

# PROVINCIA DI BOLOGNA

*Settore Lavori Pubblici*

STRADA

***S.P. 569 "DI VIGNOLA"***

LAVORO

***COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA  
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI  
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO***

ELABORATO

**RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE  
OPERE D'ARTE PRINCIPALI  
VARIANTE S.P. N°569 DI "VIGNOLA"  
SOTTOPASSI VIA PAPA GIOVANNI XXIII prog. km 1+866  
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI**

PROGETTAZIONE GENERALE

*Geom. Emanuele Tracchi*

*Dott. Ing. Chiara Ferrari*

*P.i.e. Stefano Romagnoli*

*Geom. Federico Vannucchi*

PROGETTISTA

*Dott. Ing. Marco Ferrarini*

**Servizio  
Progettazione  
e Costruzioni  
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

N.

**B.2.1.5**

SCALA

-

RIFERIMENTO :

**PROGETTO ESECUTIVO**

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



**IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO  
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

*Dott. Ing. Pietro Luminasi*

1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

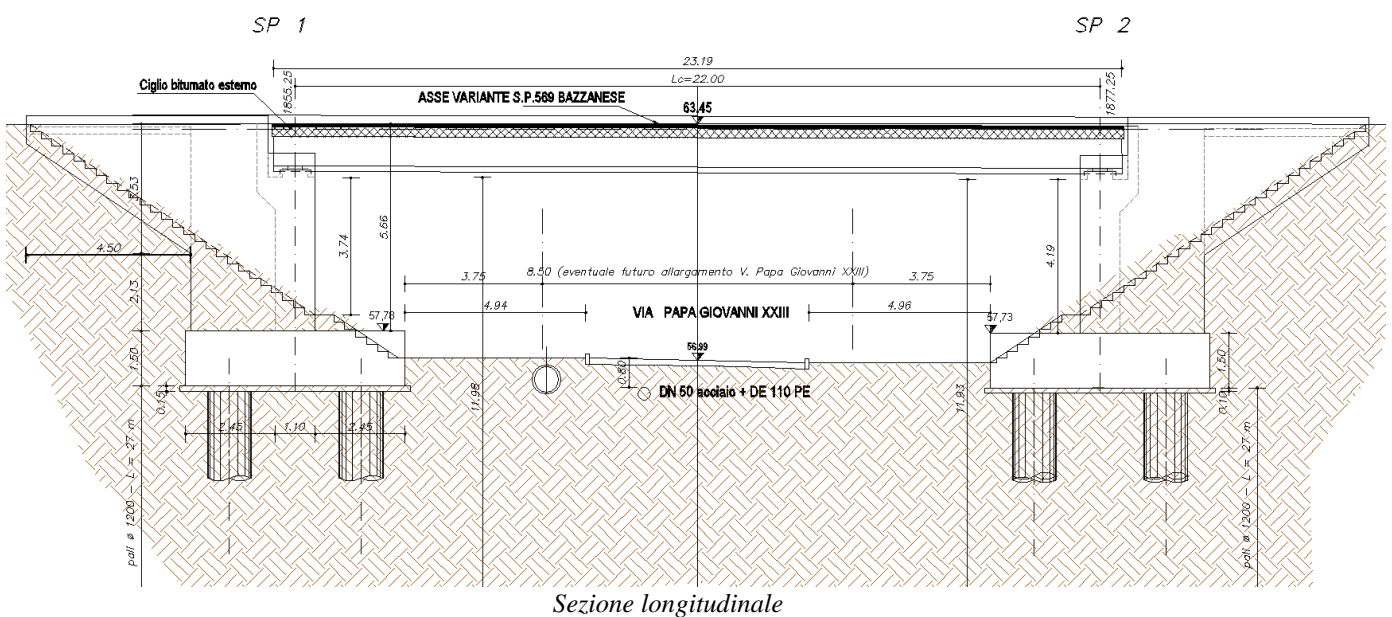
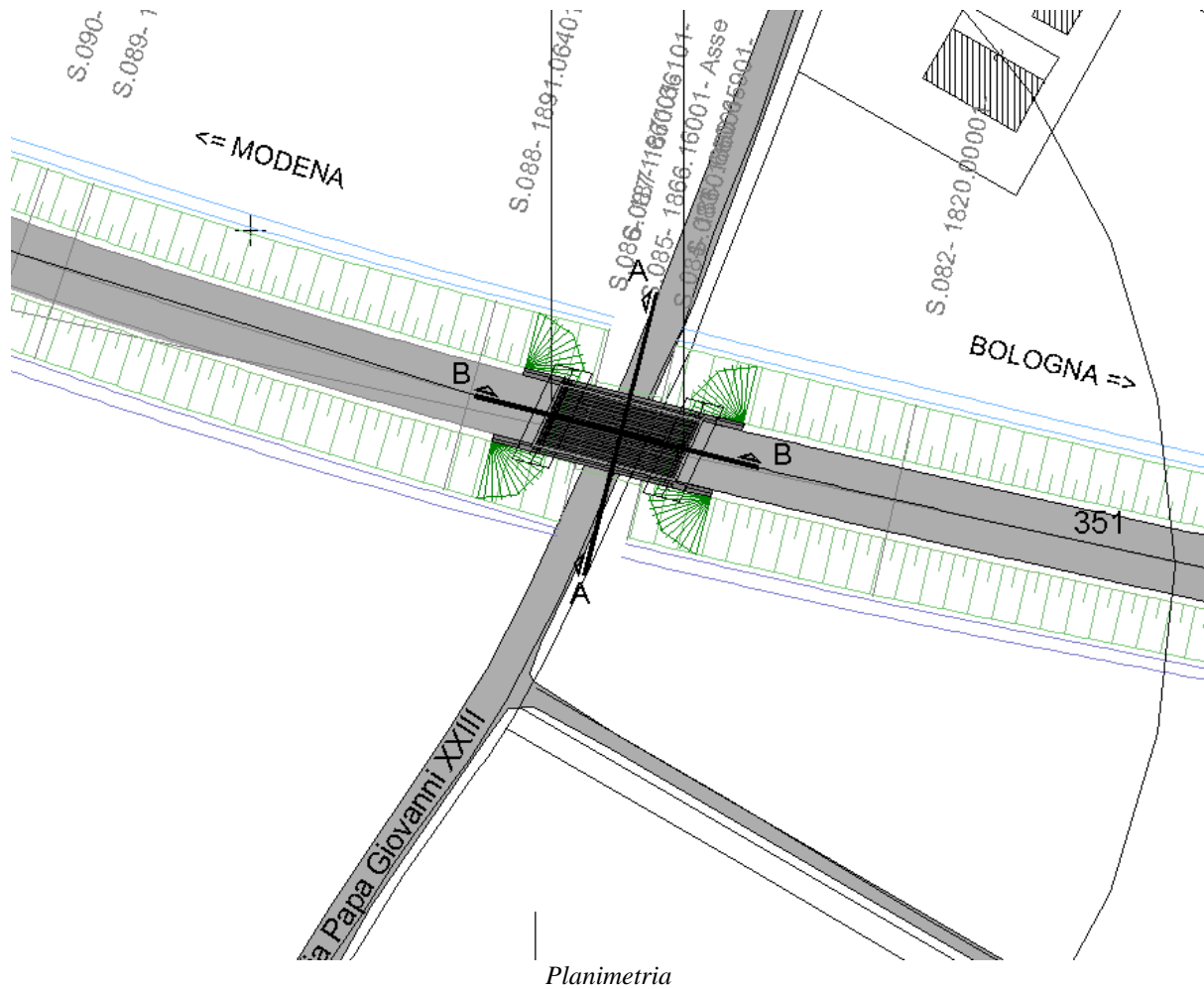
**QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE  
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE  
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO**

## ***INDICE***

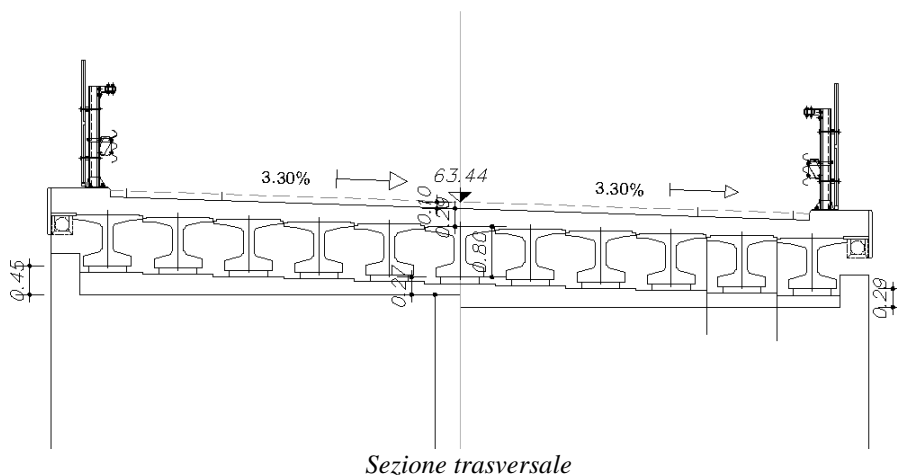
<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1.</b>	<b>Impalcato Luce di calcolo 22.00 m .....</b>	<b>14</b>
<b>1</b>	<b>DATI GENERALI .....</b>	<b>15</b>
<b>3.</b>	<b>VERIFICA TRAVE .....</b>	<b>18</b>
<b>3.1.</b>	<b>Trave Luce di calcolo 22.00 m.....</b>	<b>18</b>
<b>4.</b>	<b>VERIFICA SOLETTA.....</b>	<b>39</b>
<b>5.</b>	<b>VERIFICA TRAVERSO .....</b>	<b>45</b>
<b>6.</b>	<b>VERIFICA URTO BARRIERA .....</b>	<b>51</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto l'impalcato in c.a.p. del ponte “Via Papa Giovanni XXIII” a servizio della nuova S.P. 569, in provincia di Bologna.

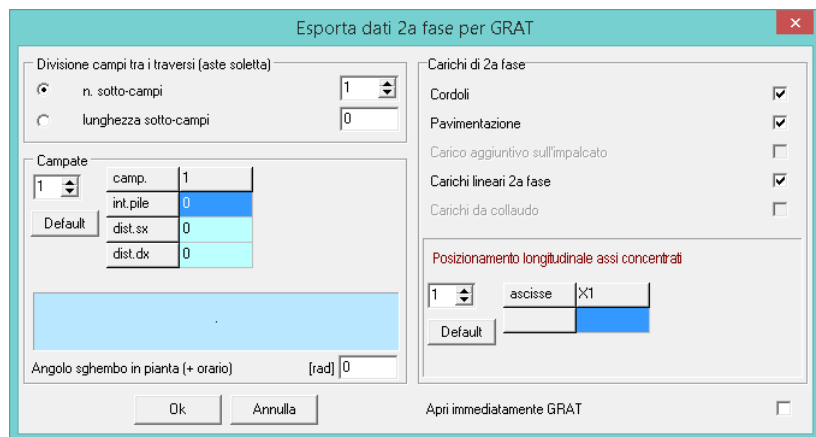


SP 1



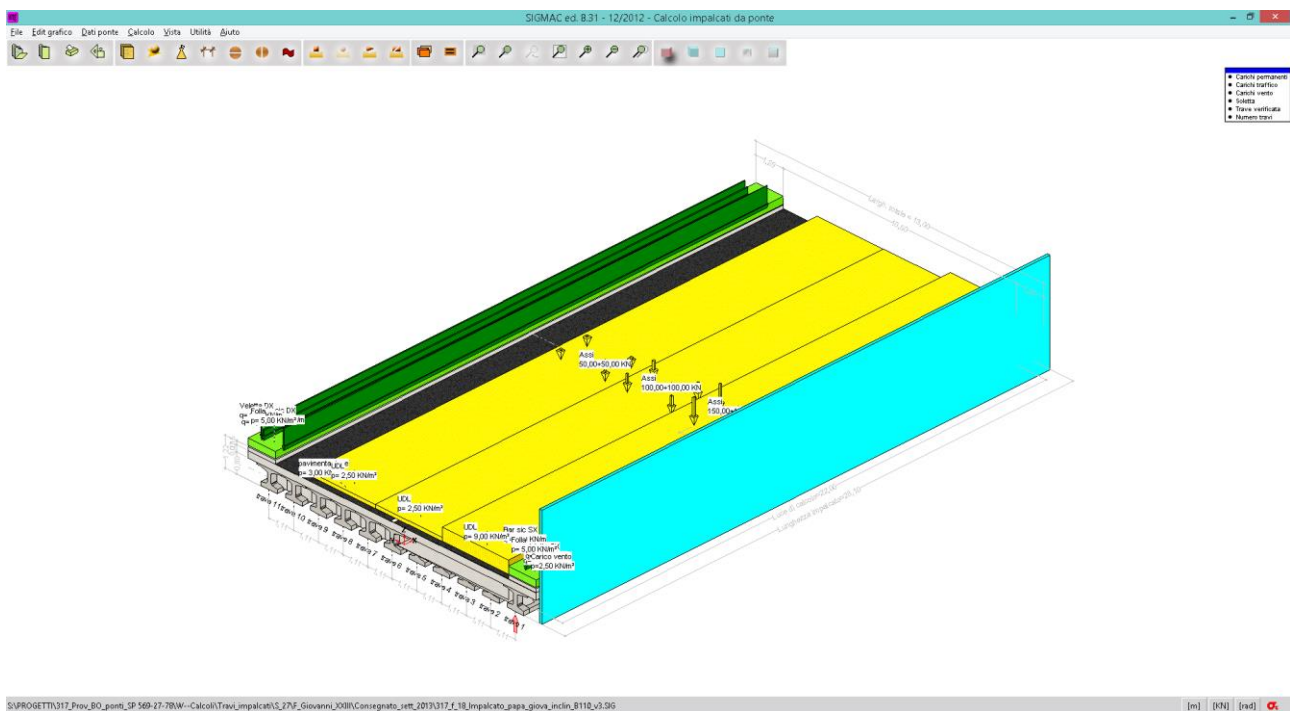
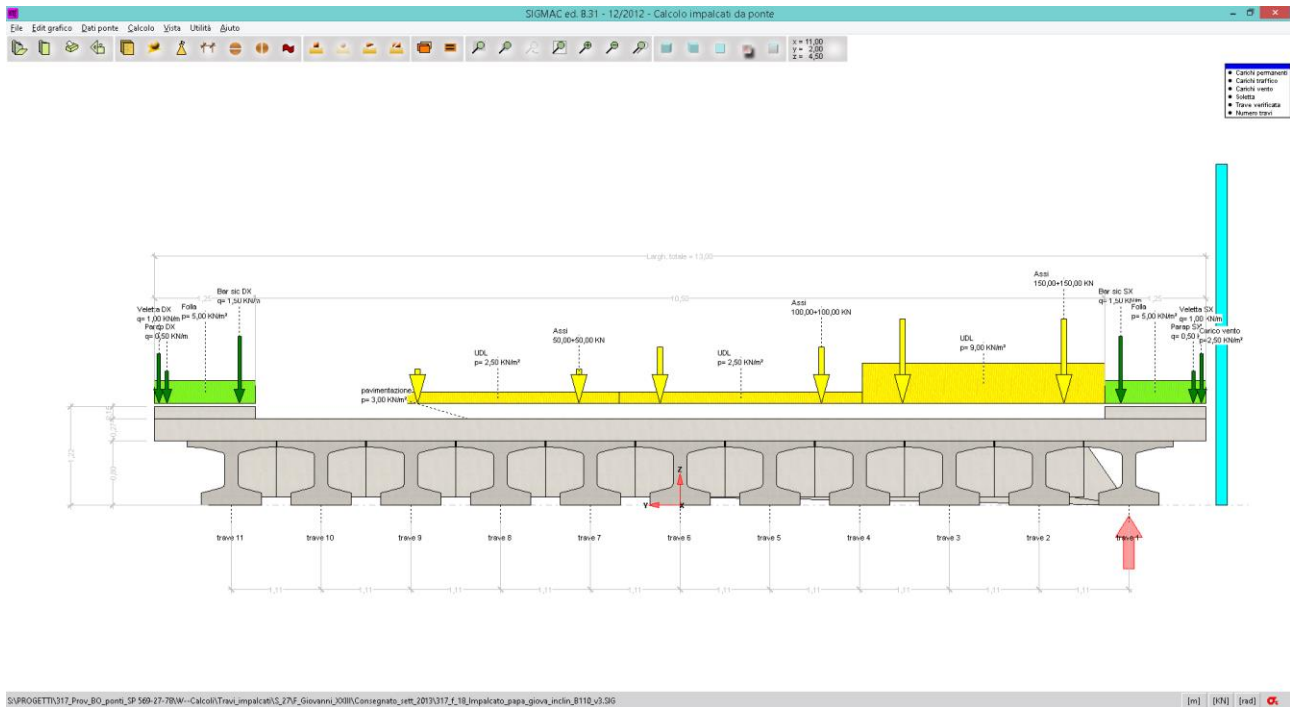
L'impalcato è in inclinazione di 0.1745 rad con travi accostate, costituito da n.11 travi in c.a.p. H 80 cm, interasse 1.11 m, Base 110 cm e luce di calcolo 22.00 m.

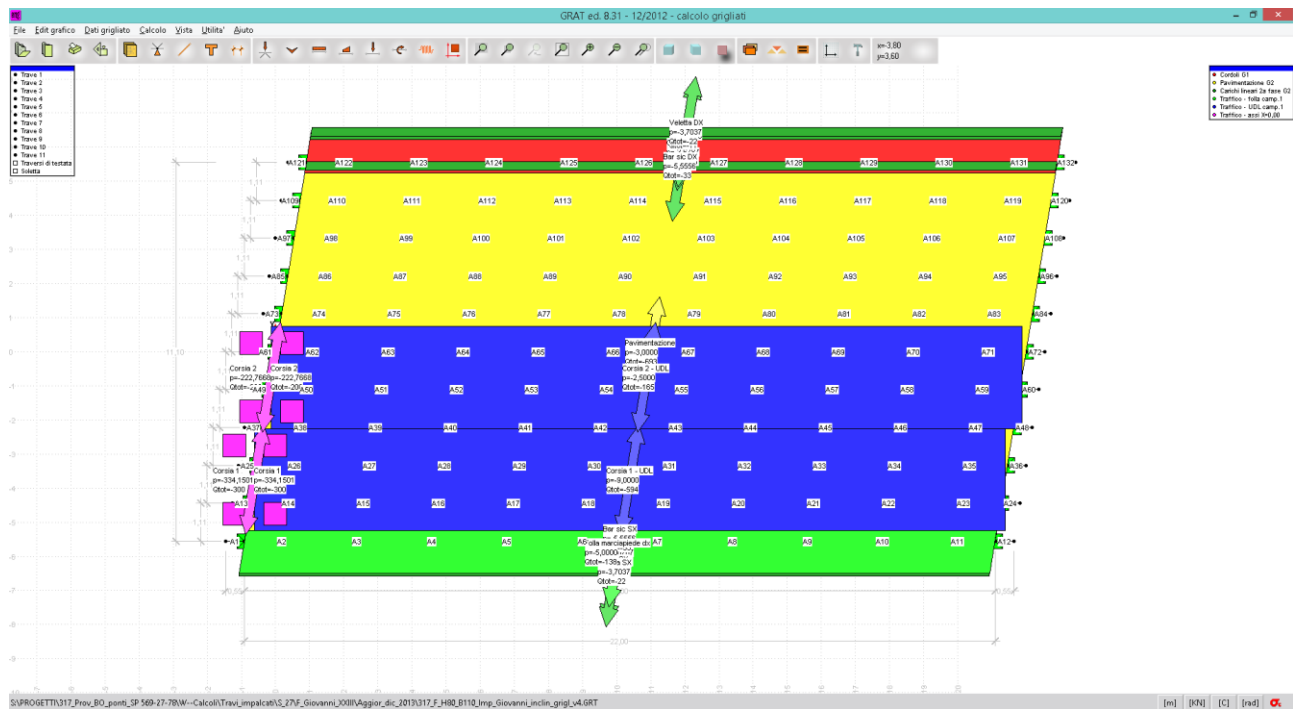
L'analisi del modello numerico dell'impalcato in oggetto è differente se è retta o inclinata la geometria in pianta; in particolare se è inclinata si inserisce la geometria nel pre-processore ENG 8.31 poi si esporta la geometria ed i carichi al modulo "Grigliati" per avere un modello 3D con elementi beam che modellano travi e soletta con le corrette rigidità e lunghezze per valutare completamente l'obliquità e la ripartizione dei carichi.



Finestra di esportazione "Grigliati"

Se l'impalcato è in retto il modulo iniziale conduce l'analisi secondo il metodo di ripartizione di Massonet e conduce direttamente alla verifica della trave in c.a.p. secondo le NTC'08. In particolare permuta le corsie di traffico in senso trasversale e longitudinale e calcola gli involucri per le verifiche finali. La trave in fase di verifica è indicata al di sotto dell'impalcato da una freccia rossa. Anche a valle del modulo "Grigliati" con gli involucri delle azioni ottenute si verifica la trave in c.a.p. secondo le NTC'08.





Pianta modello a Grigliato con obliquità

Si sono riportate sopra, le immagini derivanti dai vari moduli di analisi, e segue una breve spiegazione tratta dal manuale di ENG8.31-XPONTI e TCAP.

Software per impalcati XPONTI di ENG 8.31:



## 1 INTRODUZIONE

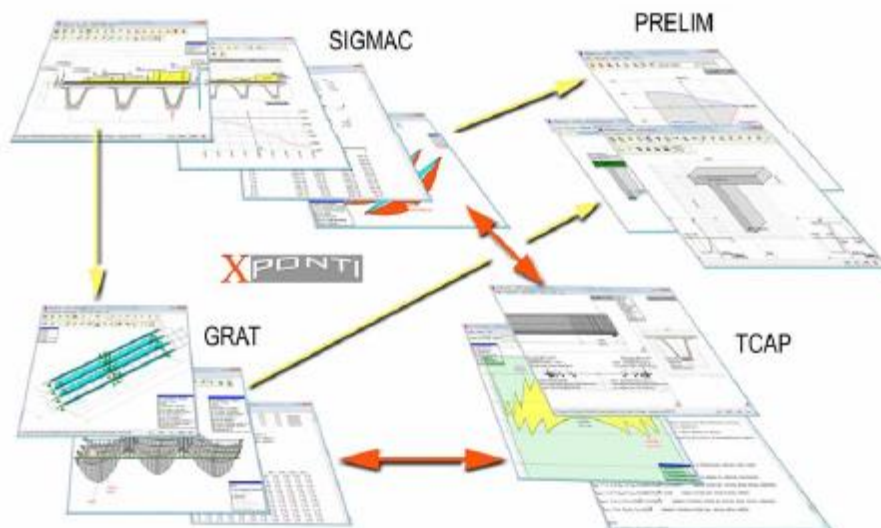
**I**l programma **XPONTI**, applicazione integrata nella suite **ENG8** per il calcolo strutturale, è dedicato specificatamente alla risoluzione di impalcati da ponte a travi e soletta collaborante.

Esso nasce da una lunga esperienza nel campo della progettazione e realizzazione di travi prefabbricate in c.a.p. e rappresenta uno strumento agile ed intuitivo capace di fornire una risposta completa ad un'ampia casistica di problematiche nell'impiego di tali manufatti.

Il programma è costituito da più moduli tra loro interfacciati riuscendo in tal modo a coniugare la facilità e velocità d'uso nei casi di strutture semplici alla completezza di tipologie risolvibili.

I moduli che compongono il pacchetto sono:

- **SIGMAC** soluzione di impalcati secondo il metodo di Massonnet
- **GRAT** soluzione di impalcati come grigliato, a geometria libera
- **TCAP** verifiche travi in c.a.p. realizzate in 2 fasi
- **PRELIM** verifiche di sezioni in c.a. e c.a.p.



Come illustrato dalla precedente figura **TCAP** costituisce il postprocessore in grado di verificare elementi in c.a. e in c.a.p. per sollecitazioni calcolate dai moduli **SIGMAC** e **GRAT**: qualsiasi modifica apportata in quest'ultimi aggiorna le verifiche condotte.

La valutazione del comportamento di una singola sezione, invece, può essere eseguita con il modulo **PRELIM**: i preprocessori che eseguono l'analisi forniscono i dati relativi alla geometria e alle sollecitazioni con le quali eseguire la verifica.

Il modulo **SIGMAC** esegue il calcolo di impalcati realizzati con travi prefabbricate in c.a.p., c.a., acciaio o altro materiale, e getto in opera di soletta collaborante, con eventuali traversi di collegamento in campata. Lo schema statico dell'impalcato utilizzato prevede travi semplicemente appoggiate alle estremità: nel caso di viadotti a più campate i singoli impalcati, quindi, risultano separati da un giunto. Il comportamento statico dell'impalcato, nei confronti delle azioni nei singoli elementi strutturali, risulta determinato dal rapporto fra le singole rigidezze elastiche.

Il programma posiziona automaticamente sulla carreggiata i carichi previsti dalla normativa adottata in modo da rendere massime in ogni sezione le sollecitazioni sulla trave che il progettista intende verificare. È previsto l'utilizzo della normativa italiana NTC2008 e dell'Eurocodice.

Il calcolo viene condotto con il metodo di Massonnet che permette di definire la ripartizione dei carichi sulle travi, specificatamente nei casi di impalcato con geometria regolare: vengono in questo modo determinate tutte le sollecitazioni flettenti, taglianti e torcenti sulle travi e le sollecitazioni flettenti sui traversi e sulla soletta, nonché le reazioni agli appoggi. L'implementazione di ulteriori semplici modelli consente di valutare gli effetti locali sulla soletta.

Il programma prevede accanto alla definizione dei carichi mobili anche quella di altri carichi, concentrati o distribuiti, agenti sull'impalcato (ad esempio pavimentazione, guard-rail, new jersey, cordoli, ecc.).

Viene fornito un ampio database, comunque espandibile, di carichi reali (autocarri a 3,4,5 assi) che possono essere posizionati in qualunque punto della struttura per simularne gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni nelle fasi di collaudo.

Effettuata l'analisi della struttura il modulo SIGMAC fornisce i risultati in forma numerica e mediante l'utilizzo di grafici chiari ed intuitivi: viene lasciata all'utente ampia possibilità di come generare e cosa selezionare dei dati di input e dei risultati per le stampe di servizio, che possono prevedere un report sintetico o una relazione di calcolo completa, modificabile e dall'aspetto altamente professionale.

I grafici possono essere stampati su qualsiasi dispositivo gestito da Windows® mediante funzione di anteprima oppure esportati ed inseriti assai facilmente nelle relazioni di calcolo utilizzando un normale word processor.

Il programma prevede una voce di menù che consente di generare una struttura a griglia di travi e scaricarla in un file leggibile dal programma GRAT: in questo modo è possibile eseguire l'analisi dell'impalcato utilizzando come metodo di calcolo uno schema a graticcio.

Il modulo GRAT è un processore di calcolo per strutture a griglia di travi che permette di rappresentare tutte le geometrie che si trovano nella pratica quotidiana. Sebbene venga presentato in questo contesto come solutore di strutture per XPONTI, esso è in grado di risolvere anche graticci di fondazione, solai, ecc.

Il suo utilizzo è consigliato nel caso di forti inclinazioni in pianta dell'asse delle travi con l'asse delle pile, oppure nel caso di campate con travi di luce diversa; diviene, inoltre, fondamentale per l'analisi di impalcato a trave continua, assai utili per progetti nei quali è prevista l'eliminazione dei giunti.

Si possono inserire particolari condizioni di vincolo agli appoggi, utilizzando molle verticali e rotazionali. Il programma consente di definire elementi "trave prefabbricata" raggruppando insieme di aste e facilitando, di conseguenza, la comunicazione con il postprocessore TCAP.

TCAP è un postprocessore, interfacciato con i moduli SIGMAC e GRAT: esegue le verifiche di un elemento in c.a.p. realizzato in due fasi, prefabbricato e getto in opera, tenendo conto della storia delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione. Il progetto prevede più travi prefabbricate precomprese a fili aderenti, anche inguainate in testata per ottimizzare lo stato di sollecitazione, e soggette a fasi transitorie di sollevamento e trasporto.

E' possibile inserire armature lente longitudinali in qualunque punto della sezione e descrivere le varie zone di staffatura per disporre un'adeguata armatura resistente a sollecitazioni di taglio e di torsione.

Se l'elaborazione è eseguita con GRAT, l'utente dovrà specificare in TCAP tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratta, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo. Al contrario se l'elaborazione viene fatta con SIGMAC tali dati saranno già presenti ed il calcolo avverrà automaticamente. I dati inputati in TCAP



vengono salvati in modo automatico con il salvataggio di quelli relativi al preprocessore: l'utente osserverà nella stessa posizione del problema elaborato con SIGMAC (file con estensione .sig) o con GRAT (file con estensione .grt) l'esistenza di un file con lo stesso nome assegnato ma con ulteriore estensione .tcp.

Il programma permette di inserire dei cavi di postensione in seconda fase, generando degli sforzi di precompressioni in opportune zone come ad esempio sulle pile nel caso di impalcati in continuità. Le sezioni oggetto di verifica vengono composte come nel modello reale accoppiando il prefabbricato, che può avere sezione variabile lungo la lunghezza ed è realizzato con calcestruzzi di resistenza elevata, al getto della soletta eseguito in opera, in genere non precompresso e di minore resistenza.

L'algoritmo memorizza lo stato tensionale nelle varie fasi di costruzione tenendo conto delle cadute di tensione nell'acciaio da precompressione per effetto del ritiro e della viscosità del calcestruzzo e del rilassamento dell'acciaio stesso.

Le verifiche delle sezioni vengono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, come indicato dalle normative previste dal programma; esse comprendono:

- verifica SLU per flessione della sezione in tutte le fasi
- verifica SLU per taglio verifica SLU per taglio e torsione
- verifica SLE tensioni dei materiali (calcestruzzo, acciai da precompressione, acciai lenti)
- verifica delle deformazioni
- verifica a fessurazione *[non disponibile]*
- verifiche locali (bursting, spalling, spreading) *[non disponibile]*

I risultati, oltre ad essere riprodotti con i classici tabulati personalizzabili da parte dell'utente con i più moderni e potenti editor testi, sono direttamente interpretabili a video tramite i diagrammi dello stato deformativo e tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio. Tali grafici, inoltre, possono essere stampati su qualsiasi dispositivo gestito da Windows® mediante funzione di anteprima oppure esportati ed inseriti agevolmente nelle relazioni di calcolo utilizzando un normale word processor.

**PRELIM** È un modulo di analisi e verifica di sezioni in c.a. e c.a.p. di forma generica (rettangolare, circolare, a T, a doppio T, a doppio T smussata, ad L, ad U, trapezia, circolare cava, generica anche pluriconnessa definita per punti dall'Utente e da sagomario). La definizione di tali sezioni avviene tramite le coordinate dei vertici della poligonale del perimetro della sezione stessa, appartenenti al piano XY di una terna di riferimento di assi cartesiani ortogonali XYZ: sono previsti una serie di controlli atti ad evitare errori di inserimento dei dati ed a facilitarne al massimo l'uso. Le sezioni di più frequente utilizzo nella pratica sono parametrizzate numericamente; in ogni caso è consentita l'importazione di sezioni personalizzate direttamente da DXF.

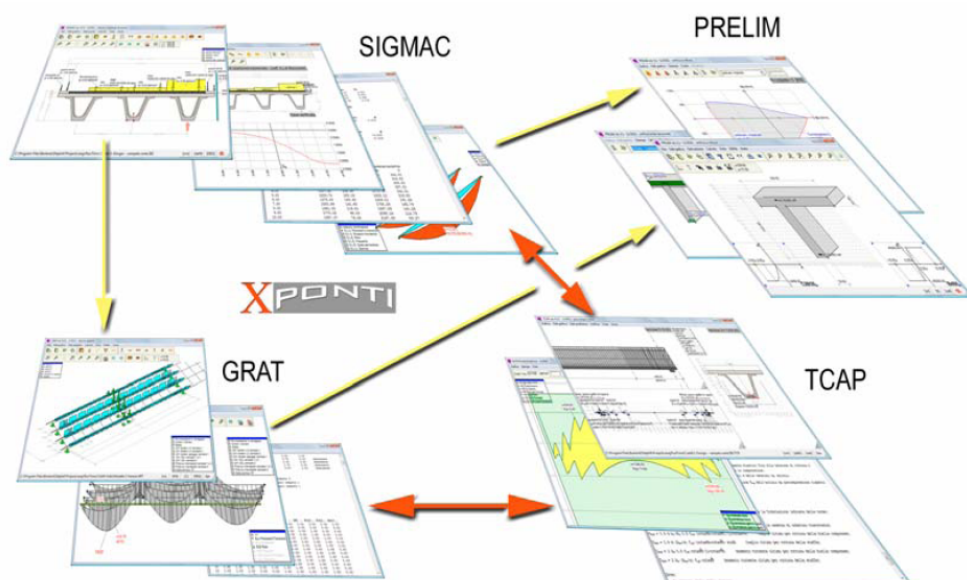
Il programma affronta un'analisi nell'ipotesi di linearità dei materiali al fine di eseguire una verifica tensionale (verifica delle tensioni normali in presso-tenso flessione retta e deviata; verifica a fessurazione mediante il calcolo dell'apertura delle fessure), oppure un'analisi nell'ipotesi di non linearità con tracciamento dei domini di rottura, valutazione dei coefficienti di sicurezza rispetto alle sollecitazioni agenti e determinazione dei valori resistenti per le sollecitazioni taglianti e torcenti (è stata implementata la nuova metodologia che prevede l'uso dell'inclinazione variabile delle bielle compresse).

Ulteriore potenzialità a disposizione dell'utente è rappresentata dal calcolo dei momenti resistenti nell'ipotesi di flessione retta con definizione di armature di 2 tipi distinti, una delle quali può essere anche pretesa: ciò influisce nella determinazione dei valori delle sollecitazioni flettenti ultime.

Il modulo **PRELIM**, infine, risulta assai utile per il semplice calcolo di aree, inerzie, baricentri ecc.

## Software TCAP per la verifica di sezioni in C.A.P. :

Il programma **TCAP** è un postprocessore, interfacciato con i moduli **SIGMAC** e **GRAT**: esegue le verifiche di un elemento strutturale realizzato in due fasi, unendo un prefabbricato con un getto in opera, tenendo conto della storia delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione. Il progetto prevede più travi prefabbricate precomprese a fili aderenti, anche inguainate in testata per ottimizzare lo stato di sollecitazione, e soggette a fasi transitorie di sollevamento e trasporto.



E' possibile inserire armature lente longitudinali in qualunque punto della sezione e descrivere le varie zone di staffatura per disporre un'adeguata armatura resistente a sollecitazioni di taglio e di torsione.

Se l'elaborazione è eseguita con **GRAT**, l'utente dovrà specificare in **TCAP** tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratta, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo. Al contrario se l'elaborazione viene fatta con **SIGMAC** tali dati saranno già presenti ed il calcolo avverrà automaticamente.

**NOTA** I dati inputati in **TCAP** vengono salvati in modo automatico contemporaneamente quando si esegue il salvataggio di quelli relativi al preprocessore: l'utente osserverà nella stessa posizione del problema elaborato con **SIGMAC** (file con estensione **.sig**) o con **GRAT** (file con estensione **.grt**) l'esistenza di un file con lo stesso nome assegnato ma con ulteriore estensione **.tcp**.

Il programma permette di inserire dei cavi di postensione in seconda fase, generando degli sforzi di precompressione in opportune zone come ad esempio sulle pile nel caso di impalcati in continuità. Le sezioni oggetto di verifica vengono composte come nel modello reale accoppiando il prefabbricato, che può avere sezione variabile lungo la lunghezza ed è realizzato con calcestruzzi di resistenza elevata, al getto della soletta eseguito in opera, in genere non precompresso e di minore resistenza.

Le verifiche delle sezioni vengono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, come indicato dalle normative previste dal programma; esse comprendono:

- verifica SLU per flessione della sezione in tutte le fasi
- verifica SLU per taglio verifica SLU per taglio e torsione
- verifica SLE tensioni dei materiali (calcestruzzo, acciai da precompressione, acciai lenti)
- verifica delle deformazioni

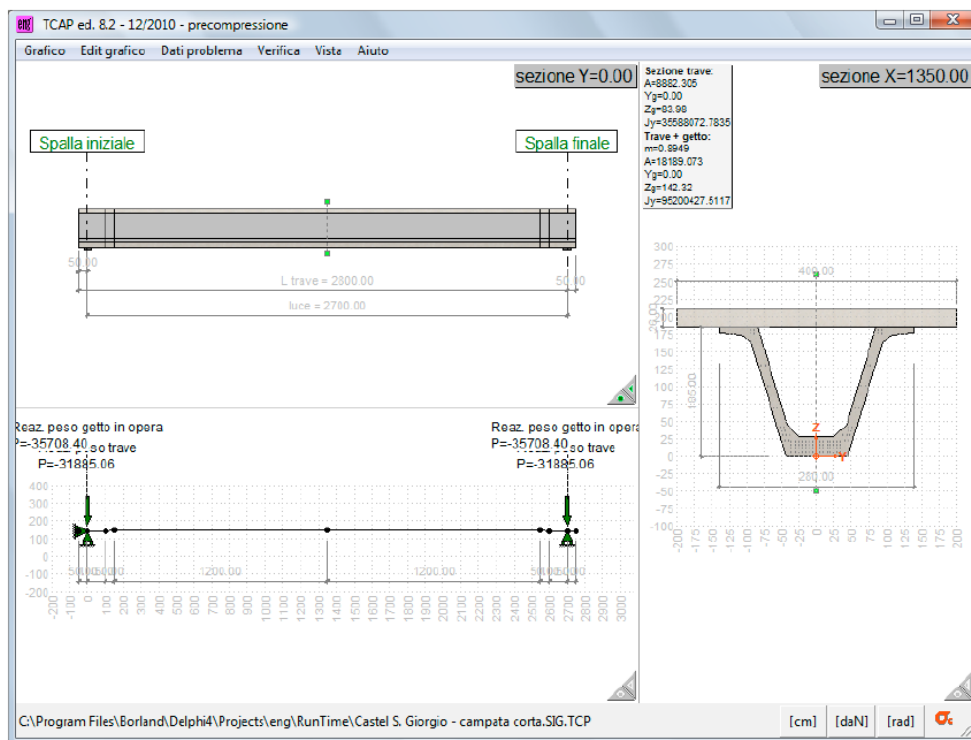
Il modulo **TCAP** permette di eseguire la progettazione e le verifiche di un elemento in prefabbricato a fili aderenti realizzato in due fasi, considerando la time history delle sollecitazioni nelle varie fasi di costruzione e i fenomeni reologici dei materiali con i quali viene realizzato. È possibile, inoltre, prevedere l'utilizzo di cavi di postensione da applicare dopo la maturazione del getto di seconda fase.

**TCAP**, pertanto, può essere impiegato per la progettazione di:

- elementi prefabbricati (esempio: tegolo di copertura)
- elementi prefabbricati con getto in opera collaborante (esempio: impalcati)
- elementi realizzati in opera (esempio: impalcato gettato in opera e posteso)

È utile ricordare che nel caso in cui l'elaborazione è stata eseguita con il programma **GRAT**, l'utente dovrà specificare in **TCAP** tutti i dati relativi alla prima fase: posizione appoggi, eventuali rompitratte, schema di sollevamento e di carico sull'automezzo; al contrario se l'elaborazione è stata svolta con **SIGMAC** tali dati risultano già presenti.

La finestra principale del modulo **TCAP** può essere suddivisa in tre porzioni:



### 3 TCAP -IL MODULO DI OUTPUT

Nel seguito si illustra come leggere e visualizzare i risultati forniti dal modulo di verifica TCAP.

Eseguito il calcolo, ad esempio per mezzo del tasto di scelta rapida F3 all'interno del modulo TCAP, vengono visualizzate la finestra dei risultati e la finestra di bozza della relazione di calcolo se abilitata mediante il check "Bozza output automatica" nel pannello Gestione output (dopo aver eseguito la sequenza di operazioni File → Preferenze → Miscellanea).

Il programma aggiorna automaticamente il calcolo e le finestre di output ogni qualvolta viene modificato un dato di input, sia esso in TCAP (ad esempio i dati relativi ai cavi di precompressione) o nel preprocessore collegato.



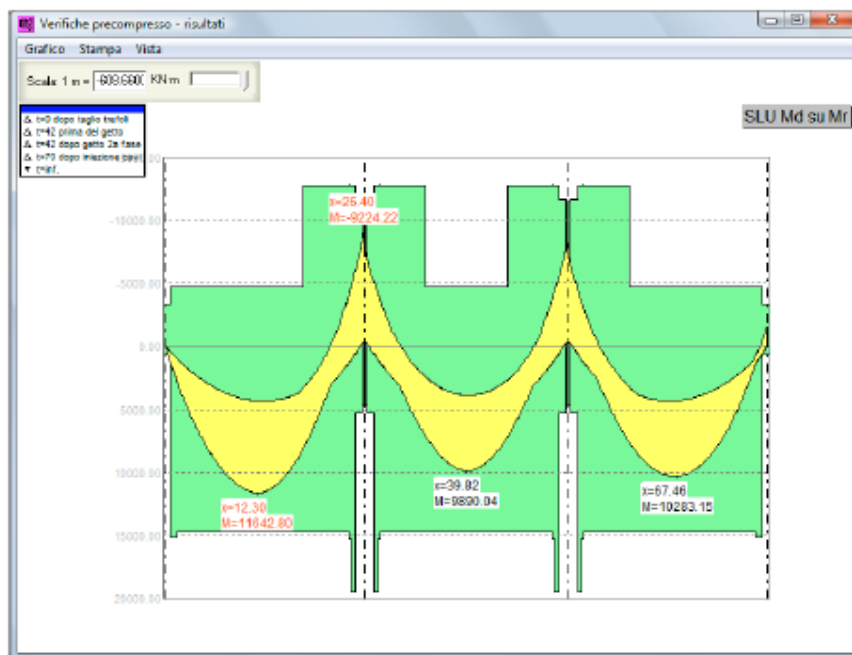


### 3.1.1 SLU

Il comando permette di visualizzare i diagrammi relativi alle seguenti sollecitazioni

#### 3.1.1.1 M – MOMENTO FLETTENTE

Nella finestra vengono visualizzati gli involuپی massimo e minimo, nelle unità di misura correnti, delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni agli stati limite ultimi precedentemente definite ( $M_{Ed}$ ) ed il diagramma del momento flettente massimo resistente ( $M_{Rd}$ ): la verifica s'intende soddisfatta qualora in ogni punto risulti  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ , cioè il diagramma resistente "copre" quello di progetto.

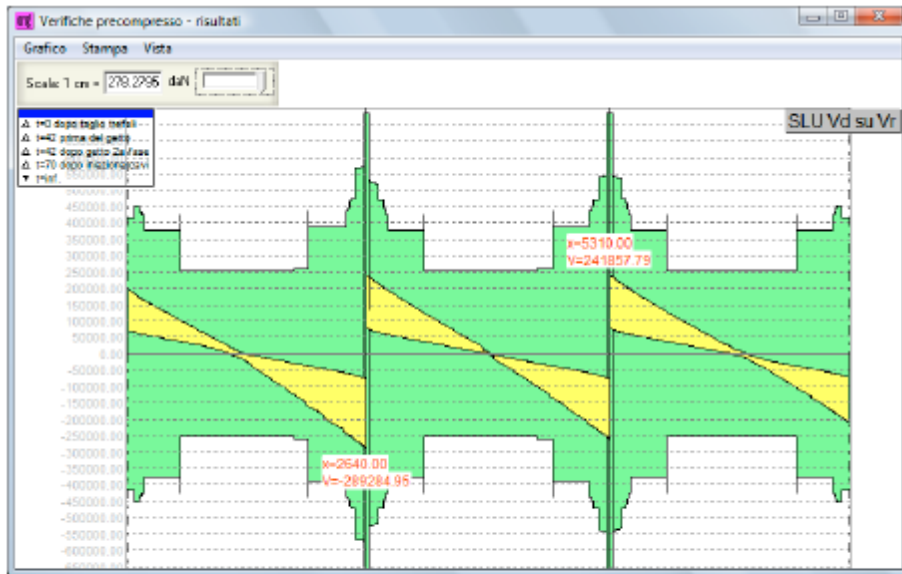


L'utente può osservare "l'andamento nel tempo della verifica" selezionando nella vetrofania presente una specifica fase (t=0 taglio dei trefoli, t=0 sollevamento, t=42 trasporto, ecc...)

#### 3.1.1.2 V – TAGLIO

Nella finestra vengono visualizzati gli involuپی massimo e minimo, nelle unità di misura correnti, delle sollecitazioni taglianti per le combinazioni agli stati limite ultimi precedentemente definite ( $V_{Ed}$ ) ed il diagramma del taglio massimo resistente ( $V_{Rd}$ ): la verifica s'intende soddisfatta qualora in ogni punto risulti  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , cioè il diagramma resistente "copre" quello di progetto.





L'utente può osservare "l'andamento nel tempo della verifica" selezionando nella vetrofania presente una specifica fase (t=0 taglio dei trefoli, t=0 sollevamento, t=42 trasporto, ecc...)

Le unità di misura sono (se non diversamente indicato) :

Forze = kN

Lunghezze = m

Angoli = rad

Si rimanda per approfondimenti ai manuali d'uso del software sopra indicato.



**317**

**f - 18 H80 B110 I111**

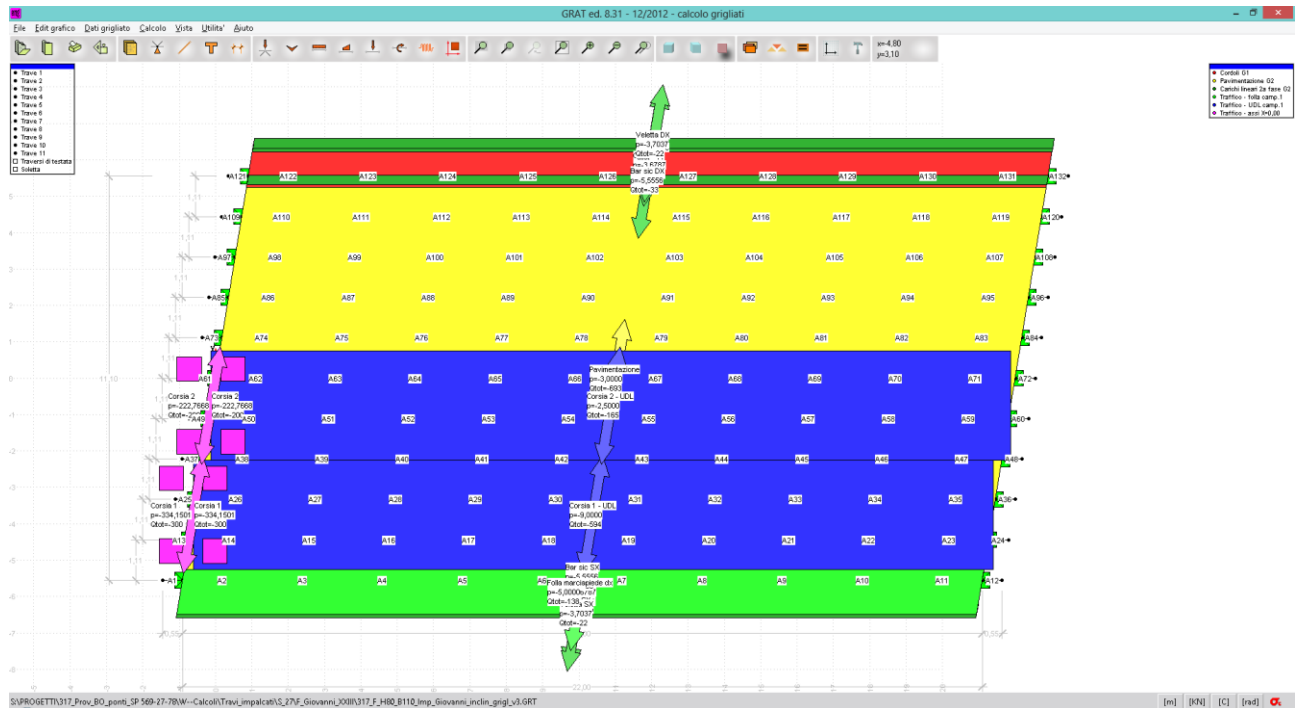
## **RELAZIONE DI CALCOLO**

### **1 DATI GENERALI**

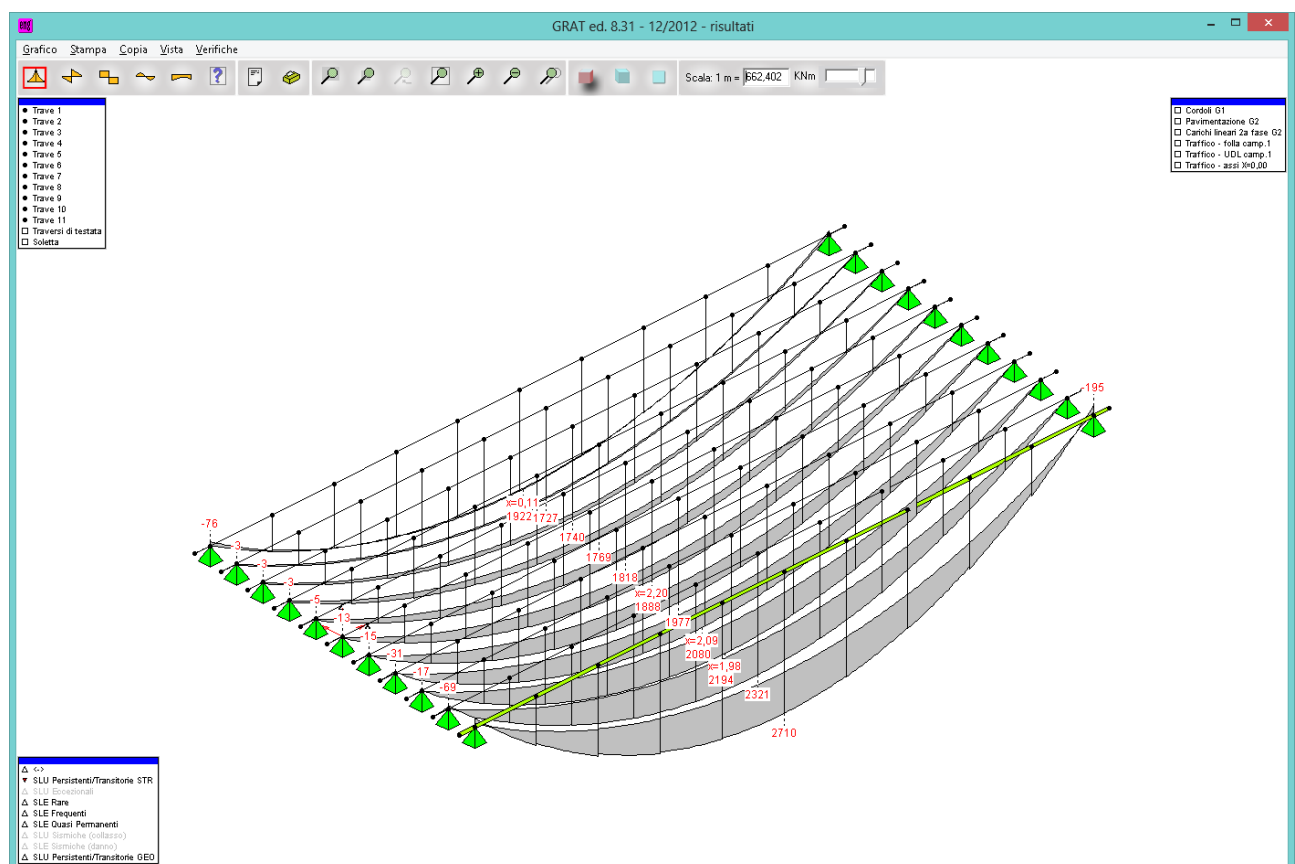
Archivio: S:\PROGETTI\317\_Prov\_BO\_ponti\_SP 569-27-78\W--  
Calcoli\Travi\_impalcati\S\_27\F\_Giovanni\_XXIII\317\_F\_H80\_B110\_Imp\_Giovanni\_inclin\_grigl\_v3.GRT  
Data di stampa: 09/07/2013 alle: 09.32.55  
GRAT ed. 8.31 - 12/2012 - SIGMAc SOFT - programma di calcolo grigliati di travi  
Numero nodi = 143  
Numero aste = 242  
Numero elementi strutturali = 13  
Numero condizioni di carico = 6  
Numero carichi nodali = 0  
Numero carichi distribuiti = 0  
Numero carichi parziali = 0  
Numero carichi concentrati = 0  
Numero coppie concentrate = 0  
Numero carichi termici = 0  
Numero cedimenti vincoli = 0  
Calcolo automatico peso proprio: Attivato  
Normativa di calcolo : DM 14/01/2008

**I tabulati completi di input ed output si possono trovare su supporto informatico.**

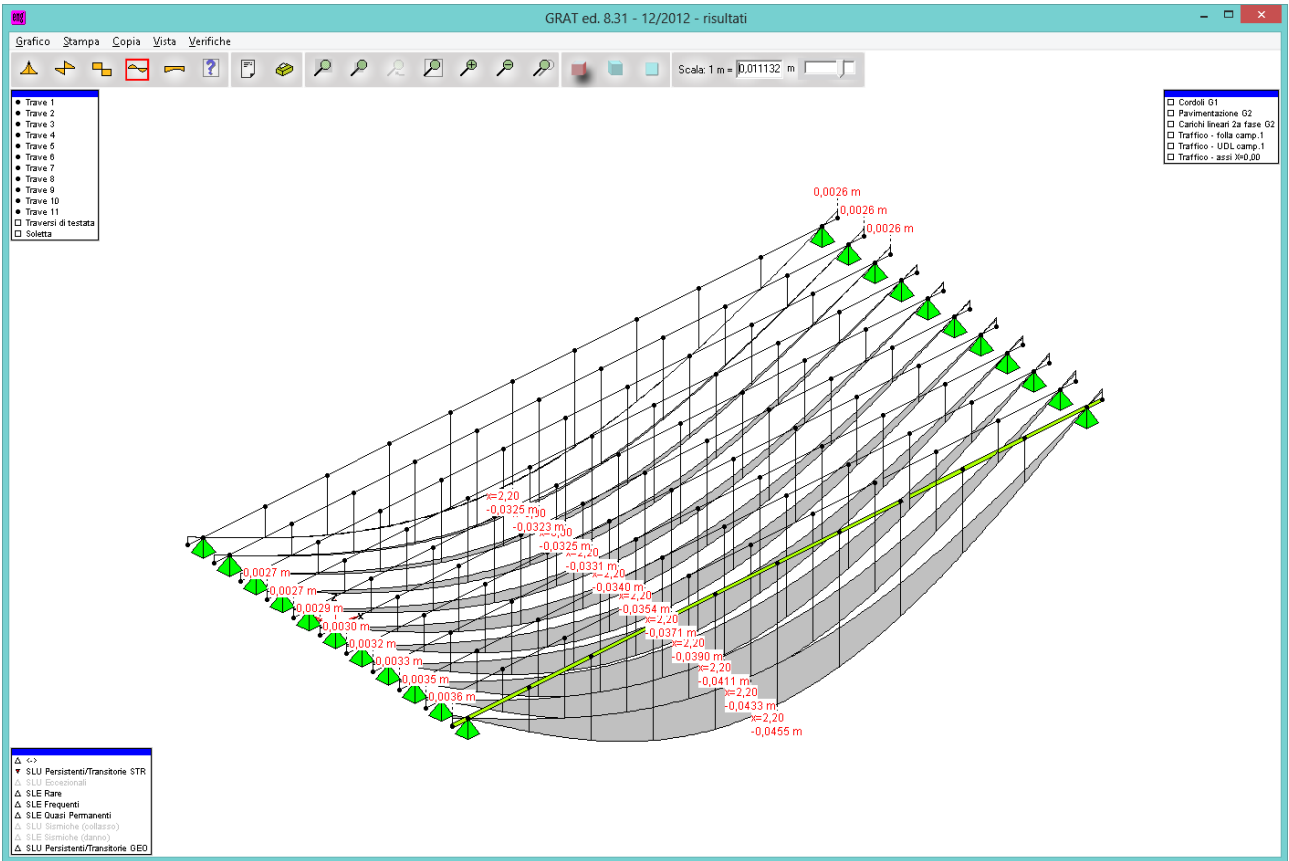
Si riportano infine le immagini che descrivono l'analisi ed i risultati relativi all'utilizzo del modulo "Grigliati":



Pianta geometria modello modulo "Grigliati"



Momento SLU







## 2 317 - F - 18 H80 B110 I111 - VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO

### 2.1 OGGETTO DELLA RELAZIONE

La presente relazione espone la verifica di una struttura lineare continua soggetta a forze esterne contenute nel piano verticale longitudinale alla struttura stessa e vincolata nel medesimo piano.

La struttura è in calcestruzzo armato precompresso, realizzata per fasi utilizzando travi prefabbricate in c.a.p. e getto successivo eseguito in opera per realizzare traversi di collegamento e soletta collaborante.

### 2.2 NORMATIVE, CONVENZIONI ED IPOTESI DI BASE

#### 2.2.1 Sistema di riferimento

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

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione.

Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

#### 2.2.2 Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

- Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

- D.M. 14/01/2008: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008*

#### 2.2.3 Unità di misura

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[cm]
forza	[N]
angolo	[rad]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] ( = 25.4 [mm] ).

#### 2.2.4 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla

precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

### **2.2.5 Codice di calcolo**

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.31 - 12/2012 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

## **2.3 DATI DI CALCOLO**

### **2.3.1 Dati geometrici**

#### **2.3.1.1 Schemi statici**

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

**PRIMA FASE:** Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

**SECONDA FASE:** Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

#### **2.3.1.1.1 Prima fase**

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 0,00

Sbalzo destro = 0,00

In fase di sollevamento:

Sbalzo sinistro = 0,00

Sbalzo sinistro = 0,00

In fase di trasporto:

Sbalzo anteriore = 0,00

centro ralla - appoggio anteriore = 0,00  
 centro ralla - appoggio posteriore = 0,00  
 Sbalzo posteriore = 0,00

### 2.3.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Pila 1	55,00	
2	Pila 2	2255,00	2200,00

## 2.3.2 Armature trave prefabbricata

### 2.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 6/10" area = 139,000 [mm²]  
 acciaio : prec.fpk=1860  
 tensione di tesatura = 125550,00 [N/cm²]  
 $A_p = 47,260$   $N_p = 5933493,00$  [N]  $Z_{g,p} = 12,35$  [cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
75,00	2		
60,00			
40,00			
25,00			
20,00			
15,00	4	4	400,00
10,00	14	14	200,00
5,00	14	6	100,00
N. trefoli=	34	L tot guaine=	5000,00

### 2.3.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
T1L1	Ainf	4Ø12	0,00	4,00	48,00	2262,00
T1L1	(simmetrica)				48,00	2262,00
T1L2	Amedio	2Ø12	0,00	26,67	48,00	2262,00
T1L2	(simmetrica)				48,00	2262,00
T1L3	Amedio	2Ø12	0,00	53,33	48,00	2262,00
T1L3	(simmetrica)				48,00	2262,00
T1L4	Asup	4Ø12	0,00	76,00	48,00	2262,00
T1L4	(simmetrica)				48,00	2262,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
T1S1		2Ø12/15,00	0,00	2310,00	anima trave
T1S1	(simmetrica)		0,00	2310,00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
4	16	192	3

### 2.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

#### 2.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

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

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 5500,00 = 4565,00$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 3850,00 = 3195,50$	N/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 4565,00 / 1,5 = 2586,83$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3195,50 / 1,5 = 1810,78$	N/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 2586,83 \text{ N/cm}^2$$

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

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 383,19 / 1.2 = 319,33$
al taglio dei trefoli	$f_{cti}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 302,10 / 1.2 = 251,75$



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

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2236,85$	N/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2739,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 2054,25$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### 2.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C35/45
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	3462548,52
peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,951

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4500,00 = 3735,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3735,00 / 1,5 = 2116,50$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--	-------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 2116,50$$

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

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 335,21 / 1.2 = 279,34$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

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

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2241,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1680,75$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### 2.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	20600000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 184140,00 = 147312,00$	N/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 167400,00 = 150660,00$	N/cm <sup>2</sup>

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

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920,00	N/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	-----------	-------------------

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

$f_{ptd}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 167400,00 / 1,15 = 145565,22$	N/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	----------------------------------	-------------------

### 2.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

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

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento $f_{yk}$	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

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

$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 45000,00 / 1,15 = 39130,43$	N/cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------	--------------------------------	-------------------

## 2.3.4 Cadute di tensione

### 2.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

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

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

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.14} \cdot (t/1000)^{0.75(1-14)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

-  $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

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

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

-  $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ ;

-  $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

-  $t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

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

Armatura	classe	$\mu$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

#### 2.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati  $\epsilon_{cs1} = -0,00030$

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

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

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 20600000,00 =$	-6180,00	4,92%

#### 2.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

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

#### 2.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

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

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

## **2.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

### **2.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo**

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

#### **PRIMA FASE**

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

#### **SECONDA FASE**

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- $G_1$  = permanenti strutturali
- $G_2$  = permanenti non strutturali
- $P$  = precompressione
- $Q$  = azioni variabili

#### **2.4.1.1 Verifica al sollevamento**

La verifica al sollevamento della trave viene eseguita in fase a).

Incremento dinamico = 0,15

Sbalzo sinistro = 0,00

Sbalzo destro = 0,00

#### **2.4.1.2 Verifica in fase di trasporto**

La verifica in fase di trasporto della trave viene eseguita in fase b).

Incremento dinamico = 0,30

Sbalzo anteriore = 0,00

centro ralla - appoggio anteriore = 0,00

centro ralla - appoggio posteriore = 0,00

Sbalzo posteriore = 0,00

### **2.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate**

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2,XD3,XS2,XS3,XA3,XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2,XD3,XS2,XS3,XA3,XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### 2.4.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 3641611,39$$

$$E_{soletta} = 3462548,52$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

#### 2.4.3.1 Prima fase

trave 1 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,8532	0,00947	-0,00947	6,4579
al getto soletta	-1,2470	0,00654	-0,00654	4,4293
dopo maturazione	-1,2507	0,00656	-0,00656	4,4351

#### 2.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,0000	0,0000	0,0000
Pila 2	0,0000	0,0000	-0,3154

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Pila 1	0,00000	0,00042	0,00804
Pila 2	0,00000	-0,00042	-0,00804

Frecce in mezzzeria [cm] :



<b>campata</b>		<b>dopo maturazione</b>	<b>postesi e</b>	<b>t=inf.</b>	<b>t=inf.</b>
	<b>X</b>	<b>soletta</b>	<b>cambio vincoli</b>	<b>comb. rara max</b>	<b>comb. rara min</b>
1	1155,00	4,4351	4,6655	7,3430	4,0126

## 2.5 STATI LIMITE ULTIMI

### 2.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\varepsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

### 2.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan \theta / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan \theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

$b_w$ : larghezza minima della sezione

$A_{sw}$ : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$ : area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls

$\alpha_c$ : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

$A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

$A_k$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota

baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

### 2.5.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto  $S_{Edi}$  tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia  $S_{Rdi}$ , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / z$$

in cui:

- $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale di 2<sup>a</sup> fase
- $z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b_i / b_w$	1,000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	$c$	0,350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	335,21	[N/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\mu$	0,600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	14,00	[N/cm <sup>2</sup> ]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm <sup>2</sup> ]
Passo staffe di collegamento	$s$	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	2116,50	[N/cm <sup>2</sup> ]

## 2.6 VERIFICA DELLE SEZIONI

### 2.6.1 Verifica sezione X=0,00 - appoggio

#### 2.6.1.1 Seconda fase: trave + getto in opera

##### 2.6.1.1.1 dopo postensione + cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcolo :

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
-----------	----------	----------

A = 0,000

J<sub>f</sub> = 0,0000

Z<sub>g</sub> = 0,00

<b>Sezione ideale (n=15,000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f, id</sub></b>	<b>Z<sub>e, id</sub></b>
	0,000	0,0000	0,00

Sollecitazioni e frecce :

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>	<b>freccia</b>
cambio vincoli	0,00	0,00	-211356,84	-0,0234

### 2.6.1.1.2 Verifiche in esercizio

#### 2.6.1.1.2.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
-----------	----------	----------

A = 0,000

J<sub>f</sub> = 0,0000

Z<sub>g</sub> = 0,00

<b>Sezione ideale (n=15,000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f, id</sub></b>	<b>Z<sub>g, id</sub></b>
	0,000	0,0000	0,00

Tensioni sugli acciai :

dopo iniezione cavi
t=inf.-senza carichi
t=inf.-SLE Rare
t=inf.-SLE Frequenti
t=inf.-SLE Quasi Permanenti

#### 2.6.1.1.2.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<b>fless.</b>	<b>Z asse neutro</b>	<b>Mr</b>	<b>ε<sub>sup</sub></b>	<b>Z<sub>g sup</sub></b>	<b>ε<sub>inf</sub></b>	<b>Z<sub>g inf</sub></b>
(+)	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00
(-)	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00

M<sub>d, max</sub> = 0,00 > 0,00 \* verifica soddisfatta

#### 2.6.1.1.2.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

<b>Calcestruzzo:</b>	<b>θ [rad]</b>	<b>b<sub>w</sub></b>
	0,785	0,00

<b>d</b>	<b>K</b>	<b>A<sub>sl</sub></b>	<b>ρ<sub>l</sub></b>	<b>σ<sub>cp</sub></b>	<b>α<sub>c</sub></b>
0,00	0,000	0,000	0,0000	0,00	0,000

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>
0,00	0,00	0,00

V<sub>Ed, max</sub> = 73974,90 > 0,00 \* verifica soddisfatta

Trazione per taglio (V=73974,90) = 0,00 [N]

## 2.6.2 Verifica sezione X=11,00 - mezzeria

### 2.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-55,00	80,00
2	0,00	80,00
3	55,00	80,00
4	55,00	78,00
5	55,00	72,70
6	37,50	72,00
7	12,37	66,19
8	9,59	64,44
9	8,50	61,32
10	8,50	26,61
11	9,53	23,56
12	12,21	21,78
13	37,50	15,00
14	37,50	0,00
15	0,00	0,00
16	-37,50	0,00
17	-37,50	15,00
18	-12,21	21,78
19	-9,53	23,56
20	-8,50	26,61
21	-8,50	61,32
22	-9,59	64,44
23	-12,37	66,19
24	-37,50	72,00
25	-55,00	72,70
26	-55,00	78,00

$$A = 3397,986$$

$$J_f = 2909642,1163$$

$$Z_g = 39,68$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	3518,623	3066426,0000	38,43

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
prima del getto	1037603,26
dopo getto 2a fase	2278426,82

#### 2.6.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>		σ <sub>i, max</sub>	
prima del getto	-22,29		0,00	
dopo getto 2a fase	-48,94		0,00	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,inf}$
prima del getto	119357,40	1761,57
dopo getto 2a fase	119357,40	3868,16

### 2.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta \epsilon$  armature pretese:  $\epsilon_{sp,z=0,00}=0,00579$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>gsup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>ginf</sub>
(+)	75,78	2,377804E7	-0,00058	80,00	0,01000	3,00
(-)	1,97	-675051,50	0,00183	3,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 3075876,20 < 23778036,23$$

### 2.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0,785	17,00		0,15080

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
77,00	1,510	8,042	0,0061	0,00	1,000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
72048,74	408920,10	761886,10

$$V_{Ed,max} = 282614,29 < 408920,10$$

### 2.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

#### 2.6.2.2.1 dopo postensione + cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-55,00	80,00
2	0,00	80,00
3	55,00	80,00
4	55,00	78,00
5	55,00	72,70
6	37,50	72,00
7	12,37	66,19
8	9,59	64,44
9	8,50	61,32
10	8,50	26,61
11	9,53	23,56
12	12,21	21,78
13	37,50	15,00
14	37,50	0,00
15	0,00	0,00
16	-37,50	0,00
17	-37,50	15,00
18	-12,21	21,78
19	-9,53	23,56

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>	
20	-8,50	26,61	
21	-8,50	61,32	
22	-9,59	64,44	
23	-12,37	66,19	
24	-37,50	72,00	
25	-55,00	72,70	
26	-55,00	78,00	fine prefabb.
27	-55,00	80,00	
28	95,00	80,00	getto in opera
29	-55,50	80,00	(m=1,000)
30	-55,50	107,00	
31	95,00	107,00	
32	95,00	80,00	

A = 7461,486

J<sub>f</sub> = 8515776,7944

Z<sub>g</sub> = 68,99

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

<b>n.</b>	<b>Z</b>	<b>area</b>	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

<b>Sezione ideale (n=15,000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f, id</sub></b>	<b>Z<sub>g, id</sub></b>
	7582,123	9032790,0000	67,94

Sollecitazioni e frecce :

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>	<b>frecce</b>
cambio vincoli	0,00	-2324925,29	-211356,84	-0,0187

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	<b>σ<sub>c, max</sub></b>	<b>σ<sub>i, max</sub></b>
trave prefabbricata	0,00	-232,56
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	<b>%</b>	<b>Δσ<sub>sp</sub></b>	<b>Δσ<sub>sp</sub>/σ<sub>spi</sub></b>
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	13556,16	10,8%

## 2.6.2.2.2 Verifiche in esercizio

### 2.6.2.2.2.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>	
1	-55,00	80,00	
2	0,00	80,00	
3	55,00	80,00	

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>	
4	55,00	78,00	
5	55,00	72,70	
6	37,50	72,00	
7	12,37	66,19	
8	9,59	64,44	
9	8,50	61,32	
10	8,50	26,61	
11	9,53	23,56	
12	12,21	21,78	
13	37,50	15,00	
14	37,50	0,00	
15	0,00	0,00	
16	-37,50	0,00	
17	-37,50	15,00	
18	-12,21	21,78	
19	-9,53	23,56	
20	-8,50	26,61	
21	-8,50	61,32	
22	-9,59	64,44	
23	-12,37	66,19	
24	-37,50	72,00	
25	-55,00	72,70	
26	-55,00	78,00	fine prefabb.
27	-55,00	80,00	
28	95,00	80,00	getto in opera
29	-55,50	80,00	(m=1,000)
30	-55,50	107,00	
31	95,00	107,00	
32	95,00	80,00	

$A = 7461,486$

$J_f = 8515776,7944$

$Z_g = 68,99$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

<b>n.</b>	<b>Z</b>	<b>area</b>	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

<b>Sezione ideale (n=15,000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f, id</sub></b>	<b>Z<sub>g, id</sub></b>
	7582,123	9032790,0000	67,94

Tensioni sul cls - trave 1 :

	<b><math>\sigma_{e, max}</math></b>	<b><math>\sigma_{e, min}</math></b>	<b><math>\sigma_{i, max}</math></b>	<b><math>\sigma_{i, min}</math></b>
dopo iniezione cavi	0,00	0,00	-232,56	-232,56
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	-232,56	-232,56
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	-232,56	-552,51
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	-232,56	-493,77
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	-232,56	-316,49

Tensioni sul cls - getto in opera :

	<b><math>\sigma_{e, max}</math></b>	<b><math>\sigma_{e, min}</math></b>	<b><math>\sigma_{i, max}</math></b>	<b><math>\sigma_{i, min}</math></b>
dopo iniezione cavi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00



	$\sigma_{e,max}$		$\sigma_{e,min}$		$\sigma_{i,max}$		$\sigma_{i,min}$	
t=inf.-SLE Rare	0,00		0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Frequenti	0,00		0,00		0,00		0,00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00		0,00		0,00		0,00	

Tensioni sugli acciai :

	$\sigma_{sp}$		$\sigma_{long,inf}$	
dopo iniezione cavi	0,00		-1225,18	
t=inf.-senza carichi	0,00		0,00	
t=inf.-SLE Rare	0,00		1945,97	
t=inf.-SLE Frequenti	0,00		1571,09	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00		475,13	

#### 2.6.2.2.2.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	0,00	0,00000

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>gsup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>ginf</sub>
(+)	102,39	3,223563E7	-0,00046	107,00	0,01000	3,00
(-)	1,97	-675997,70	0,00183	3,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 750950,91 < 32235633,21$$

$$M_{d,min} = -917337,10 < -675997,65 \text{ * verifica soddisfatta}$$

#### 2.6.2.2.2.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0,785	17,00		0,15080

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
104,00	1,439	8,042	0,0045	0,00	1,000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
83887,65	552307,80	1029041,00

$$V_{Ed,max} = 86372,32 < 552307,85$$

$$\text{Trazione per taglio (V=86372,32) = 43186,16 [N]}$$

#### 2.6.2.2.2.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	f' <sub>cd</sub>	Staffe parete:	A <sub>sw</sub>
	0,785	1293,42		0,07540

A <sub>k</sub>	t <sub>min</sub>	u <sub>k</sub>	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
1000,000	6,00	165,00	0,00	1,000

T <sub>Rcd</sub>	T <sub>Rsd</sub>
7760500,00	5900731,00

$$T_{Ed,max} = 225594,12 < 5900730,55$$

Trazione per torsione ( $T=5900730,55$ ) = 486810,27 [N]

Trazione per torsione ( $T=225594,12$ ) = 18611,51 [N]

Sforzo di precompressione presente = 0,00 [N]

armatura longitudinale minima ( $T=T_{Ed,max}=225594,12$ ) = 0,476 [cm<sup>2</sup>]

#### 2.6.2.2.2.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$ .

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = -225594,12/5900730,55 + -86372,32/552307,85 = 0,195$$

#### 2.6.2.2.2.6 Forze di scorrimento tra i getti

Si esplicita la verifica a taglio fra trave e soletta e si indica l'armatura come da tavola della trave in CAP:

Astaffe\_min\_appoggio =  $\phi 10/4br/10$  cm

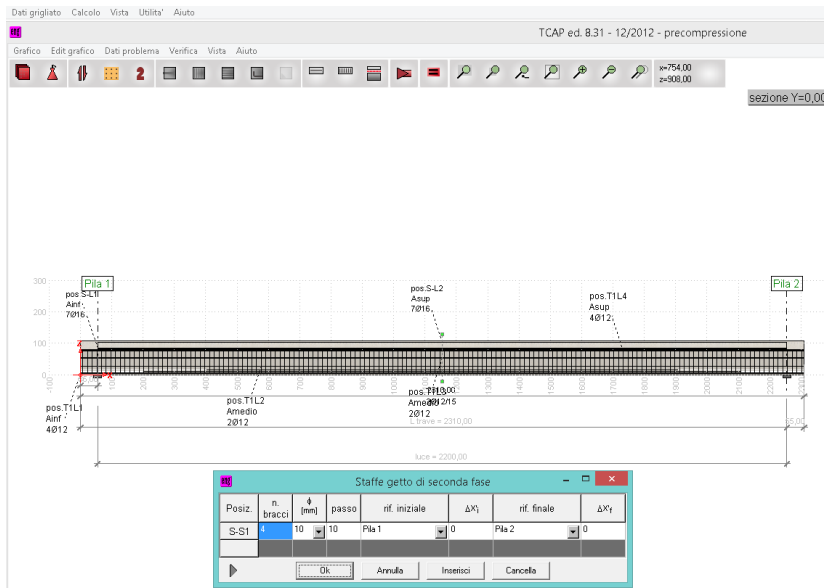
Astaffe\_tavola =  $\phi 10/2br/10$  cm +  $\phi 12/2br/n.4$

A favore di sicurezza si considera per la verifica un'armatura minima inferiore a quella reale in corrispondenza dell'appoggio della trave, ove si ha il taglio massimo, pari a  $\phi 10/4br/10$  cm.

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 17,000 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=11,00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	-2370,89	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-3272,16	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	$\pm 260,12$	[N/cm]
staffe di collegamento	0,0000	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	$\pm 260,12$	[N/cm]

Si riporta la finestra di input per la verifica delle staffe del software ENG:



$$S_{\text{corr}} = 3272.16 \text{ N/cm} = 327.22 \text{ daN/cm}$$

$$F_{\text{corr}} = S_{\text{corr}} \times 100 = 32722 \text{ daN/1 m}$$

$$A_{\text{staffe\_min}} = 4 \times 0.785 \times 100/10 = 31.40 \text{ cm}^2/1 \text{ m}$$

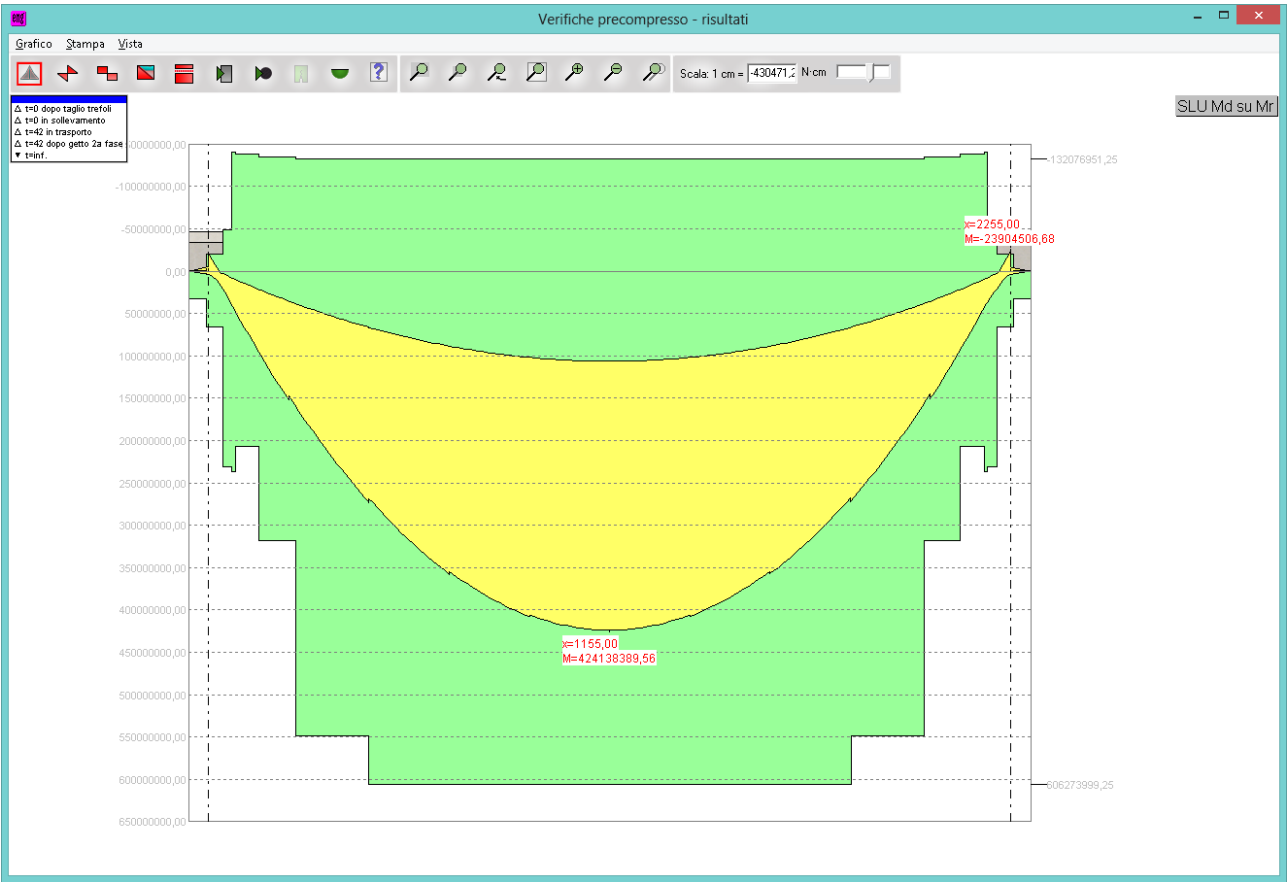
$$\sigma_{\text{staffe}} = F_{\text{corr}} / A_{\text{staffe\_min}} = 1042 \text{ daN/cm}^2 < f_{yB450C} / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

quindi segue  $S_d < R_d$

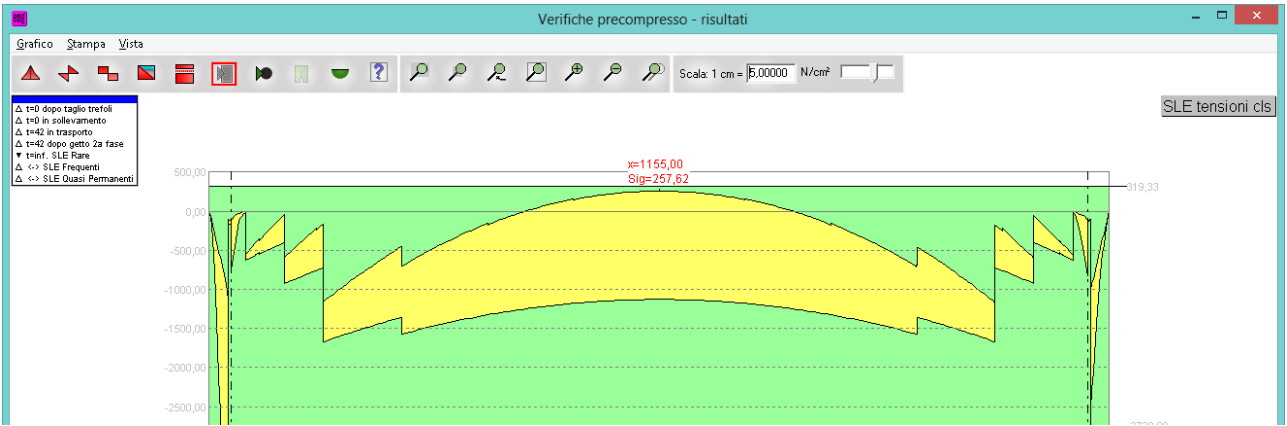
Verifica soddisfatta

La verifica è soddisfatta con un'armatura minima inferiore a quella riportata nella relativa tavola, di passo variabile, a favore di sicurezza.

Si riportano i grafici delle verifiche più significative per la trave in CAP con in giallo l'azione sollecitante ed in verde quella resistente :



Momento



Tensioni nel calcestruzzo

#### 4. VERIFICA SOLETTA

Si riporta la verifica della sezione di soletta più sollecitata in oggetto.

Si intende qui esplicitare le modalità di verifica della soletta di impalcato con Momento flettente derivante da analisi completa e  $\Delta M$  derivante da analisi locale con schema di carico specifico da paragrafo P.5.13.3.3 NTC'08.

Si riporta la normativa in oggetto :

##### 5.1.3.3.3 *Schemi di Carico*

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

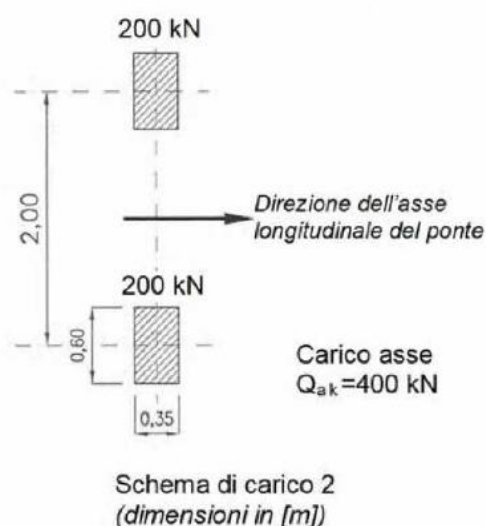
**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

**Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

**Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



### 5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato

#### Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

#### Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3° Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico  $q_1$  la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

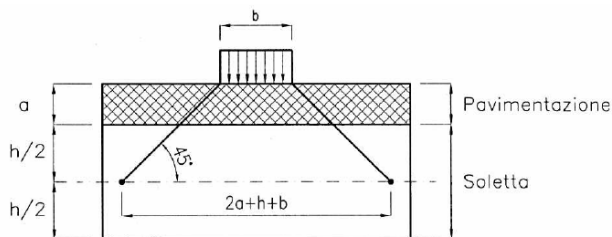


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

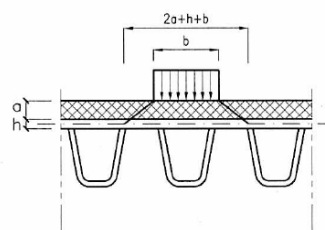


Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

In particolare il programma analizza l'impalcato e ottiene il momento assorbito dalla soletta per lo schema di calcolo principale delle travi a cui si aggiunge il momento derivante dalla verifica locale per azioni concentrate sullo spazio libero fra le travi e/o lo sbalzo laterale.

I due momenti si compongono e si conduce la verifica a presso-flessione della sezione in c.a. della soletta d'impalcato.

#### Verifica presso-flessione

$A_{s\_inf} = \phi 16/20$  (long e trasv)

$A_{s\_sup} = \phi 16/20$  (long e trasv)

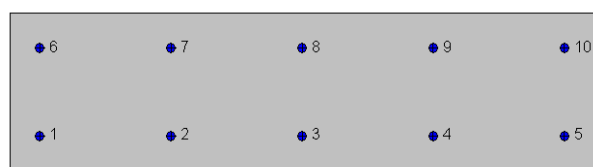
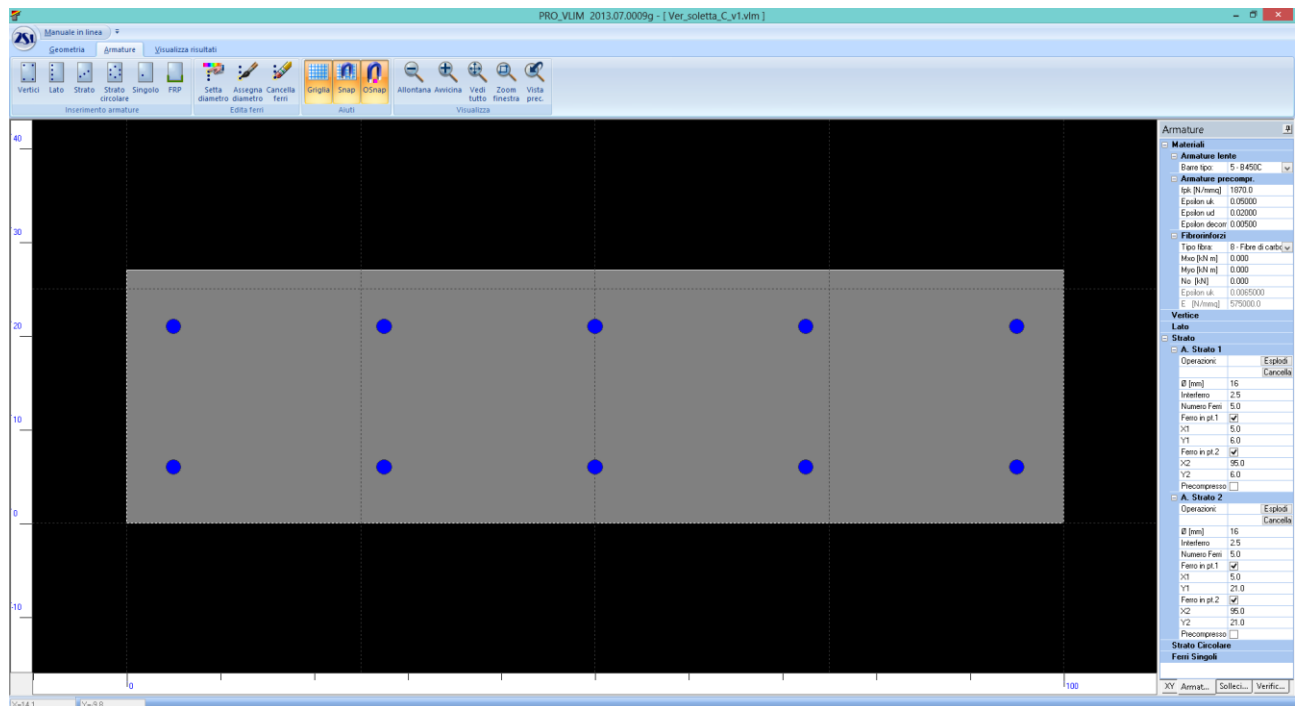
C35/45

B450C

$C = 5$  cm

$S = 27$  cm (getto minimo)

Si verifica la sezione a presso-flessione :



### Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	27,0
3	100,0	27,0
4	100,0	0,0

### Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	6,0	2,0	no
2	27,5	6,0	2,0	no
3	50,0	6,0	2,0	no
4	72,5	6,0	2,0	no
5	95,0	6,0	2,0	no
6	5,0	21,0	2,0	no
7	27,5	21,0	2,0	no
8	50,0	21,0	2,0	no
9	72,5	21,0	2,0	no
10	95,0	21,0	2,0	no

### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

### Materiali:

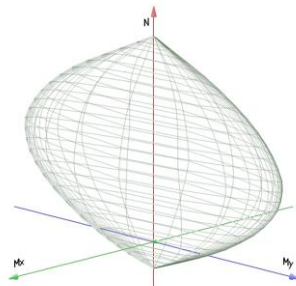
### Calcestruzzo classe: C35/45

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm<sup>2</sup>  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075  
 $G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 $\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-786,8	0,0	0,0	Completamente tesa
6137,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	87,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-87,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	356,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-356,1	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:  
 Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)  
 Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)  
 Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	81,8	0,0	P	0,0	87,9	0,0	0,930	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	87,9	0,0	0,930	
5	0,0	-61,8	0,0	P	0,0	-87,9	0,0	0,700	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-87,9	0,0	0,700	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	81,8	0,0	P	0,0	87,9	0,0	0,930	OK
1	0,0	81,8	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	81,8	0,0	N	0,0	87,9	0,0	0,930	OK



### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 22380,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	59,0	0,0	0,0	-9370,4	0,42	313648,6	0,87
6 OK	-45,6	0,0	0,0	-7247,5	0,32	242589,7	0,67

### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	21,8	0,0	0,0	0,00	0,00
7 OK	-22,7	0,0	0,0	0,00	0,00

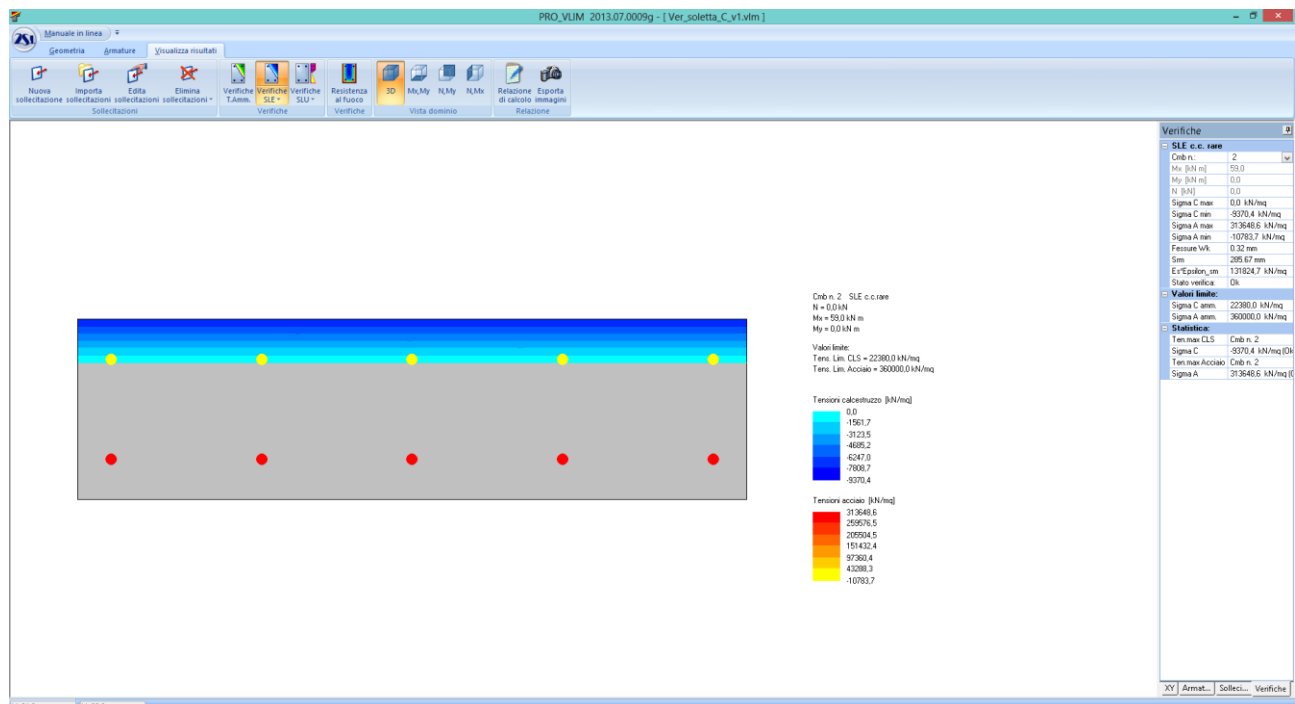
### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 16785,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	-5,7	0,0	0,0	-910,5	0,05	0,00	0,00
8 OK	-10,5	0,0	0,0	-1671,6	0,10	0,00	0,00



Tensioni SLE

## Verifica a punzonamento

Si conduce anche la verifica a punzonamento. Il taglio massimo è rappresentato dal treno dello schema 2 pari a due ruote per totali 400 kN (Ruota dell'Asse pari a 200 kN) :

$$N^{SLU} = 200 \text{ kN} / (35 \times 60 \rightarrow 74 \times 99 \text{ cm})$$

$$2p = 2 \times (74 + 99) = 346 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$N_{SLU\_tot} = (200 + (0.3) \times 25 \times 0.74 \times 0.99 + 3 \times 0.74 \times 0.99) \times 1.35 = 280.38 \text{ kN}$$

Si diffonde l'area d'impronta fino a metà del getto di soletta (spessore di minimo di 25 cm a favore di sicurezza rispetto al getto di 27cm.), ottenendo quindi un'area complessiva da 60x35 a 99x74 cm.

Forza di taglio sollecitante	$V_{sd}$	=	280,38461 [kN]	Angolo di inclinazione dell'armatur
Lunghezza del perimetro critico di punzonamento	$u$	=	346 [cm]	Valore di calcolo dell'armatura
Coefficiente di eccentricità di carico $\beta$	$\beta$	=	1,15	

Valore del taglio per unità di lunghezza	$v_{sd}$	=	0,93 [kN/cm]
--	----------	---	--------------

Classe del calcestruzzo	Classe	=	(35)/45
-------------------------	--------	---	---------

Tensione tangenziale in funzione della classe c.l.s	$\tau_{Rd}$	=	0,037 [kN/cm <sup>2</sup> ]
---	-------------	---	-----------------------------

Larghezza della sezione	$b$	=	99 [cm]
Altezza utile della sezione in calcestruzzo	$d$	=	25 [cm]
	$k = (1,6 - d)$	=	1,35
Area dell'armatura tesa disposta in direzione x	$A_{s,x}$	=	15,4 [cm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura tesa disposta in direzione y	$A_{s,y}$	=	11,3 [cm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico d'armatura in direzione x	$\rho_x = A_{s,x}/b d$	=	0,0062222
Rapporto geometrico d'armatura in direzione y	$\rho_y = A_{s,y}/b d$	=	0,0045657
Rapporto ideale	$\rho_1 = (\rho_x \rho_y)^{0,5}$	=	0,00533 verificato

Resistenza a punzonamento per unità di lunghezza	$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 4 \rho_1) d$	=	1,76 [kN/cm]	Verificato
--	--	---	--------------	------------

Resistenza a punzonamento per unità di lunghezza	$V_{Rd2} = 1,6 V_{Rd1}$	=	2,82 [kN/cm]	Verificato
--	-------------------------	---	--------------	------------

Non occorre specifica armatura a taglio.

Le verifiche sono soddisfatte.

## 5. VERIFICA TRAVERSO

Si riporta la verifica della sezione più sollecitata in oggetto.

Si verifica il traverso di testata gettato in opera di spessore min. 60 cm. ed altezza totale di 100 cm. pari all'altezza della trave con sopra la soletta da 27 cm., con armatura :

$A_{inf}$  e sup agg.=  $4\varnothing 24$ .

$A_{sup}$  soletta =  $\varnothing 16/20$  cm +  $\varnothing 20/10$  cm e si considera per la verifica, a favore di sicurezza, la seguente armatura =  $\varnothing 16/10$  cm

$A_{inf}$  soletta =  $\varnothing 16/20$  cm +  $\varnothing 20/10$  cm e si considera per la verifica, a favore di sicurezza, la seguente armatura =  $\varnothing 16/10$  cm

A staffe =  $\varnothing 12/15/4$  braccia (che equivale a  $\varnothing 14/20/4$  braccia riportate nella relativa tavole, sempre a favore di sicurezza)

Si hanno le seguenti azioni massime :

$M^{SLE-r}$  trav = +72.66 kNm e -44.01 kNm

$M^{SLE-f}$  trav = +42.30 kNm e -23.85 kNm

$M^{SLE-q-p}$  trav = -2.70 kNm e -2.70 kNm

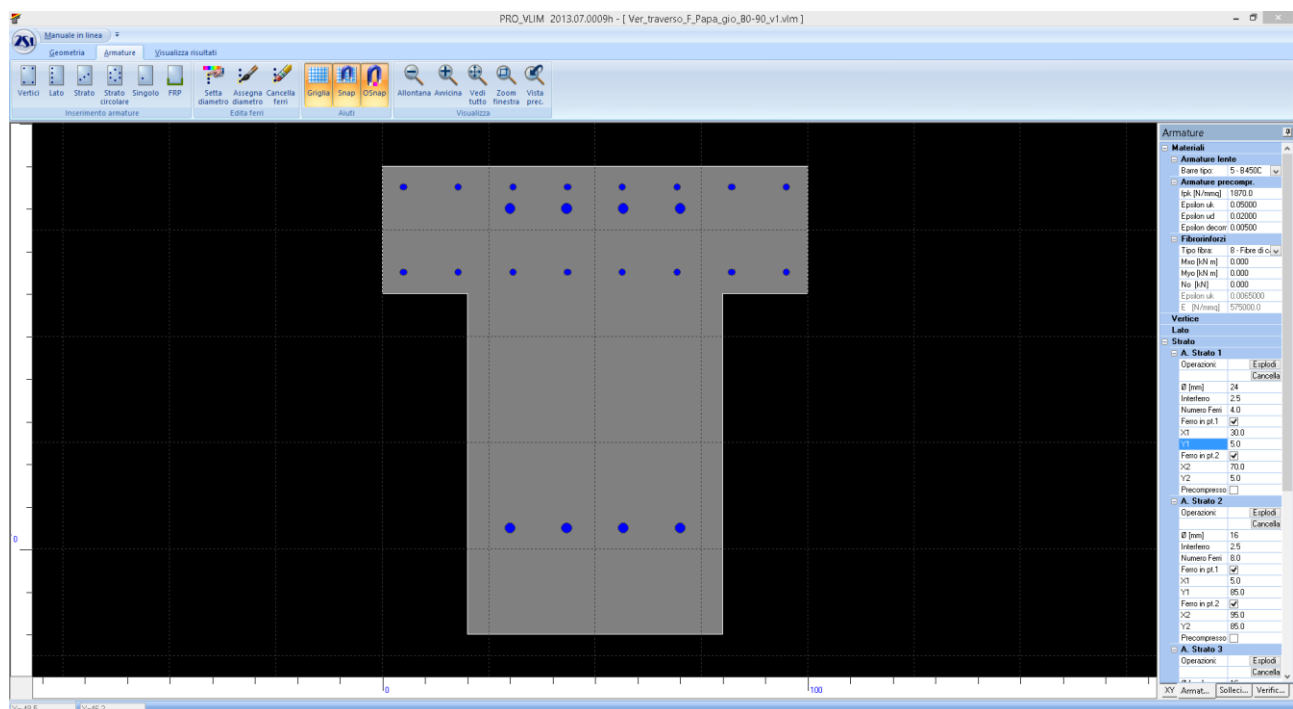
$M^{SLU}$  trav = +98.88 kNm e -59.43 kNm

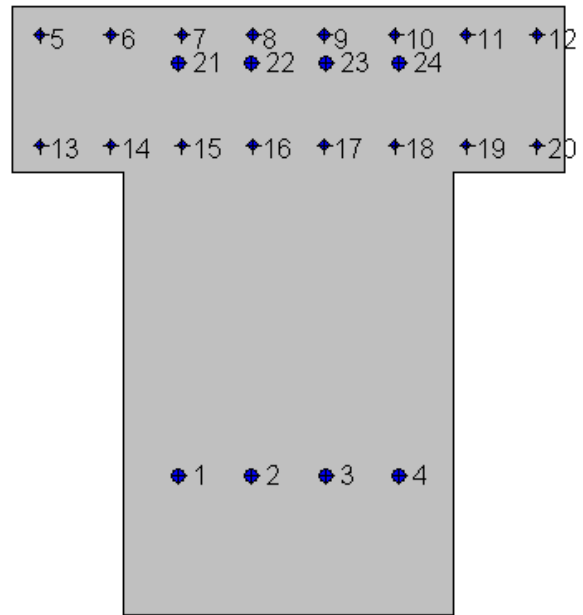
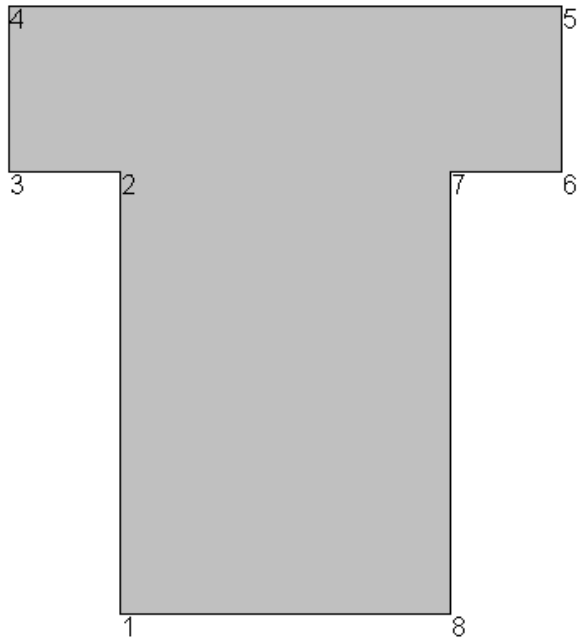
$R_{max}$  = 1053 kN/appoggio

$T_{max\_SLU}$  = 1053 kN

Seguono le verifiche.

Segue la verifica a presso-flessione :





**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	20,0	0,0
2	20,0	80,0
3	0,0	80,0
4	0,0	110,0
5	100,0	110,0
6	100,0	80,0
7	80,0	80,0
8	80,0	0,0

**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	30,0	25,0	4,5	no
2	43,3	25,0	4,5	no
3	56,7	25,0	4,5	no
4	70,0	25,0	4,5	no
5	5,0	105,0	2,0	no
6	17,9	105,0	2,0	no
7	30,7	105,0	2,0	no
8	43,6	105,0	2,0	no
9	56,4	105,0	2,0	no
10	69,3	105,0	2,0	no
11	82,1	105,0	2,0	no
12	95,0	105,0	2,0	no
13	5,0	85,0	2,0	no
14	17,9	85,0	2,0	no
15	30,7	85,0	2,0	no
16	43,6	85,0	2,0	no
17	56,4	85,0	2,0	no
18	69,3	85,0	2,0	no
19	82,1	85,0	2,0	no
20	95,0	85,0	2,0	no
21	30,0	100,0	4,5	no
22	43,3	100,0	4,5	no
23	56,7	100,0	4,5	no
24	70,0	100,0	4,5	no

### Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

### Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

### Materiali:

#### Calcestruzzo classe: C35/45

$R_{ck}$  (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 450 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 373 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  (resistenza a trazione media) = 33 daN/cm<sup>2</sup>

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 154527 daN/cm<sup>2</sup>

$E$  (modulo elastico istantaneo iniziale) = 346140 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

#### Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

$G$  (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

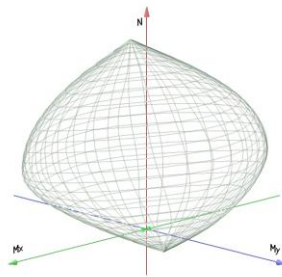
$E$  (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

$\nu$  (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



### Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-2675,0	-445,1	0,0	Completamente tesa
19161,6	445,1	0,0	Completamente compressa
0,0	707,6	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-1753,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	927,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-927,1	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	98,9	0,0	P	0,0	707,6	0,0	0,140	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	707,6	0,0	0,140	
2	0,0	-59,4	0,0	P	0,0	-1753,3	0,0	0,030	OK

M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
N	0,0	-1753,3	0,0	0,030

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	98,9	0,0	P	0,0	707,6	0,0	0,140	OK
1	0,0	98,9	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	98,9	0,0	N	0,0	707,6	0,0	0,140	OK

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 22380,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	72,7	0,0	0,0	-853,9	0,04	49706,9	0,14
4 OK	-44,0	0,0	0,0	-431,1	0,02	11770,0	0,03

#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	42,3	0,0	0,0	0,00	0,00
6 OK	-23,9	0,0	0,0	0,00	0,00

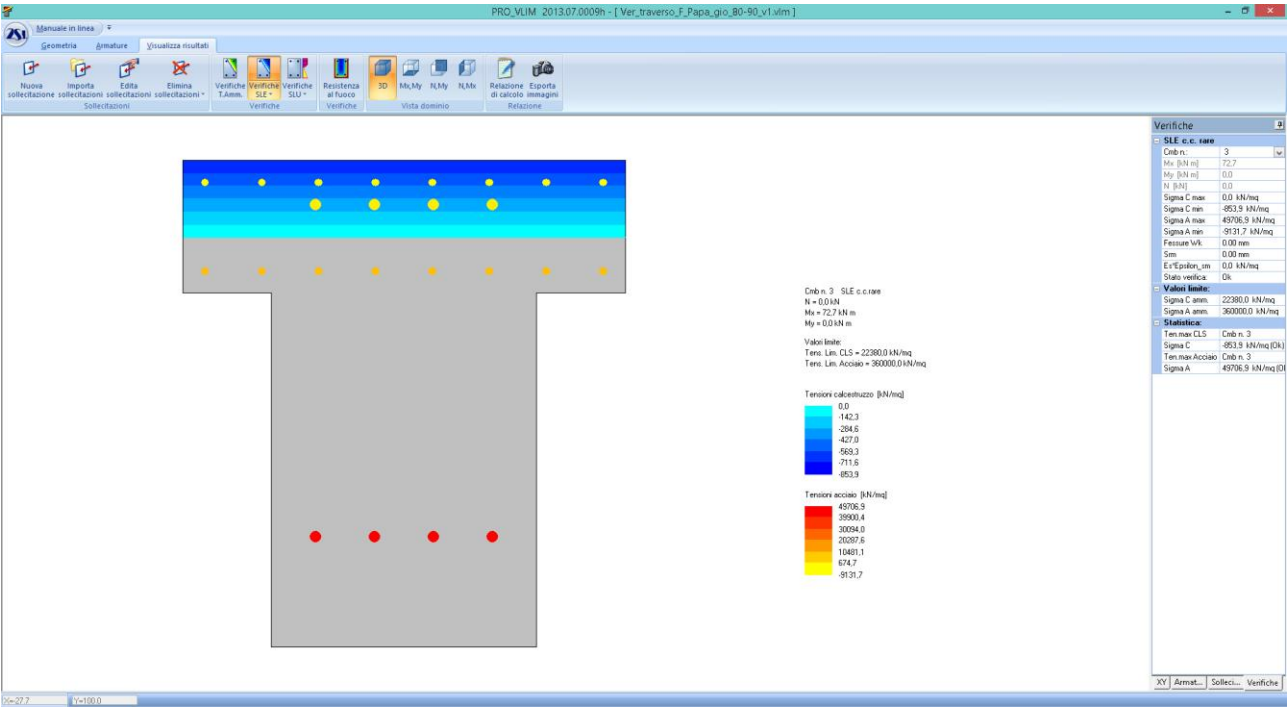
#### Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 16785,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
7 OK	-2,7	0,0	0,0	-26,4	0,00	0,00	0,00
8 OK	-2,7	0,0	0,0	-26,4	0,00	0,00	0,00



Tensioni SLE

La sezione è verificata.

Si riporta la verifica a taglio.

Si verifica a favore di sicurezza la sola sezione rettangolare per l'azione di taglio massimo :

$$T_{\max} = 1053 \text{ kN}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm <sup>2</sup>	LEGENDA
	peso specifico:	kNm <sup>3</sup>	123 dati da ins
	tensioni e resistenze	N/mm <sup>2</sup>	123 valori calco
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	valori note
PESI SPECIFICI	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		risultati veri
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
se $V_{sd} \leq V_{Rd,sur}$ arm. minima a taglio se $V_{sd} \geq V_{Rd,sur}$ arm. a taglio tale che: $V_{sd} \leq V_{Rd,sur}$			
Elementi che non richiedono armatura a taglio ( $V_{sd} \leq V_{Rd,sur}$ )			
$V_{Rd,sur}$ [kN]	228,52	$V_{sd}$ [kN]	1053,00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C		
Clas =	C32/40		
$f_{ctd}$ =	40,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ctk}$ =	32,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$f_{ctd,lim}$ =	2,12 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$\gamma_c$ in uso =	1,50		
$V_{Rd}$ [kN]	228,52	216,32 [kN]	
$\nu_{min}$ =	0,34		
$k = 1 + (200/d)^{1/4}$	1,43	$\leq 2$	1,43
$\rho =$	0,0028 [puo]	$\leq 0,02$	0,0028
$A_{st}$ =	1808 [mm <sup>2</sup> ]		
$b_w$ =	600,00 [mm]		
$\sigma_{cp}$ =	0,00 [N/mm <sup>2</sup> ]		
$N_{ed}/A_c$ =	0,00 [kN]		4,42666667
$A_{st}$ =	660 000 [mm <sup>2</sup> ]		
$d$ =	1 060 [mm]		
$h$ =	1 100 [mm]		
$b$ =	600 [mm]		
$c$ =	40 [mm]		
Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)			
larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace $N_{ed}/A_c$ 0,00 4,42666667			
forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva) area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)			
altezza utile sezione altezza sezione base sezione copriferro (in asse ferro)			

Si deve armare con staffe  $\varnothing 12/15 \text{ cm}/4$  braccia :

Elementi che richiedono armatura a taglio ( $V_{sd} \geq V_{Rd,sur}$ )																																																							
$V_{Rd,sur}$ =	3167,28 [kN]																																																						
$f_{ctd}$ =	22,13 [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza a compressione del cls per il taglio																																																					
$b_w$ =	600,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza																																																					
$\alpha_c$ =	90 °	angolo inclin. delle staffe																																																					
$\cot \alpha_c$ =	0 [puo]																																																						
$\theta$ =	45 °	angolo inclin. bielle compresse																																																					
$\cot \theta$ =	1,00	$1 < \cot \theta < 2,5$ VERIFICATO																																																					
<table border="1"> <tr> <td><math>\alpha_c</math> =</td> <td>1</td> <td>per membrature non comp</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,00</td> <td>per <math>0 &lt; \sigma_{cp} &lt; 0,25 f_{cd}</math></td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,25</td> <td>per <math>0,25 f_{cd} &lt; \sigma_{cp} &lt; 0,5 f_{cd}</math></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2,50</td> <td>per <math>0,5 f_{cd} &lt; \sigma_{cp} &lt; f_{cd}</math></td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_c</math> =</td> <td>1,00</td> <td></td> </tr> </table>				$\alpha_c$ =	1	per membrature non comp		1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$		1,25	per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$		2,50	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$	$\alpha_c$ =	1,00																																						
$\alpha_c$ =	1	per membrature non comp																																																					
	1,00	per $0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$																																																					
	1,25	per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$																																																					
	2,50	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$																																																					
$\alpha_c$ =	1,00																																																						
<table border="1"> <tr> <td>Staffe</td> <td>1</td> <td>0.no</td> <td>1.si</td> </tr> <tr> <td><math>V_{Rd,sp}</math> =</td> <td>1125,88 [kN]</td> <td>Taglio resistente staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>A_{st,sp}</math> =</td> <td>452 [mm<sup>2</sup>]</td> <td>Area compressiva staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>s_{st}</math> =</td> <td>150 [mm]</td> <td>passo staffe in senso longitudinale alla trave</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>f_{td}</math> =</td> <td>391,30 [N/mm<sup>2</sup>]</td> <td><math>f_{td}</math> acciaio tipo B450 C</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\phi_{st,sp}</math> =</td> <td>12 [mm]</td> <td>Diametro staffe</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>n_{st,sp}</math> =</td> <td>4 [puo]</td> <td>n. bracci verticali</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_{st}</math> =</td> <td>113,10 [mm<sup>2</sup>]</td> <td>Area singolo braccio di staffa</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>f_{td}</math> =</td> <td>450 [N/mm<sup>2</sup>]</td> <td>acciaio tipo B450 C</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_c</math> in uso =</td> <td>1,15</td> <td>NT C 2008</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\Delta</math> =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>n_{st}</math> =</td> <td>6,67 [puo]</td> <td>n° staffe a taglio nel tratto</td> <td></td> </tr> </table>				Staffe	1	0.no	1.si	$V_{Rd,sp}$ =	1125,88 [kN]	Taglio resistente staffe		$A_{st,sp}$ =	452 [mm <sup>2</sup> ]	Area compressiva staffe		$s_{st}$ =	150 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave		$f_{td}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{td}$ acciaio tipo B450 C		$\phi_{st,sp}$ =	12 [mm]	Diametro staffe		$n_{st,sp}$ =	4 [puo]	n. bracci verticali		$\omega_{st}$ =	113,10 [mm <sup>2</sup> ]	Area singolo braccio di staffa		$f_{td}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C		$\gamma_c$ in uso =	1,15	NT C 2008		$\Delta$ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		$n_{st}$ =	6,67 [puo]	n° staffe a taglio nel tratto					
Staffe	1	0.no	1.si																																																				
$V_{Rd,sp}$ =	1125,88 [kN]	Taglio resistente staffe																																																					
$A_{st,sp}$ =	452 [mm <sup>2</sup> ]	Area compressiva staffe																																																					
$s_{st}$ =	150 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave																																																					
$f_{td}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{td}$ acciaio tipo B450 C																																																					
$\phi_{st,sp}$ =	12 [mm]	Diametro staffe																																																					
$n_{st,sp}$ =	4 [puo]	n. bracci verticali																																																					
$\omega_{st}$ =	113,10 [mm <sup>2</sup> ]	Area singolo braccio di staffa																																																					
$f_{td}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C																																																					
$\gamma_c$ in uso =	1,15	NT C 2008																																																					
$\Delta$ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																					
$n_{st}$ =	6,67 [puo]	n° staffe a taglio nel tratto																																																					
<table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0.no</td> <td>1.si</td> </tr> <tr> <td><math>V_{Rd,fp}</math> =</td> <td>0,00 [kN]</td> <td>Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>A_{st,fp}</math> =</td> <td>0 [mm<sup>2</sup>]</td> <td>Area compressiva ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>s_{fp}</math> =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>passo ferri piegati in senso long.</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>f_{td}</math> =</td> <td>391,30 [N/mm<sup>2</sup>]</td> <td><math>f_{td}</math> dell'acciaio dei ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\phi_{st,fp}</math> =</td> <td>16 [mm]</td> <td>Diametro ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>n_{fp}</math> =</td> <td>0 [puo]</td> <td>n. ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\omega_{fp}</math> =</td> <td>201 [mm<sup>2</sup>]</td> <td>Area diam. singolo ferro piegato</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>f_{td}</math> =</td> <td>450 [N/mm<sup>2</sup>]</td> <td>acciaio tipo B450 C</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_c</math> in uso =</td> <td>1,15</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\Delta</math> =</td> <td>1000 [mm]</td> <td>lunghezza tratto da armare</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\alpha_{fp}</math> =</td> <td>45</td> <td>0,7854 [° - rad] inclinaz. ferri piegati</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>V_{Rd,fp}</math> =</td> <td>1125,88 [kN]</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				Ferri piegati	0	0.no	1.si	$V_{Rd,fp}$ =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)		$A_{st,fp}$ =	0 [mm <sup>2</sup> ]	Area compressiva ferri piegati		$s_{fp}$ =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.		$f_{td}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{td}$ dell'acciaio dei ferri piegati		$\phi_{st,fp}$ =	16 [mm]	Diametro ferri piegati		$n_{fp}$ =	0 [puo]	n. ferri piegati		$\omega_{fp}$ =	201 [mm <sup>2</sup> ]	Area diam. singolo ferro piegato		$f_{td}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C		$\gamma_c$ in uso =	1,15			$\Delta$ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		$\alpha_{fp}$ =	45	0,7854 [° - rad] inclinaz. ferri piegati		$V_{Rd,fp}$ =	1125,88 [kN]		
Ferri piegati	0	0.no	1.si																																																				
$V_{Rd,fp}$ =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)																																																					
$A_{st,fp}$ =	0 [mm <sup>2</sup> ]	Area compressiva ferri piegati																																																					
$s_{fp}$ =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.																																																					
$f_{td}$ =	391,30 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{td}$ dell'acciaio dei ferri piegati																																																					
$\phi_{st,fp}$ =	16 [mm]	Diametro ferri piegati																																																					
$n_{fp}$ =	0 [puo]	n. ferri piegati																																																					
$\omega_{fp}$ =	201 [mm <sup>2</sup> ]	Area diam. singolo ferro piegato																																																					
$f_{td}$ =	450 [N/mm <sup>2</sup> ]	acciaio tipo B450 C																																																					
$\gamma_c$ in uso =	1,15																																																						
$\Delta$ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																					
$\alpha_{fp}$ =	45	0,7854 [° - rad] inclinaz. ferri piegati																																																					
$V_{Rd,fp}$ =	1125,88 [kN]																																																						
$V_{Rd}$ [kN] =	1125,88	$V_{sd}$ [kN] =	1053,00 VERIFICATO																																																				
Verifica armatura trasversale minima																																																							
$A_{st,min}$ =	3016 [mm <sup>2</sup> ]	area armatura a taglio sulla larghezza $\Delta$	Almeno il 50 % dell'armatura necessaria per																																																				
$A_{st,min}$ =	900 [mm <sup>2</sup> /m]		deve essere costituita da staffe.																																																				
Verifica passo staffe																																																							
$s_{st}$ =	150 [mm]	passo staffe																																																					
$s_{st,min}$ =	848 [mm]	passo minimo staffe	VERIFICATO																																																				
$n_{st}$ =	7 [puo]	n. staffe nel tratto ( $n_{min}=3$ )	VERIFICATO																																																				

La sezione è verificata.



## 6. VERIFICA URTO BARRIERA

Si riporta la verifica della sezione più sollecitata di soletta e cordolo di impalcato relativamente all'azione di urto di veicolo in svio (q8) con le seguenti forze agenti :

Soletta e cordolo : C35/45 e B450C

$$C_{p \text{ barriera}} = 1.50 \text{ kN/m}$$

$$C_{p \text{ veletta}} = 0.75 \times 0.06 \times 25.00 = 1.125 \text{ kN/m}$$

$$C_{p \text{ neri}} = 3.00 \text{ kN/mq}$$

$$F_{\text{urto}} = 167.00 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera agente su un solo montante (nella UNI EN 1317-1, nell'appendice B della medesima norma, è riportato un prospetto esemplificativo dal quale desumere la forza media agente nella parte della barriera colpita in funzione dello spostamento subito dalla parte rivolta verso il traffico. Interpolando i dati relativi alla barriera di classe H4a per spostamenti prossimi alla larghezza operativa W5 delle barriere scelte a favore di sicurezza si ottiene una forza media di circa 167.0 kN)

$$H_{\text{urto}} = 1.00 \text{ m}$$

Asse carico accidentale presente : Schema 2 = 200x2 kN a 2.00 m di interasse

Si realizza un modello FEM 3D relativo alla soletta di bordo laterale con lo spessore di 27 cm della soletta e di 40 cm del cordolo porta barriera largo 109 cm.

L'armatura presente è la seguente :

$$A_{\text{trasm. soletta}} = \varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{long. soletta}} = \varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{\text{trasm. cordolo}} = \varnothing 16/20 \text{ cm} + \varnothing 16/20 \text{ cm sul cordolo}$$

$$A_{\text{long. cordolo}} = \varnothing 16/20 \text{ cm} + \varnothing 16/20 \text{ cm sul cordolo}$$

Segue il modello di calcolo.

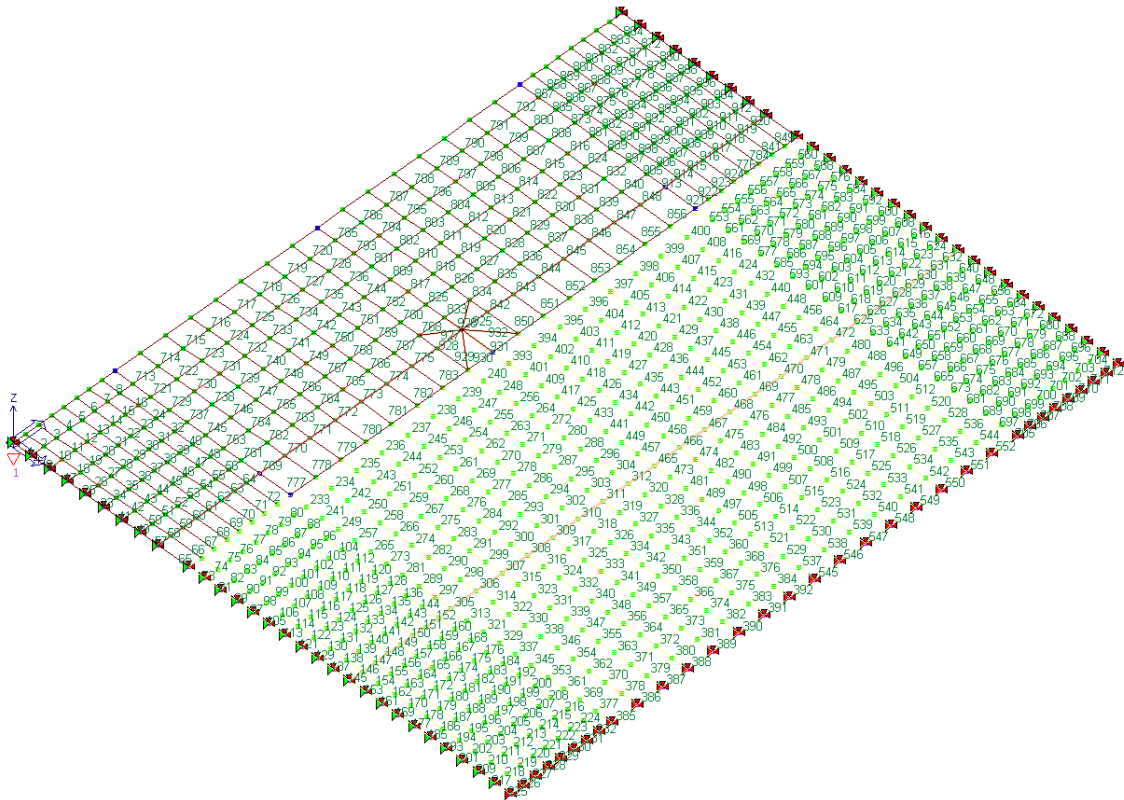
Materiali:

Id	Tipo / Note	daN/cm <sup>2</sup>	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
5	Calcestruzzo Classe C35/45		3.460e+05	0.20	1.442e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	450.0					
	fctm	33.5					
7	Calcestruzzo Classe C45/55		3.640e+05	0.20	1.517e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	550.0					
	fctm	38.3					
47	acciaio inf. rigi.		2.100e+09	0.30	8.077e+08	7.80e-03	1.00e-05
	ft	3600.0					
	fy	2350.0					
	fd	2350.0					
	fdt	2100.0					
	sadm	1600.0					
	sadmt	1400.0					

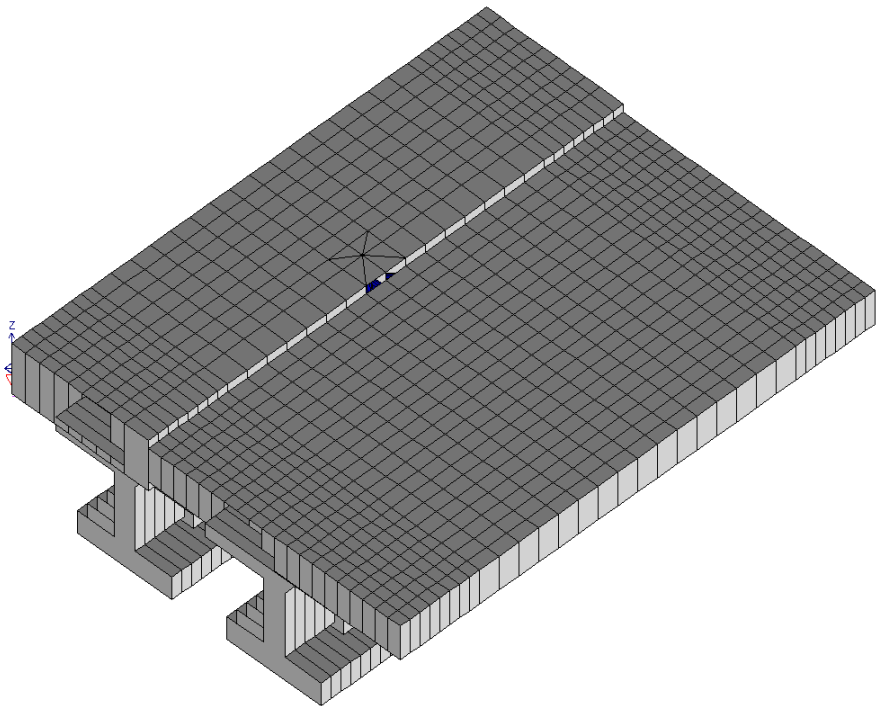
Sezioni:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
1	Trave H80 - Doppio T: bi=75.00 ba=17.00	3427.00	0.0	0.0	2.830e+05	1.874e+06	2.982e+06	3.407e+04	7.300e+04	3.513e+04	7.122e+04

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
	bs=110.00 ht=80.00 hi=18.00 hs=11.00										
2	Circolare: r=5.00	78.54	66.27	66.27	981.75	490.87	490.87	98.17	98.17	166.67	166.67



Modello 3D con numerazione shell



Rendering

Seguono carichi, casi di carico e combinazioni :

### Carichi

Tipo carico concentrato nodale								
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm	
1	Fz barriere - CN:Fz=-189.00	0.0	0.0	-189.00	0.0	0.0	0.0	
2	Fz veletta - CN:Fz=-17.00	0.0	0.0	-17.00	0.0	0.0	0.0	
4	Urto F=167 kN ed M=Fx1.00 - CN:Fx=-1.670e+04 My=-1.670e+06	-1.670e+04	0.0	0.0	0.0	-1.670e+06	0.0	

Tipo carico variabile generale					
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
3	Cp neri 3.00 kN/mq - QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	109.00	-0.03	350.00	-0.03

Tipo gruppo di carichi con impronta su piastra											
Id	Tipo	Ripet. X	Ripet. Y	Carico FZ	Centro X	Centro Y	dim. X	dim. Y	Passo X	Passo Y	
				daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
5	Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04	1	2	-2.000e+04	130.00	89.00	35.00	60.00	0.0	200.00	

### Casi di carico

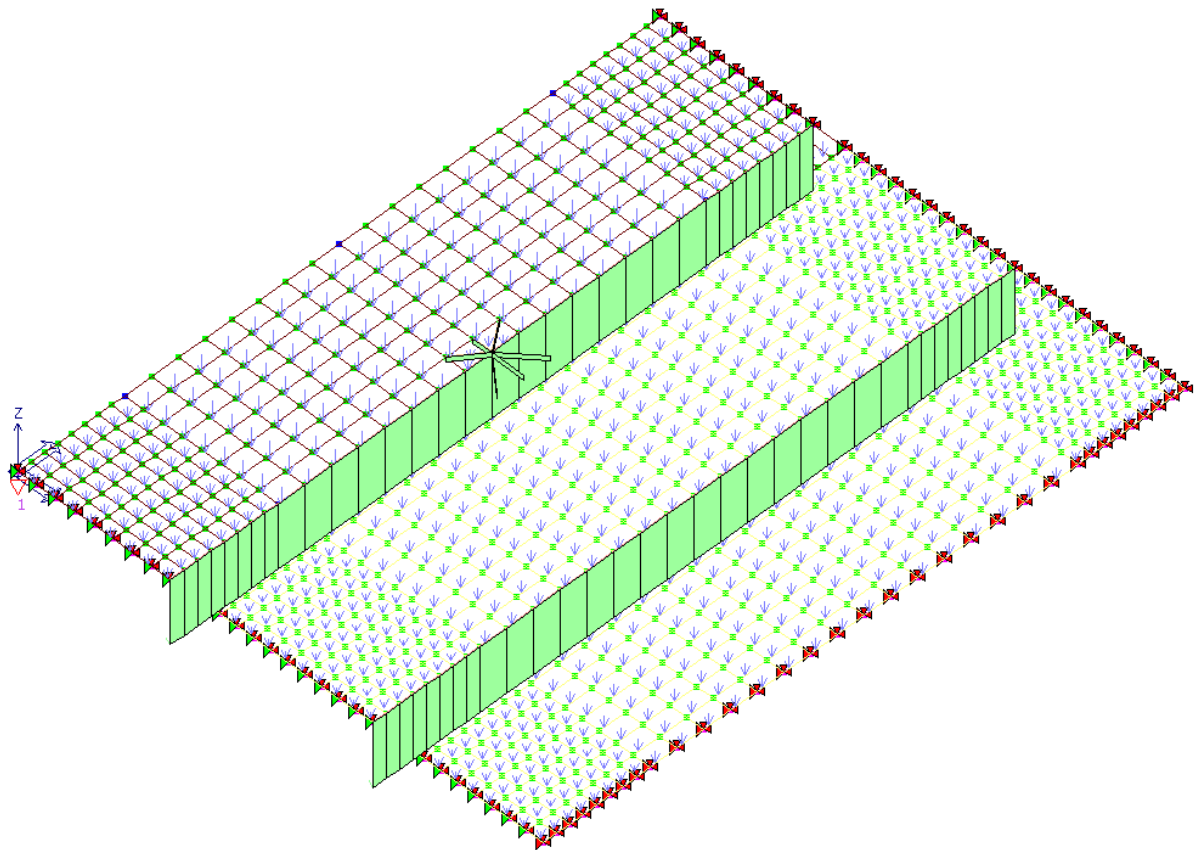
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k - Cp neri, barriera e veletta	Nodo: 5 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 8 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 9 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 12 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 13 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 16 Azione : Fz barriere - CN:Fz=-189.00 Nodo: 21 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 24 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 26 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 28 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 30 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 32 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 34 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 781 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 783 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 785 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 787 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 789 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 791 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 793 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 851 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 853 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 855 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 857 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 859 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 861 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 863 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 921 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 923 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 925 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 927 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 929 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 931 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 Nodo: 933 Azione : Fz veletta - CN:Fz=-17.00 D3 : da 73 a 712 Azione : Cp neri 3.00 kN/mq - QV:var x - Qz - Area
3	Qk	CDC=Qk - Fx urto 167 kN	Nodo: 12 Azione : Urto F=167 kN ed M=Fx1.00 - CN:Fx=-1.670e+04 My=-1.670e+06
4	Qk	CDC=Qk - Assi schema 2: 200x2 kN	D3 : da 65 a 72 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 73 a 712 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 776 a 784 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 841 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 849 a 856 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 921 a 924 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04 D3 : da 929 a 930 Azione : Schema 2 asse 200x2 kN - CGI:n. 2 FZ=-2.000e+04

## Combinazioni

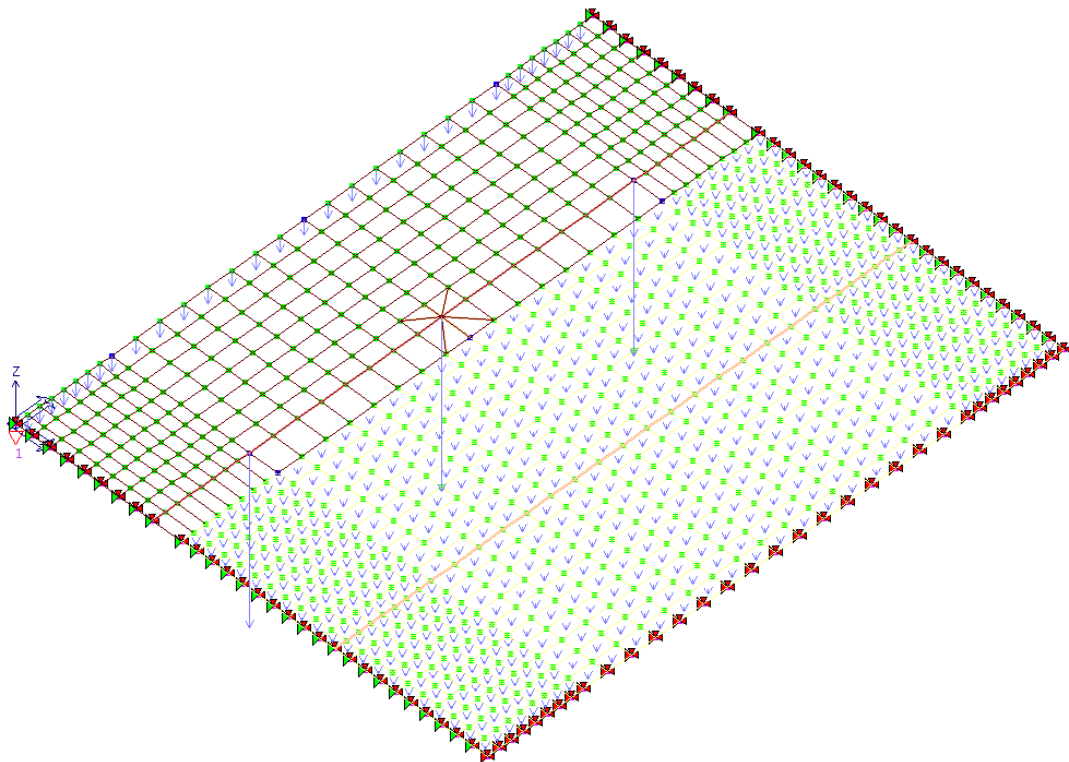
Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	C01 SLU - Pp+Cp	
2	SLU	C02 SLU - Pp+Cp+Furto+Cacc	
3	SLU	C03 SLU ecc. - Pp+Cp+Furto+Cacc	
4	SLE(r)	C04 SLE rare - Pp+Cp+Furto+Cacc	
5	SLE(r)	C05 SLE rare ecc. - Pp+Cp+Furto+Cacc	
6	T.AMM.	C06 TA - Pp+Cp+Furto+Cacc	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0										
2	1.35	1.35	1.50	0.0										
3	1.00	1.00	1.00	0.20										
4	1.00	1.00	1.00	0.0										
5	1.00	1.00	1.00	0.20										
6	1.00	1.00	1.00	1.00										

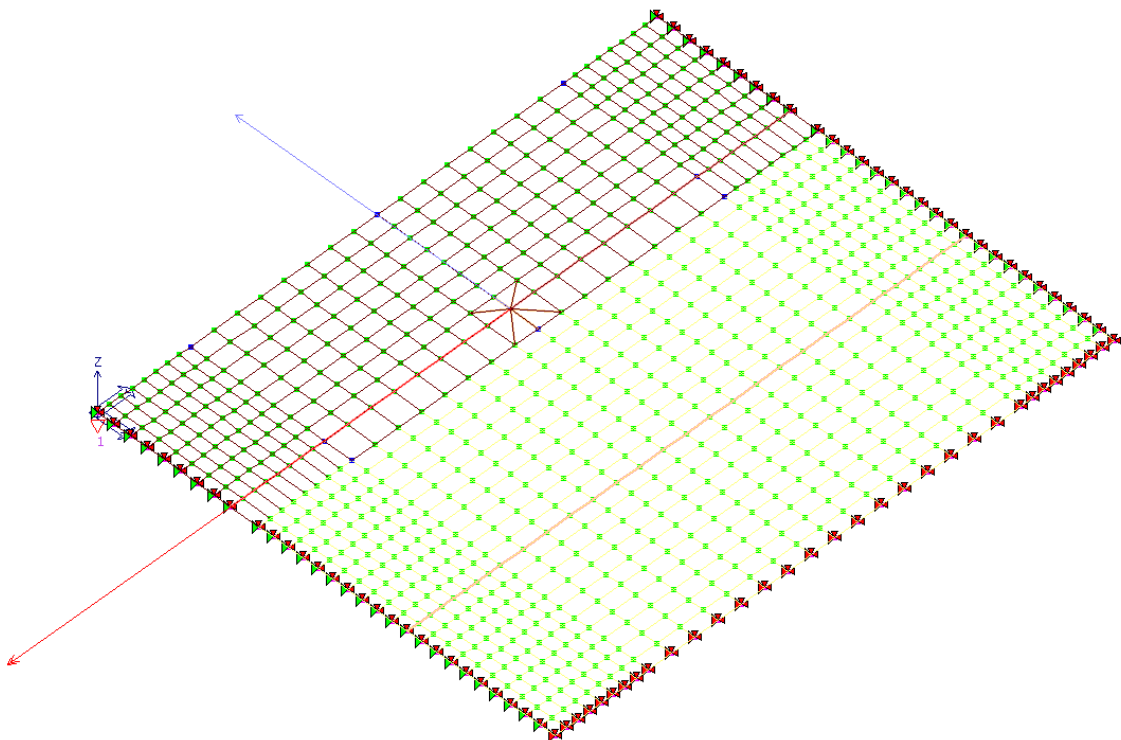
Seguono i carichi applicati :



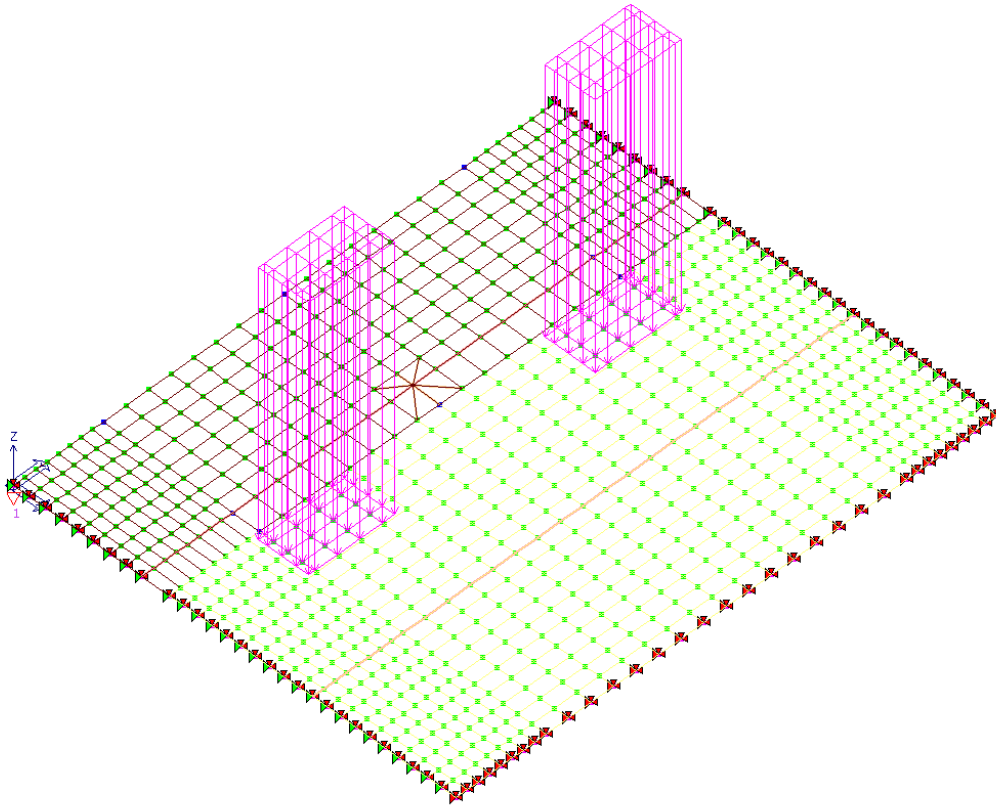
Pp



Cp (barriere, velette e sovrastruttura)

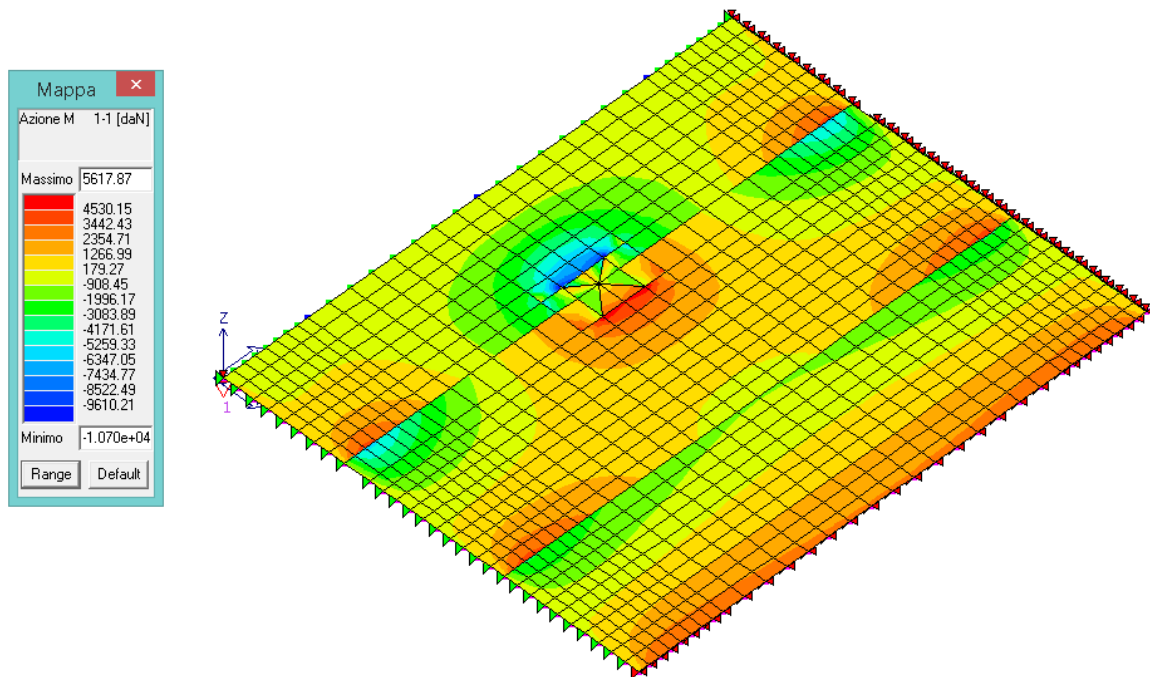


Urto barriera



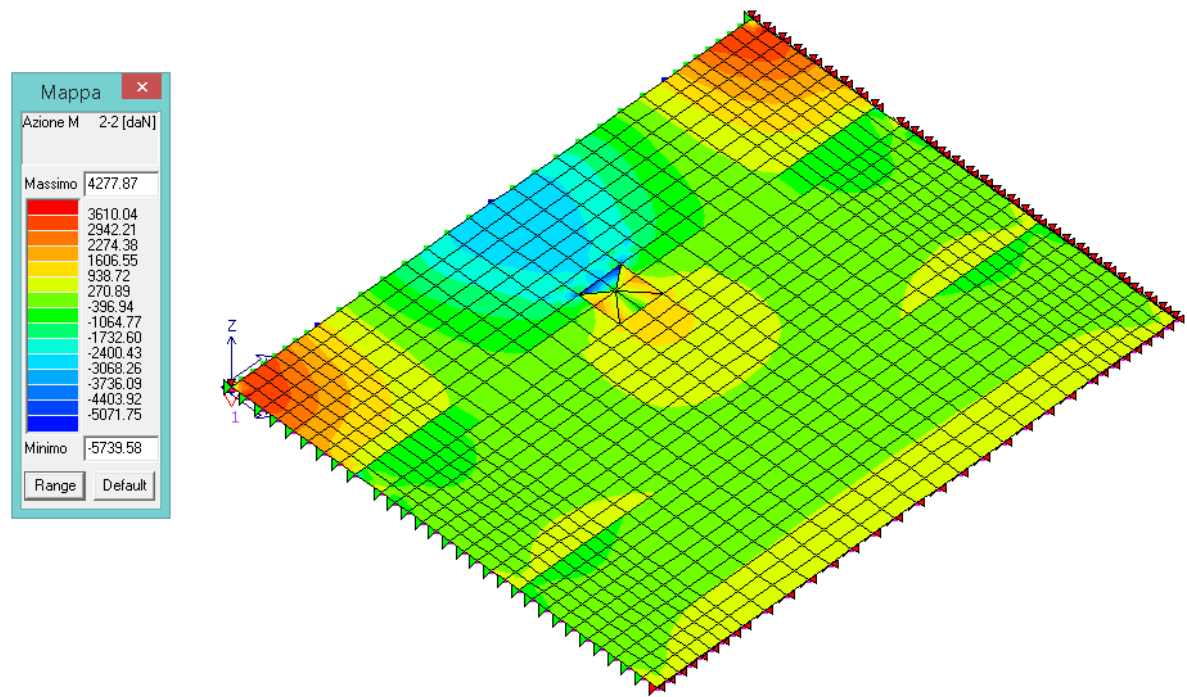
Schema 2 – Associato in posizione peggiore

Seguono le azioni interne massime:

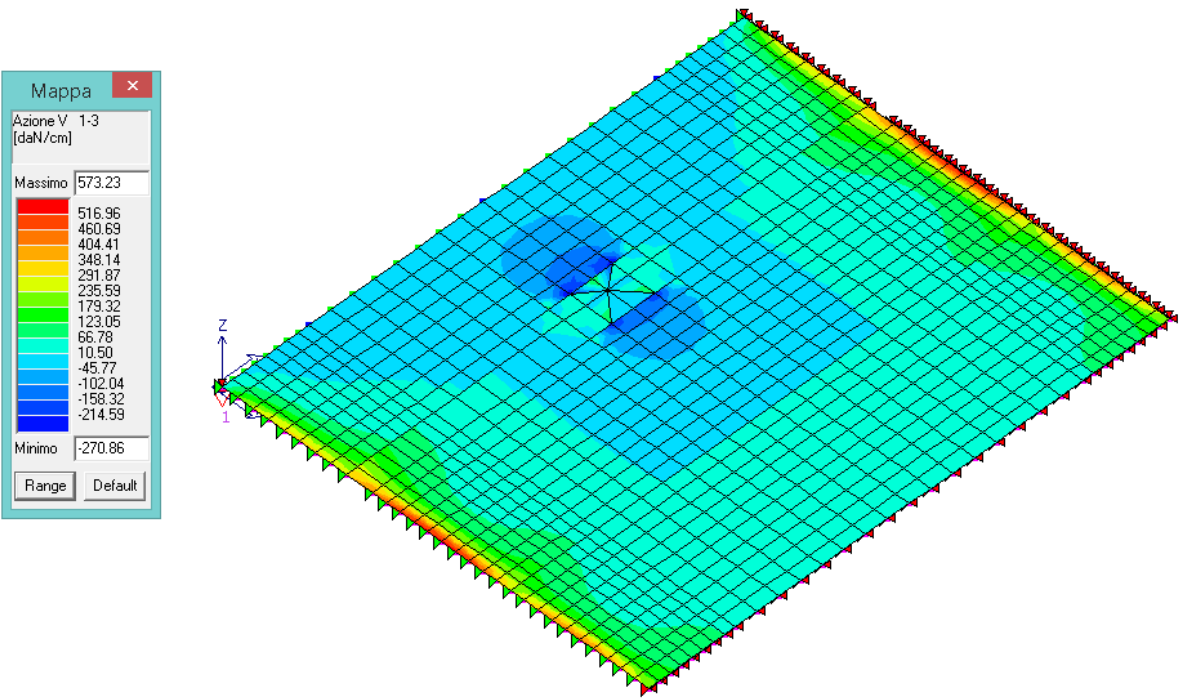


M1-1 (daNcm/cm)

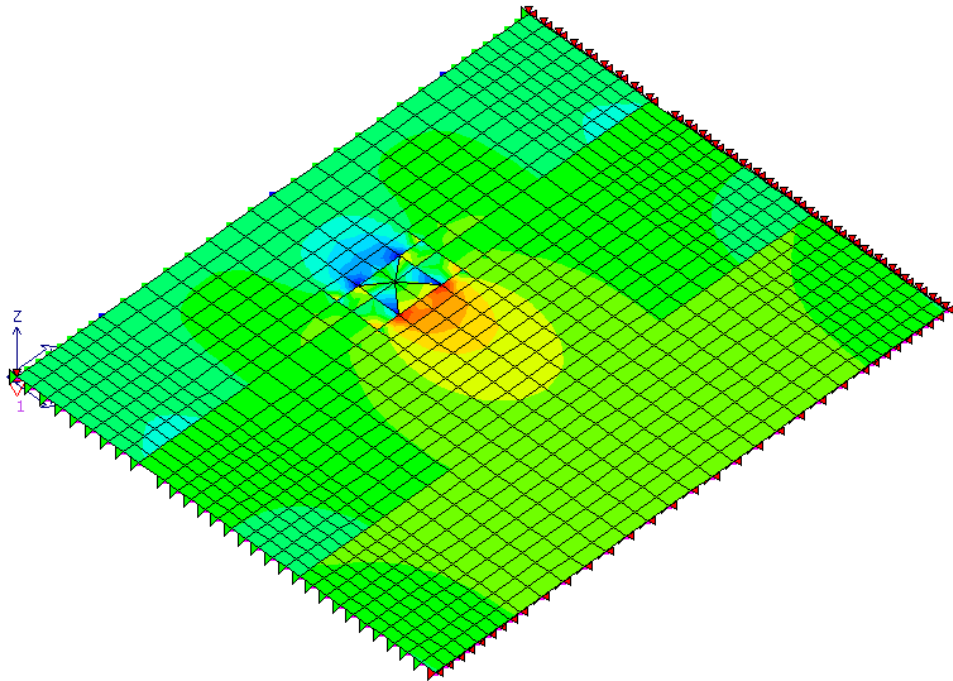
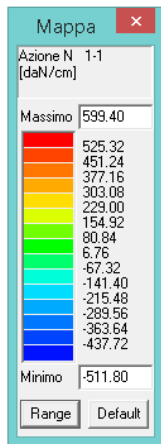




M2-2 (daNcm/cm)

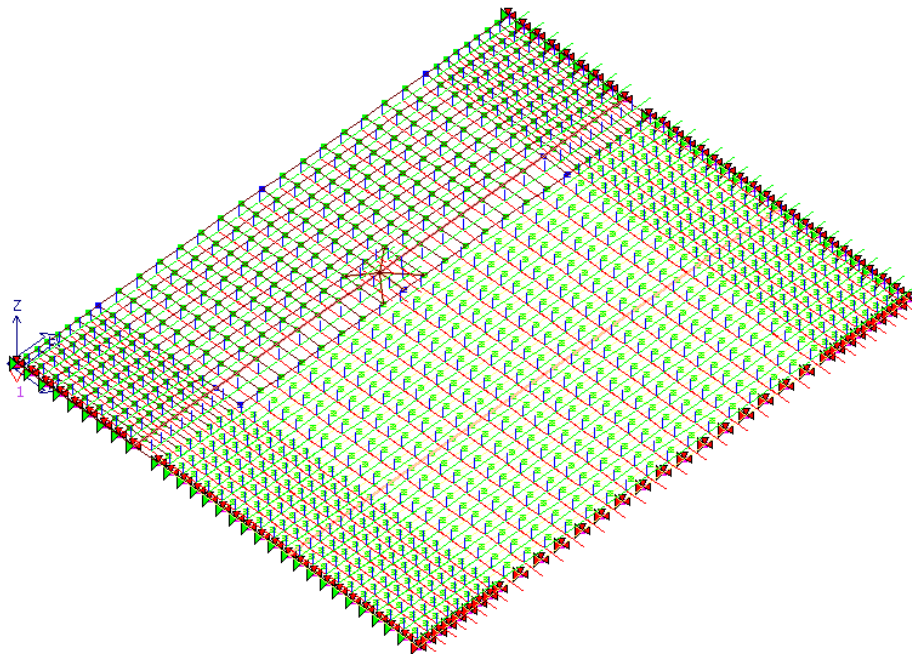


T1-3 (daN/cm)



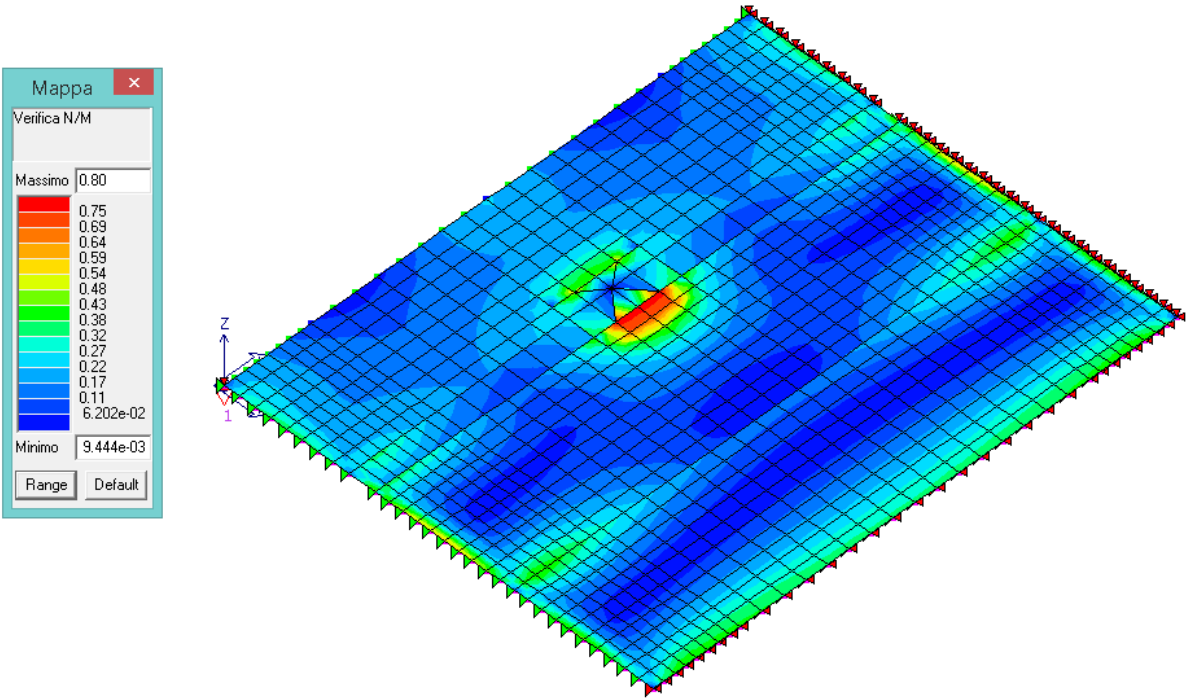
N1-1 (daN/cm)

Seguono le verifiche.

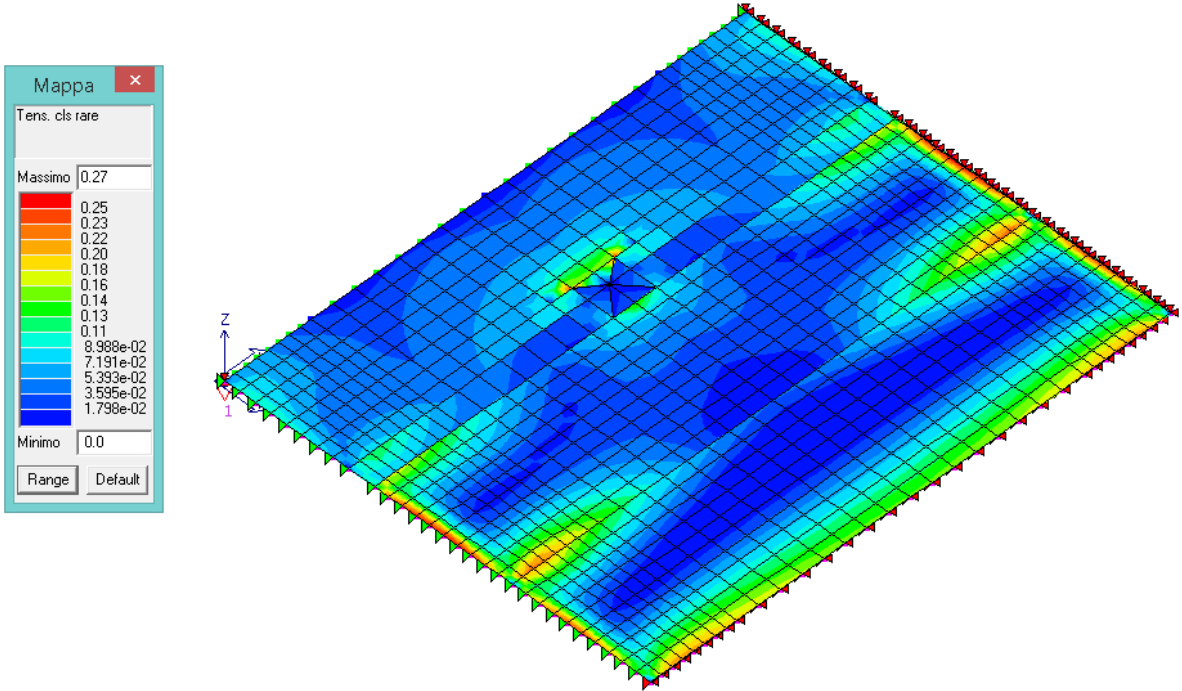


Disposizione armature (red=principale)

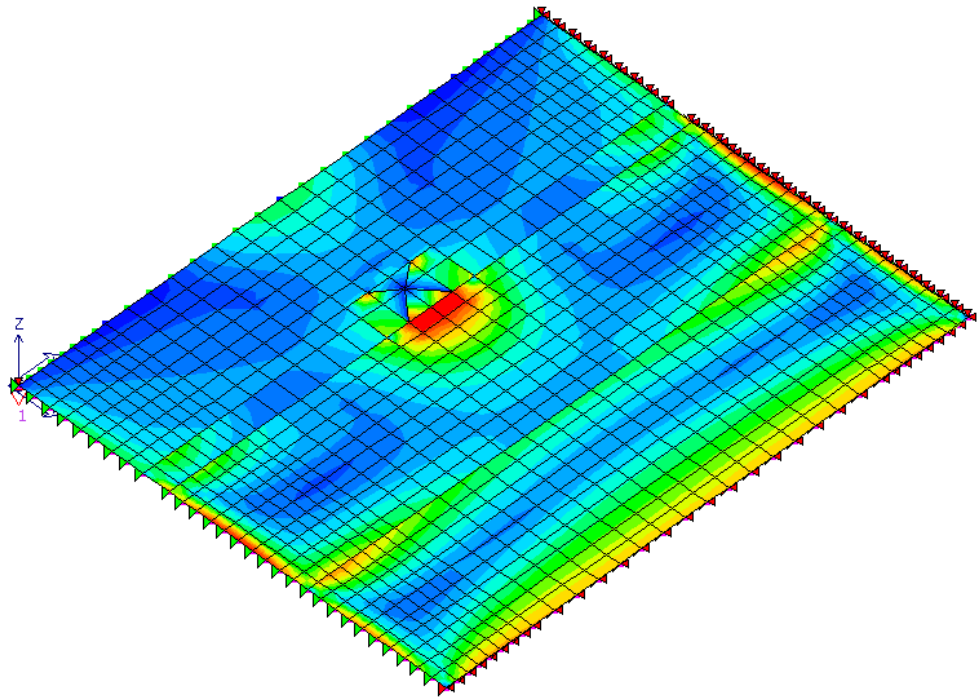
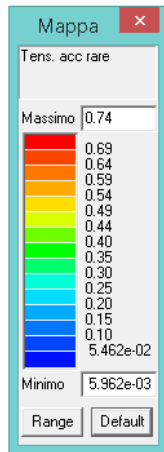




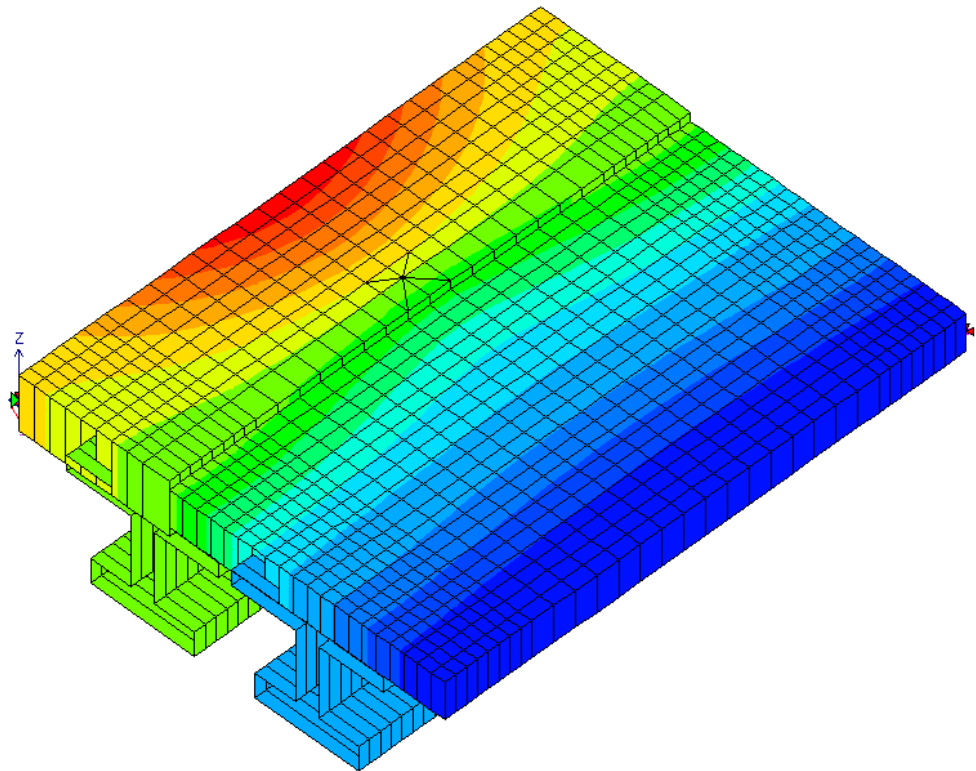
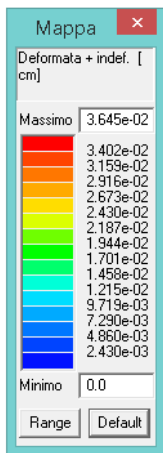
Verifica N/M SLU



Verifica Tensioni CLS SLE rare



Verifica Tensioni Acciaio SLE rare



Verifica Deformate SLE rare (cm)

Le verifiche sono tutte soddisfatte.