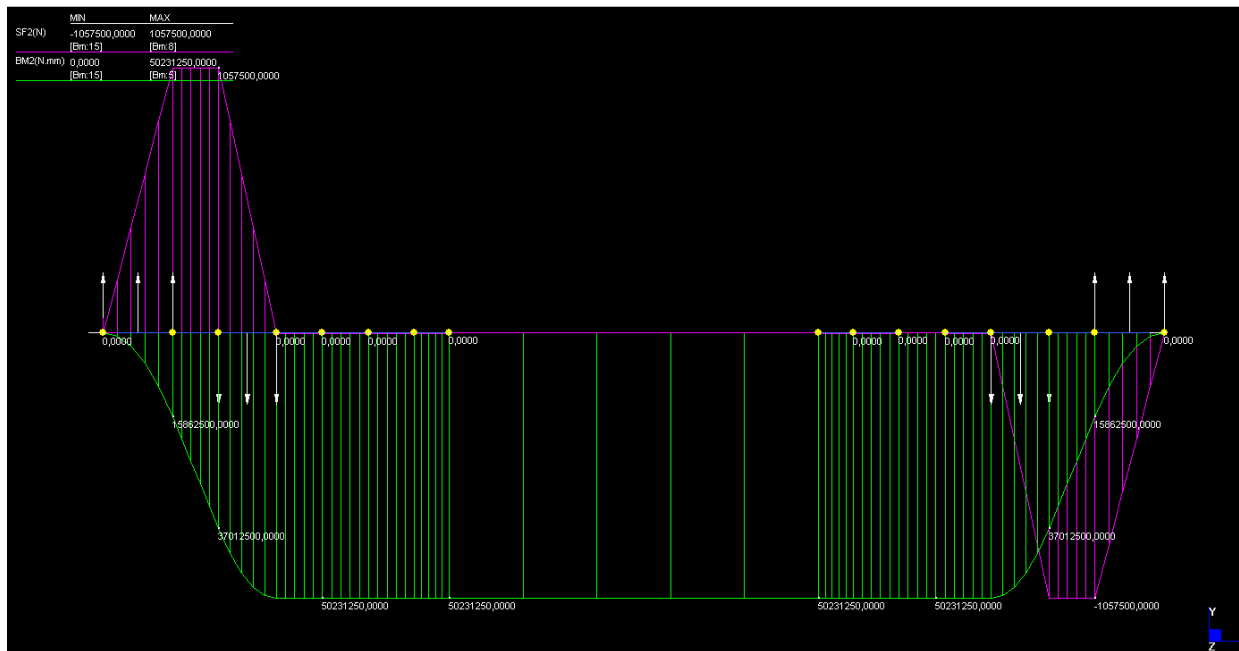
$$T = 1702 \text{ kN};$$

$$M = 1529 \text{ kNm}.$$

ϕ	b	h	Av	J	w	M	T	σ	τ
mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	Nmm	N	MPa	MPa
120	25	200	5000	16666667	166666,7	1,529E+09	1702000	91,74	340,4

σ_{id}	verificata	σ_{rif}	verificata
MPa	?	MPa	?
596,6848	si	567,3333	si

Si passa ora al calcolo del perno principale del bilanciario :



Il peno dunque risulta avere sempre lo stesso schema, in particolare tensionalmente è caratterizzato da una tensione in mezzeria generata dalla flessione pari a 251 MPa, e in corrispondenza dell'attacco delle lamiere dove si sommano i vari effetti di flessione e taglio si ha con il criterio di Von Mises una tensione pari a 335 MPa, come dimostrano le tabelle esemplificative. Quindi il perno risulta verificato.

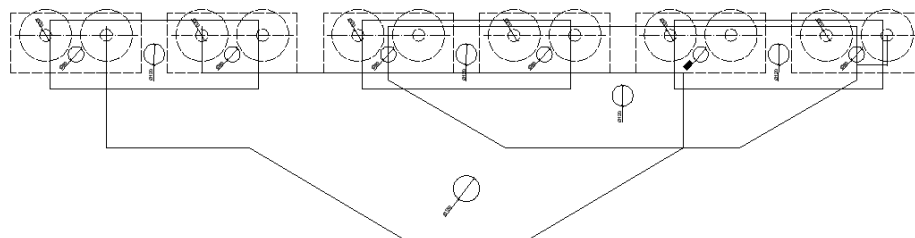
ϕ	A	Av	J	w
mm	mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ³
120	11309,73	7200	10178760	169646

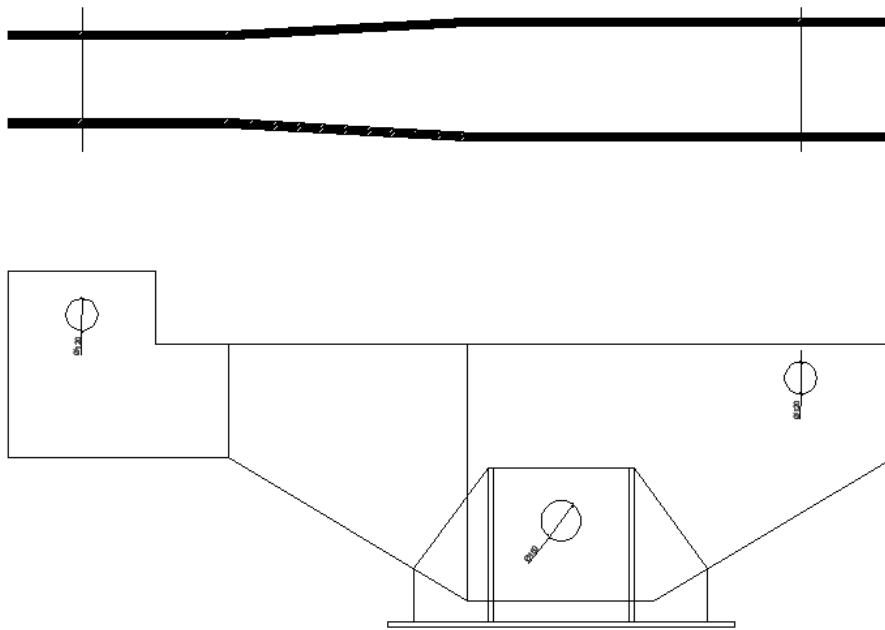
M	T	σ	τ
Nmm	N	MPa	MPa
37012500	1057500	218,1749	146,875

σ_{id}	verificata
MPa	?
335,1374	si

Ora si passa al calcolo dell'ultimo bilanciere che per questo tipo di rulliera è un po' particolare.

BILANCIERE PRINCIPALE





La forma di quest'ultimo bilanciante è asimmetrica ma serve per contenere in numero di rulli necessario al varo, comunque per come sono disposti i carichi il bilanciante non è soggetto a forze di rotazione in un senso o nell'altro ma è appunto bilanciato. Si nota poi in pianta che c'è un restringimento, che si ottiene sagomando la lamiera, e quest'ultimo serve per far alloggiare il bilanciante di primo livello.

Il perno di sinistra è verificato in automatico perché esso ha lo stesso sistema di forze che aveva il bilanciante di terzo livello, mentre ora ci si sofferma sul perno in alto a destra e si svolgono le verifiche su di esso.

b	t	s	b	F	verifica		ok	verifica		ok
mm	mm	mm	mm	kN	2bt > 1,4F/fd			ta > F/fd		
200	450	300	100	3384	60000	3458,1022		135000	2470,073	

Il peso proprio viene stimato in 27,5 kN.

Ecco le caratteristiche delle sezione resistente

ϕ	b	h	A_v	J	w
mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³
120	30	380	11400	1,37E+08	722000

Dalle quali si ricava una tensione pari a 150 MPa, quindi il cassone è verificato, sul perno da 120mm,

andiamo a verificare il peno centrale da 150 mm, quest'ultimo adesso sopporta l'intero peso della rulliera compreso lo sforzo che il ponte gli trasmette.

$$N = 2578 \text{ kN}$$

$$p.p. = 55 \text{ kN.}$$

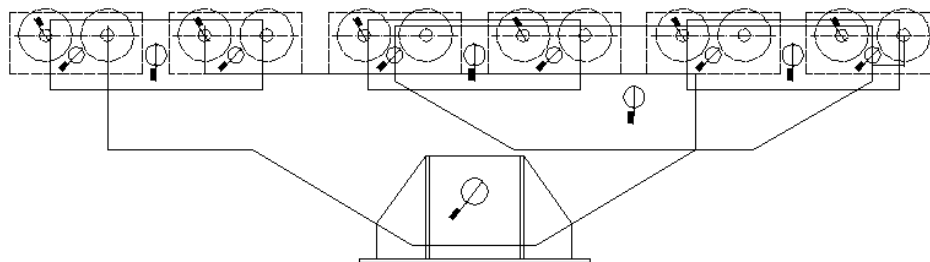
$$N_{tot} = 2633 \text{ kN}$$

$$M = 2397 \text{ kNm}$$

ϕ	b	h	A_v	J	w	M	T	σ	τ
mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	Nmm	N	MPa	MPa
150	30	380	11400	1,37E+08	722000	2,397E+09	2633000	17,47485	230,9649
σ_{id}	verificata		σ_{rif}		verificata				
MPa	?		MPa		?				
400,4245	si		585,1111		si				

Che risulta verificata.

procedendo come illustrato si ottiene la rulliera:



9 VERIFICHE SECONDO LA NORMATIVA

Una volta ottenuti i valori delle sollecitazioni dei singoli casi di carico, sono stati combinati per ricavare i valori finali mediante gli appositi coefficienti della combinazione di carico adottata ed impiegati quindi per condurre le verifiche allo stato limite ultimo strutturale. Le verifiche sono state condotte nelle tre sezioni delle travi maggiormente sollecitate che, fase per fase si trovavano in corrispondenza dell'appoggio posto in Pila 3. Tale sezione risulta infatti la più sollecitata in quanto è caratterizzata dal massimo valore di azione flettente e taglio e in alcune fasi, è soggetta anche ad elevati valori di sforzo normale prodotto dalle azioni del vento e dalle guide laterali. Oltre a tali

sezioni, si è deciso di sottoporre a verifica anche la sezione del concio 35 che risulta anch'essa soggetta a sollecitazioni molto rilevanti di momento negativo trovandosi nella vicinanza dell'appoggio in fase 0.

La normativa che è stata seguita per condurre le verifiche, visto la mancata trattazione da parte delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni è stata l' Eurocodice 3.

Nell'ambito dello studio si sono condotte più verifiche per andare a considerare tutti le possibili cause di collasso della sezione e la loro interazione.

9.1 VERIFICA A STABILITA' DEI PANNELLI SECONDO LA CNR 10011

CNR 10011 capitolo 7

7.6 Stabilità dell'anima di elementi strutturali a parete piena

7.6.1 generalità

7.6.1.1. I pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena (travi, aste, colonne, archi, ecc.) devono essere verificati dall'imbozzamento e, localmente in corrispondenza di eventuali carichi concentrati applicati fra gli irrigidimenti.

7.6.1.2. Per la verifica all'imbozzamento, l'anima si considera suddivisa in campi rettangolari ciascuno lungo a ed alto h , intendendosi con a l'interasse degli irrigidimenti trasversali dell'anima e con h la distanza netta fra i correnti o irrigidimenti longitudinali contigui. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

7.6.1.3. La verifica all'imbozzamento in ciascuno dei campi (ah) sopra definiti viene svolta partendo dai valori della tensione normale al lembo compresso σ_1 e tangenziale media τ , conseguenti agli assegnati carichi esterni e calcolati con riferimento all' area lorda della sezione (vedere punto 7.6.1.6).

7.6.1.4. Se la tensione normale agente sulla sezione retta dell'anima è sempre di trazione, uniformemente distribuita o linearmente variabile, la verifica all'imbozzamento è fatta con riguardo alla sola tensione tangenziale e si pone

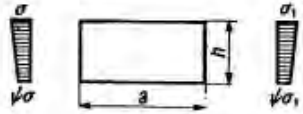
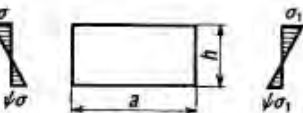
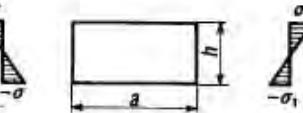
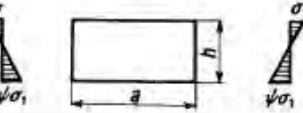
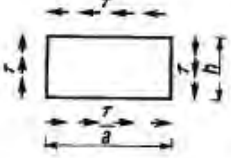
quindi $\sigma_1 = 0$. Se la tensione normale è di compressione, uniformemente distribuita o linearmente variabile con una legge definita dal coefficiente ψ (vedere prospetto 7-VIII), per σ_1 , si assume il valore assoluto della massima tensione normale al bordo del campo in esame.

7.6.1.5. La tensione tangenziale τ ai fini della verifica all'imbozzamento, si calcola nell'ipotesi che lo sforzo di taglio si distribuisca uniformemente sulla sola sezione dell'anima.

7.6.1.6. In ciascuno dei campi in cui la trave è suddivisa, la tensione normale σ e la tensione tangenziale τ si determinano in base al massimo valore del momento flettente, della forza normale e del taglio che si riscontra nel campo in esame. Se il valore massimo del momento flettente o della forza tagliarne si riscontra ad un'estremità del campo, è consentito calcolare σ e τ in base ai corrispondenti valori che le predette componenti di sollecitazioni hanno in mezzzeria del campo, purché tali valori non siano minori di quelli che si riscontrano ad una distanza dall'estremo in questione pari ad $h/2$.

7.6.1.7. Di regola i pannelli d'anima vengono considerati incernierati sul contorno, salvo quanto precisato al punto 7.6.2.3.

Prospetto 7-VIII — Coefficienti di imbozzamento

Numero d'ordine	Condizioni di carico del pannello	Tensioni ideali di imbozzamento*	$\alpha = \frac{a}{h}$	Coefficiente di imbozzamento	
I	Tensione di compressione variabile linearmente $0 \leq \psi \leq 1$		$\alpha \geq 1$	$k_\sigma = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$	
			$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$	$\alpha < 1$	$k_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
II	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma preponderante la tensione di compressione $-1 < \psi < 0$		$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$	$k_\sigma = 1 + \psi k_1 - \psi k_3 + 10 \psi (1 + \psi)$ dove: k_1 si ottiene dal caso I per $\psi = 0$; k_3 si ottiene dal caso III per $\psi = -1$	
III	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma uguali i valori massimi di compressione e trazione $\psi = -1$ ovvero preponderante la tensione di trazione $\psi < -1$		$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$k_\sigma = 23,9$
			$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$	$\alpha < \frac{2}{3}$	$k_\sigma = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \alpha^2$
IV	Tensione tangenziale uniformemente distribuita		$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0}$	$\alpha \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$
			$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0}$	$\alpha < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

* Per i valori della tensione di riferimento $\sigma_{cr,0}$ vedere prospetto 7-IX.

Prospetto 7-IX — Tensioni di riferimento σ_{ref} in N/mm²

h cm	3	4	5	6	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24
30	18,62	33,11	51,72	74,44	132,41	206,89	297,92	228,09	261,84	190,67	241,32	206,89	250,34	218,88
40	10,47	18,62	29,06	41,88	74,48	116,38	167,58	145,98	167,58	132,41	167,58	152,00	183,92	167,58
50	6,70	11,92	18,62	26,81	47,67	74,48	107,25	101,38	116,38	97,28	123,12	116,38	140,81	132,41
60	4,65	8,28	12,93	18,62	33,10	51,72	74,48	74,48	85,50	74,48	94,26	85,50	111,26	107,25
70	3,42	6,08	9,49	13,68	24,32	38,00	54,72	57,02	66,46	58,85	74,48	66,46	90,12	88,64
80	2,62	4,65	7,27	10,47	18,62	29,09	41,89	45,06	51,72	47,67	60,33	51,72	74,48	74,48
90	2,07	3,68	5,75	8,28	14,71	22,99	33,10	38,50	41,89	38,50	49,86	41,89	58,85	58,85
100	1,68	2,98	4,65	6,70	11,92	18,62	26,81	30,18	34,62	30,18	39,39	34,62	45,06	45,06
110	1,39	2,46	3,85	5,54	9,85	15,39	22,76	25,34	29,09	25,34	33,10	29,09	38,00	38,00
120	1,16	2,07	3,23	4,65	8,28	12,93	18,62	21,59	24,79	21,59	28,21	24,79	31,18	31,18
130	0,99	1,76	2,75	3,97	7,05	11,02	15,87	18,62	21,38	18,62	23,57	20,09	27,82	27,82
140	0,86	1,52	2,38	3,42	6,08	9,50	13,68	16,22	19,62	16,22	20,88	18,62	24,96	24,96
150	0,74	1,32	2,07	2,98	5,30	8,28	11,92	14,26	17,58	14,26	18,62	16,49	22,99	22,99
160	0,65	1,10	1,82	2,62	4,85	7,27	10,47	12,63	15,50	12,63	16,49	14,50	20,63	20,63
170	0,59	1,03	1,61	2,32	4,12	6,44	9,28	11,26	13,93	11,26	14,71	13,20	18,52	18,52
180	0,52	0,92	1,44	2,07	3,68	5,75	8,28	10,11	12,53	10,11	13,20	11,61	16,71	16,71
190	0,46	0,83	1,29	1,86	3,30	5,16	7,43	9,12	11,51	9,12	11,92	10,47	15,08	15,08
200	0,42	0,74	1,16	1,68	2,98	4,85	6,70	8,28	10,47	8,28	10,81	9,50	13,68	13,68
210	0,38	0,68	1,05	1,52	2,70	4,22	6,08	7,54	9,50	7,54	10,81	9,50	12,46	12,46
220	0,35	0,62	0,96	1,39	2,46	3,85	5,54	6,90	8,66	6,90	9,85	8,66	11,40	11,40
230	0,32	0,56	0,88	1,27	2,25	3,52	5,07	6,34	7,92	6,34	8,28	7,27	10,47	10,47
240	0,29	0,52	0,81	1,16	2,07	3,23	4,65	5,84	7,30	5,84	7,63	6,70	9,65	9,65
250	0,27	0,49	0,74	1,07	1,91	2,96	4,29	5,40	6,70	5,40	6,70	5,84	8,28	8,28
260	0,25	0,44	0,69	0,99	1,76	2,75	3,97	5,07	6,20	5,07	6,20	5,40	7,63	7,63
270	0,23	0,41	0,64	0,92	1,63	2,55	3,68	4,65	5,75	4,65	5,84	5,16	7,05	7,05
280	0,21	0,38	0,59	0,86	1,52	2,38	3,42	4,34	5,34	4,34	5,40	4,85	6,54	6,54
290	0,20	0,35	0,55	0,80	1,42	2,21	3,19	4,06	5,07	4,06	5,16	4,65	6,20	6,20
300	0,19	0,33	0,52	0,74	1,32	2,07	2,98	3,80	4,65	3,80	4,85	4,34	5,84	5,84
310	0,17	0,31	0,48	0,70	1,24	1,94	2,79	3,56	4,34	3,56	4,65	4,06	5,40	5,40
320	0,16	0,29	0,45	0,65	1,16	1,82	2,62	3,35	4,09	3,35	4,34	3,85	5,16	5,16
330	0,15	0,27	0,43	0,62	1,09	1,71	2,46	3,16	3,85	3,16	4,12	3,62	4,85	4,85
340	0,14	0,26	0,40	0,58	1,03	1,61	2,32	2,98	3,62	2,98	3,85	3,42	4,65	4,65
350	0,14	0,24	0,38	0,55	0,97	1,52	2,19	2,82	3,42	2,82	3,68	3,23	4,45	4,45
360	0,13	0,23	0,36	0,52	0,92	1,44	2,07	2,67	3,23	2,67	3,42	3,06	4,26	4,26
370	0,12	0,22	0,34	0,49	0,87	1,38	1,96	2,53	3,06	2,53	3,42	3,06	4,06	4,06
380	0,12	0,21	0,32	0,46	0,83	1,29	1,86	2,40	2,90	2,40	3,30	2,90	3,85	3,85
390	0,11	0,20	0,31	0,44	0,76	1,22	1,76	2,28	2,75	2,28	3,13	2,75	3,68	3,68
400	0,10	0,19	0,29	0,42	0,74	1,16	1,68	2,17	2,62	2,17	2,98	2,62	3,52	3,52
410	0,10	0,18	0,28	0,40	0,71	1,11	1,60	2,11	2,49	2,11	2,84	2,49	3,37	3,37
420	0,10	0,17	0,26	0,38	0,68	1,06	1,52	2,07	2,38	2,07	2,84	2,38	3,23	3,23
430	0,09	0,16	0,25	0,36	0,64	1,01	1,45	1,97	2,27	1,97	2,58	2,27	3,13	3,13
440	0,09	0,15	0,24	0,35	0,62	0,96	1,38	1,89	2,16	1,89	2,46	2,16	3,06	3,06
450	0,09	0,15	0,23	0,33	0,59	0,92	1,32	1,80	2,07	1,80	2,35	2,07	2,93	2,93
460	0,08	0,14	0,22	0,32	0,56	0,88	1,27	1,72	1,96	1,72	2,25	1,96	2,85	2,85
470	0,08	0,13	0,21	0,30	0,54	0,84	1,21	1,65	1,90	1,65	2,16	1,90	2,75	2,75
480	0,07	0,13	0,20	0,29	0,52	0,81	1,16	1,58	1,82	1,58	2,16	1,82	2,62	2,62
490	0,07	0,12	0,19	0,28	0,50	0,78	1,12	1,52	1,74	1,52	2,07	1,74	2,51	2,51
500	0,07	0,12	0,19	0,27	0,48	0,74	1,07	1,46	1,68	1,46	1,91	1,68	2,41	2,41

7.6.2. Verifica all'imbozzamento dei pannelli

7.6.2.1. Per la verifica all'imbozzamento occorre valutare, in assenza di indagini più sofisticate, che risulti:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta \nu$$

dove: σ_1 e τ sono le tensioni normale e tangenziale definite rispettivamente nei punti 7.6.1.4 e 7.6.1.5;

$\sigma_{cr,id}$ è la tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \tau_{cr} \quad \text{per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \quad \text{per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \quad \text{per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

ν è il coefficiente definito al punto 7.1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0,80 \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \quad \text{per } \alpha \leq 1,5; \quad \beta = 1 \quad \text{per } \alpha \geq 1,5$$

essendo σ_N e σ_M i valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M rispettivamente;

ψ il coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_{cr,0}$$

in cui $\sigma_{cr,0} = 186\,200 (t/h)^2$ è la tensione di riferimento, in N/mm^2 , indicata nel prospetto 7-IX;

k è il coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidimenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1,5, i valori del coefficiente k_τ per tensioni tangenziali desunti dal prospetto 7-VIII devono essere moltiplicati per 0,8.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cr} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a $0,8 f_d$, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta $\sigma_{cr,red}$ ad essa corrispondente, secondo il prospetto 7-X, essendo:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \frac{20 + \sqrt{25 - 15 (f_y/\sigma_{cr,id})^2}}{25 + (f_y/\sigma_{cr,id})^2}$$

Prospetto 7-X — Tensioni di confronto $\sigma_{cr,id}$ e tensioni di confronto ridotte $\sigma_{cr,red}$ in N/mm²

$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$		
	Fe 360	Fe 430	510
188	188	188	188
190	190	190	190
200	197	200	200
210	201	210	210
220	205	220	220
230	208	228	230
240	211	233	240
250	213	237	250
260	215	241	260
270	216	244	270
280	218	246	280
284	218	247	284
290	219	248	289
300	220	250	296
320	222	254	305
340	223	256	312
360	225	258	317
380	226	260	322
400	227	262	325
420	228	263	328
440	228	264	331
460	229	265	333
480	229	266	335
500	230	267	337
550	231	268	340
600	231	269	342
650	232	270	344
700	232	271	346
800	233	272	348
1 000	234	273	350
2 000	235	274	354
∞	235	275	355

- 7.6.2.2. Per le anime delle travi inflesse o pressoinflesse, limitatamente al caso in cui le tensioni normali di compressione siano in valore assoluto minori o uguali alle tensioni normali di trazione, la sicurezza all'imbozzamento è verificata se il rapporto tra altezza h e spessore a dell'anima risulta minore dei valori indicati nel prospetto 7-XI in funzione di α , σ , e τ .
- 7.6.2.3. Ove esistono fondati motivi per presumere condizioni di vincolo del pannello d'anima diverse dalla cerniera, i coefficienti di imbozzamento k , indicati al punto 7.6.2.1, si desumono dal prospetto 7-XII, che considera i casi di sollecitazione più consueti nelle applicazioni.

9.2 VERIFICHE A STABILITA' DEI PANNELLI SECONDO LA NTC 2008 :

Una volta ottenuti i valori delle sollecitazioni dei singoli casi di carico, sono stati combinati per ricavare i valori finali mediante gli appositi coefficienti della combinazione di carico adottata ed impiegati quindi per condurre le verifiche allo stato limite ultimo strutturale.

La normativa che è stata seguita per condurre le verifiche, è NTC 2008.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza, vista soprattutto l'elevata altezza ed il limitato spessore dell'anima le sezioni delle travi ricadono all'interno della classe 4 e quindi si sono ricavate le caratteristiche inerziali considerando esclusivamente le parti di sezione efficace. Con riferimento alle indicazioni fornite dal D.M. 14-01-2008 si esegue la classificazione delle sezioni utilizzate per la realizzazione delle travi principali in acciaio. La classificazione avviene in base alla loro capacità rotazionale C_θ definita dalla seguente espressione :

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad (4.2.1)$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- classe 1* quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$
- classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$
- classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4* quando, per determinare la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

La classe che caratterizza la sezione è la minima delle classi che contraddistinguono i singoli elementi che la costituiscono, la classificazione della piattabanda inferiore e superiore, soggette ad un campo di tensioni normali uniformi risulta rapido in quanto dipende solamente da rapporti geometrici, mentre per l'anima si deve anche considerare l'andamento delle tensioni essendo questa soggetta a flessione e prevede un procedimento iterativo.

Per quanto riguarda il calcolo della sezione efficace per eseguire le verifiche globali, in accordo con l'Eurocodice 3 si considerano i fenomeni di instabilità locale per tutte le piastre che la costituiscono (flange e anima) ed inoltre per le piattabande occorre considerare il trascinarsi del taglio (shear lag). La parte di sezione che soffre maggiormente i fenomeni di instabilità locale è sicuramente l'anima, la quale infatti, come visto nella descrizione del ponte, è stabilizzata mediante irrigidimenti longitudinali e trasversali con lo scopo di aumentare la porzione di sezione efficace. Vengono di seguito riportati i prospetti per eseguire la classificazione della sezione:

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{30\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

circolare 4.2.4.1.3.4 stabilita' dei pannelli

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio [verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento EN1993-2 ed § 4.6 dell'EN1993-1-5. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento EN1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti

C4.2.4.1.3.4.1 Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad [C4.2.43]$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{7312}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad [C4.2.44]$$

per pannelli irrigiditi, dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, η è uguale a 1,20, k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.46]$$

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tab. C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidezza dell'irrigiditone sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.47]$$

e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right] \quad [C4.2.48]$$

in cui b_f è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di $15\epsilon t_f$ da ciascun lato dell'irrigiditore, t_f lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e $M_{f,red}$ è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci, A_{fi} e A_{fs} rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforzo normale di progetto N_{Ed} ,

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs}) \cdot f_{yf}} \right) \quad [C4.2.49]$$

Il coefficiente χ_w [Tab. C4.2.VII] dipende dalla rigidezza del montante d'appoggio: un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale $e > 0,1 h_w$, e tali che l'area di ciascuna coppia di

piatti sia almeno uguale a $4 h_w t^2/e$ può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.

Tab. C4.2.VII - Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il parametro λ_w è dato dalla formula

$$\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad [C4.2.50]$$

dove $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ è la tensione tangenziale critica e σ_E è la tensione critica euleriana, che per un piatto di altezza h_w e spessore t è data da

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2) \cdot h_w} = 190000 \left(\frac{t}{h_w} \right)^2 \text{ [MPa]}$$

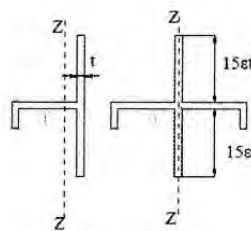


Fig. C4.2.12 - Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

In assenza di irrigiditori longitudinali, il parametro k_j , coefficiente per l'instabilità a taglio, è dato da

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{se } a/h_w < 1$$

[C4.2.51]

dove a è la lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} soddisfa le relazioni seguenti

$$\begin{aligned} I_{st} &\geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 && \text{se } a/h_w < \sqrt{2} \\ I_{st} &\geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 && \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \end{aligned} \quad [C4.2.52]$$

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.53]$$

essendo V_{Ed} è il taglio di calcolo a distanza $0,5h_w$ dal bordo del pannello più sollecitato.

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali:

se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w \geq 3$ il coefficiente k_τ è dato da

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} && \text{quando } \alpha = a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} && \text{quando } \alpha = a/h_w < 1 \end{aligned} \quad [C4.2.54]$$

in cui

$$k_{tl} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}; \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad [C4.2.55]$$

essendo I_{sl} la somma dei momenti d'inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a $15 \varepsilon t$ da ciascun lato dell'irrigiditore (Fig. C4.2.12);

se invece gli irrigiditori sono uno o due e $\alpha = a/h_w < 3$ il coefficiente k_τ è

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad [C4.2.56]$$

C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{c\text{ eff}} = \rho A_c$, dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se } \lambda_p > 0,673 \quad \text{[C4.2.57]}$$

dove $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo σ_1 la tensione di compressione massima in valore assoluto.

Nel caso di pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

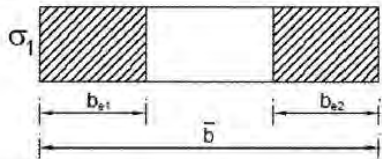
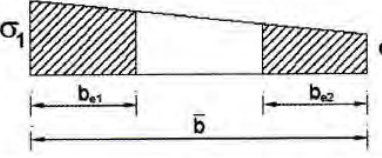
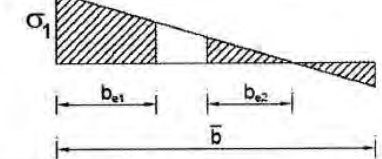
$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{se } \lambda_p > 0,748 \quad \text{[C4.2.58]}$$

Nelle espressioni [C4.2.57] e [C4.2.58], la snellezza relativa del pannello λ_p è

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad \text{[C4.2.59]}$$

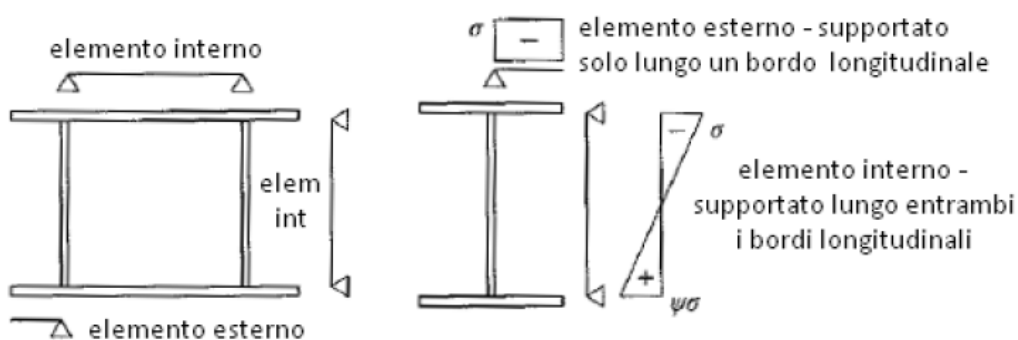
dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ , dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella Tab. C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella Tab. C4.2. IX per i pannelli con un solo bordo longitudinale irrigidito, e \bar{b} è la larghezza del pannello, \bar{b} è uguale a h_w per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza b della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a $b - 3t_f$ per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore t_f ed è uguale alla lunghezza c dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un sol lato.

Tab. C4.2.VIII - Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni				Larghezza efficace del pannello		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$		
				$b_{\text{eff}} = \rho \cdot \bar{b}$		
				$b_{e1} = 0,5 \cdot b_{\text{eff}}$	$b_{e2} = 0,5 \cdot b_{\text{eff}}$	
				$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$		
				$b_{\text{eff}} = \rho \cdot \bar{b}$		
				$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{\text{eff}}$	$b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$	
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$		
				$b_{\text{eff}} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$		
				$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{\text{eff}}$	$b_{e2} = 0,6 \cdot b_{\text{eff}}$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Tab. C4.2.IX - Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito

Distribuzione delle tensioni		Larghezza efficace del pannello			
		$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
Distribuzione delle tensioni		Larghezza efficace del pannello			
		$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$			
		$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_e = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				



La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 , per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

La sezione efficace del pannello è definita da area, A_{eff} , modulo resistente, W_{eff} , e momento di inerzia, J_{eff} , che tengono conto anche degli effetti da trascinamento da taglio. Poiché le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate, in genere, rispetto alle linee d'asse baricentriche dei profili, in fase di verifica il baricentro della sezione efficace potrebbe risultare non più coincidente con il baricentro della sezione lorda, determinando un'eccentricità addizionale e_N , che deve essere considerata nel calcolo, aggiungendo al momento flettente di calcolo M_{Ed} il momento flettente addizionale $N_{Ed} \cdot e_N$, prodotto dalla sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed} .

In tal modo la verifica nei riguardi della stabilità è condotta utilizzando la formula

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + (N_{Ed} \cdot e_N)}{\gamma_{M0} f_y W_{eff}} \leq 1,0 \quad [C4.2.60]$$

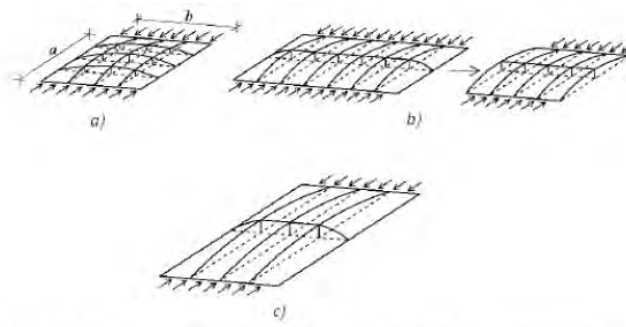
Nel caso in cui l'elemento sia soggetto a compressione e a flessione biassiale, l'equazione di verifica dei pannelli è

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} f_y W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad [C4.2.61]$$

dove $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti flettenti di calcolo rispetto agli assi y e z della sezione, mentre $e_{y,N}$ ed $e_{z,N}$ sono le eccentricità degli assi neutri e $W_{y,eff}$, $W_{z,eff}$ ed A_{eff} sono i moduli resistenti e l'area della sezione efficace.

In alternativa a quanto detto sopra e in via semplificata, l'area efficace A_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a compressione semplice e il modulo resistente efficace W_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a flessione pura.

Nel calcolo si deve tener conto anche degli effetti dovuti al trascinamento da taglio, considerando una larghezza collaborante determinata in accordo con il § C4.2.4.1.3.4.3.



a) Comportamento a piastra; b) comportamento a trave per piastra non irrigidita con basso valore di α ; c) comportamento a colonna per piastra irrigidita con $\alpha \geq 1,0$.

Vengono quindi trattate di seguito le due forme di instabilità per piastre irrigidite che è il caso particolare all'interno del quale ricade il nostro caso di studio.

C4.2.4.1.3.4.4 Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinarsi da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinarsi da taglio.

Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad [C4.2.66]$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$, vincolati a lastre adiacenti (Fig. C4.2.15).

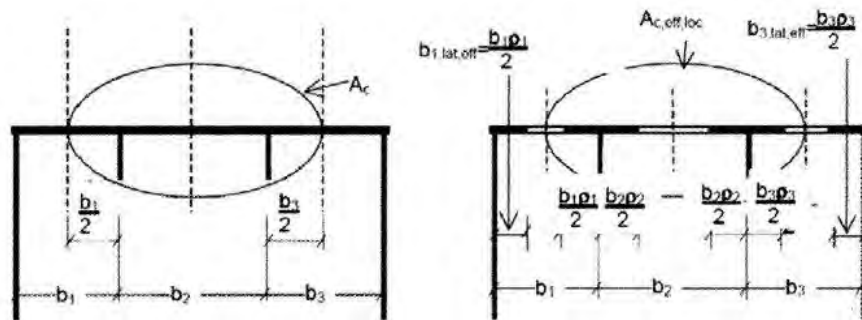


Fig. C4.2.15 - Lastra irrigidita uniformemente compressa

L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{lat,eff} t \quad [C4.2.67]$$

Nel caso di lastre irrigidite pressoinflesse si può far riferimento alla Fig. C4.2.16. In detta Fig. b_i e b_{i+1} rappresentano le larghezze di lamiera collaboranti con l'irrigiditore, che possono essere ricavate, sempre in riferimento alla Fig. C4.2.16, dalla Tab. C4.2.XI.

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come

$$\rho_c = \xi(\rho - \chi_c)(2 - \xi) + \chi_c \quad [C4.2.68]$$

dove ξ è il coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna, ρ il coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra e

$$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1 \quad [C4.2.69]$$

essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, rispettivamente.

C4.2.4.1.3.4.5 Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euleriana $\sigma_{cr,c}$ è data da

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad [C4.2.70]$$

se non irrigidito, e da

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,l}} \quad [C4.2.71]$$

se irrigidito, essendo b_c e $b_{sl,l}$, rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione (Fig. C4.2.16).

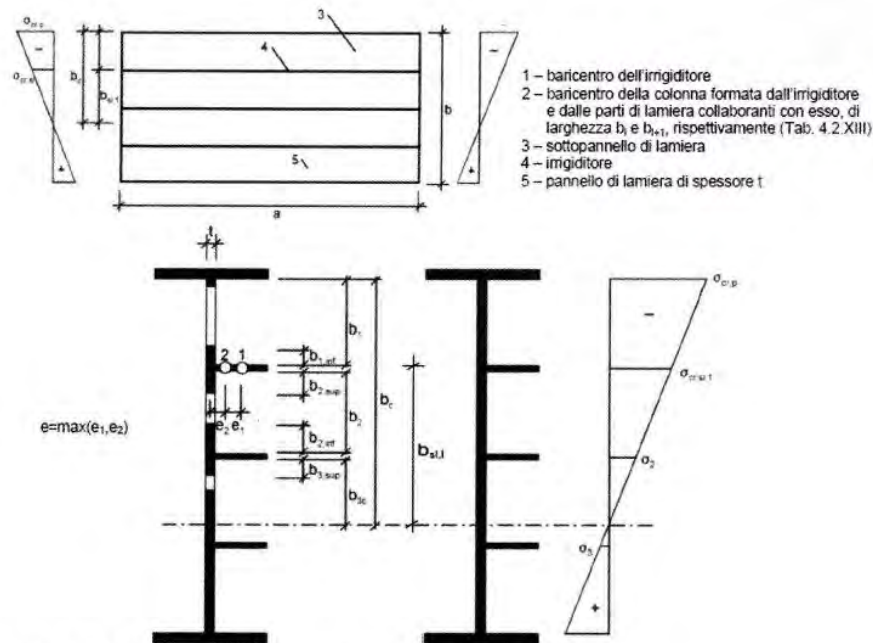
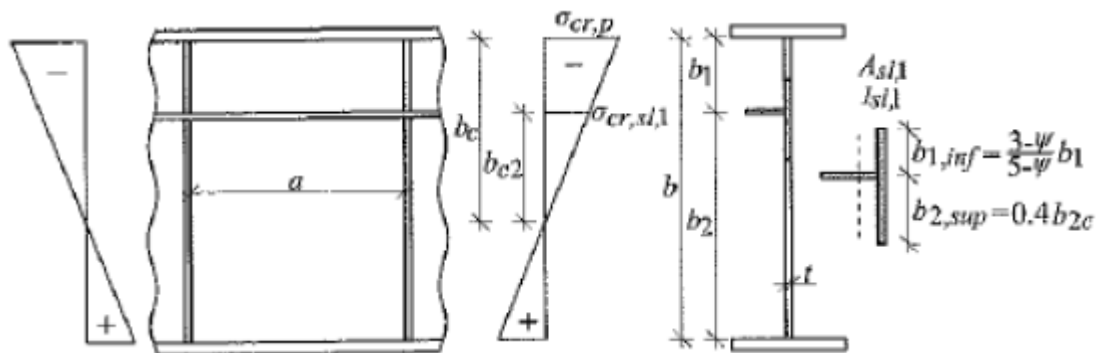


Fig. C4.2.16 - Lastra irrigidita pressoinflessa



Tab. C4.2.XI - Calcolo della larghezza di lamiera collaborante in riferimento alla Fig. C4.2.16

	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tab. C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Nella [C4.2.71] $\sigma_{cr,sl}$ rappresenta la tensione critica euluriana dell'irrigiditore maggiormente compresso

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl} a^2} \quad [C4.2.72]$$

essendo $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti, determinate come indicato in Fig. C4.2.1 B.

La snellezza relativa λ_c è definita da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad [C4.2.73]$$

Per i pannelli non irrigiditi e da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} f_y}{A_{sl,1}}} \quad [C4.2.74]$$

per i pannelli irrigiditi, essendo $A_{sl,1,eff}$ l'area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto applicando la formula [4.2.45] del § 4.2.4.1.3.1 delle NTC e considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α .

Per pannelli irrigiditi si può assumere

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i} \quad [C4.2.75]$$

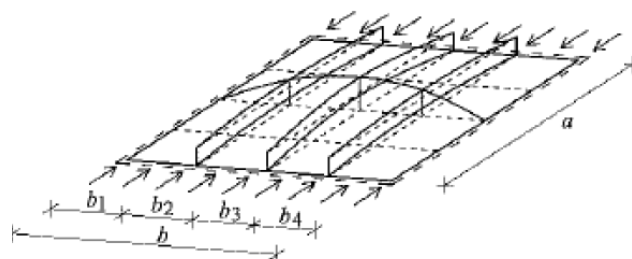
dove $\alpha=0,34$ [curva b della Tab. 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione chiusa e $\alpha=0,49$ (curva c della Tab. 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione aperta. Nella [C4.2.75] $e=\max[e_1,e_2]$, dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore (Fig. C4.2.16), e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,l}}{A_{sl,l}}} \quad [C4.2.76]$$

Per pannelli non irrigiditi si può porre $\alpha_e=\alpha=0,21$ (curva a della Tab. 4.2.VI delle NTC).

C4.2.4.1.3.4.6 Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.



Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$, è data da

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [C4.2.77]$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita (Fig. C4.2.16) e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad [C4.2.78.a]$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma} \quad [C4.2.78.b]$$

$$\alpha_1 = \frac{a}{b} \geq 0,5$$

ψ è il rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ è il rapporto tra il momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita, I_{sl} , e il momento d'inerzia della lamiera:

$$\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{b \cdot t^3} \quad [C4.2.79]$$

δ è il rapporto tra l'area complessiva lorda degli irrigiditori $\sum A_{sl}$ e l'area lorda della lamiera

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{b \cdot t} \quad [C4.2.80]$$

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Piastra con un solo irrigiditore longitudinale

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica eleuriana può essere calcolata come

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c \quad \text{[C4.2.81.a]}$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c \quad \text{[C4.2.81.b]}$$

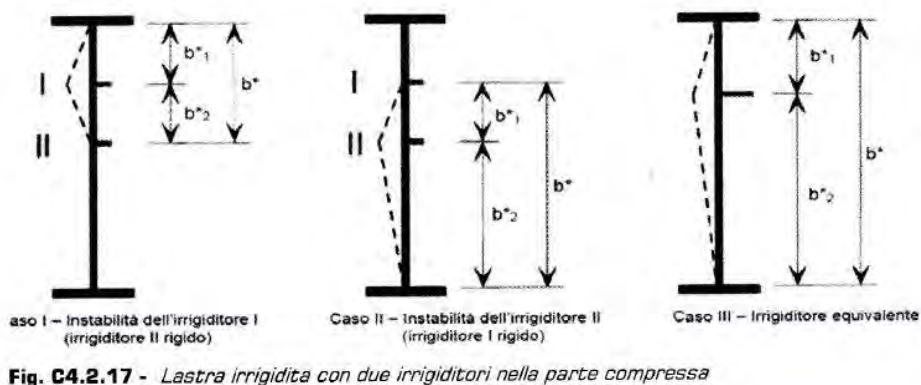
dove $A_{sl,1}$ è l'area lorda dell'irrigiditore, ottenuta come indicato in Fig. C4.2.16 e in Tab. C4.2.XI, U_n è il momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore, b_1 e b_2 sono le distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$, e a_c è uguale a

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} \quad \text{[C4.2.82]}$$

Piastra con due irrigiditori longitudinali

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in Fig. C4.2.17.

Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sleq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$ disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.



Mediante le formule (C4.2.81), ponendo $b_1=b^*_1$, $b_2=b^*_2$, $b=b^*$, si calcolano le tensioni critiche euleriane $\sigma_{cr,pI}$, $\sigma_{cr,pII}$, $\sigma_{cr,pIII}$, relative ai tre casi indicati in Fig. C.4.2.17.

La tensione critica del pannello $\sigma_{cr,p}$ è quella minima tra le tre sopra determinate

9.3 VERIFICA DEI CONTROVENTI

La verifica dei controventi che sono elementi che lavorano assialmente è una semplice verifica a stabilità della sezione come prescrive la normativa .

Vediamo un esempio di calcolo per i controventi impiegati nella struttura del ponte

profili ad L accoppiati

CONTROVENTI TRASVERSALI ORIZZONTALI

tipo	n°	l	l	s	h/t	15*ε	classe
		mm	mm	mm			
1	2	100	100	10	10	12,20425	cl. 3
2	2	150	150	15	10	12,20425	cl. 3

Ncr	λ	α	Φ	χ	Nb,Rd		max stress
		curva b			N	kN	
829067	1,27559	0,34	1,496415	0,438827	538161,5	538,1615	141,6214
4325300	0,768727	0,34	0,892154	0,743538	1727712	1727,712	239,9599

CONTROVETI TRASVERSALI INCLINATI

tipo	n°	l	l	s	h/t	15*ε	classe
		mm	mm	mm			
1	2	100	100	10	10	12,20425	cl. 3
2	2	150	150	15	10	12,20425	cl. 3

Ncr	λ	α	φ	χ	Nb,Rd		max stress
		curva b			N	kN	MPa
387171,2	1,866614	0,34	2,525448	0,236601	290159,4	290,1594	76,35773
2019899	1,124904	0,34	1,289939	0,520499	1209451	1209,451	167,9793

Ora vediamo una esempio di calcolo per gli elementi dell'avambecco, che essendo una struttura calcolata appositamente, deve essere più leggera possibile, quindi si è cercato di ottimizzarla il più possibile.

partiamo dal corrente superiore che come si può notare viene sempre più piccolo man mano che ci si avvicina all'estremità dell'avambecco

SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}	N _{sd}		verificato
	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm		N	kN	kN	
1	180	180	15	20700	1,17E+08	1,17E+08	3000	0,843	5899796	5899,796	5279	si
2	180	180	15	20700	1,17E+08	1,17E+08	3000	0,843	5899796	5899,796	5279	si
3	150	150	15	17100	68107500	68107500	3000	0,7854	4540734	4540,734	3807	si
4	150	150	15	17100	68107500	68107500	3000	0,7854	4540734	4540,734	3194	si
5	130	130	15	14700	44457500	44457500	3000	0,7247	3601759	3601,759	2499	si
6	120	120	10	9200	23186667	23186667	3000	0,6747	2098638	2098,638	2015	si
7	120	120	10	9200	23186667	23186667	3000	0,6747	2098638	2098,638	1744	si
8	100	100	10	7600	13453333	13453333	3000	0,5998	1541200	1541,2	1425	si
9	100	100	10	7600	13453333	13453333	3000	0,5998	1541200	1541,2	1097	si
10	80	80	10	6000	6920000	6920000	3000	0,4539	920768,6	920,7686	796	si
11	80	80	8	4864	5510485	5510485	3000	0,4539	746436,4	746,4364	499	si

ora si passa alla verifica dei puntoni che anche questi sono stati ottimizzati appositamente

SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}	N _{sd}		verificato
	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm		N	kN	kN	
1	140	140	15	15900	55442500	55442500	5000	0,4842	2602921	2602,921	2140	si
2	120	120	11	10076	25537439	25537439	4000	0,5399	1839249	1839,249	1646	si
3	80	80	10	6000	6920000	6920000	3000	0,459	931114,3	931,1143	765	si
4	80	80	8	4864	5510485	5510485	2000	0,6747	1109541	1109,541	21	si

aste inclinate, queste lavorano per lo più a trazione ma quando l'avambecco è sorretto dal ponte diventano dei puntoni e con questa sollecitazione si vanno a dimensionare

SEZIONE N°	l	l	t	A	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}	N _{sd}		verificato
	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm		N	kN	kN	
1	180	180	10	14000	77986667	77986667	5830	0,5399	2555527	2555,527	2543	si
2	120	120	10	9200	23186667	23186667	5830	0,3145	978244,8	978,2448	773	si
3	120	120	10	9200	23186667	23186667	5000	0,3888	1209353	1209,353	331	si
4	80	80	8	4864	5510485	5510485	4250	0,2709	445493,8	445,4938	158	si
5	80	80	8	4864	5510485	5510485	3600	0,3492	574257,7	574,2577	56	si

passiamo ora ai controventi, qui si è deciso di utilizzare un'unica sezione

SEZIONE N°	l	l	t	A	z _g	y _g	Jyy	Jzz	LO	χ	N _{bRd}		N _{sd}	verifica
	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm ⁴	mm ⁴	mm		N	kN	kN	
1	150	150	15	8550	43	150	14340641	34053750	5830	0,2422	700131	700,131	630	si

9.4 VERIFICA TRAVI LONGITUDINALI PONTE

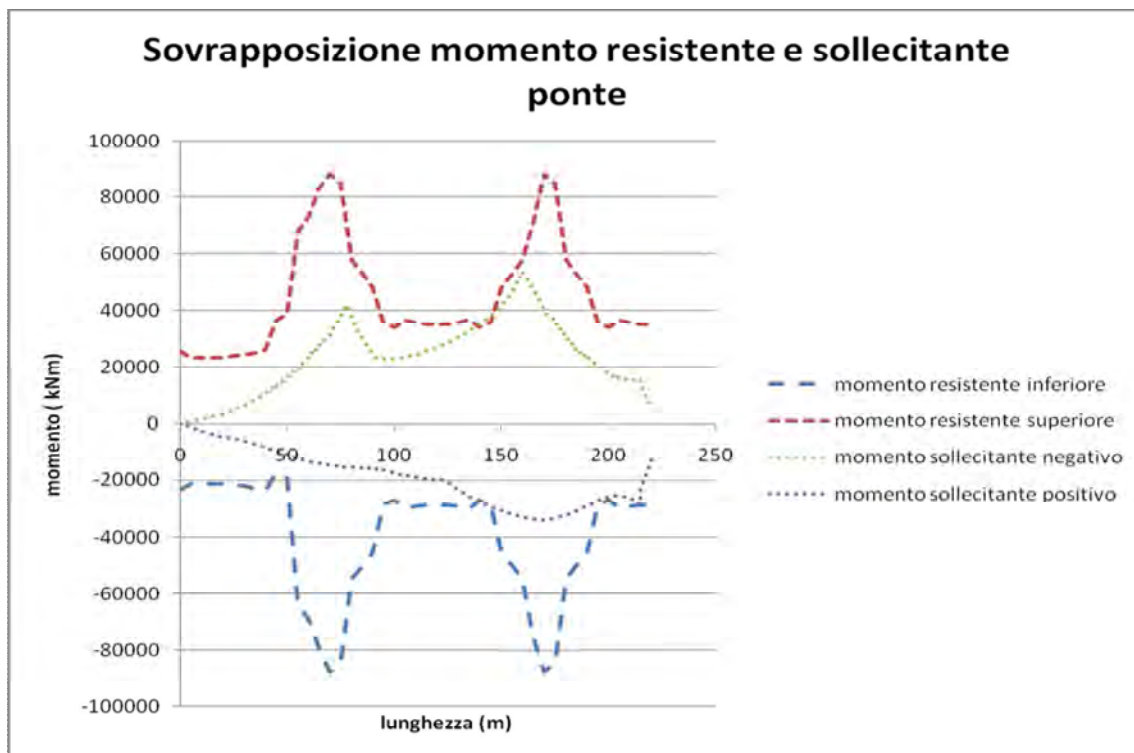
Ora si vuole valutare la capacità della struttura del ponte di sopportare le sollecitazioni allo SLU, è quindi stato creato un grafico di confronto che mostra come le sezioni resistenti del ponte siano in grado di resistere alle sollecitazioni derivati dal varo. Il grafico è stato ottenuto dalla sovrapposizione dei momenti sollecitanti dati dal programma di calcolo ottenuti tramite la sovrapposizione degli effetti che si hanno nelle singole fasi e dai momenti resistenti. Il momento resistente è stato calcolato prendendo in considerazione tutta la sezione resistente della trave sapendo che essa dovrà essere controllata l'instabilità di piastra e colonna e la loro interazione come prescrive la normativa, in quanto la maggior parte delle sezioni delle travi da ponte risultano cadere in classe 3 e 4, quindi vanno calcolate tenendo conto dell'instabilità locale, globale e della loro interazione.

Le travi del ponte in esame sono irrigidite nell'anima sia longitudinalmente che trasversalmente, quindi si deve valutare il contributo degli irrigiditori.

Se noi "blindiamo" la nostra sezione di trave alla compressione, quindi andiamo ad evitare la formazione di fenomeni di instabilità locale e globale, possiamo sfruttare intarmante la sezione di acciaio.

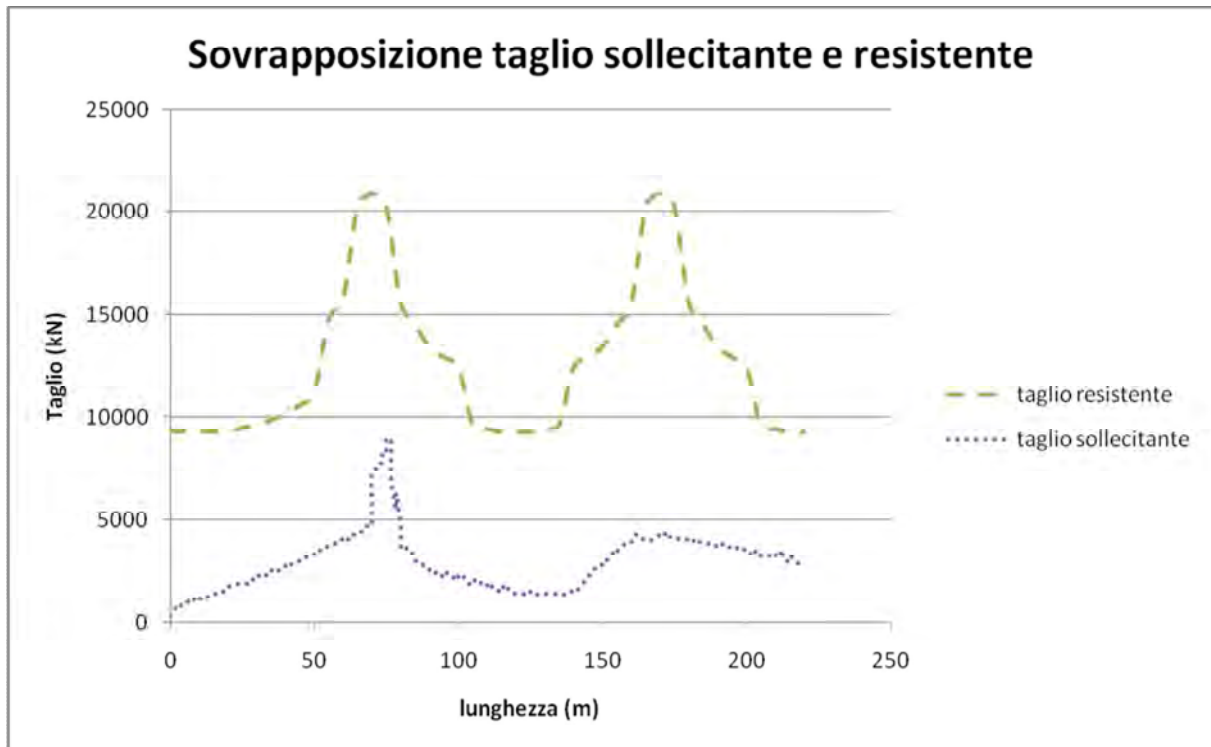
l'idea che sta alla base di questo grafico è quella di ricercare se le sezioni senza modifiche pesanti, quindi senza essere riprogettate possono sopportare le sollecitazioni del varo.

Per il varo è possibile, se è necessario, andare ad aggiungere degli irrigidimenti alle travi principali, che servono solo per il varo che poi potranno essere asportati o lasciati nel ponte .



Da questo primo grafico sembra che le sezioni delle travi da ponte non debbano subire un intervento di riprogettazione .

E' stata inoltre condotta una verifica al taglio, per capire se anche con le sollecitazioni taglianti la sezione avrebbe resistito, e dal grafico emenge che anche con le sollecitazioni taglianti, a meno di effetti locali il ponte è in grado di resistere.



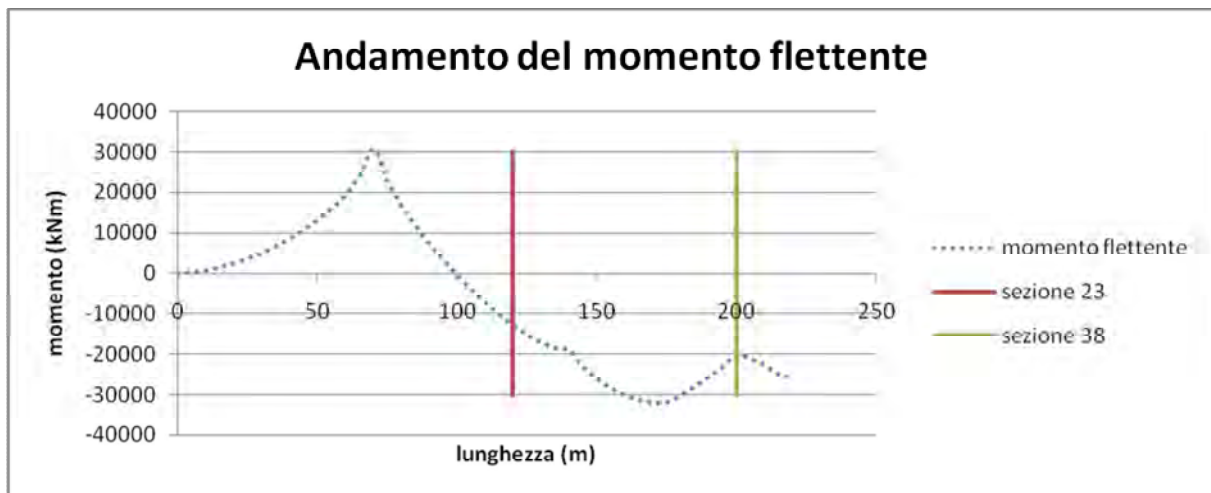
Da questa sovrapposizione è possibile dire che le sezioni resistenti del ponte sono idonee al tipo di varo che si vuole affrontare.

A questo punto bisogna sfruttare tutta la sezione della trave quindi si vanno a calcolare in una posizione i contributi degli irrigidimenti e si vede se essi sono bastevoli oppure se ne vanno aggiunti.

Per questo esempio di calcolo si prende in considerazione la spinta 110
 caratteristiche geometriche delle sezioni del ponte

TAVE	Htot		anima		piattabanda sup.		piattabanda inf.		rinforzo inf		ribs 1				ribs 2			
	mm	mm	hw	sp	l.sup	sp. Sup	l. inf	sp. Inf	l. inf	sp. Inf	h ribs	t ribs	b1	b2	h ribs	t ribs	b1	b2
S1	3000	2980	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	1980						
1	3000	2980	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	1980						
2	3000	2980	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	1980						
3	3000	2980	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	1980						
4	3000	2980	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	1980						
5	3056	3036	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	2036						
6	3090	3070	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	2070		150	25	1500	1570	
7	3177	3157	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	2157		150	25	1500	1657	
8	3269	3249	16	650	20	900	20	900	150	25	1000	2249		150	25	1500	1749	
9	3415	3380	16	65	30	900	40	900						150	25	1500	1880	
10	3615	3580	16	65	30	900	40	900						150	25	1500	2080	
11	3822	3782	20	900	40	1100	40	1100	680	25	3000	1048		150	25	1500	2282	
12	4088	4048	20	900	40	1100	40	1100	680	25	3000	1315		150	25	1500		
13	4355	4315	24	900	40	1100	40	1100	680	25	3000	1460		150	25	1500		
P1	4500	4460	24	1000	40	1100	40	1100	900	25	3000	1316		150	25	1500		
14	4356	4316	24	1000	40	1100	40	1100	850	20	3000	978		150	25	1500		
15	4008	3978	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	1208		150	25	1000		
16	3738	3708	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	937		150	25	1000		
17	3467	3437	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	802		150	25	1000		
18	3327	3302	20	650	30	900	30	900				677		150	25	1000		
19	3202	3177	20	650	30	900	30	900				577,5		150	25	1000		
20	3110	3077,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
21	3052	3019,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
22	3000	2967,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
23	3000	2967,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
24	3000	2967,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
25	3052	3019,5	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
26	3110	3085	16	650	30	900	35	900						150	25	1000		
27	3202	3177	20	650	30	900	30	900						150	25	1000		
28	3327	3297	20	650	30	900	30	900						150	25	1000		
29	3467	3437	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	937		150	25	1000		
30	3738	3708	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	1208		150	25	1000		
31	4008	3973	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	1473		150	25	1000		
32	4356	4316	24	900	40	1100	30	1100	850	30	3000	1316		150	25	1000		
33	4500	4460	24	1000	40	1100	40	1100	900	25	3000	1460		150	25	1000		
34	4356	4316	24	1000	40	1100	40	1100	850	30	3000	1316		150	25	1000		
35	4008	3978	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	978		150	25	1000		
36	3467	3437	20	900	30	1100	30	1100	850	20	2500	1208		150	25	1000		
37	3327	3302	20	650	40	900	30	900	850	20	2500	937		150	25	1000		
38	3202	3177	20	650	40	900	30	900	850	20	2500	802		150	25	1000		
39	3110	3077,5	16	650	50	900	35	900				677		150	25	1000		
40	3052	3019,5	16	650	50	900	35	900				577,5		150	25	1000		
41	3000	2967,5	16	650	50	900	35	900						150	25	1000		
42	3000	2967,5	16	650	50	900	35	900						150	25	1000		

si sceglie di verificare la sezione 23 e la sezione 38 che sul grafico delle sollecitazioni si trovano in due sezioni particolari.



verifica
sezione 23

anima		piattabanda sup.		piattabanda inf.		rinforzo inf		ribs 1				
Htot	hw	sp	l. sup	sp. Sup	l. inf	sp. Inf	l. inf	sp. Inf	h ribs	t ribs	b1	b2
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
3000	2967,5	16	650	30	900	35			150	25	1000	2000

sollecitazioni		
M	T	N
kNm	kN	kN
12799,67	498,24	195,8

Geometria sezione					
A	yg	h1	h2	h3	Jx
mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ⁴
98480	1329	1518,75	2985	17,5	1,44213E+11

tensioni ai lembi del pannello

sup	inf	rib
σ_1	σ_2	σ_3
MPa	MPa	MPa
-150,308	115,9574	-61,5527

si svolge la prima verifica con la CNR 10011, dalla quale si vede che la sezione risulta verificata.

PANNELLO 1	CNR 10011
------------	-----------

H	σ_1	σ_2	ψ	a	α	$K\sigma$	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}
mm	MPa	MPa		mm			MPa	MPa
1000	150,3078	61,55271	0,409511	5000	5	5,56471542	47,67	265,269984

verificato

PANNELLO 2	CNR 10011
------------	-----------

H	σ_1	σ_2	ψ	a	α	$K\sigma$	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}
mm	MPa	MPa		mm			MPa	MPa
2000	61,55271	-115,957	-1,88387	5000	2,5	23,9	11,92	284,888

verificato

Si svolge la verifica anche con la NTC 2008

1° ITERAZIONE

PANNELLO 1 NTC 2008									
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1000	150,3078	61,55271	0,409511	5,61832	1,146	0,730	729,7	317,9	411,8
PANNELLO 2 NTC 2008									
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
2000	61,55271	-115,957	-1,88387	49,73397	0,771	1,19443718	828,4	331,3	497,0
ALA SUP NTC 2008									
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
325	150,3078	150,3078	1	0,43	0,718	1	325,0		
ALA INF NTC 2008									
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
450	115,9574	115,9574	1	0,43	0,852	0,91446893	411,5		

NUOVA GEOMETRIA

A1	A2	A3	A4	Aceff	h1	h2	h3	h4	yg eff	eN	Jeff
mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ⁴
19500	5086,652	38588,46	28805,77	91980,88	2985	2811,042	1240,9	17,5	1314,343	-15	1,33227E+11

2° ITERAZIONE

PANNELLO 1 NTC 2008									
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	λ_p	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1000	164,0771	68,00276	0,414456	5,599348	1,148	0,728	728,5	317,7	410,8
PANNELLO 2 NTC 2008									
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	λ_p	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
2000	68,00276	-124,146	-1,8256	47,74443	0,786	1,167167	826,1	330,5	495,7
ALA SUP NTC 2008									
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	λ_p	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
325	164,0771	164,0771	1	0,43	0,718	1	325,0		
ALA INF NTC 2008									
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	λ_p	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
450	-124,146	-124,146	1	0,43	0,852	0,914469	411,5		

INSTABILITA' DI COLONNA

$\sigma_{CR,P}$	$\sigma_{CR,SL,1}$	ψ_1	ψ_2	$b_{1,inf}$	$b_{2,sup}$	A_{SL}	x_g	J_{SL}	a	$\sigma_{CR,SL}$	bc	$bsl,1$	$\sigma_{CR,C}$
MPa	MPa			mm	mm	mm ²	mm	mm ⁴	mm	MPa	mm	mm	MPa
150,30779	61,55271	0,410	0	564,3166	274,26	17567,27	25,71761	27645164	5000	130,465	1685,66	685,66	320,7422

$b_{1,inf,eff}$	$b_{2,sup,eff}$	$A_{SL,ef}$	λ_c	α	i	e	α_e	ϕ	χ_c
mm	mm	mm ²			mm	mm			
179,3036	410,8	21286	1,15806	0,49	39,66956	49,28239	0,601809031	1,458836	0,426253

INSTABILITA' DI PIASTRA

a	a_c	b_1	b_2	$\sigma_{CR,sl}$	$\sigma_{CR,P}$	$A_{c,eff,loc}$	$\beta_{a,c}$	λ_p	ρ	ρ_p
mm		mm	mm	MPa	MPa	mm ²				
5000	7499,588	1000	2000	156,020	383,5678	26382	0,509797	0,686897	1,058382	1

da queste due si calcola l'interazione tra i due tipi di instabilità e si va a svolgere la verifica

interazione tra instab piastara e colonna :		verifica :	
ξ	ρ_c	lembo sup	lembo inf
0,20	0,63	0,49	0,37
		verificato	verificato

inoltre viene svolta la verifica anche nella sezione n° 38 dove ci sono due ribs di irrigidimento, dove si ha momento positivo.

verifica	
sezione	38

anima			piattabanda sup.		piattabanda inf.		rinforzo inf		ribs 1				ribs 2			
Htot	hw	sp	l. sup	sp. Sup	l. inf	sp. Inf	l. inf	sp. Inf	h ribs	t ribs	b1	b2	h ribs	t ribs	b1	b2
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
3202	3177	20	650	40	900	30			150	25	2500	677	150	25	1000	2177

sollecitazioni		
M	T	N
kNm	kN	kN
20127,01	-63,99	375,5

Geometria sezione					
A	yg	h1	h2	h3	Jx
mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ⁴
116540	1596	1618,5	3182	15	1,86E+11

sup	inf	rib1	rib2
σ1	σ2	σ3	σ4
MPa	MPa	MPa	MPa
-176,6814	169,1178	-65,9868	123,9199

l'anima della trave viene divisa in 3 pannelli, dove ai bordi ci sono gli irrigimenti e si procede con la CNR 10011

PANNELLO 1	CNR 10011
------------	-----------

H	σ1	σ2	ψ	a	α	Kσ	σ cr,0	σ cr
mm	MPa	MPa		mm			MPa	MPa
1000	176,6814	65,9868	0,373479	5000	5	5,70079377	47,67	271,756839

PANNELLO 2	CNR 10011
------------	-----------

H	σ1	σ2	ψ	a	α	Kσ	σ cr,0	σ cr
mm	MPa	MPa		mm			MPa	MPa
677	65,9868	-123,92	-1,87795	5000	7,385524372	23,9	11,92	284,888

PANNELLO 3	CNR 10011
------------	-----------

H	σ1	σ2	ψ	a	α	Kσ	σ cr,0	σ cr
mm	MPa	MPa		mm			MPa	MPa
0	0	0	0	5000	#DIV/0!	23,9	11,92	284,888

quindi il pannello risulta verificato.

ora vediamo il calcolo con la NTC 2008

1° ITERAZIONE									
PANNELLO 1		NTC 2008							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1000	176,6814	65,9868	0,373479	5,760535	0,906	0,875	875,0	378,3	496,7
PANNELLO 2		NTC 2008							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1500	65,9868	-123,92	-1,87795	54,1134	0,443	1,000	521,2	208,5	312,7
PANNELLO 3		NTC 2008 teso ok							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
677	123,9199	169,1178	1,364734	0,795526	0,500	1,03975277	-1929,9	-772,0	-1158,0
ALA SUP		NTC 2008							
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
325	176,6814	176,6814	1	0,43	0,718	1	325,0		
ALA INF		NTC 2008							
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
450	169,1178	169,1178	1	0,43	0,852	0,91446893	411,5		

2° ITERAZIONE									
PANNELLO 1		NTC 2008							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1000	287,6864	117,0127	0,406737	5,629019	0,916	0,868	867,6	377,8	489,8
PANNELLO 2		NTC 2008							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
1500	117,0127	-245,482	-2,09791	57,39016	0,430	1	484,2	193,7	290,5
PANNELLO 3		NTC 2008							
H	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff	be1	be2
mm	MPa	MPa					mm	mm	mm
677	0	0	#DIV/0!	#DIV/0!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!	#VALORE!
ALA SUP		NTC 2008							
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
325	287,6864	287,6864	1	0,43	0,718	1	325,0		
ALA INF		NTC 2008							
C	σ_1	σ_2	ψ	$K\sigma$	$\lambda\rho$	ρ	beff		
mm	MPa	MPa					mm	mm	
450	-245,482	-245,482	1	0,43	0,852	0,914469	411,5		

il pannello 3 risulta teso quindi viene escluso da calcolo.

si procede come prima con il calcolo dell'instabilità di piastra e colonna e la loro interazione, e si svolge la verifica.

verifica :	
lembo sup	lembo inf
0,85	0,73
verificato	verificato

Quindi le sezioni considerate per il calcolo vengono verificate come si presentano da progetto.

RINGRAZIAMENTI

Vorrei ringraziare il prof. Lazzari Massimiliano che mi ha indicato la via .

Un doveroso ringraziamento va ai miei genitori che mi hanno sostenuto negli studi, economicamente e moralmente.

A Lisa, che ha tirato fuori sempre il meglio di me anche nei momenti in cui il buio la faceva da padrone, che se non fosse stato per lei questa tesi non sarebbe mai stata impaginata.

A Nicola che, fraternamente, ha condiviso con me le gioie e i momenti difficili in appartamento.

Al mio Angelo che dall'alto mi segue e mi incoraggia a diventare, si spera, un costruttore di ponti.

Alla Nonna Teresa, che ha consumato il rosario per me, che per la discussione non potrà essere presente ma sono sicuro mi sarà vicina comunque.

A Aldo perchè dalla semplicità delle sue parole “non farti disturbare dal vento e dalla pioggia quando la situazione diventa difficile impegnati ancora di più...” ho imparato a non arrendermi di fronte alle difficoltà.

Grazie ad Emanuele e Giorgio, due anime nobili che mi hanno confortato quando tutto sembrava andare per il verso sbagliato.

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

Marco Rosignoli, BRIDGE LAUCHING, Thomas Telford

Giulio Ballio, Claudio Bernuzzi, PROGETTARE COSTRUZIONI IN ACCIAIO, Hoepli

Alberto Carpinteri, SCIENZA DELLE COSTRUZIONI volume 1, Pitagora editrice Bologna

Alberto Carpinteri, SCIENZA DELLE COSTRUZIONI volume 2, Pitagora editrice Bologna

Mario Paolo Petrangeli, PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DI PONTI, Casa editrice Ambrosiana

SITOGRAFIA

www.studioromaro.it

www.maegcostruzionispa.it

www.guerinielio.com

www.enerpac.com

www.matildi.com

www.sistal.it

www.spicinternazionale.com

www.cimolai.com

www.cordioli.com

www.tosoni.com