ITEC engineering

COMUNE DI GENOVA

Committente:

Titolo:

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IDRAULICO DEI RIVI MAROTTO E MONFERRATO A GENOVA MULTEDO

Livello di Progetto:
Definitivo

Oggetto:

Parco ferroviario

-Relazione tecnica descrittiva

-Relazione sui materiali

-Relazione strutturale

-Relazione sull'attendibilità dei risultati

Codice Progetto:
P072-14

Nome File:
P072-14-D-RE-STR-003-A

Firme:





Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	MAN	31/07/18	PM/DG	31/07/18

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA

efca FIDIC

ACCREDIA Sistema Certificato UNI EN ISO 9001 SC 10-2588/IAF 34

E' vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 RELAZIONE DESCRITTIVA 1

1.1 PREMESSA 1
1.2 INQUADRAMENTO GENERALE 1
1.3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 1

2 RELAZIONE SUI MATERIALI 4

2.1 OPERE IN C.A. 4
2.1.1 Acciaio d'armatura 4
2.1.2 Conglomerato cementizio 4
2.2 OPERE IN ACCIAIO 5

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 6

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI 6
3.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO 6
3.3 SCELTE PROGETTUALI 6
3.3.1 Classi di esposizione – copriferro 6

4 RELAZIONE STRUTTURALE 8

4.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 10
4.1.1 Analisi dei carichi 10
4.1.2 Variazioni termiche 10
4.1.3 Traffico ferroviario 10
4.1.3.1 Effetti dinamici 11
4.1.3.2 Carico di progetto 12
4.1.3.3 Avviamento e frenatura 12
4.1.3.4 Serpeggio 12
4.1.4 Spinta terreno 12
4.1.5 Azioni eccezionali 13
4.1.6 Azione sismica 14
4.1.7 Combinazioni di carico 14
4.2 MONOLITE 17
4.2.1 Combinazione dei treni di carico 17
4.2.2 VERIFICHE SLU 19
4.2.2.1 Soletta superiore 19
4.2.2.2 Fondazione 22
4.2.2.3 Pareti 25
4.2.2.4 Combinazioni eccezionale 27
4.2.3 VERIFICHE SLE 30
4.2.3.1 Verifiche tensionali 30
4.2.3.1.1 Soletta superiore 30
4.2.3.1.2 Fondazione 31
4.2.3.1.3 Pareti 33
4.2.3.2 Verifica fessurazione 35
4.2.3.2.1 Soletta superiore 35

4.2.3.2.2 Fondazione....36
4.2.3.2.3 Pareti....38
4.2.4 VERIFICA A FATICA....39
4.2.4.1 Verifica tensione barre di armatura....39
4.2.4.2 Verifica del calcestruzzo compresso....41
4.2.4.3 Verifica a taglio del calcestruzzo....45
4.2.5 VERIFICA PORTANZA FONDAZIONE....47
4.2.6 VARO DEL MONOLITE....48
4.2.6.1 Verifica scorrimento struttura di contrasto....49
4.2.6.1.1 Peso monolite....49
4.2.6.1.2 Angoli di attrito....49
4.2.6.1.3 Risultante forze di attrito monolite....50
4.2.6.1.4 Resistenza scorrimento struttura di contrasto....50
4.2.6.1.5 Verifica scorrimento struttura di contrasto....51
4.2.6.2 Verifica resistenza struttura di contrasto....51
4.2.6.2.1 Tensioni sul terreno....52
4.2.6.2.2 Verifica platea di varo....53
4.2.6.2.3 Verifica muro reggispinta....55
4.3 PARCO FERROVIARIO....56
4.3.1 Combinazione dei treni di carico....56

5 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO....60

5.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA....60
5.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO....60
5.3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO....60
5.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI....61
5.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE....61
5.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI....61

1 RELAZIONE DESCRITTIVA

1.1 PREMESSA

La presente relazione è redatta nell'ambito del progetto esecutivo inerente gli *interventi di adeguamento delle sezioni d'alveo del Rio Marotto e del Rio Monferrato tra viale Villa Gavotti e lo sfocio a mare* da effettuarsi nel Comune di Genova.

La tombinatura in progetto attraversa Via Merano, prosegue tra gli edifici delle ex fonderie Multedo in destra ed altri capannoni in sinistra, dove riceve anche le acque del Monferrato, sottopassa il fascio di binari della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia e infine, dopo un breve tratto a cielo aperto, sfocia in mare.

Gli interventi in oggetto possono essere classificate in alcune opere principali così suddivise:

- Realizzazione di paratie provvisorie, funzionali alla realizzazione dei nuovi scatolari;
- Realizzazione di nuovi scatolari per il Rio Marotto e per il Rio Monferrato che garantiscano un'adeguata sezione idraulica;
- Realizzazione di alcune opere provvisorie, necessarie per consentire l' attraversamento degli scavi;
- Realizzazione di un monolite varato a spinta nel tratto interessato dall'attraversamento della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia;
- Posa di un tratto di condotta idrica e di alcune condotte dell'oleodotto al di sotto della linea ferroviaria, utilizzando la tecnica del microtunnelling.

Per la presenza di numerosi sottoservizi nell'area in cui andrà realizzato l'intervento, in alcuni tratti l'esecuzione della tombinatura andrà realizzata adottando alcuni accorgimenti per consentire di ridurre al minimo il disturbo alle linee presenti.

1.2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'oggetto della presente relazione tecnica è il dimensionamento strutturale delle opere strutturali necessarie per l'adeguamento della sezione idraulica del Rio Marotto e del Rio Monferrato nel Comune di Genova. Tali corsi d'acqua nella zona considerata corrono in sotterranea all'interno di una tombinatura in C.A.. Nel presente progetto sarà dimensionata la nuova tombinatura dei due corsi d'acqua citati, al fine di adeguare la sezione idraulica in funzione delle portate di massima piena che si verificheranno sui due rii. I tombini dopo aver attraversato Via Merano, proseguiranno all'interno dell'area delle ex fonderie Multedo, ed all'interno di questa, il Rio Marotto ed il Rio Monferrato si uniranno in un unico canale che proseguirà fino allo sbocco in mare dopo aver sottopassato la linea ferroviaria Genova-Ventimiglia ed il fascio di binari presenti adibiti al ricovero rotabili.

1.3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Dopo aver sommariamente elencato in precedenza le opere da realizzare, vengono qui descritte singolarmente le opere trattate nella presente relazione, che sono quelle che attraverseranno la zona delle ferrovie per un tratto di lunghezza di circa 45 ml, in cui si trova nella parte più a sud, la linea ferroviaria Genova-Ventimiglia composta da due binari, mentre nella restante, verso nord, è presente la parte terminale di un parco ferroviario, di cui è prevista la dismissione.

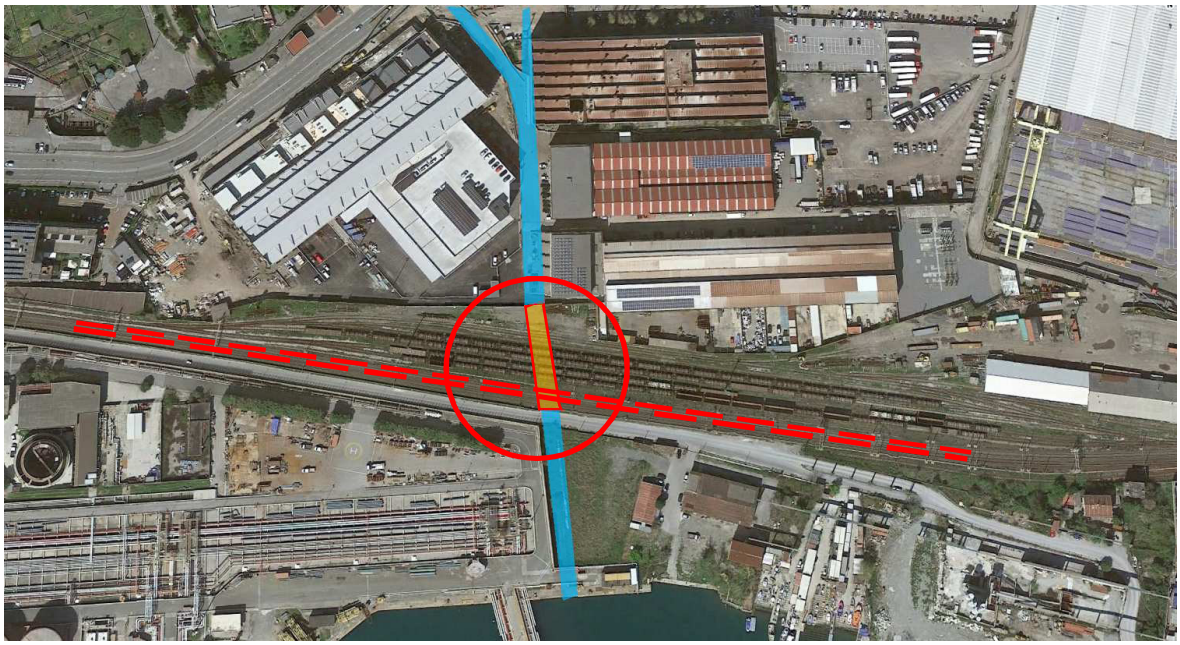


Figura 1.1 – Foto area della zona di intervento con evidenziato l'attraversamento della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia e il canale interrato in progetto (in azzurro)

Come già detto in premessa la nuova opera idraulica va ad adeguare il canale esistente, realizzato in modo non omogeneo in cemento armato e muratura. In particolare l'attraversamento in corrispondenza della linea Genova-Ventimiglia è realizzato in cemento armato di epoca non recente, con larghezza massima di 5.5 ml ed altezza circa 2.6 ml. La copertura è costituita da una soletta nervata con travi il cui spessore esatto non è stato possibile rilevarlo per la presenza della linea ferroviaria. La parte restante del canale esistente (sotto il parco ferroviario) è invece un canale in muratura con sezione a volta.

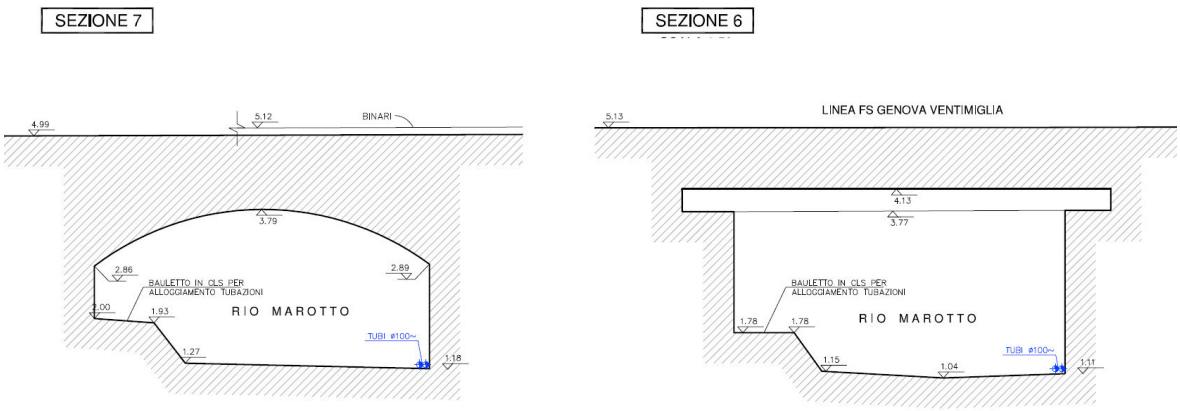


Figura 1.2 – Sezioni esistenti tipologiche del tratto in esame. A sinistra la sezione sotto il parco ferroviario, a destra in corrispondenza della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia

La nuova sezione del canale avrà larghezza netta interna di 8 ml, altezza variabile 3.5-3.6 ml e verrà realizzato interamente in c.a. gettato in opera.
Per la realizzazione si dovranno tener presente tutte le interferenza presenti, costituite dai sottoservizi che in gran parte verranno ricollocati e rinnovati.
Al riguardo il progetto nel suo complesso prevede tutte le opere ed attività necessarie, ma non fanno parte della presente relazione.

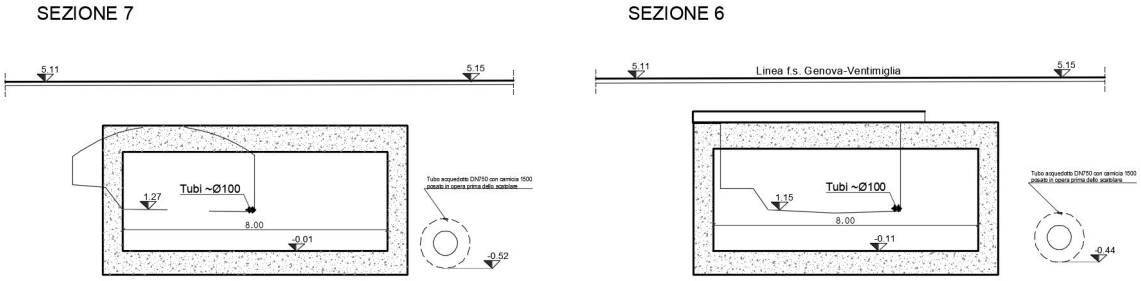


Figura 1.3 – Sezioni di progetto tipologiche del tratto in esame, sovrapposte con l'esistente. A sinistra la sezione sotto il parco ferroviario, a destra in corrispondenza della linea ferroviaria Genova-Ventimiglia

Per la realizzazione del canale oggetto della presente sono previsti due tipi di intervento. Il primo che interessa la linea ferroviaria, che non subirà interruzioni di traffico, prevede la realizzazione di una struttura monolitica realizzata in una area adiacente alla linea ferroviaria, la quale verrà poi spinta sotto i binari con tecnologie tipiche per tali opere. La parte restante verrà realizzata in opera eseguendo uno scavo a cielo aperto, dismettendo il parco ferroviario.

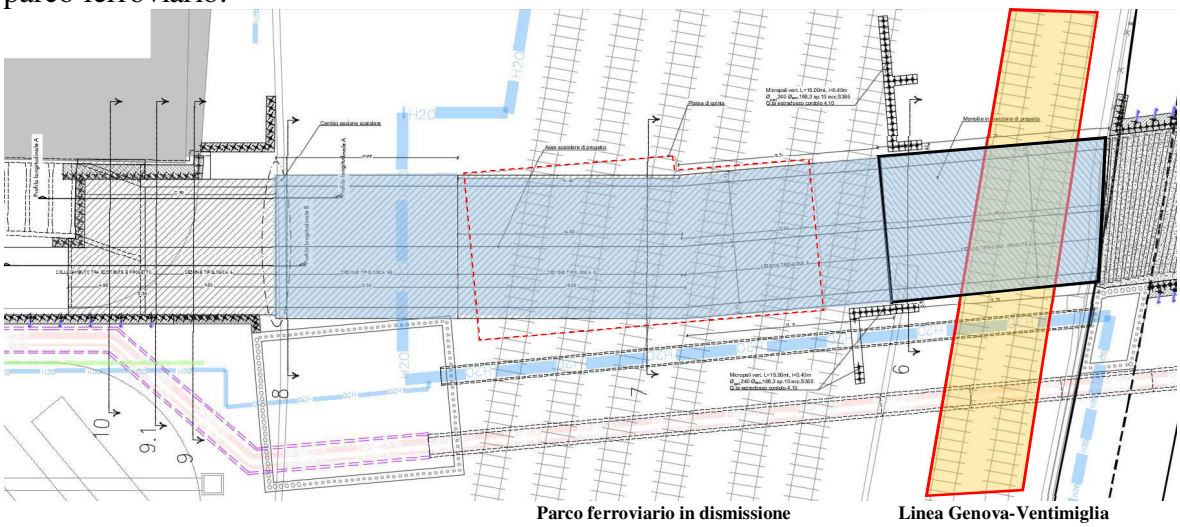


Figura 1.4 – Planimetria della zona di intervento. Evidenziata la zona della linea Genova-Ventimiglia che rimarrà in esercizio ed i due tronchi del nuovo canale; a destra il monolite che verrà inserito sotto la linea.

Rispetto al livello di progettazione precedente la metodologia per realizzazione il nuovo canale sotto la linea ferroviaria in esercizio, è stata modificata. Era previsto infatti l'impiego del sistema Essen®, che avrebbe sostenuto la linea durante la realizzazione della sottostante struttura del canale, sempre in calcestruzzo gettato in opera; dopo la valutazione del progetto precedente da parte di RFI, è stato inserito l'impiego del sistema Verona®, che permette una diminuzione dei tempi di interferenza dovuta ai lavori sotto la linea ferrovia. Ciò ha comportato la necessità di realizzare preliminarmente il monolite a lato della linea ferroviaria, l'inserimento sotto la stessa impiegando il sistema suddetto, utilizzando come contrasto una struttura costituita da platea di varo ed un muro reggispinta.
Il tutto ha richiesto lo studio della fasi di cantiere, al fine di valutare e risolvere le varie interferenze presenti, come viene evidenziato negli elaborati progettuali.

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione delle opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

2.1.1 Acciaio d'armatura

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} <$ 1.35
- $(f_y)_{nominale}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{nominale}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{nominale}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{nominale}$
- E = 210000 N/mm^2

2.1.2 Conglomerato cementizio

Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza:
  - Fondazione e pareti: **C35/45 (R_{ck} = 45 N/mm^2)**
  - Soletta superiore: **C32/40 (R_{ck} = 40 N/mm^2)**
  - Magrone: **C12/15 (R_{ck} = 15 N/mm^2)**
- Classe di cemento: CEM II
- Aggregati:
  - Interferro ≥ 35 mm D_{max} = 32 mm
  - Interferro < 35 mm D_{max} = 20 mm
- Classe di consistenza: S4
- Classe di durabilità:
  - Fondazione e pareti: **XS3**
  - Soletta superiore: **XS1**
- Classe di contenuto ioni cloruro:
  - Fondazione e pareti: **Cl. 0.4**
  - Soletta superiore: **Cl. 0.4**
- Rapporto A/C massimo:
  - Fondazione e pareti: **0.45**
  - Soletta superiore: **0.50**
- Dosaggio min. cemento:
  - Fondazione e pareti: **360 kg/m^3**
  - Soletta superiore: **340 kg/m^3**
- Aria intrappolata max:
  - Fondazione e pareti: 2.5%
  - Soletta superiore: 2.5%
- Volume di acqua di bleeding: <0.1%.

2.2 OPERE IN ACCIAIO

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione delle opere in carpenteria metallica del ponte su Via Ronchi:

- Qualità: **S355 J0**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3
- Classe di esecuzione UNI EN1090 EXC3

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e della relativa "Circolare Esplicativa 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.".
Per quanto non specificato nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata affidabilità ed in particolare:

- **UNI EN 1992-1-1** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici".
- **UNI EN 1992-2-2** Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Ponti di calcestruzzo -.
- **UNI EN 1993–1–1** Strutture in acciaio.
- UNI **EN 1993–2** Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti in acciaio.
- **UNI EN 1993–1–5** Piastre irrigidite in assenza di carichi trasversali.
- **UNI EN 1993–1–9** Piastre irrigidite in assenza di carichi trasversali.
- **UNI EN 1994–2** Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Ponti a struttura composta [
- **UNI EN 14399** Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato.
- **UNI EN 1337-3:2005** Appoggi strutturali - Parte 3: Appoggi elastomerici".
- **RFI DTC INC PO SP IFS 001 A.** Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- **RFI DTC INC PO SP IFS 003 A.** Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari

3.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, il manufatto in progetto rientrano nella categoria di *ponti, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza strategica"* (vita nominale $\mathbf{V_N = 100}$ **anni**), e con riferimento alla funzione assolta, **classe d'uso IV** $\mathbf{c_u = 2.0}$, da cui in definitiva un tempo di riferimento dell'opera

$$V_R = V_N \cdot c_u = 200 \text{ anni.}$$

3.3 SCELTE PROGETTUALI

3.3.1 Classi di esposizione – copriferro

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le seguenti Classi di durabilità:

- Fondazioni e pareti

  Classi di durabilità – XS3 ("Zone esposte alla marea, alle onde ed agli spruzzi"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Molto aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare

- una Classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 conforme UNI 206;
- un copriferro netto di 50 mm, conforme al minimo prescritto (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

- Soletta superiore

  Classi di durabilità – XS1 ("Esposto ad aria che trasporta salsedine ma non in contatto diretto con acqua di mare"), in virtù delle quali si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40 conforme UNI 206;
    - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

4 RELAZIONE STRUTTURALE

Il nuovo canale del Rio Marotto, in corrispondenza dell'area ferroviaria, è composto da tre parti. La parte a sud è il monolite di lunghezza media ~14.2 ml che verrà inserto a spinta adottando il sistema Verona® sotto la linea Genova-Ventimiglia, mentre la parte restante di lunghezza complessiva ~40 ml, è uno scatolare di sezione praticamente identica a quella del monolite, ma realizzato in opere con tecnologie comuni. Questo tratto è costituito da due parti che differiscono solo per l'altezza netta interna. In particolare il tratto più a nord di lunghezza 12 ml, differisce solo per l'altezza che è variabile (3.2 - 3.5 ml) e non è attraversato da binari. Il tratto centrale di lunghezza 28 ml viene impostato sulla platea utilizzata per la spinta del molite ed è interessato, a livello del piano campagna, dagli attuali binari del parco ferroviario di cui si prevede la dismissione. La sezione è la stessa prevista per il monolite.
Il monolite ha un'altezza netta interna di 3.5 ml, platea di fondo di spessore 80 cm, pareti laterali di 70 cm e la soletta superiore 80 cm.

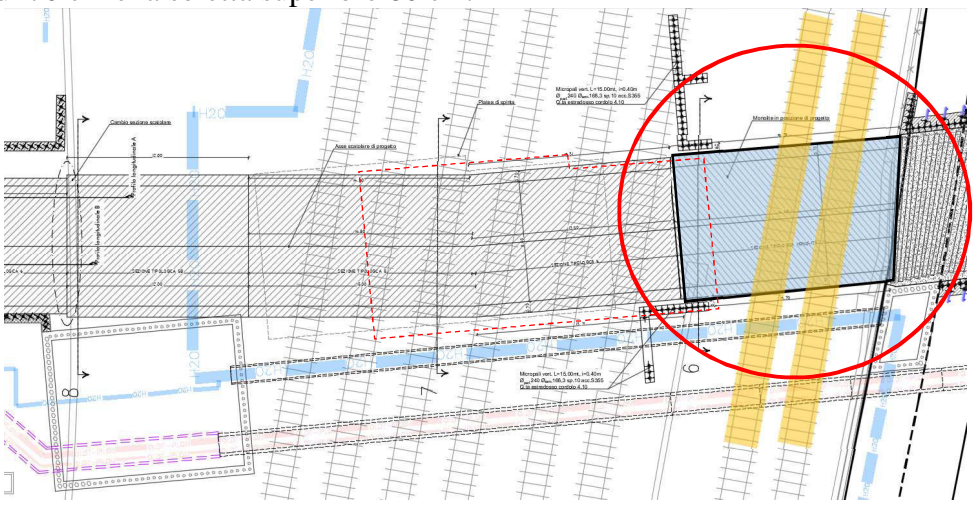


Figura 4.1 – Planimetria della zona di intervento in corrispondenza area ferrovie. Evidenziato il monolite e la linea Genova-Ventimiglia

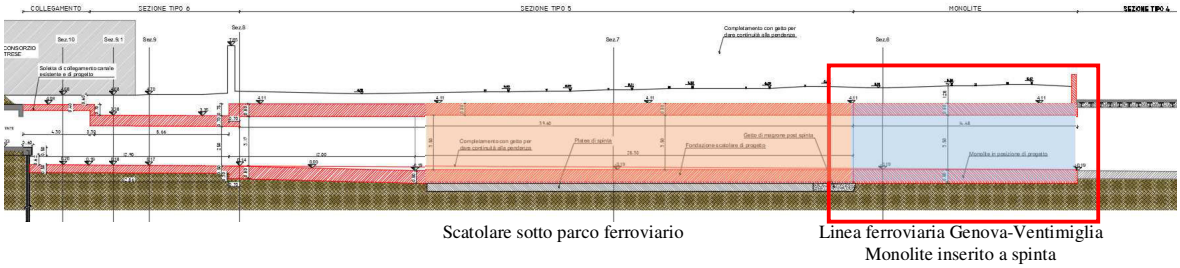


Figura 4.2 – Sezione longitudinale della canale sotto area ferrovie

Per le verifiche delle strutture è stato fatto riferimento a quando indicato nel DM 14/01/2008 e relativa circolare, facendo inoltre riferimento ai documenti contenenti le specifiche di RFI per la progettazione di opere in ambito ferroviario, indicate nei riferimenti normativi.

La verifica ha riguardato quindi la struttura del monolite e del sistema di contrasto nella spinta. Dall'analisi risulta che il comportamento di tale manufatto può essere ricondotto a quello di un'analisi piana della sezione trasversale e, in relazione a tale considerazione, al fatto che le sezioni dello scatolare e della parte restante di struttura sono identiche, sia negli spessori delle varie membrature che la costituiscono, sia nelle armature, tenuto conto dei

carichi considerarti nelle verifiche del monolite, si ritiene accettabile fare riferimento a tali verifiche anche per lo scatolare sotto il parco ferroviario.
Quindi nel seguito si riportano solo le verifiche richieste dalle norme richiamate nei riferimenti normativi, solo per la struttura del monolite.
Tali verifiche sono:

- Agli stati limite ultimi SLU
  - Verifica di resistenza per le combinazioni di carico fondamentali, per gli SLV e combinazioni eccezionali dovuta al deragliamento.
- Agli stati limite di esercizio SLE
  - Verifica tensionale delle sezioni in c.a. di fessurazione e di deformabilità, calcolando che la frequenza del primo modo , sia interna al fuso indicato dalle norme
- Stato limite di fatica
  - Verifica della soletta superiore in c.a. secondo i criteri delle istruzioni RFI indicate nei riferimenti normativi.

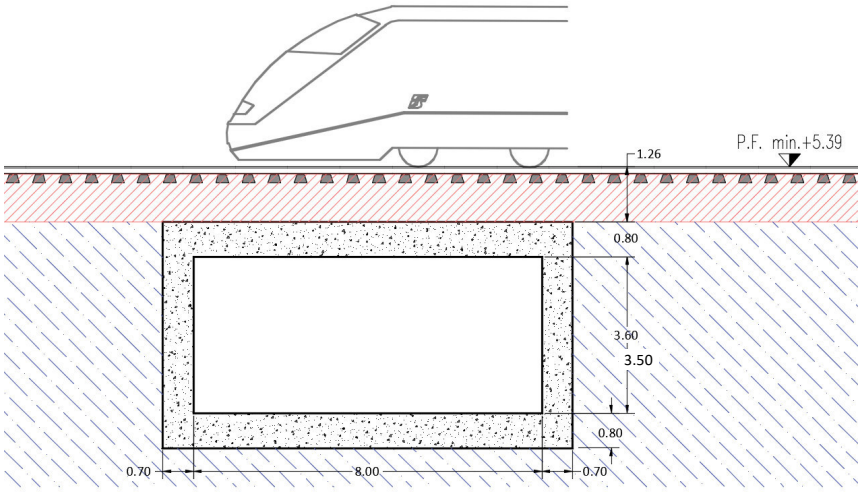


Figura 4.3 – Sezione trasversale scatolare

Le due strutture si considerano strutturalmente indipendenti ed essendo interrate, tenuto conto delle dimensioni e della geometria e del tipo di struttura non richiedono particolari valutazioni dal punto di vista sismico.

4.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

4.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute nelle NTC08:

- Pesi permanenti strutturali:
  - Pesi propri elementi
    - C.A.: 25.00 kN/m^3;
    - Acciaio: 78.50 kN/m^3

- Pesi permanenti NON strutturali: **27 KN/mq**
  - Armamento(per B=3.55 ml) 1.6 KN/mq
  - Ballasts~ 1.3 ml (γ=18 KN/mc) 23.4 KN/mq
  - Eventuale magrone 2.0 KN/mq

4.1.2 Variazioni termiche

Le variazioni termiche sono state considerate per la soletta superiore seguendo le NTC08 al punto 5.2.2.5.2. Si considera una variazione termica uniforme di +/-15°C, oltre ad un gradiente di temperatura di 5°C tra estradosso ed intradosso della soletta.

4.1.3 Traffico ferroviario

Le azioni da traffico sono state valutate in riferimento al cap. 5 delle NTC 2008.
Si considerano i modelli di carico LM71 e SW2.

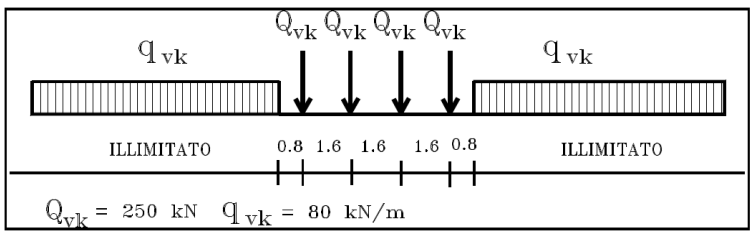


Figura 4.4 – Treno di carico LM71

I carichi degli assi da 250 KN si considerano distribuiti uniformemente nel senso longitudinale, come indicato al punto 5.2.2.3.1.3.
Viene inoltre considerata l'eccentricità come previsto dalle norme Q_{V2}/Q_{V1}=1.25.

Treno di carico SW

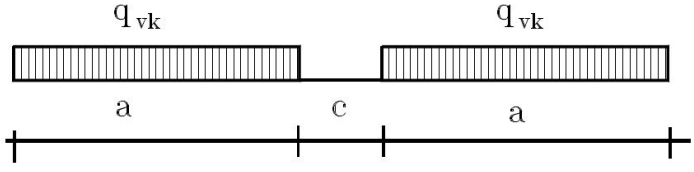


Tabella 5.2.I - *Caratteristiche Treni di Carico SW*

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 4.5 – Treno di carico SW

I carichi si considerano abbiano una diffusone con una pendenza 4/1 all'interno del ballast e a 45° all'interno della soletta. Pertanto la superficie larghezza su cui si ripartisce il carico è indicato nell'immagine che segue.

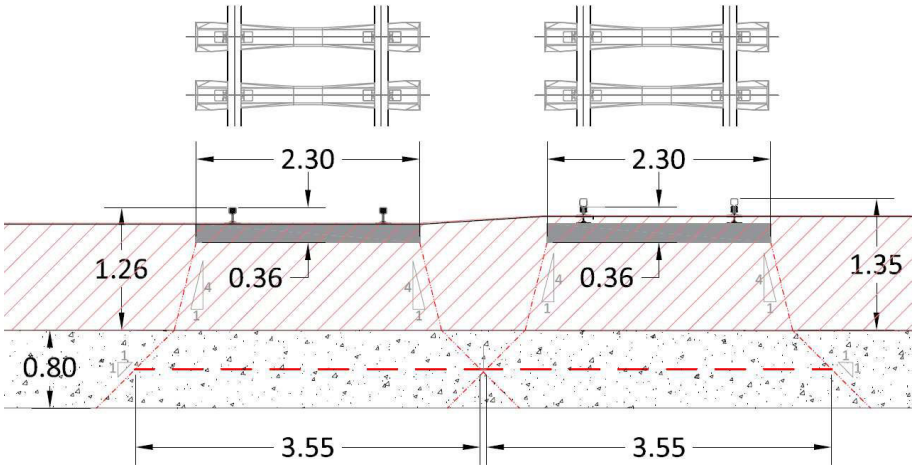


Figura 4.6 – Schema per distribuzione trasversale del carico dovuto ai treni

4.1.3.1 Effetti dinamici

Gli effetti dinamici si considerano seguendo i criteri del punto 5.2.2.3.3 delle NTC08, considerando la linea con:

- Velocita < 200 Km/h
- Ridotto standard manutentivo

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \le \Phi_3 \le 2,00$$

La lunghezza caratteristica L_Φ si assume come indicato in tab.5.2.II con riferimento a solette superiori di solette scatolari; per entrambe le direzioni $L_\Phi = 3 \cdot L_{soletta}$

$L_{soletta}$= 8.0 / cos15° = 8.29 ml => L_Φ= 24.85 ml => **Φ_3= 1.181**

Calcolando la frequenza propria della struttura risulta che essa è interna al fuso indicato al punto 5.2.2.3.3 delle NTC08.
La frequenza è calcolata con un'analisi modale in cui le masse sono date dati pesi propri e permanenti portati. Risulta:

Monolite $f_{Z,1} = n_o$= 12.9

L=8.48+0.70= 9.18 ml => $n_o > 80 / L$= 8.71 e $n_o < 94.76 \cdot L^{-0.748}$ = 17.6

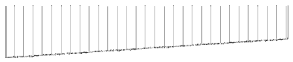
4.1.3.2 Carico di progetto

Nel seguito i carichi di progetto sulla superficie di riferimento, calcolati tenendo conto della diffusione trasversale prevista dalle norme, del coefficiente dinamico,dell'eccentricità laddove prevista e del coefficiente α sotto indicato.

Modello di carico	α
LM71	1.1
SW/2	1.0

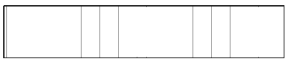
Come indicato in precedenza la larghezza trasversale su cui si considera ripartito il carico dovuto al traffico ferroviario è pari a 3.55 ml.

LM71



q_{vk}=171.88 KN/ml=> **$q'_{1,LM71}$=65.3 KN/mq – $q'_{1,LM71}$=49.2 KN/mq**
q_{vk}=88 KN/ml => **$q''_{2,LM71}$=33.8 KN/mq – $q''_{2,LM71}$=25.2 KN/mq**
Eccentricità del carico e=s/18

SW/2



q_{vk}=150 KN/ml => **$q_{SW/2}$= 49.9 KN/mq**

4.1.3.3 Avviamento e frenatura

Per le azioni viene fatto riferimento al punto 5.2.2.4.3 delle NTC08 considerando sia il caso in cui la struttura abbia solo due binati (quelli attuali della linea Genova-Ventimiglia) ed il caso con più binari.
Lunghezza dell'estradosso del monolite nella direzione dei binari L= 9.74 ml

Avviamento $Q_{la,k}$= 33 KN/ml·9.74 => **$Q_{la,k}$= 321.4 KN**
Freantura $Q_{lb,k}$= 35 KN/ml·9.74 => **$Q_{lb,k}$= 340.9 KN**

4.1.3.4 Serpeggio

Si considera una forza concentrata laterale applicata alla sommità della rotaia più alta, che nel caso di specie è posta a 1.75 ml dal piano medio della soletta di estradosso del monolite.

Q_{sk}= 100 KN **h_{sk}= 1.75 ml**

4.1.4 Spinta terreno

Per le spinte dovute alle terre sono state considerati i seguenti casi.

Spinta statica delle terreno

Per la tipologia di struttura è stato considerato il caso di spinta a riposo, facendo riferimento ai seguenti parametri geotecnici desumibili dalla caratterizzazione geotecnica dell'intero progetto.

γ= 19 KN/mc ϕ=36° c=0

La spinta statica comprende anche il contributo dovuto al carico presente oltre la quota dell'estradosso del monolite, l'armamento ferroviaria ed al ballast.

q= 27 KN/mq K_0= (1-sinϕ)= 0.412

Spinta dovuto al traffico ferroviario

La spinta dovuto al traffico ferroviaria si considera presente su entrambi i lati del monolite, considerando il carico del treno di progetto facendo riferimento al punto 5.2.2.3.1.5.

$$q = K_0 \cdot (q_{vk} / 3.0) \quad \Rightarrow$$

q_{LM71}= 11.0 KN/mq $q_{SW/2}$ = 20.6 KN/mq

Spinta sismica

L'azione sismica del terrapieno viene considerata facendo riferimento al punto 7.11.6.2 delle NTC08.

a_g= 0.110 g Ss=1.60 terreno cat E

$a_{max}/g = S \cdot a_g$= 1.60·0.110 g= 0.176 g β_m= 1

k_h= 0.176 k_v=+/- 0.088

L'azione sismica viene considerata applicando l'incremento di spinta ricavato attraverso la relazione di Mononobe-Okabe, considerando la risultante applicata a 2/3 dell'altezza del paramento. Con attrito terra-muro nullo risulta.

θ= arctan (k_h/1- k_v) = 10°.9228 δ=0 h=5.1 ml =>ΔS= 25.5 KN/m

4.1.5 Azioni eccezionali

Per azioni eccezionali sono stati considerate i due casi previsti nelle norme applicati a ciascun binario in modo indipendente.

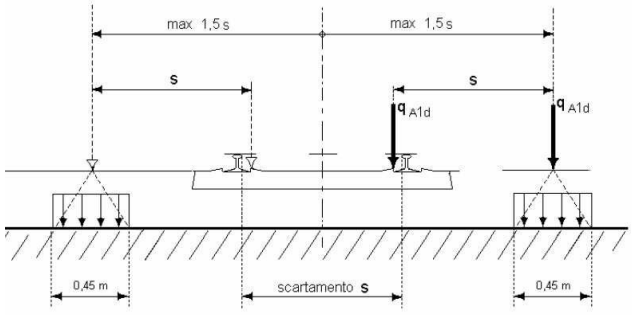


Figura 5.2.12 - *Caso 1*

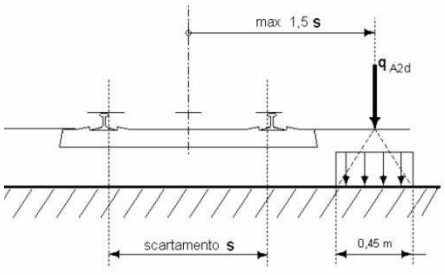


Figura 5.2.13 - *Caso 2*

4.1.6 Azione sismica

Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, risultano i seguenti tempi di ritorno T_R :

- 1898 anni con riferimento allo SLV
- 200 anni con riferimento allo SLD

Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, in virtù della natura dei terreni in oggetto, sono state assunte una **Categoria del sottosuolo E** "Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m" (da cui un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S **= 1.6**) ed una **Categoria topografica T1** "Pendii con inclinazione media i ≤ 15°" (da cui un coefficiente di amplificazione topografica S_T **= 1.000**).



Figura 4.7 – Risultati del programma Spettri 1.03 per azione sismica

Nella tabella di seguito sono riassunti i parametri caratteristici degli spettri di risposta determinati per lo SLV e lo SLD

PARAMETRO	SLV	SLD
a_g/g [-]	0.110	0.050
F_0 [-]	2.525	2.529
T_C^* [sec]	0.303	0.270

4.1.7 Combinazioni di carico

Nelle combinazioni di carico, la simultaneità dei carichi, viene considerata attraverso le azioni di gruppo come indicato al punto 5.2.3.1.3. Si trascurano le azioni di gruppo 2, non avendo considerato il caso di treno scarico e, le azioni di gruppo 3 poco significative per il caso di specie.

Tabella 5.2.III - *Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte*

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante(2)
		caso a(1)	caso b(1)	
1	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 (LM 71"+"SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 (LM 71"+"SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+"SW/0")	-

(1) LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

(2) Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tabella 5.2.IV - *Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppo di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ,α, ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Le combinazioni che vengono esaminate sono quelle di tipo STR, sismica ed eccezionale per il treno in svio.

I coefficienti di combinazione ψ sono stati assunti come dalla tabella 5.2.VI delle NTC08 indicata nel seguito

Tabella 5.2.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica*

		Coefficiente	EQU(1)	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali(2)	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast(3)	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico(4)	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20(5)	0,20(5)
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00(6)	1,00(7)	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - *Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.*

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80(2)	0,80(1)	0,0
	gr_2	0,80(2)	0,80(1)	-
	gr_3	0,80(2)	0,80(1)	0,0
	gr_4	1,00	1,00(1)	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 4.8 – Tabelle con i coefficienti di combinazione per gli stati limite esaminanti

4.2 MONOLITE

4.2.1 Combinazione dei treni di carico

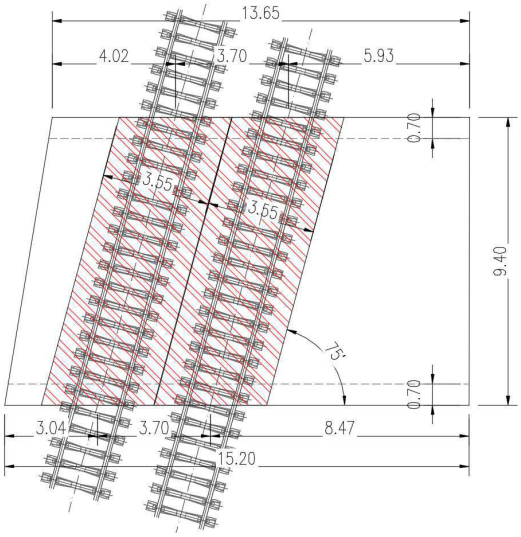


Figura 4.9 – Pianta del monolite e posizione dei binari della linea Genova-Ventimliglia

Con riferimento al punto 5.2.3.1.1 il monolite viene progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dello stesso. Gli schemi considerati sono indicati nel seguito.

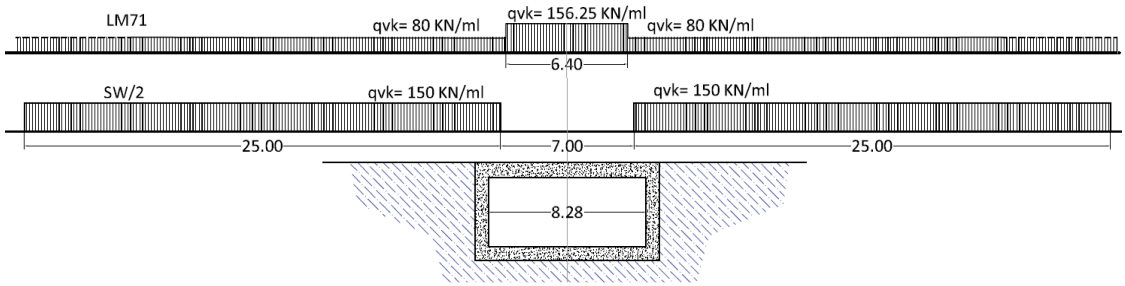


Figura 4.10 – Scherma dei treni di carico. E' rappresentata la sezione del monolite in asse ai binari.

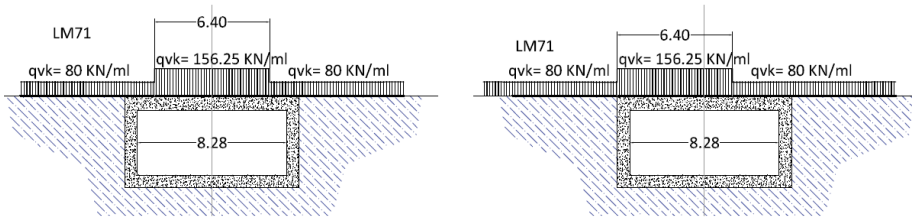


Figura 4.11 – Posizioni utilizzate nell'analisi per il treno carico LM71

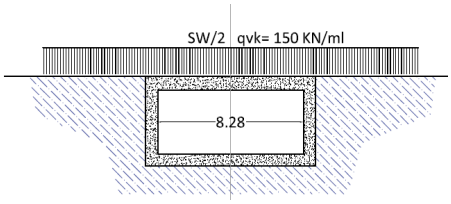


Figura 4.12 – Schema di carico utilizzati nell'analisi per treno di carico SW/2

Per la verifica del monolite scatolare, oltre ai binari effettivamente presenti che si mantengono fissi, si considera la presenza di un altro binario compatibilmente con la

larghezza della struttura. I binari vengono numerati da sinistra a destra con “Binario 1”, “Binario 2”, “Binario 3”.

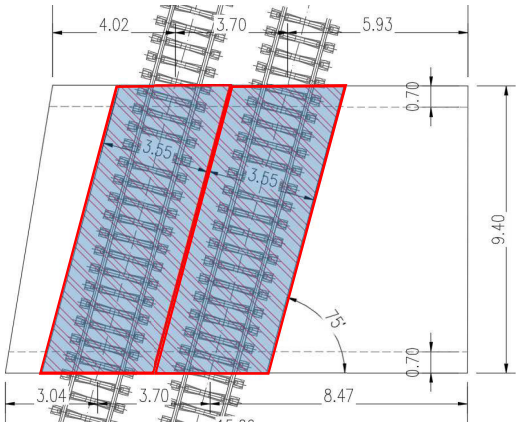


Figura 4.13 – Treni contemporanei – schema 1. Traffico normale caso a –·“LM71”

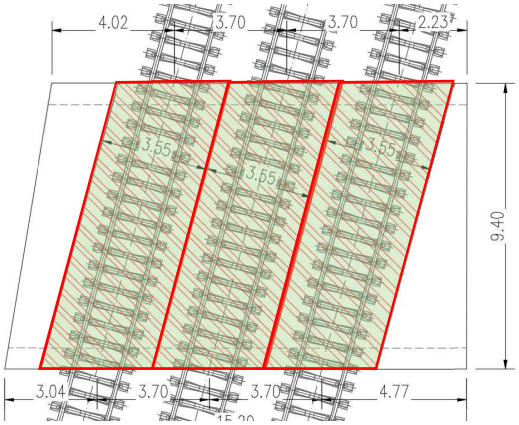


Figura 4.14 – Treni contemporanei – schema 2. Traffico normale caso a – 0.75·“LM71

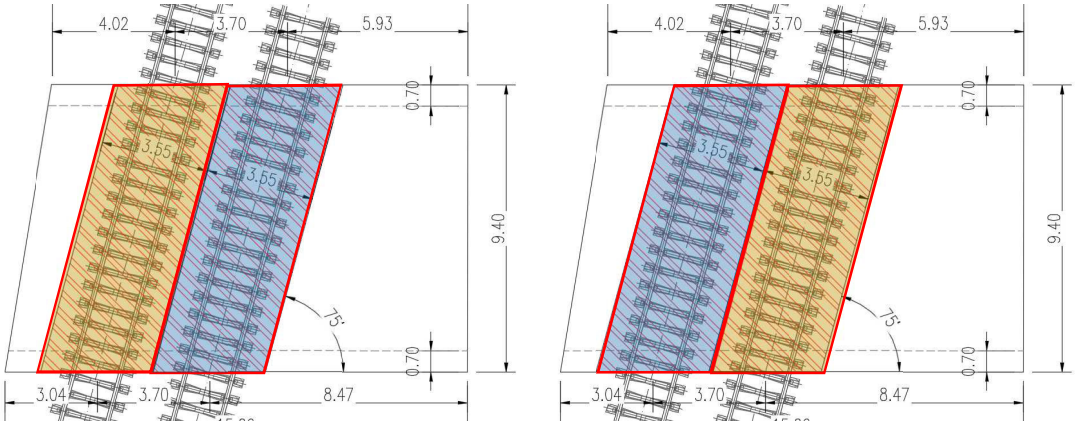


Figura 4.15 – Treni contemporanei – schema 3. Traffico pesante SW2 su un binario e “LM71” su l’altro binario

4.2.2 VERIFICHE SLU

4.2.2.1 Soletta superiore

Verifica flessionale

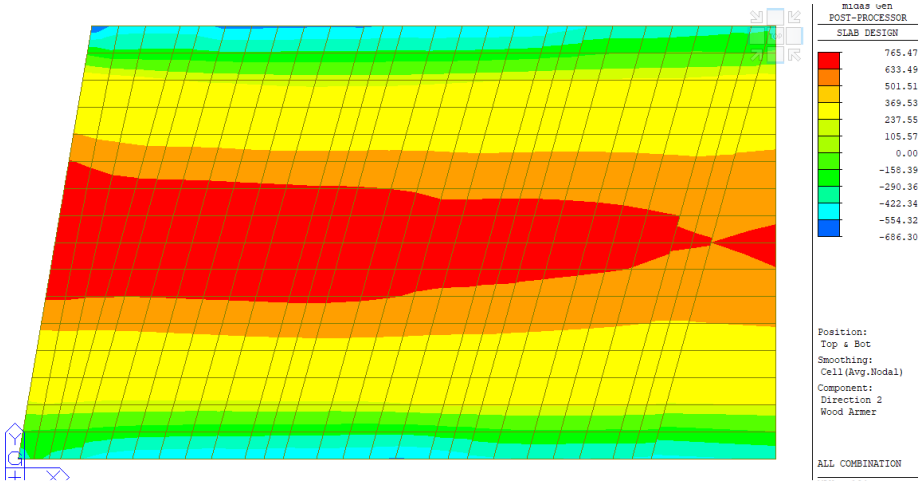
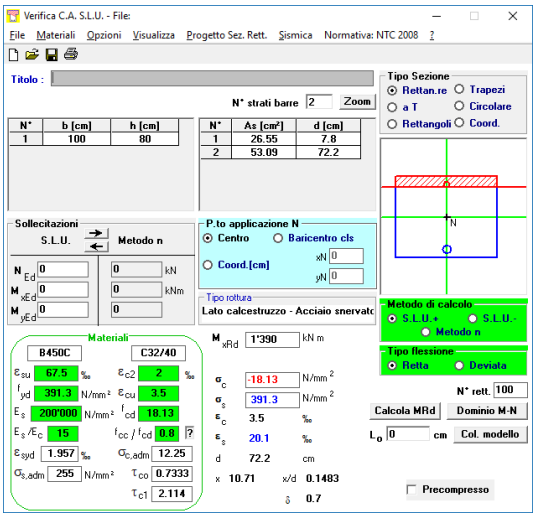


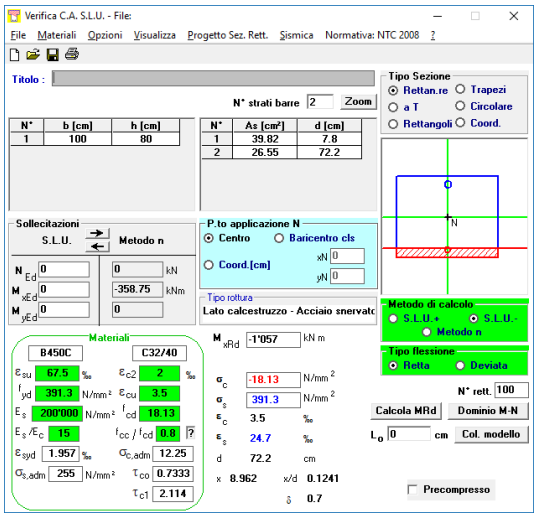
Figura 4.16 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



M_{Rd}=1390 KNm>$M_{Ed,Max}$=765.5 KNm

Sezione estremità - direzione trasversale



M_{Rd}=1057 KNm>M_{Ed}=686.3 KNm

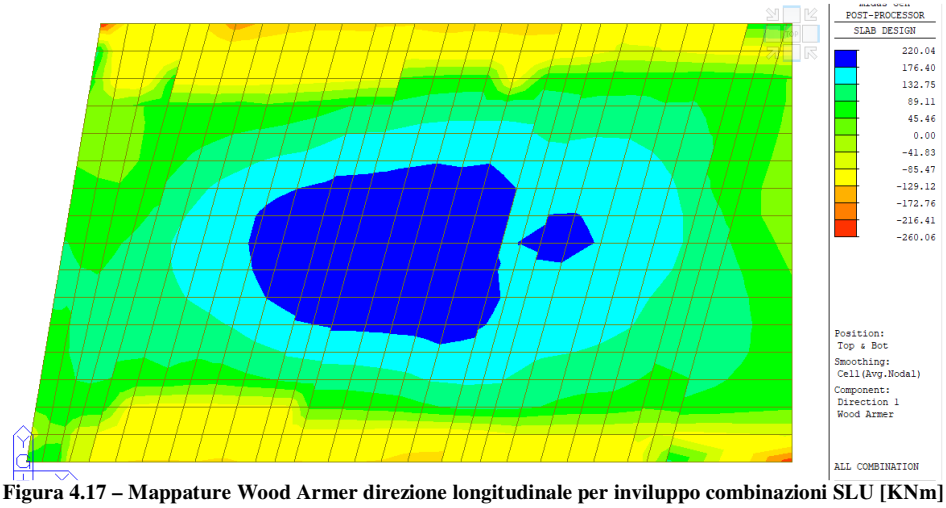
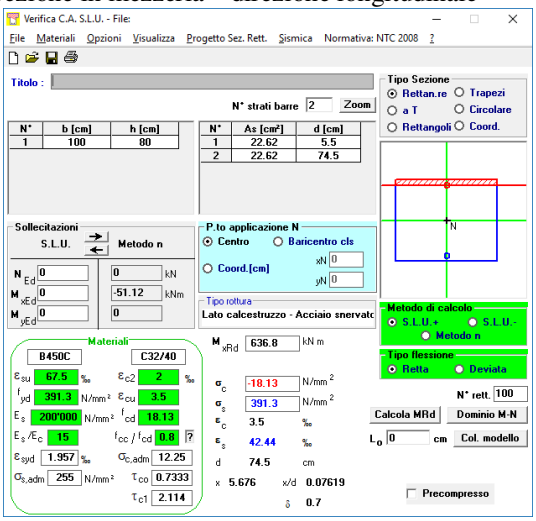


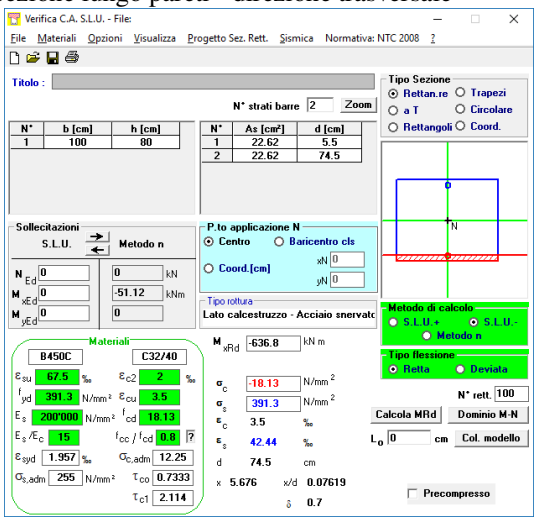
Figura 4.17 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



M_{Rd}=636.8 KNm>$M_{Ed,Max}$=220.0 KNm

Sezione lungo pareti - direzione trasversale



M_{Rd}=636.8 KNm>M_{Ed}=260.1 KNm

Verifica taglio

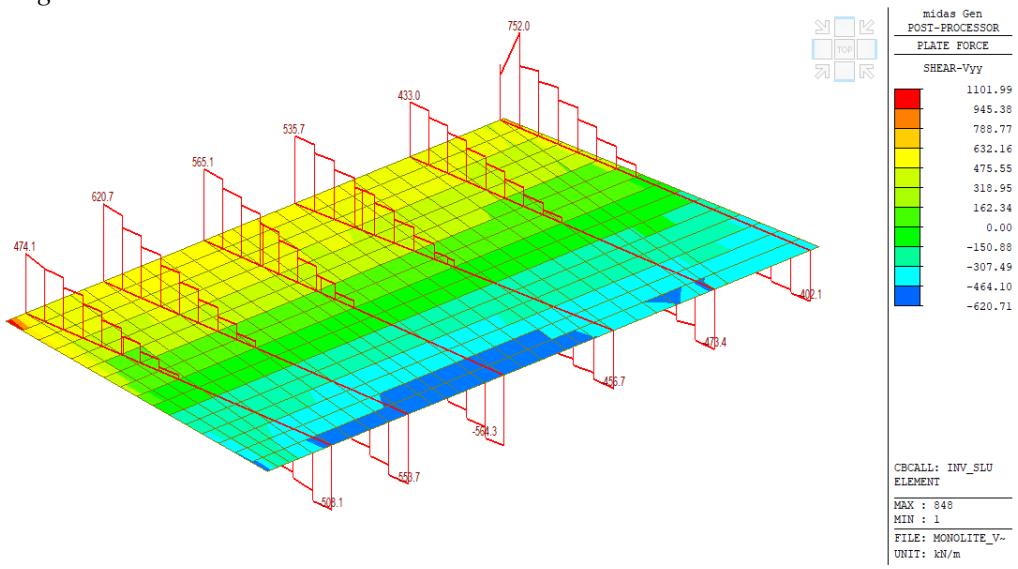


Figura 4.18 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU

L'armatura a taglio è costituita da staffe Ø16 a due braccia ogni 20 cm in direzione longitudinale e passo 80 in direzione trasversale

$A_{sw}/s\cdot$= 2.512 mm $f_{yd}\cdot$=391 MPa f'_{cd}=8.5 MPa

d=722 735 mm b_w= 1000 mm cotgθ=2.5 =>

$V_{RSd}= 0.9\cdot A_{sw}/s\cdot f_{yd}\cdot d\cdot \cot g\theta$ => V_{RSd}= 1595 KN

$V_{RCd}= 0.9\cdot d\cdot b_w f'_{cd}\,(1+\cot g\theta)/(1+\cot g^2\theta)$ => V_{RCd}= 2665 KN

V_{Rd}= 1595 KN >V_{Ed}

La resistenza per le sezioni prive di armatura

Dir trasversale: $V_{Rd,y}= 0.12\cdot k\cdot(100\cdot\rho_y\cdot f_{ck})^{1/3}\cdot b_w\cdot d_y$ = ($\rho_y\cdot$= 0.551%) => V_{Rd}= 336 KN

Dir longitudinale: $V_{Rd,x}= 0.12\cdot k\cdot(100\cdot\rho_x\cdot f_{ck})^{1/3}\cdot b_w\cdot d_x$ = ($\rho_x\cdot$= 0.304%) => V_{Rd}= 283 KN

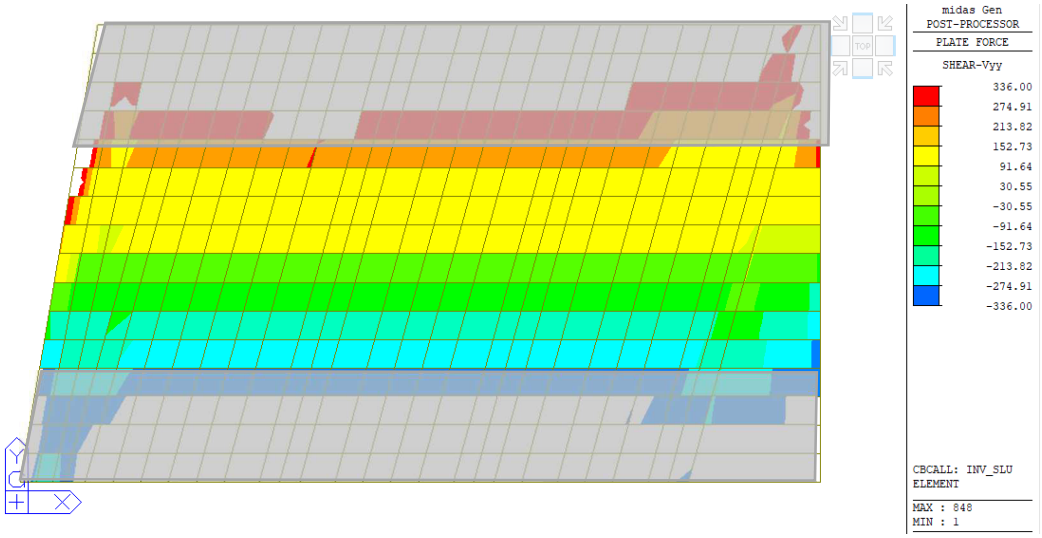


Figura 4.19 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU Evidenziate in grigio le zone con armatura a taglio. Fascia centrale di larghezza 2.4 ml priva di armatura a taglio. $V_{Ed,Max}= V_{Rd}= 336$ KN

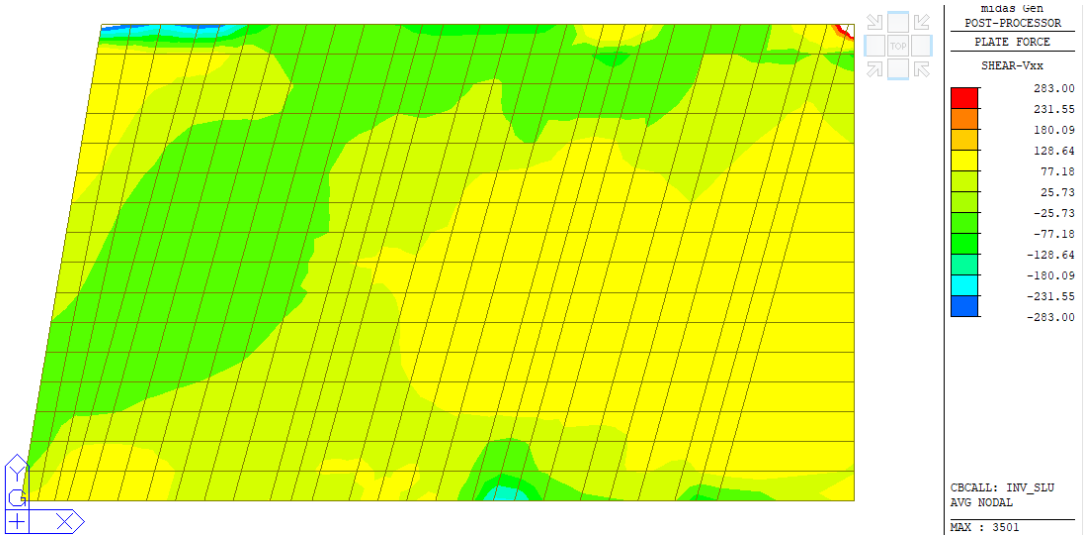


Figura 4.20 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione longitudinale per inviluppo combinazioni SLU $V_{Ed,Max}= V_{Rd}= 283$ KN

4.2.2.2 *Fondazione*

Verifica flessionale

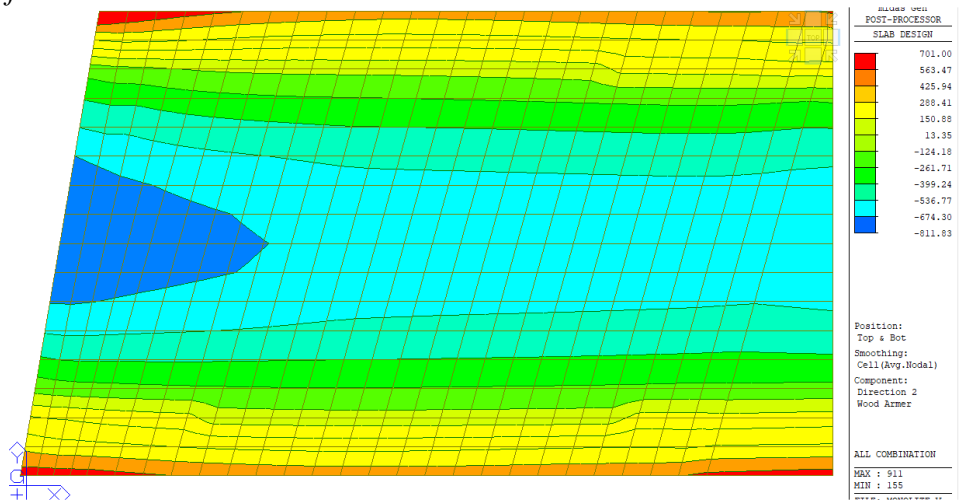
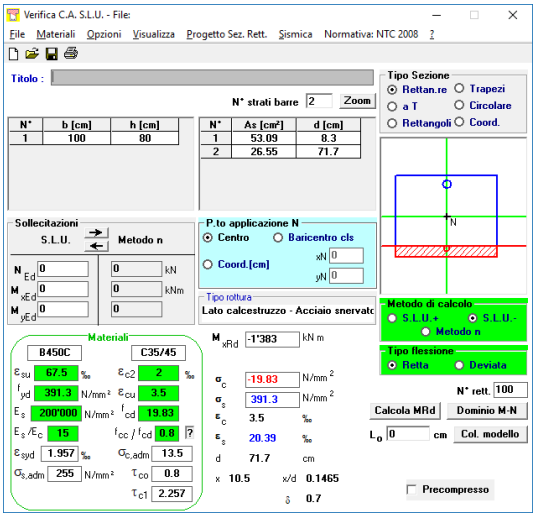


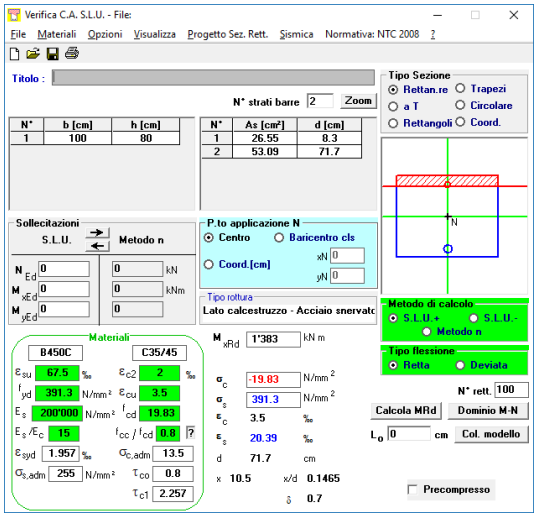
Figura 4.21 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



M_{Rd}=1383 KNm>$M_{Ed,Max}$=811.8 KNm

Sezione estremità - direzione trasversale



M_{Rd}=1383 KNm>$M_{Ed,Max}$=701.0 KNm

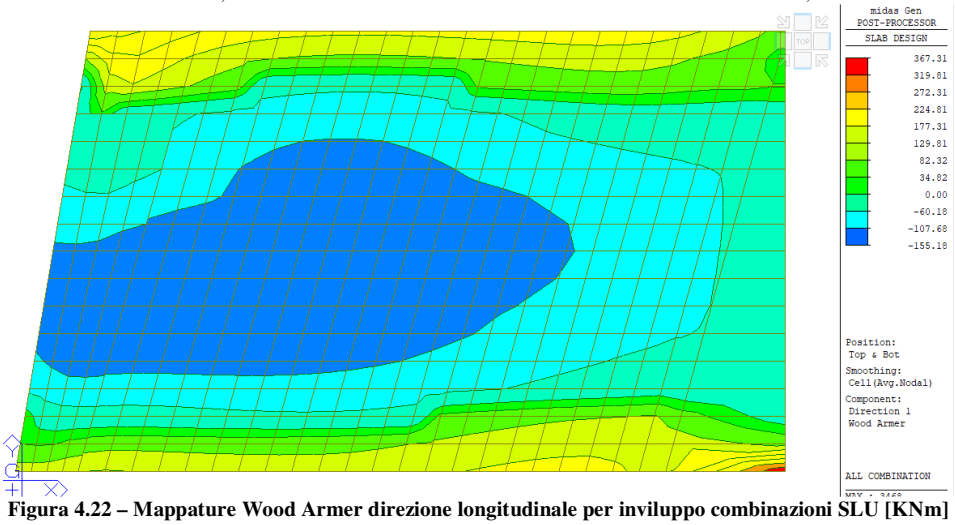
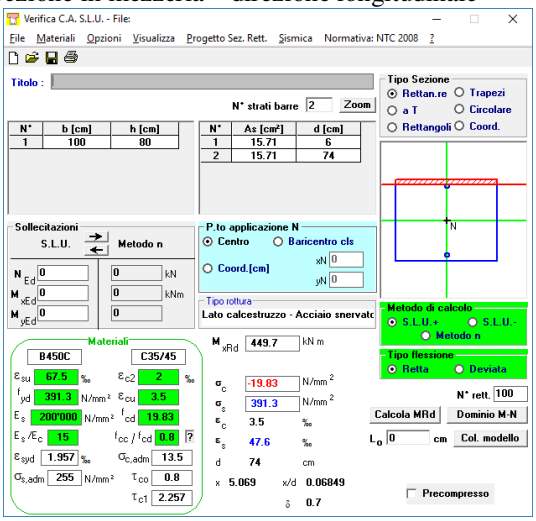


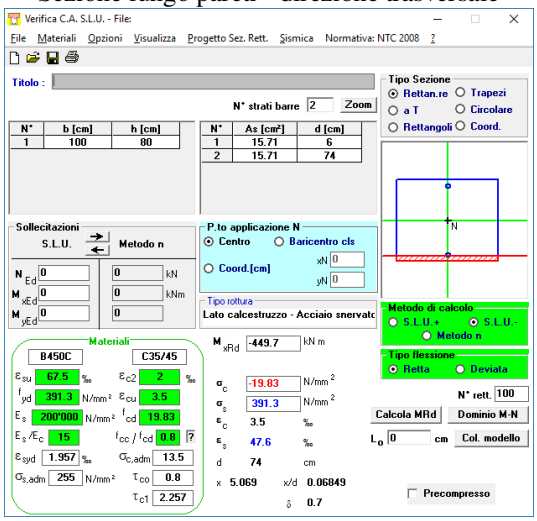
Figura 4.22 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



M_{Rd}=449.7 KNm>$M_{Ed,Max}$=155.2KNm

Sezione lungo pareti - direzione trasversale



M_{Rd}=449.7 KNm>$M_{Ed,Max}$=367.3KNm

Verifica taglio

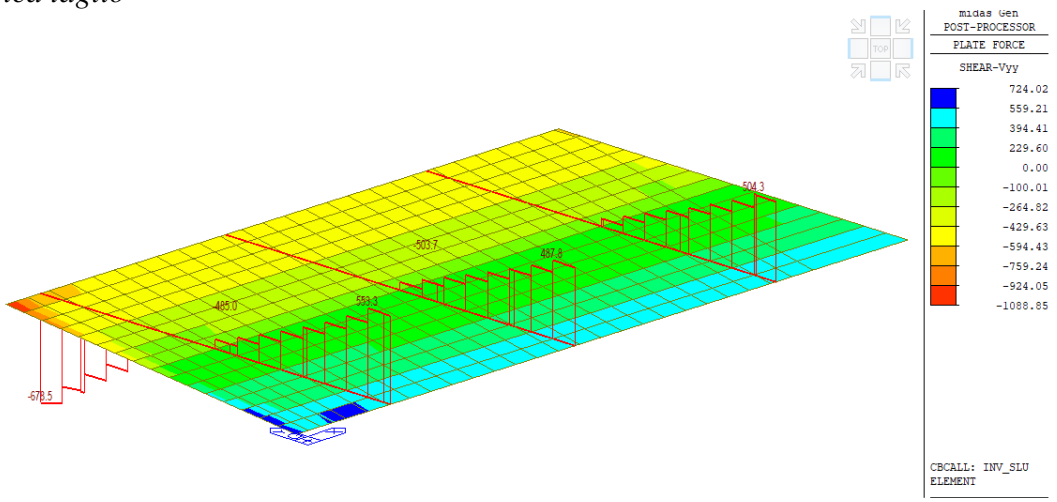


Figura 4.23 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU

L'armatura a taglio è costituita da staffe Ø16 a due braccia ogni 20 cm in direzione longitudinale e passo 40 in direzione trasversale

$A_{sw}/s\cdot$= 2.512 mm $f_{yd}\cdot$=391 MPa f'_{cd}=8.5 MPa

d=722 735 mm b_w= 1000 mm cotgθ=2.5 =>

$V_{RSd}= 0.9\cdot A_{sw}/s\cdot f_{yd}\cdot d\cdot \cot g\theta$ => V_{RSd}= 1595 KN

$V_{RCd}= 0.9\cdot d\cdot b_w f'_{cd}\,(1+\cot g\theta)/(1+\cot g^2\theta)$ => V_{RCd}= 2665 KN

V_{Rd}= 1595 KN >V_{Ed}

La resistenza per le sezioni prive di armatura

Dir trasversale: $V_{Rd,y}= 0.12\cdot k\cdot(100\cdot\rho_y\cdot f_{ck})^{1/3}\cdot b_w\cdot d_y = (\rho_y\cdot = 0.367\%) \Rightarrow V_{Rd}$= 297 KN

Dir longitudinale: $V_{Rd,x}= 0.12\cdot k\cdot(100\cdot\rho_x\cdot f_{ck})^{1/3}\cdot b_w\cdot d_x = (\rho_x\cdot = 0.211\%) \Rightarrow V_{Rd}$= 251 KN

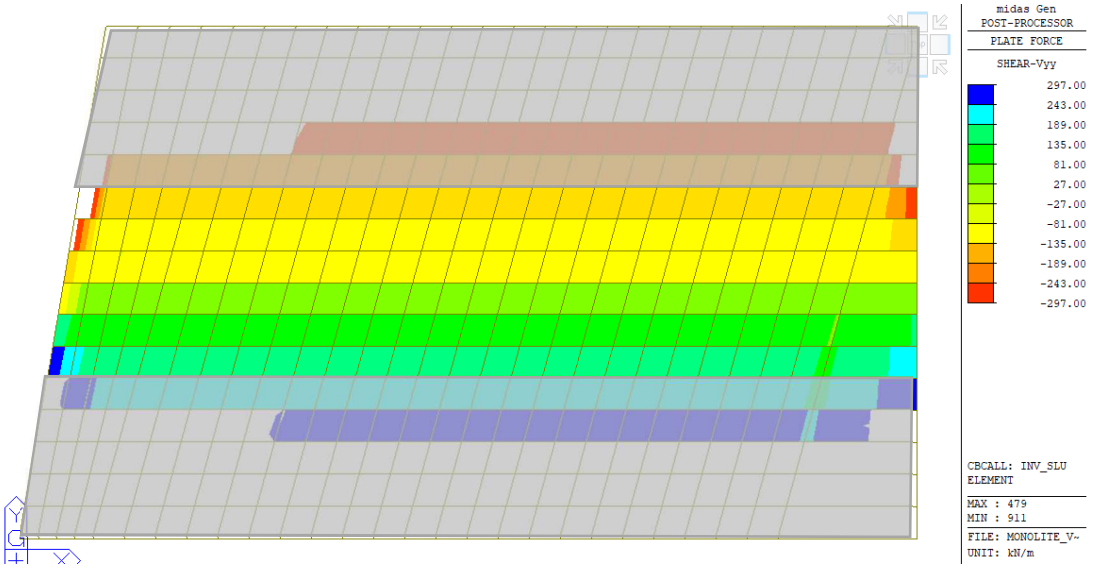


Figura 4.24 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLU Evidenziate in grigio le zone con armatura a taglio. Fascia centrale di larghezza 3.2 ml priva di armatura a taglio. $V_{Ed,Max}= V_{Rd}= 297$ KN

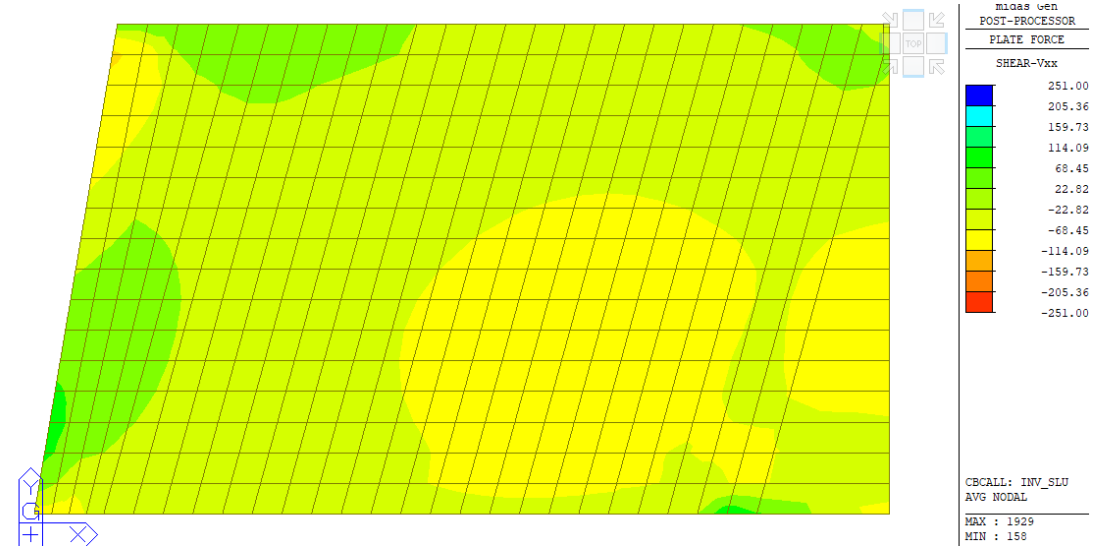


Figura 4.25 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti in direzione longitudinale per inviluppo combinazioni SLU $V_{Ed,Max}= V_{Rd}= 251$ KN

4.2.2.3 Pareti

Verifica flessionale

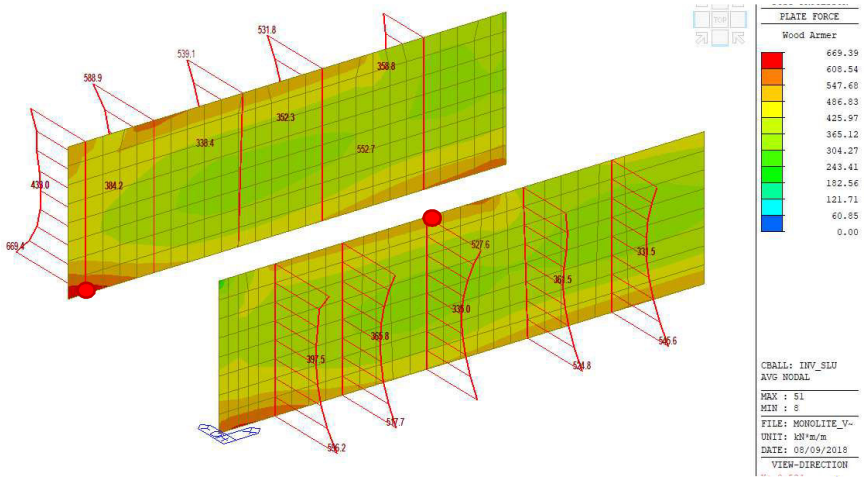


Figura 4.26 – Mappature Wood Armer direzione verticale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

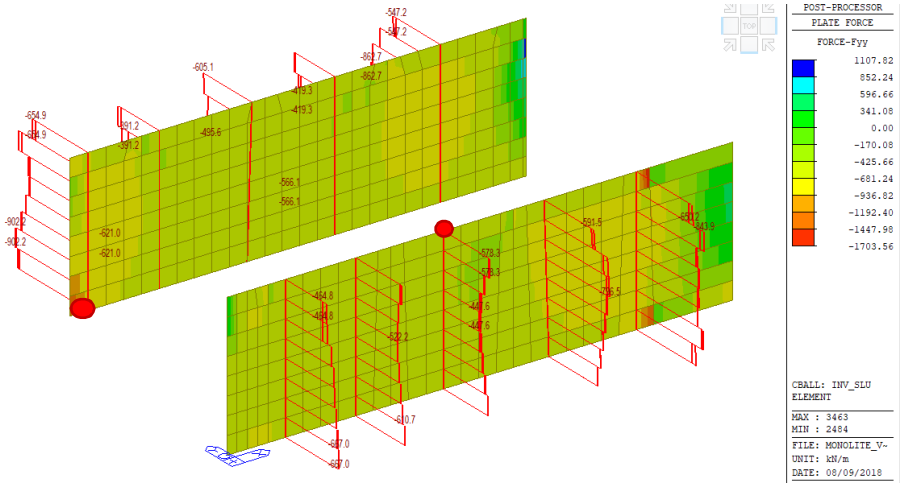
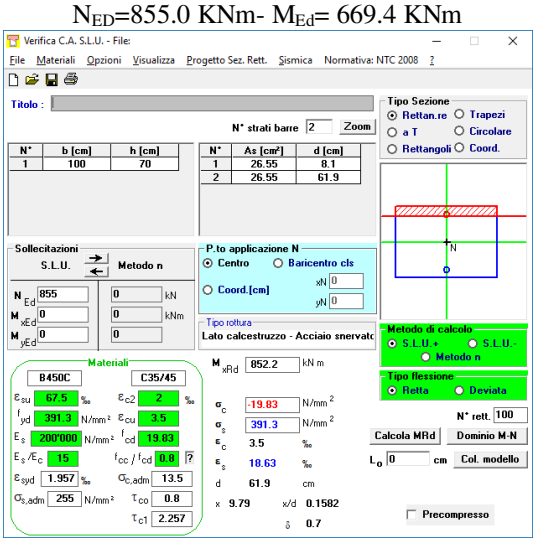


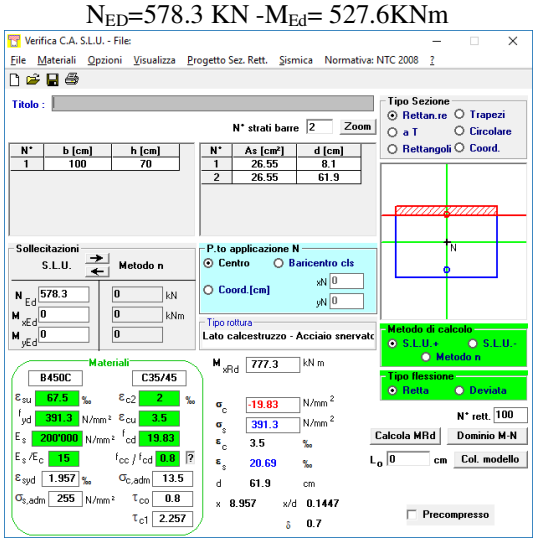
Figura 4.27 – Mappature sforzo normale verticale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]

Sezione base muro – direzione verticale
N_{ED}=855.0 KNm- M_{Ed}= 669.4 KNm



M_{Rd}=852.2KNm>M_{Ed}

Sezione testa muro - direzione verticale
N_{ED}=578.3 KN -M_{Ed}= 527.6KNm



M_{Rd}=777.3 KNm>M_{Ed}

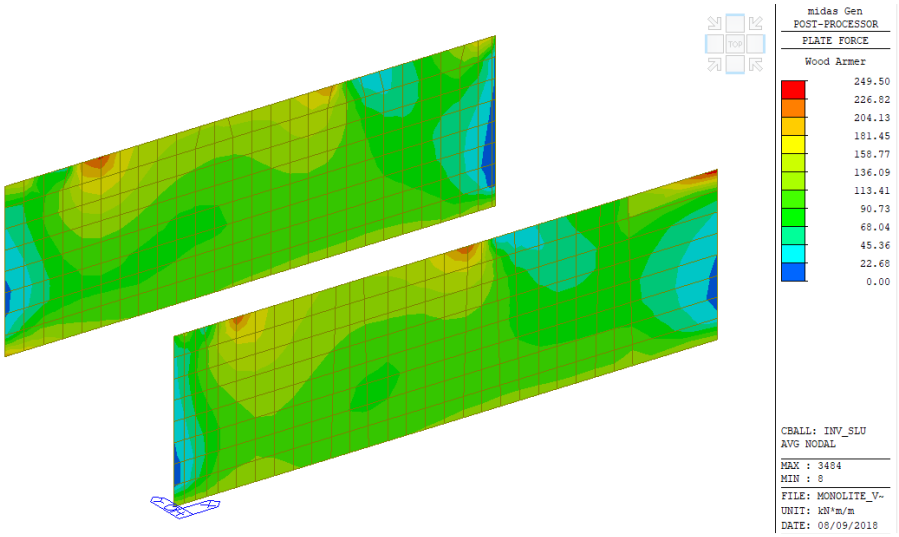
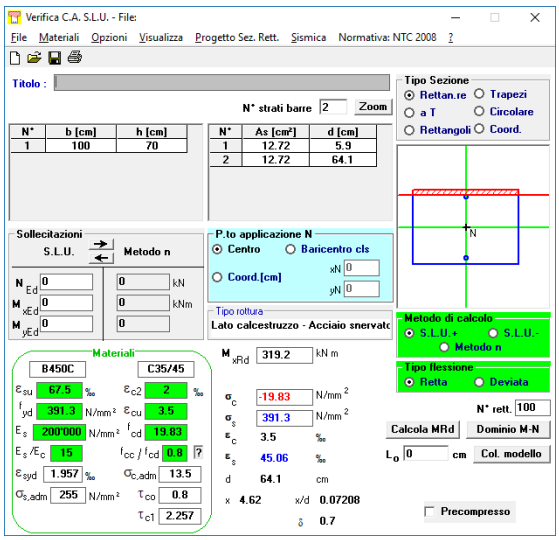


Figura 4.28 – Mappature Wood Armer direzione orizzontale per inviluppo combinazioni SLU [KNm]



M_{Rd}=319.2 KNm>$M_{Ed,Max}$= 249.5 KNm

Verifica a taglio

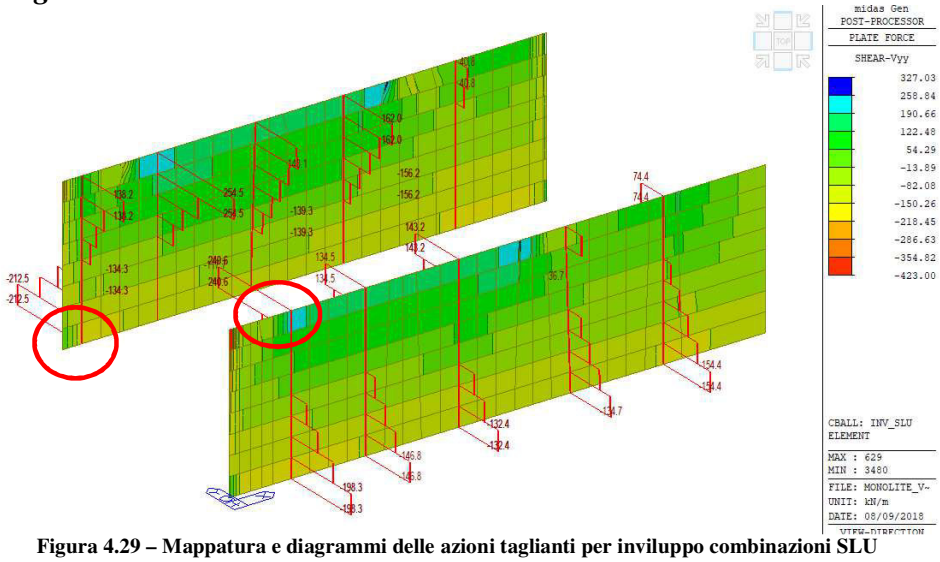


Figura 4.29 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti per inviluppo combinazioni SLU

La verifica viene svolta facendo riferimento alle sezioni prive di armature

$$V_{Rd,min}=(0.12\cdot k\cdot(100\cdot\rho\cdot f_{ck})^{1/3}+0.15\cdot\sigma_c)\ b_w\cdot d$$

$k\cdot=1.564$ $\rho=0.420\%$ $b_w=1000$ mm $d=620$mm

Sezione di base:	$\sigma_c=1.22$ MPa	$V_{Rd}= 397$ KN$>V_{Rd,Max}= 213$ KN
Sezione di testa:	$\sigma_c=0.82$ MPa	$V_{Rd}= 361$ KN $>V_{Rd,Max}= 241$ KN

4.2.2.4 Combinazioni eccezionale

Nel seguito le sollecitazioni per la soletta superiore dovute alle combinazione eccezionale comprendente il deragliamento al sopra del ponte per i due casi previsti al punto 5.2.2.9 delle NTC08. Si riportano le sollecitazioni della sola soletta poiché direttamente interessata dai carichi da cui risultano le minori sollecitazioni rispetto alle combinazioni SLU. Per le pareti e la platea di fondazione, le sollecitazioni sono anch'esse inferiori per essere i carichi complessivi inferiori rispetto alle stesse combinazioni SLU.

Verifica a flessione

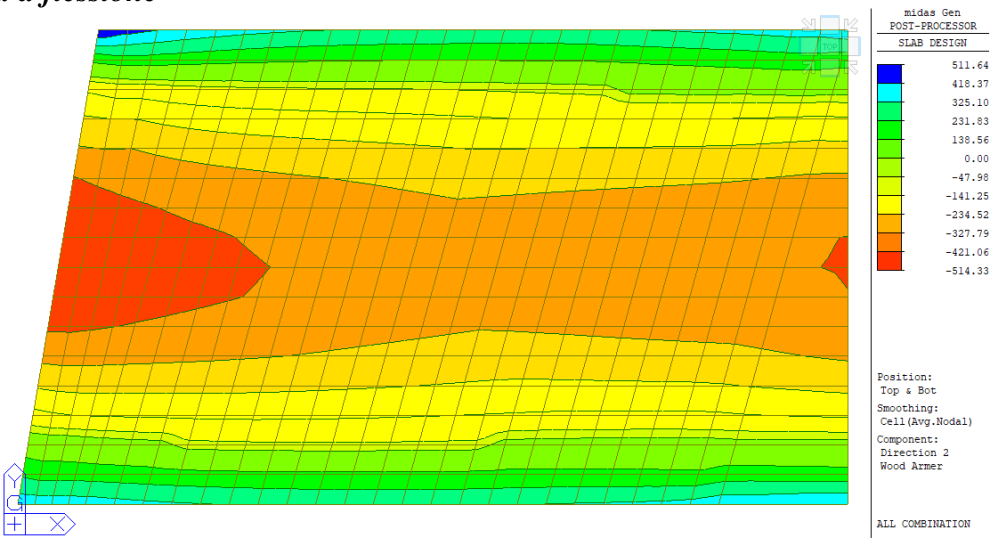


Figura 4.30 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti per inviluppo combinazioni SLU
$M^{+}_{Ed,max}= 511.6$ KNm – $M^{-}_{Ed,max}= 514.3$ KNm

Facendo riferimento alle verifiche SLU già svolte

- Sezione in mezzeria: $M^{+}_{Rd}=1423$ KNm$>M^{+}_{Ed,Max}=514.3$ KNm
- Sezione di estremità $M^{-}_{Rd}=730.4$ KNm$> M^{-}_{Ed,Max}=511.6$ KNm

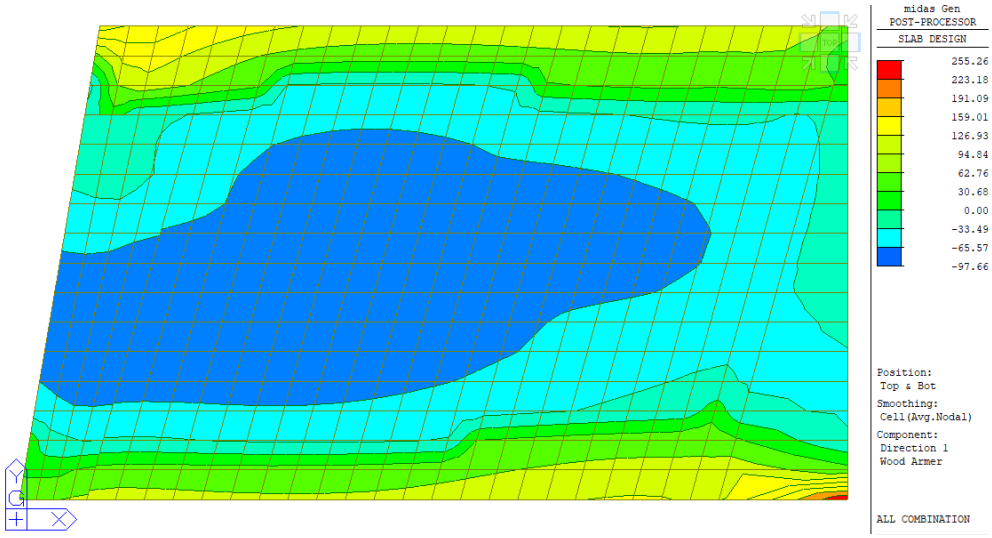


Figura 4.31 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti per inviluppo combinazioni SLU
$M^{+}_{Ed,max}$= 255.3 KNm – $M^{-}_{Ed,max}$= 97.7 KNm

Facendo riferimento alle verifiche SLU già svolte

- Sezione in mezzeria: M^{+}_{Rd}=439.5 KNm>$M^{+}_{Ed,Max}$=97.7 KNm
- Sezione di estremità M^{-}_{Rd}=439.5 KNm> $M^{-}_{Ed,Max}$=255.3KNm

Verifica a taglio

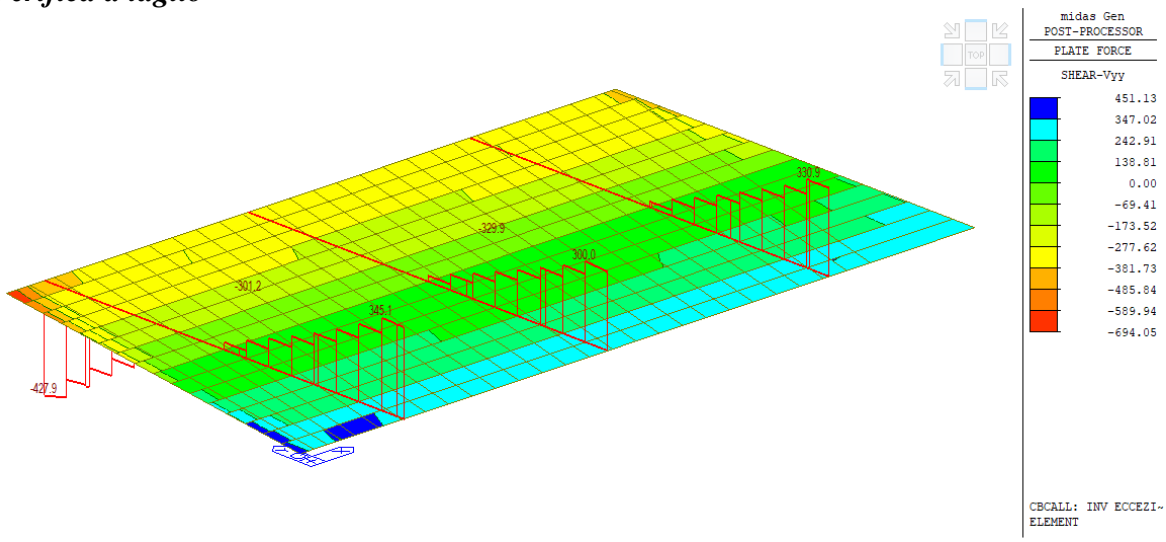


Figura 4.32 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti direzione trasversale - $V_{Ed,max}$= 825 KN

Facendo riferimento alle verifiche SLU già svolte:

- Per le parti di bordo con armatura a taglio: V_{Rd}= 1595 KN >$V_{Ed,Max}$= 694.1 KN
- Per le parti prive di armatura a taglio: V_{Rd}= 336 KN >$V_{Ed,Max}$= 304.2 KN

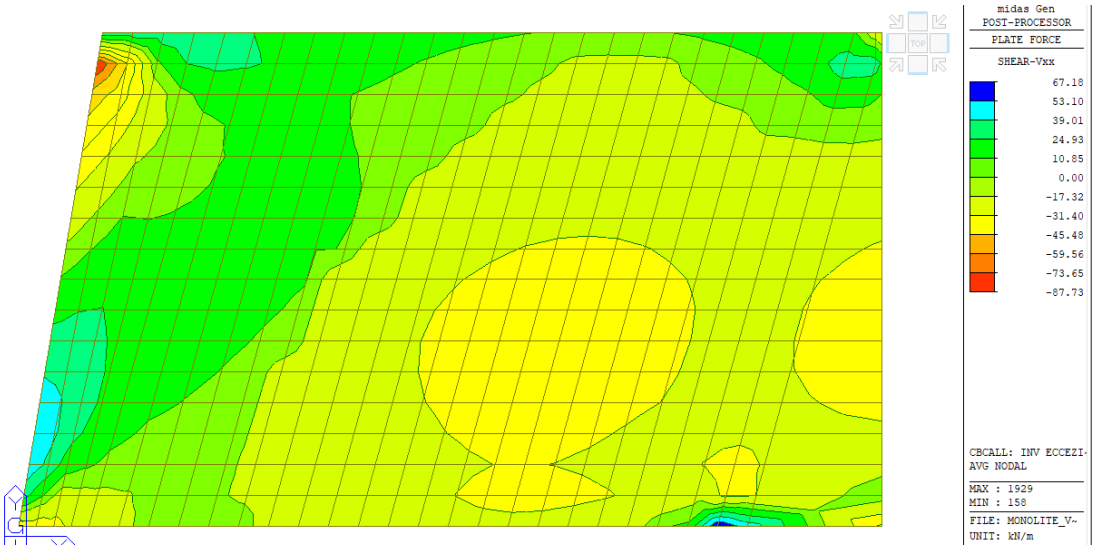


Figura 4.33 – Mappatura delle azioni taglianti direzione longitudinale $V_{Ed,max}$= 256.8 KN

Facendo riferimento alle verifiche SLU già svolte per sezioni prive di armature a taglio:

$$V_{Rd}= 283 \text{ KN} > V_{Ed,Max}= 87.7 \text{ KN}$$

4.2.3 VERIFICHE SLE

4.2.3.1 Verifiche tensionali

La verifica delle tensioni normali viene svolta considerando le sollecitazioni dell'inviluppo delle combinazioni SLE. I risultati che si ottengono delle tensioni nel calcestruzzo, verificano i limiti previsti sia per la combinazioni Rara, sia per le combinazioni quasi permanente. I limiti tensioni si considerano in riferimento al calcestruzzo C32/40.

Tensione calcestruzzo

Combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck}$ $\Rightarrow \sigma_c < 17.6$ MPa

Combinazione quasi permanente: $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$ $\Rightarrow \sigma_c < 12.8$ MPa

Tensione acciaio

Per tutte combinazioni SLE $\sigma_s < 0.75 \cdot f_{yk} \Rightarrow \sigma_s < 337.5$ MPa

4.2.3.1.1 Soletta superiore

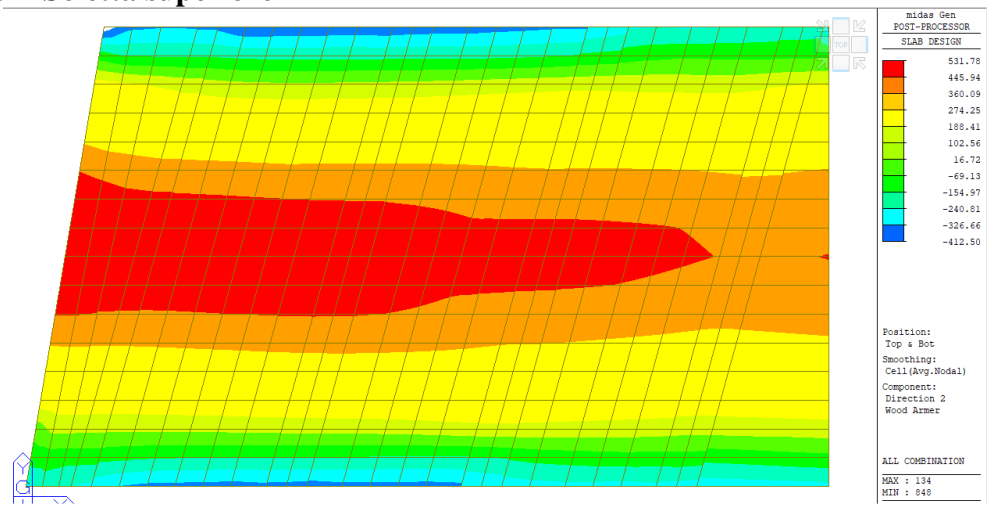
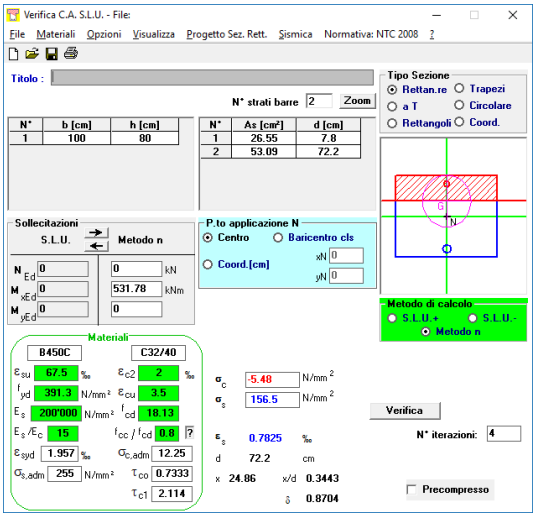


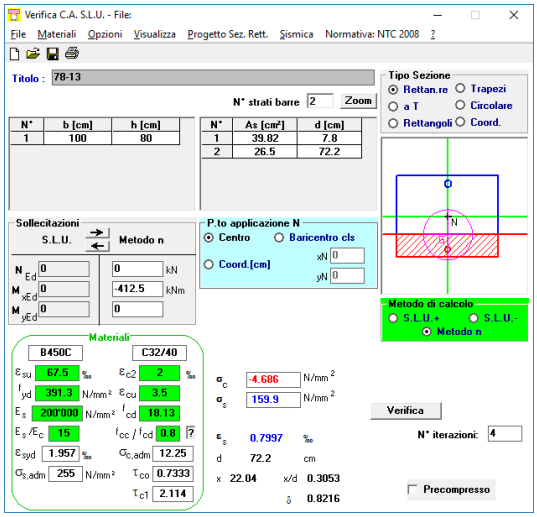
Figura 4.34 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



σ_c= 5.5 MPa - σ_s=156.5 MPa

Sezione estremità - direzione trasversale



σ_c=4.69 MPa - σ_s=159.9 MPa

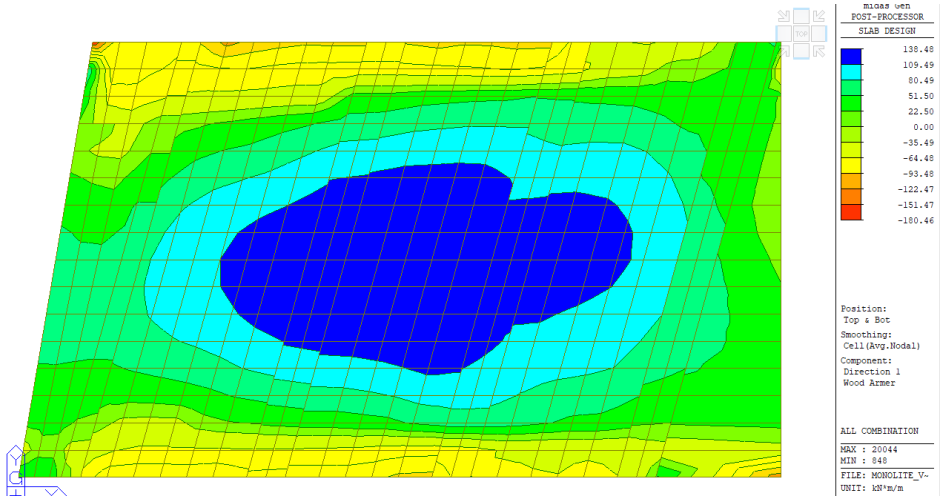
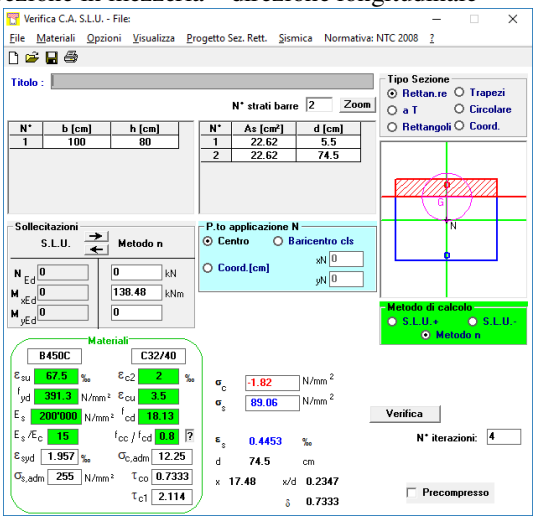


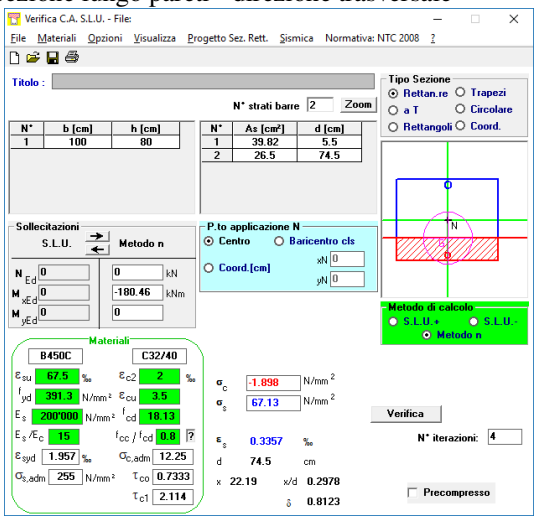
Figura 4.35 – Mappature Wood Armer direzione longitudinali per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



σ_c=1.8 MPa - σ_s=89 MPa

Sezione lungo pareti - direzione trasversale



σ_c=1.9 MPa - σ_s=67.1 MPa

4.2.3.1.2 Fondazione

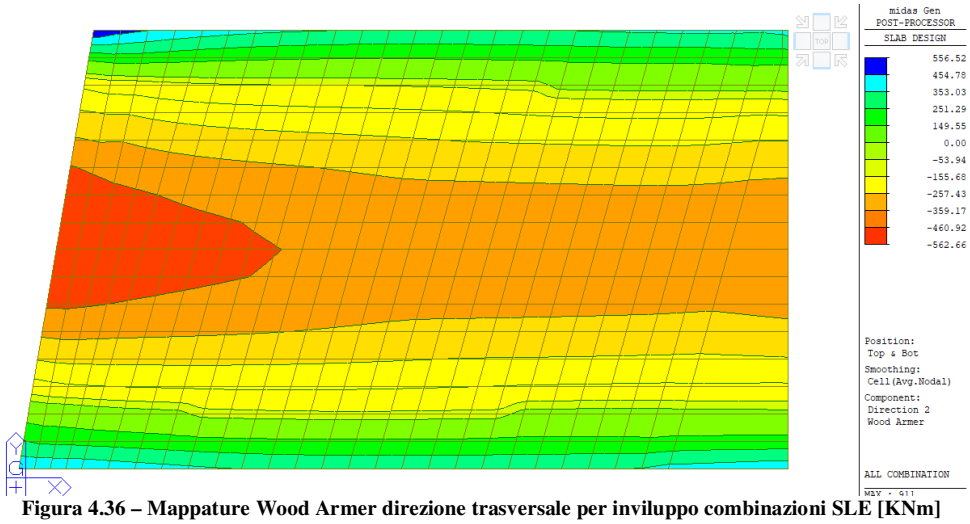
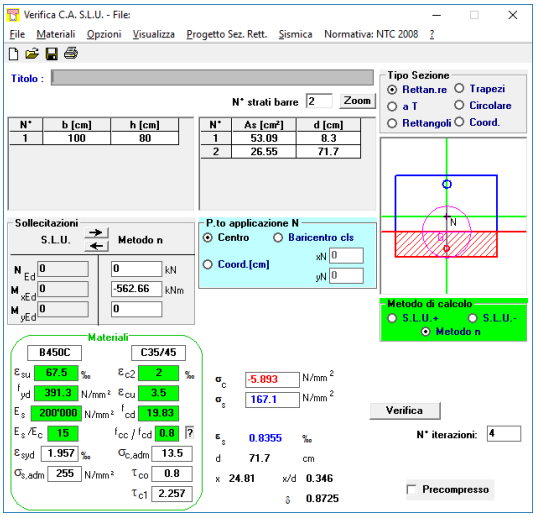


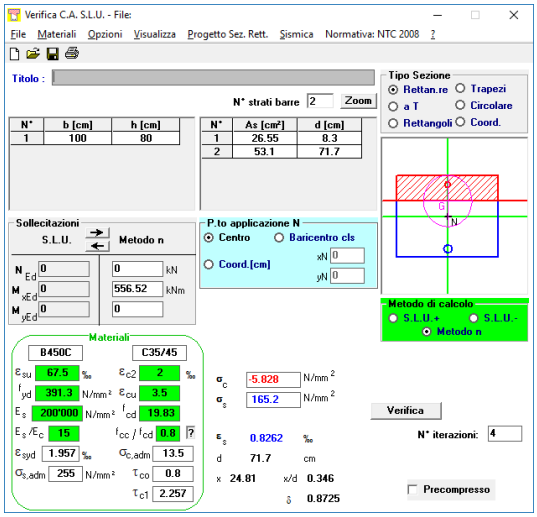
Figura 4.36 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



σ_c=5.9 MPa - σ_s=167.1 MPa

Sezione estremità - direzione trasversale



σ_c=5.8 MPa - σ_s=165.2 MPa

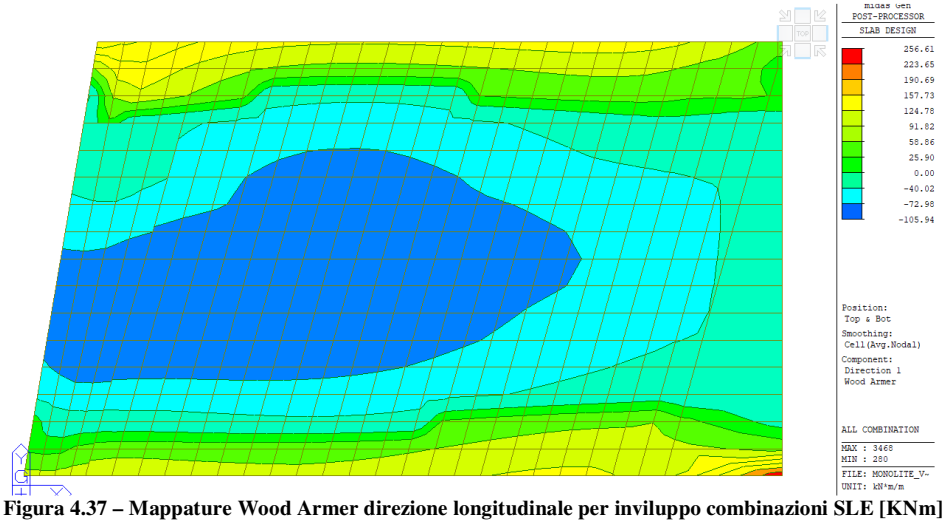
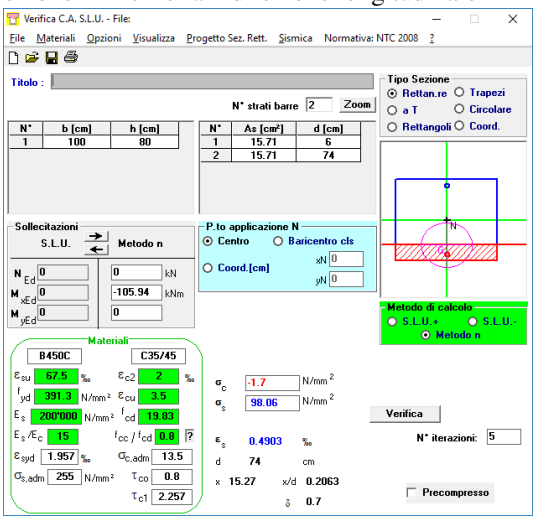


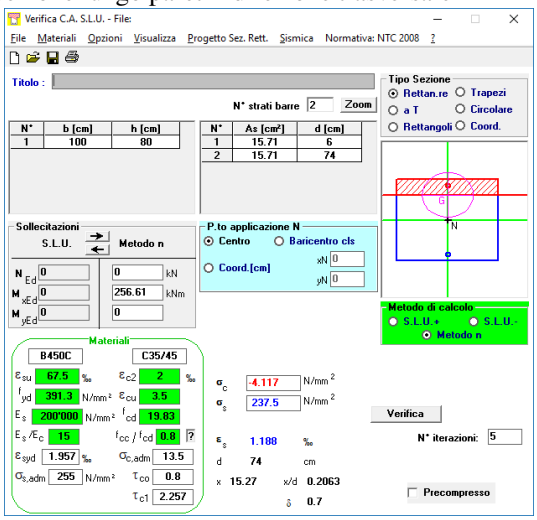
Figura 4.37 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



σ_c=1.7 MPa - σ_s=98.1 MPa

Sezione lungo pareti - direzione trasversale



σ_c=4.1 MPa - σ_s=237.5 MPa

4.2.3.1.3 Pareti

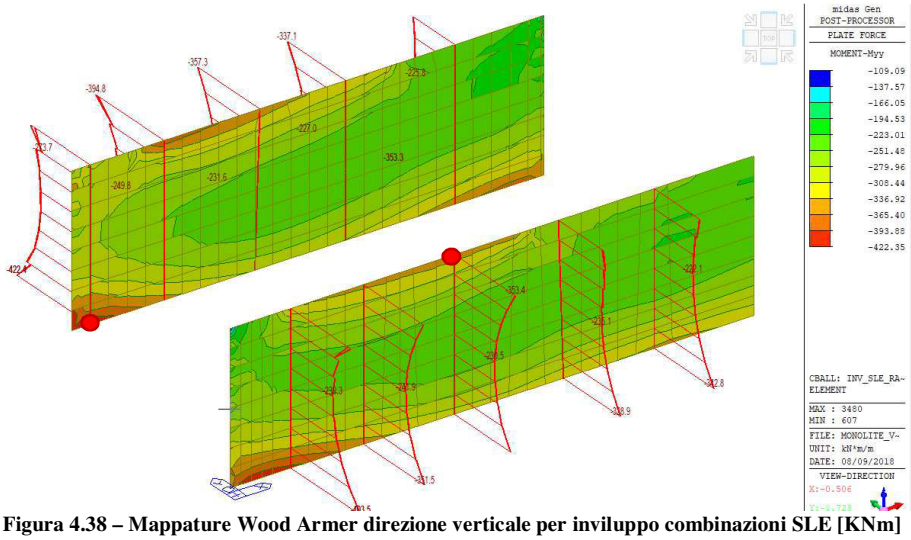


Figura 4.38 – Mappature Wood Armer direzione verticale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

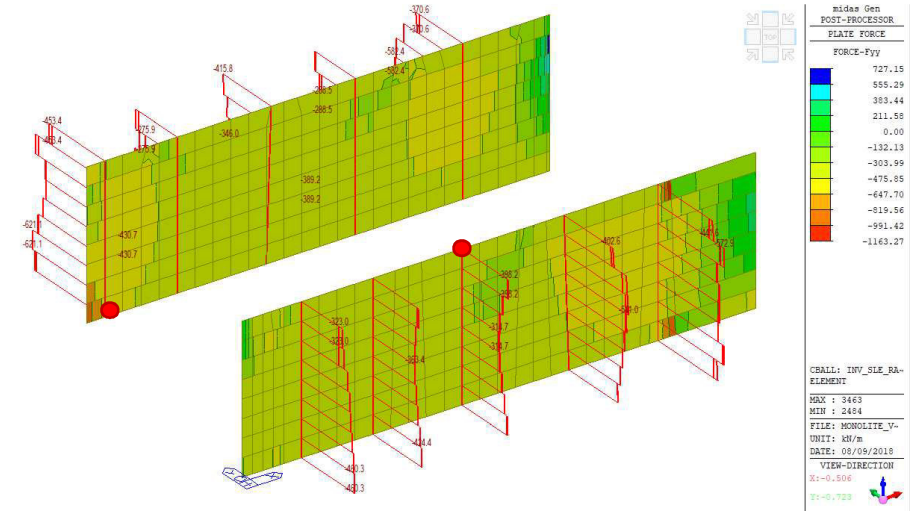
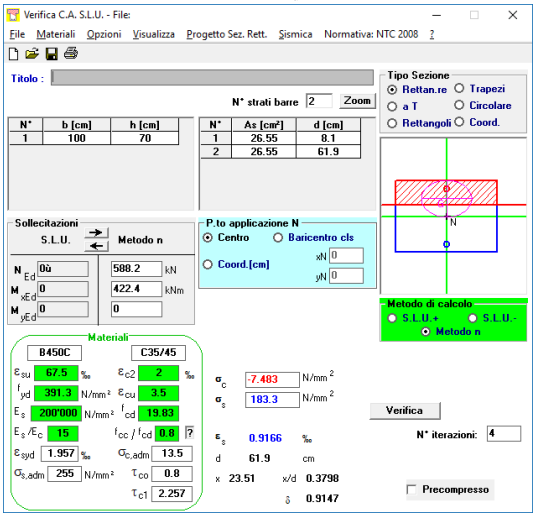


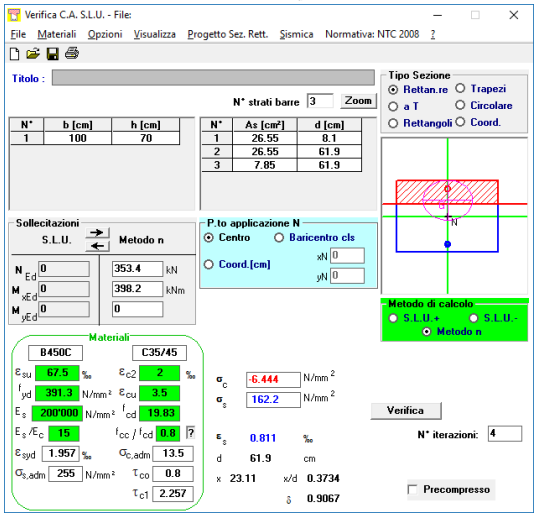
Figura 4.39 – Mappature sforzo normale verticale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

Sezione base muro – direzione verticale
N_{ED}=588.2 KN M_{Ed}= 422.4 KNm



σ_c=7.5 MPa - σ_s=183 MPa

Sezione testa muro - direzione verticale
N_{ED}=353.4 KN M_{Ed}=398.2 KNm



σ_c=6.44 MPa - σ_s=162.2 MPa

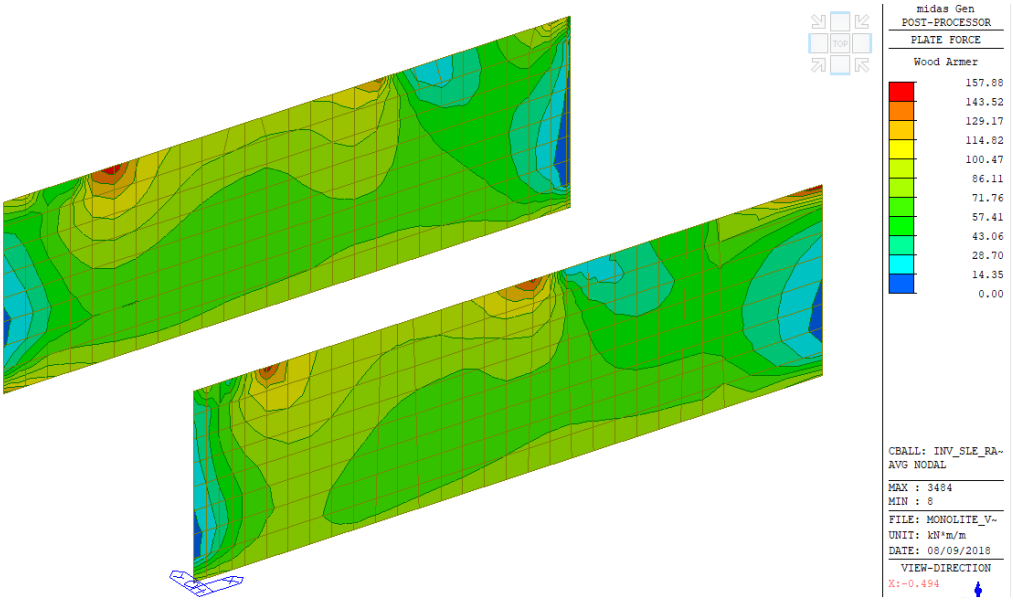
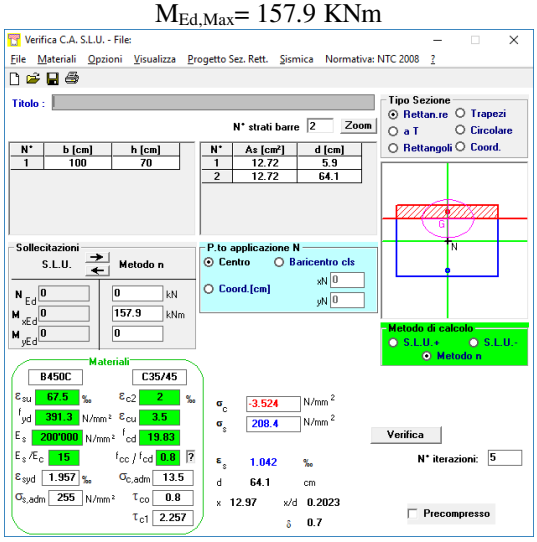


Figura 4.40 – Mappature Wood Armer direzione orizzontale per inviluppo combinazioni SLE [KNm]

$M_{Ed,Max}$= 157.9 KNm



σ_c=3.5MPa - σ_s=208 MPa

4.2.3.2 Verifica fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono svolte considerando lo stato limite di apertura delle fessure, considerando la combinazione caratteristica rara come indicato al punto 1.8.3.2.4 della norma RFI.
Tenuto conto delle condizioni ambientali e la tipologia di membrature, si considerano:

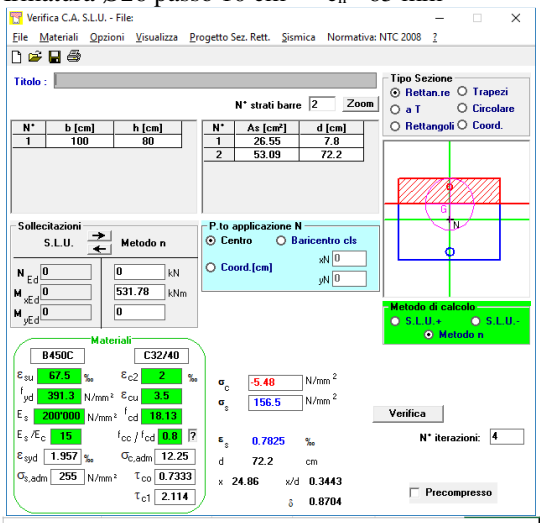
- Condizioni ambientali: molto aggressive
- Armature poco sensibili
- Ampiezza limite dell'apertura: $w_d < w_1 = 0.1$ mm

Per la tensione nell'armatura tesa per la combinazione di carico caratteristica rara, si fa riferimento a quanto già svolto in relazione alle verifiche tensionali.

4.2.3.2.1 Soletta superiore

Direzione trasversale

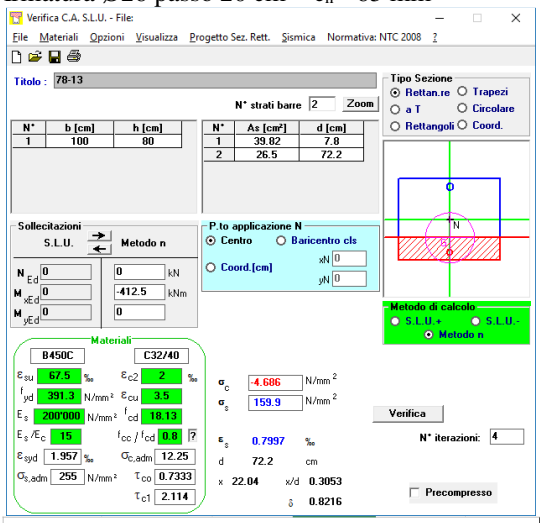
Sezione in mezzeria
Armatura Ø26 passo 10 cm – c_n= 65 mm



VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	32/40	Coprifero netto	c (mm)	65	
fck (MPa)	32	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	33345.8	fctm (MPa)	3.0	k1	x
h (mm)	800	αe	6.298	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	183800	k3	3.4
As (mmq)	5309	ρeff (%)	2.888%	k4	0.425
σs (MPa)	156.5	Δs (mm)	374		
x (mm)	248.6	εsm	4.506E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.169		

σ_s=156.1 MPa => w_d= 0.169 mm < w_1

Sezione estremità
Armatura Ø26 passo 20 cm - c_n= 65 mm

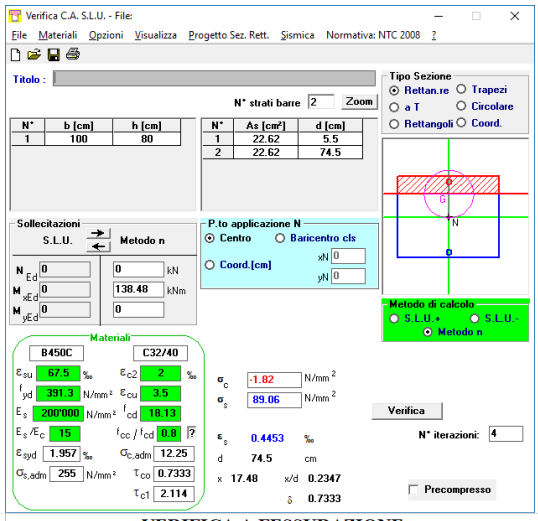


VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	32/40	Coprifero netto	c (mm)	65	
fck (MPa)	32	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	33345.8	fctm (MPa)	3.02	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.298	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	193200	k3	3.4
As (mmq)	3982	ρeff (%)	2.061%	k4	0.425
σs (MPa)	159.9	Δs (mm)	435		
x (mm)	220.4	εsm	4.569E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.199		

σ_s=159.9 MPa => w_d= 0.199 mm < w_1

Direzione longitudinale

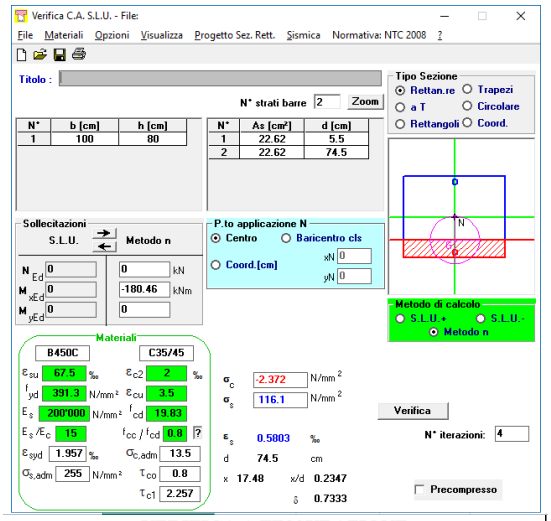
Sezione in mezzeria
Armatura Ø 24/20 - c_n= 50 mm



VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	32/40	Coprifero netto	c (mm)	50	
fck (MPa)	32	Diametro barra	Ø (mm)	20	
Ecm (MPa)	33345.8	fctm (MPa)	3.0	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.298	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	150000	k3	3.4
As (mmq)	2262	ρeff (%)	1.508%	k4	0.425
σs (MPA)	89.06	Δs (mm)	395		
x (mm)	174.8	εsm	2.545E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.101		

σ_s=89.06 MPa => w_d= 0.101 mm < w_1

Sezione lungo pareti
Armatura Ø 24/20 - c_n= 50 mm



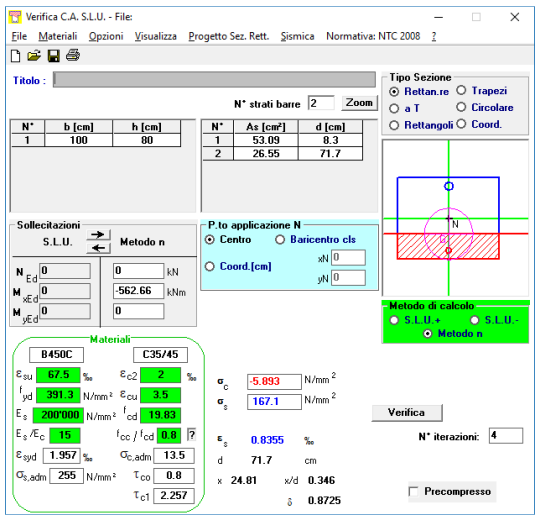
VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	32/40	Coprifero netto	c (mm)	50	
fck (MPa)	32	Diametro barra	Ø (mm)	20	
Ecm (MPa)	33345.8	fctm (MPa)	3.0	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.298	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	150000	k3	3.4
As (mmq)	2262	ρeff (%)	1.508%	k4	0.425
σs (MPA)	116.1	Δs (mm)	395		
x (mm)	174.8	εsm	3.317E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.131		

σ_s=174.8 MPa => w_d= 0.131 mm < w_1

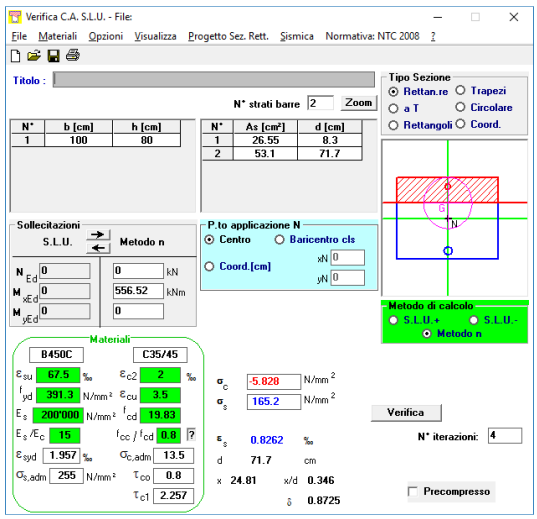
4.2.3.2.2 Fondazione

Direzione trasversale

Sezione in mezzeria
Armatura Ø26 passo10 cm - c_n= 70 mm



Sezione estremità
Armatura Ø26 passo 20 cm - c_n= 70 mm



VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	70	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	183967	k3	3.4
As (mmq)	5310	ρeff (%)	2.886%	k4	0.425
σs (MPA)	167.1	Δs (mm)	391		
x (mm)	248.1	εsm	4.838E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.189		

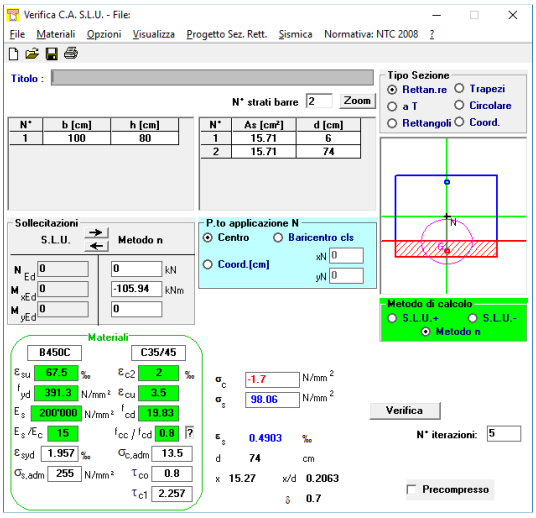
σ_s=167.1 MPa => w_d= 0.189 mm < w_1

VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	70	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	183967	k3	3.4
As (mmq)	5310	ρeff (%)	2.886%	k4	0.425
σs (MPA)	165.2	Δs (mm)	391		
x (mm)	248.1	εsm	4.748E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.186		

σ_s=165.1 MPa => w_d= 0.186 mm < w_1

Direzione longitudinale

Sezione in mezzeria
Armatura Ø 20/20 - c_n= 50 mm



σ_s=98.1 MPa => w_d= 0.139 mm < 0.20 mm

VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	50	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	20	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.2	k1	0.8
h (mm)	800	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	150000	k3	3.4
As (mmq)	1571	ρeff (%)	1.047%	k4	0.425
σs (MPA)	98.06	Δs (mm)	495		
x (mm)	152.7	εsm	2.802E-04		
kt (0.4-0.6)	0.5	w (mm)	0.20		
		wd (mm)	0.139		

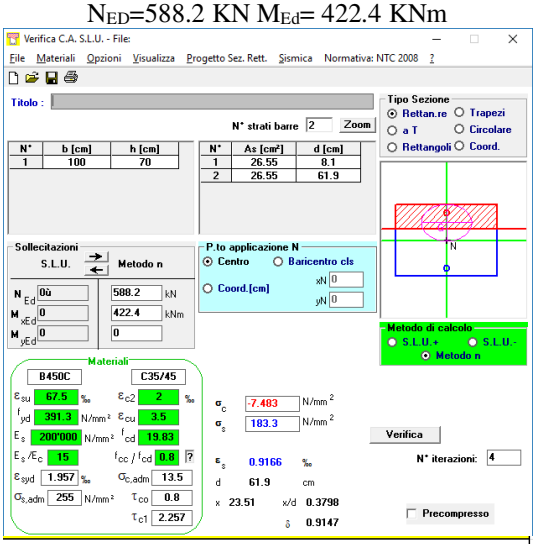
4.2.3.2.3 Pareti

Direzione verticale

Sezione base muro

Armatura Ø26/20 - c_n= 68 mm

N_{ED}=588.2 KN M_{Ed}= 422.4 KNm



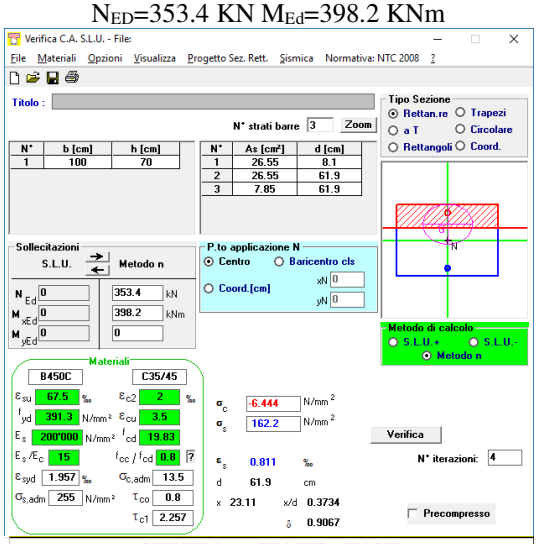
VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	68	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.21	k1	0.8
h (mm)	700	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	154967	k3	3.4
As (mmq)	2655	ρeff (%)	1.713%	k4	0.425
σs (MPA)	183.3		Δs (mm)	489	
x (mm)	235.1		εsm	3.797E-04	
kt (0.4-0.6)	0.5		w (mm)	0.20	
		wd (mm)		0.186	

σ_s=183 MPa => w_d= 0.186 mm < w_1

Sezione testa muro

Armatura Ø26/20+Ø20/40 - c_n= 68 mm

N_{ED}=353.4 KN M_{Ed}=398.2 KNm



VERIFICA A FESSURAZIONE					
Calcestruzzo	35/45	Coprifero netto	c (mm)	68	
fck (MPa)	35	Diametro barra	Ø (mm)	26	
Ecm (MPa)	34077.1	fctm (MPa)	3.21	k1	0.8
h (mm)	700	αe	6.162	k2	0.5
B (mm)	1000	Aceff (mq)	156300	k3	3.4
As (mmq)	3440	ρeff (%)	2.201%	k4	0.425
σs (MPA)	162.2		Δs (mm)	432	
x (mm)	231.1		εsm	4.634E-04	
kt (0.4-0.6)	0.4		w (mm)	0.20	
		wd (mm)		0.200	

σ_s=162.2 MPa => w_d= 0.200 mm < w_1

4.2.4 VERIFICA A FATICA

La verifica a fatica dell'impalcato ferroviario viene svolta seguendo i criteri indicati nella parte III della specifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A.
Viene fatto riferimento al carico LM71 disposto come indicato in precedenza, assunto come azione ciclica di fatica Q_{fat} e per le azioni non cicliche si assumono i carichi della combinazione SLE frequente.

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

4.2.4.1 Verifica tensione barre di armatura

La verifica per le barre di armatura viene svolta controllando che la tensione dovuta al carico da fatica sia inferiore al limite di 70 MPa come indicato al capitolo 5 delle norma RFI richiamata in precedenza.

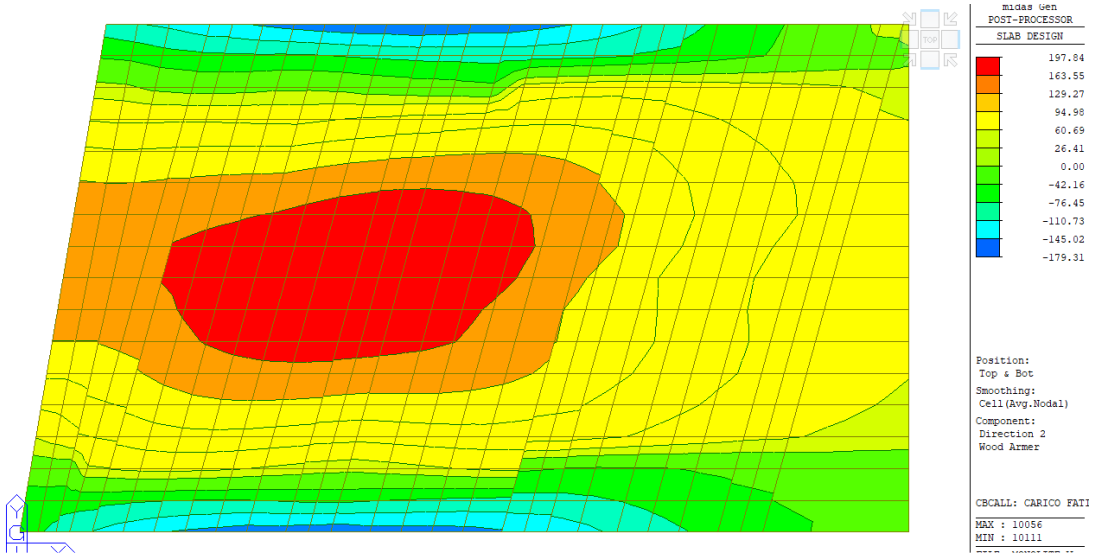
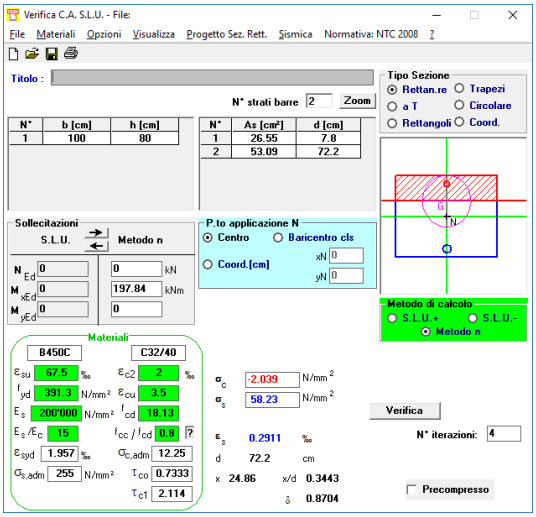


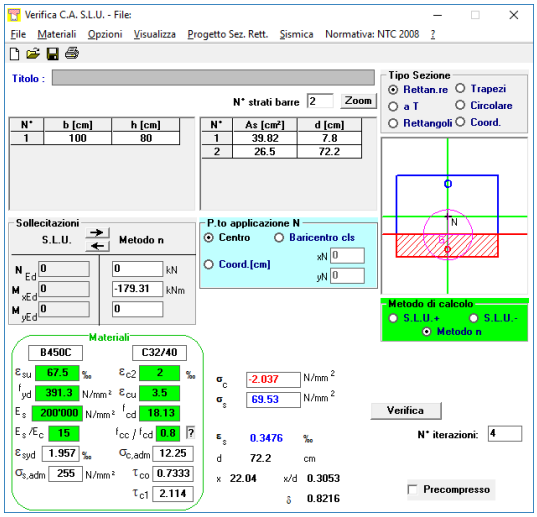
Figura 4.41 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per carico da fatica Q_f [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



M_{Ed}=197.84 KNm =>σ_s=58.2 MPa

Sezione estremità - direzione trasversale



M_{Ed}=-179.31 KNm =>σ_s=70 MPa

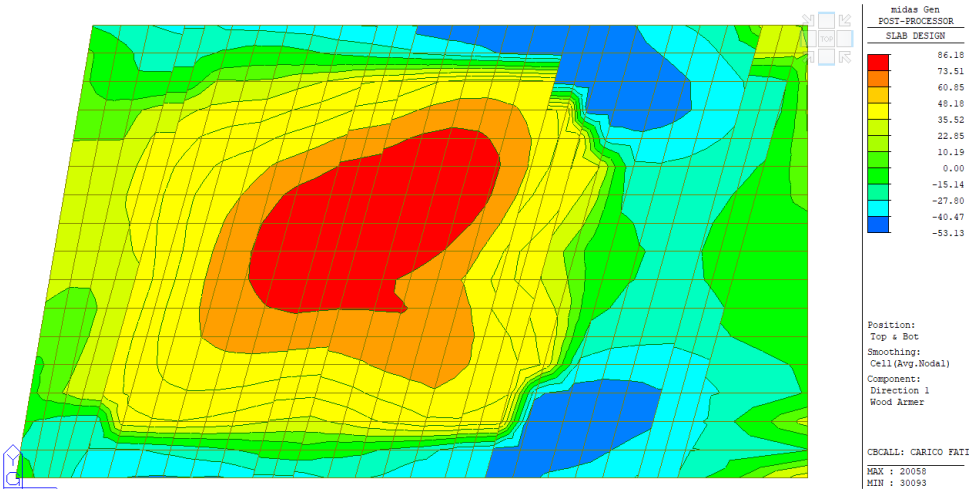
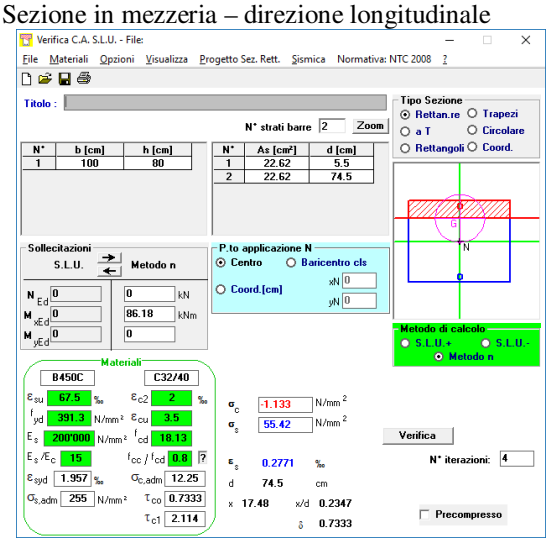


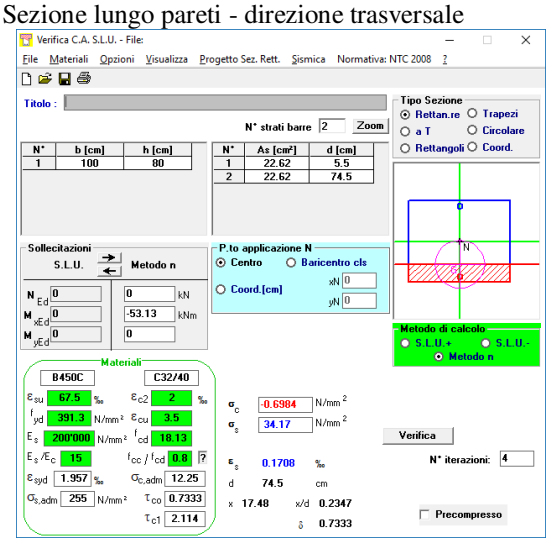
Figura 4.42 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per carico da fatica Q_f [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



M_{Ed}=86.18 KNm =>σ_s=56 MPa

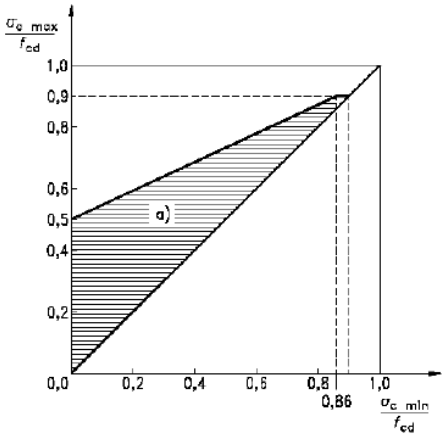
Sezione lungo pareti - direzione trasversale



M_{Ed}=-53.13 KNm =>σ_s=34 MPa

4.2.4.2 Verifica del calcestruzzo compresso

La verifica viene svolta con il metodo alternativo indicato al capitolo 6 della norma RFI in precedenza citata.



$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad \text{per } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}$$

Figura 4.43 – Criterio di verifica per il calcestruzzo

$$f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \qquad \beta_{cc}(t_0) = \exp\left\{s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)\right\}$$

$k_{1,1}$=0.85
s=0.35 (calcestruzzo classe N)
t_0= 60

f_{ck}= 32 MPa f_{cd}= 18.1 MPa => $f_{cd,fat}$= 14.99 MPa

Considerando i valori ridotti di sollecitazione per il calcestruzzo, la verifica viene svolta in riferimento alle zone in cui si hanno i valori massimi di sollecitazione per entrambe le combinazioni esaminate.

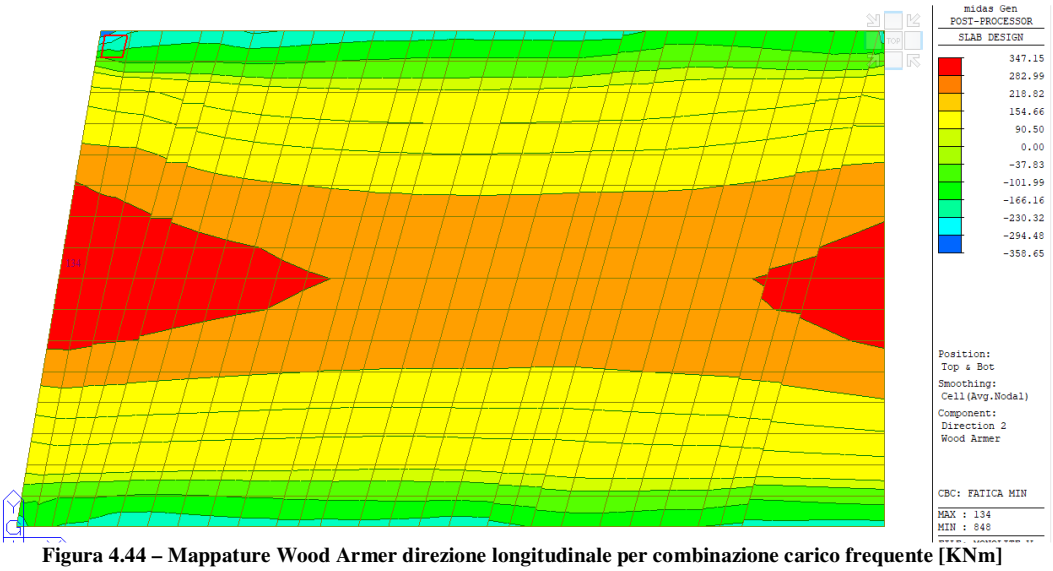


Figura 4.44 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per combinazione carico frequente [KNm]

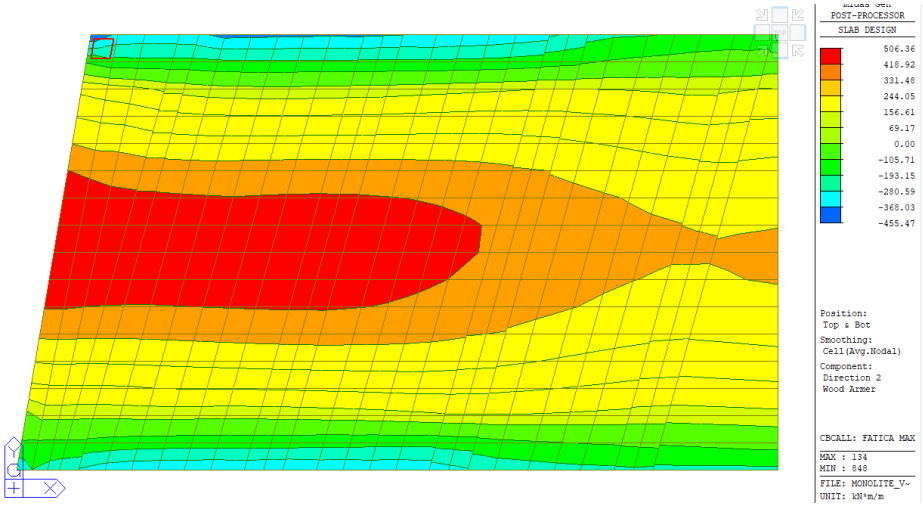
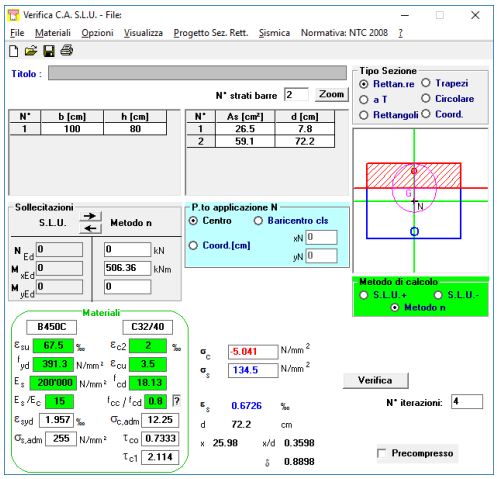
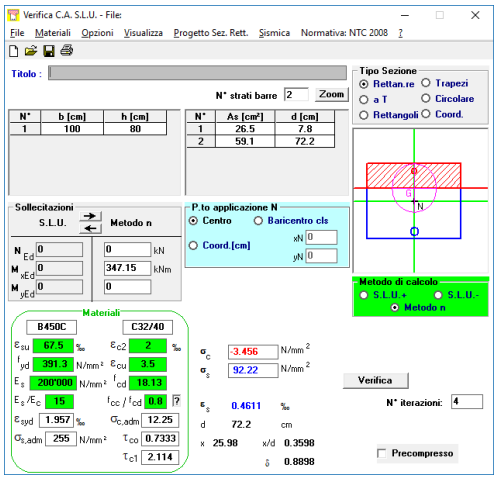


Figura 4.45 – Mappature Wood Armer direzione trasversale per combinazione carico frequente + carico da fatica Q_f [KNm]
Evidenziati gli elementi più significativi verificati

Sezione in mezzeria – direzione trasversale



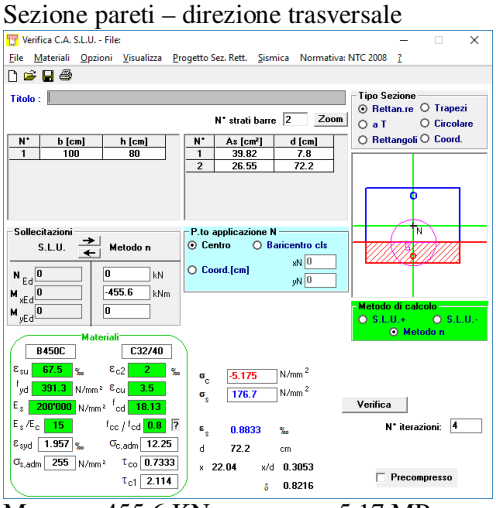
$M_{Ed,max}$=506.36 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=5.0 MPa



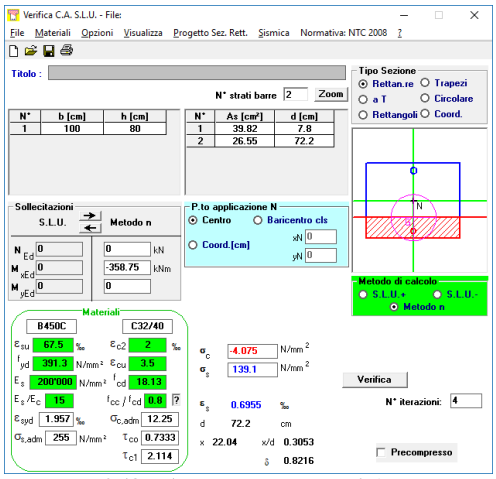
$M_{Ed,min}$=347.15 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=3.5 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5+0{,}45\cdot\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad 0.34 < 0.61 < 0.90 \text{ Verificato}$$

Sezione pareti – direzione trasversale



$M_{Ed,max}$=-455.6 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=5.17 MPa



$M_{Ed,min}$=-358.75 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=4.1 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5+0{,}45\cdot\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad 0.35 < 0.61 < 0.90 \text{ Verificato}$$

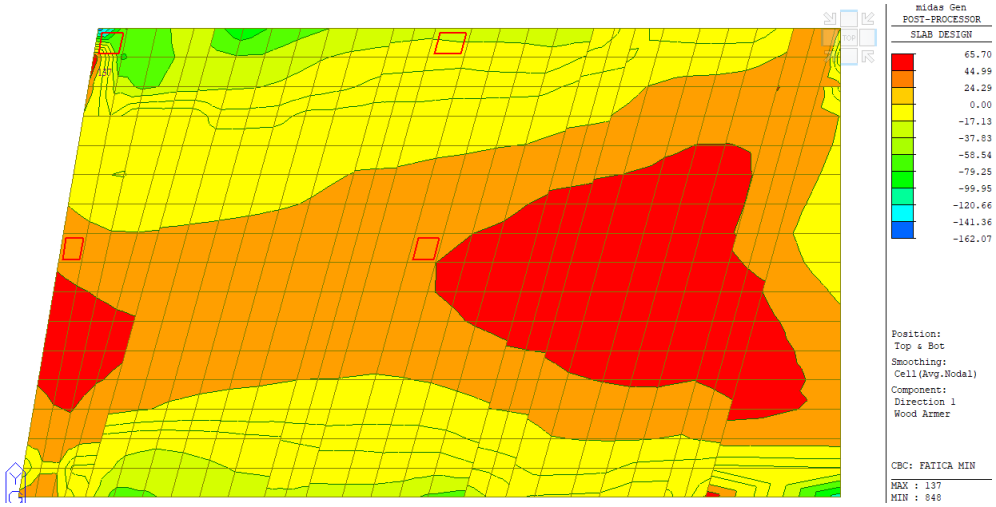


Figura 4.46 – Mappature Wood Armer in direzione longitudinale per combinazione carico frequente [KNm] Evidenziati gli elementi più significativi verificati

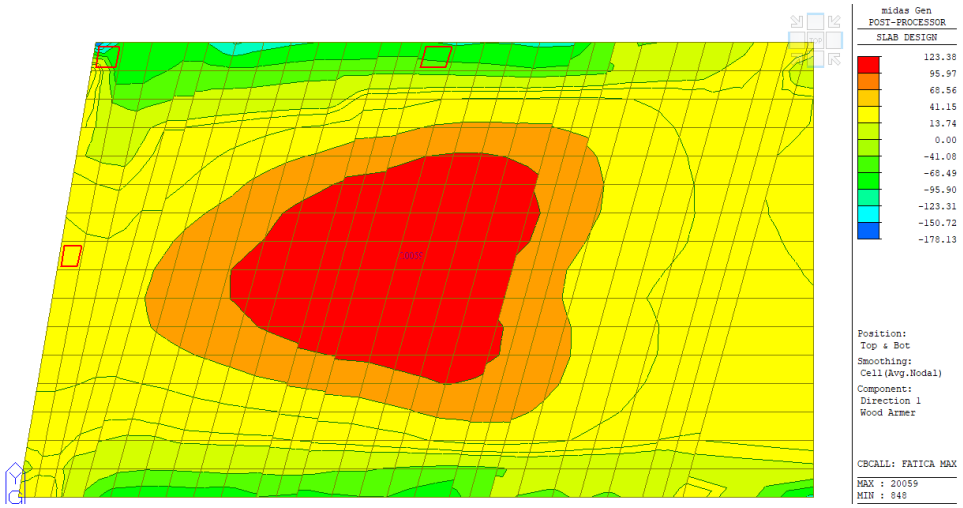
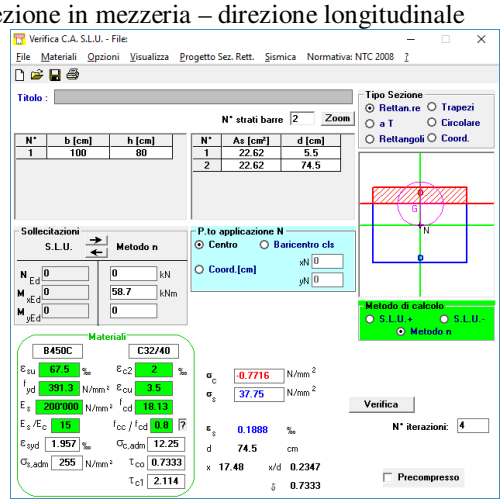
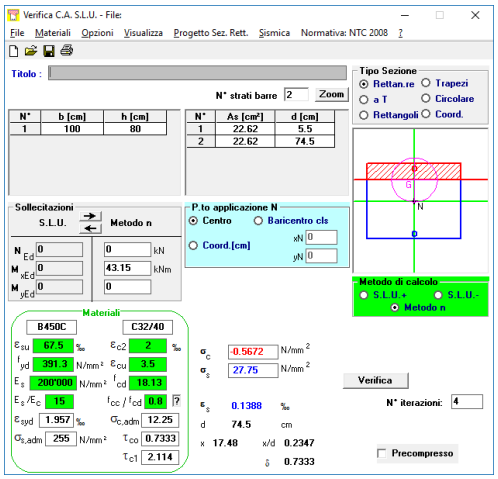


Figura 4.47 – Mappature Wood Armer direzione longitudinale per combinazione carico frequente + carico da fatica faticaQ_f [KNm]

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



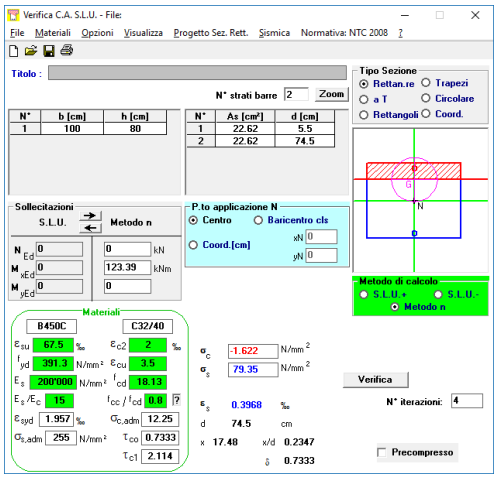
$M_{Ed,max}$=58.7 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=0.77 MPa



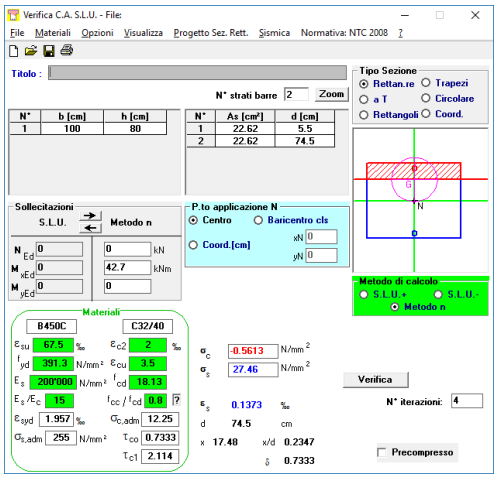
$M_{Ed,min}$=43.15 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=0.57 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \qquad 0.05 < 0.52 < 0.9$$

Sezione in mezzeria – direzione longitudinale



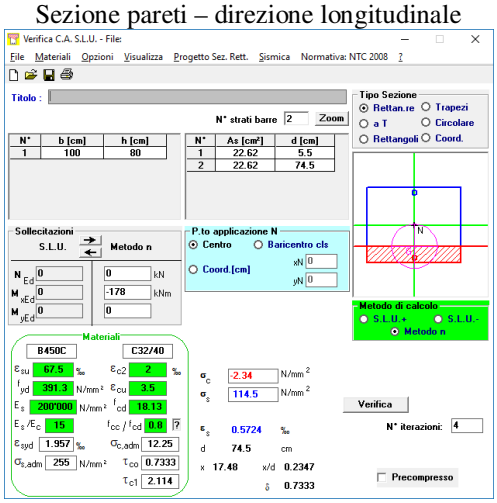
$M_{Ed,max}$=123.39 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=1.62 MPa



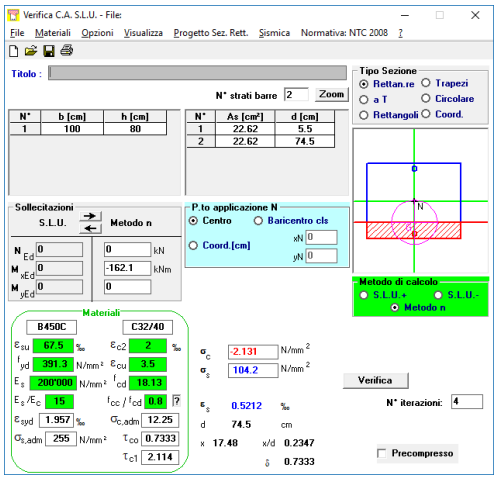
$M_{Ed,min}$=42.7 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=0.54 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5+0{,}45\cdot\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad 0.11 < 0.52 < 0.9$$

Sezione pareti – direzione longitudinale



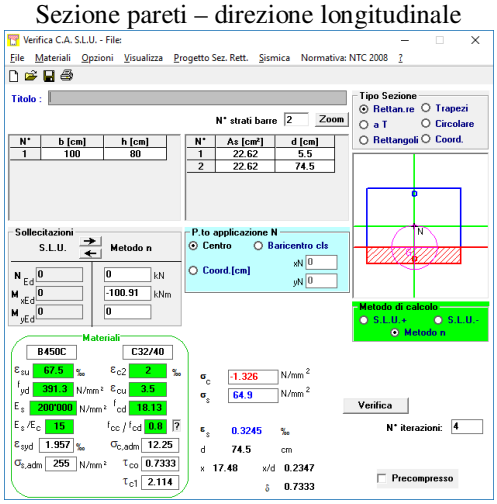
$M_{Ed,min}$=-178 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=2.3 MPa



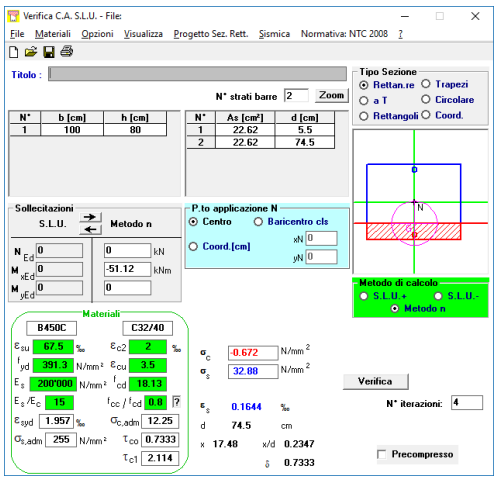
$M_{Ed,max}$=-162.1 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=2.1 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5+0{,}45\cdot\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad 0.15 < 0.56 < 0.9$$

Sezione pareti – direzione longitudinale



$M_{Ed,max}$=-100.91 KNm =>$\sigma_{c,Min}$=1.3 MPa



$M_{Ed,min}$=-51.12 KNm =>$\sigma_{c,Max}$=0.67 MPa

$$\frac{\sigma_{c,Max}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}5+0{,}45\cdot\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \le 0{,}9 \quad 0.09 < 0.52 < 0.9$$

4.2.4.3 Verifica a taglio del calcestruzzo

La verifica viene svolta secondo quanto indicato al capitolo 6 della norma RFI in precedenza citata. In pericolare la verifica riguarda la parte centrale in cui non sono previste armature a taglio. Nel seguito le sollecitazioni di taglio per l'intera soletta e per la fascia centrale priva di armatura.

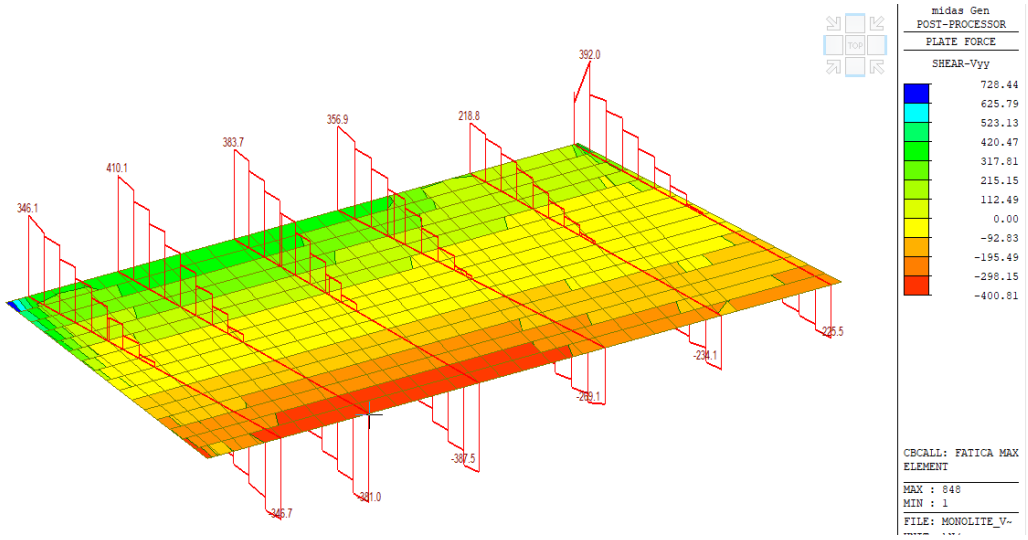


Figura 4.48 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti direzione trasversale per ì combinazione carico frequente + carico da fatica faticaQ_f [KN]

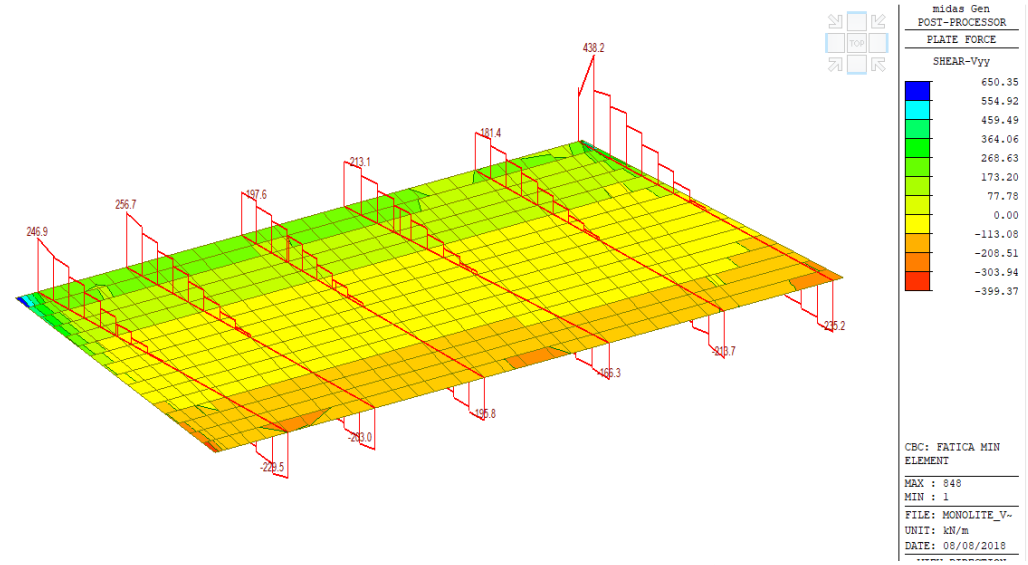


Figura 4.49 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti direzione trasversale per ì combinazione carico frequente [KN]

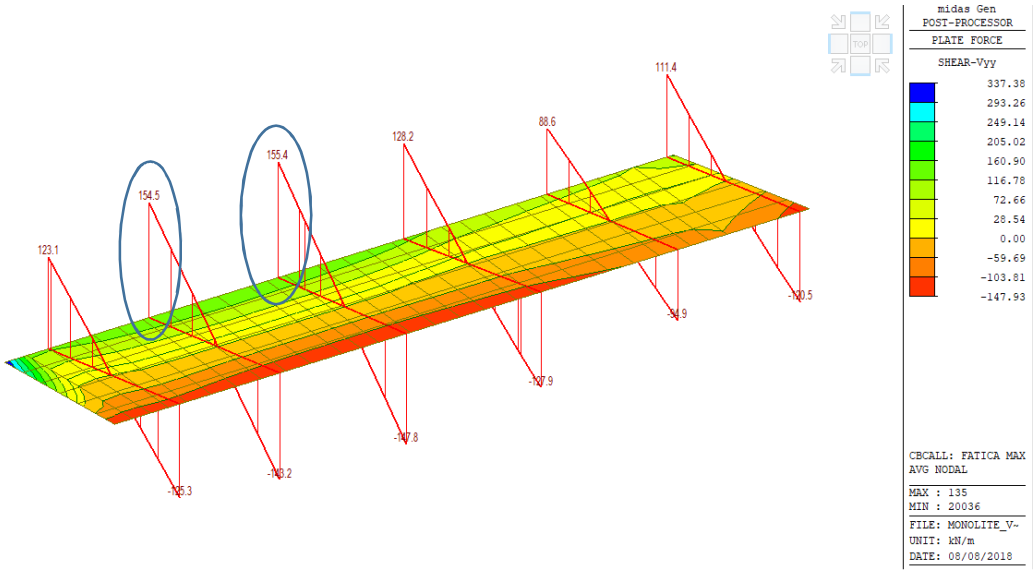


Figura 4.50 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti direzione trasversale relativa alla fascia centrale priva di armatura a taglio per combinazione carico frequente + carico da fatica faticaQ_f [KN]

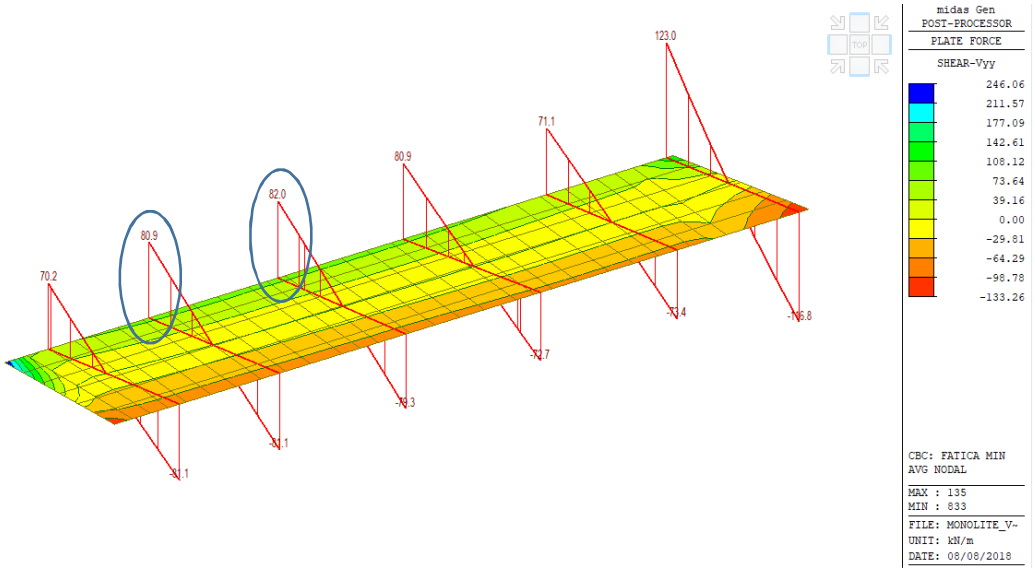


Figura 4.51 – Mappatura e diagrammi delle azioni taglianti direzione trasversale relativa alla fascia centrale priva di armatura a taglio per combinazione carico frequente [KN]

Verifica a fatica del calcestruzzo

$V_{Ed,Max}$ = 155.4 KN $V_{Ed,Min}$ = 82.0 KN $\frac{V_{ED,\min}}{V_{ED,Max}} \geq 0 \Rightarrow \frac{|V_{ED,Max}|}{|V_{Rd}|} \leq 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \frac{|V_{ED,\min}|}{|V_{Rd}|}$ $0.53 < 0.62 < 0.90$ Verificato

$V_{Ed,Max}$ = 154.5 KN $V_{Ed,Min}$ = 80.9 KN $\frac{V_{ED,\min}}{V_{ED,Max}} \geq 0 \Rightarrow \frac{|V_{ED,Max}|}{|V_{Rd}|} \leq 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \frac{|V_{ED,\min}|}{|V_{Rd}|}$ $0.51 < 0.64 < 0.90$ Verificato

4.2.5 VERIFICA PORTANZA FONDAZIONE

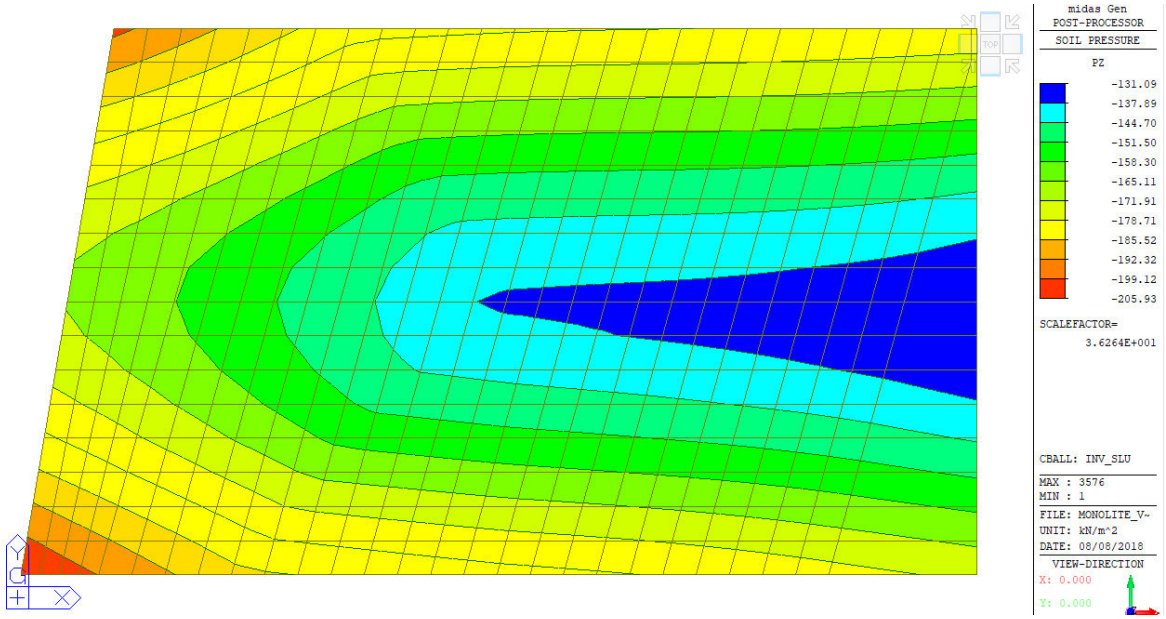


Figura 4.52–Mappatura tensioni terreno per inviluppo combinazioni SLU, SLV [KN/mq] - $\sigma_{t,MAX}$= 206 KN/mq

Le tensioni indotte sul terreno dalla fondazione sono state calcolate modellando l'intera struttura e schematizzando l'interazione suolo-struttura è stata alla Winkler con costante di sottofondo pari a K=1 kg/cm^3.

La verifica agli SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono svolte come indicato in 6.4.2.1 delle NTC2008, secondo l'*Approccio 2* (A1+M1+R3).

Avendo assunto l'*Approccio 2* (A1+M1+R3), il coeff. parziale per la verifica di capacità portante è γ_R=.2,3, come indicato in tab. 6.4.1 delle NTC2008.

Il carico limite dell'insieme fondazione terreno viene ricavato impiegando la formula di Terzaghi-Hansen, considerando il piano di posa della fondazione ad una profondità di 6.5 ml dal piano del ferro, considerando i seguenti parametri geotecnici relativi allo strato di sabbia fine limosa, presente alla quota di imposta della fondazione ed i coefficienti correttivi dovuti alla dimensione della fondazione.

Il livello dell'acqua si considera al di sopra dell'estradosso della platea di fondazione.

I parametri di geotecnici caratteristici sono: γ_k=19 KN/mc, γ_{sk}=20 KN/mc φ_k=36° c=0

B=9.40 ml	L= 17.9 ml	B/L= 0.525	q= 114.1 KN/mq
Nq=37.75	Nγ =56.31	ζ_q = 1.381	ζ_γ= 0.790

=> q_u= 8039 KN/mq R_3=2.3 => **q_{lim}= 3495 MPa > $\sigma_{t,MAX}$**

4.2.6 VARO DEL MONOLITE

Il monolite verrà varato a spinta sotto la linea ferroviaria esistente, la quale verrà sostenuta con il sistema Verona®, realizzato da imprese che possono impiegare lo stesso sistema.
La spinta verrà contrastata dalla parete reggispinta e dall'attrito che la platea di varo trasmette al sottostante terreno. Per aumentare la resistenza del sistema è stato previsto di installare a tergo della parete reggispinta dei blocchi in calcestruzzo di dimensioni 1 mc, con lo scopo di zavorra e realizzare una chiave di taglio nella parte terminale della platea di varo.

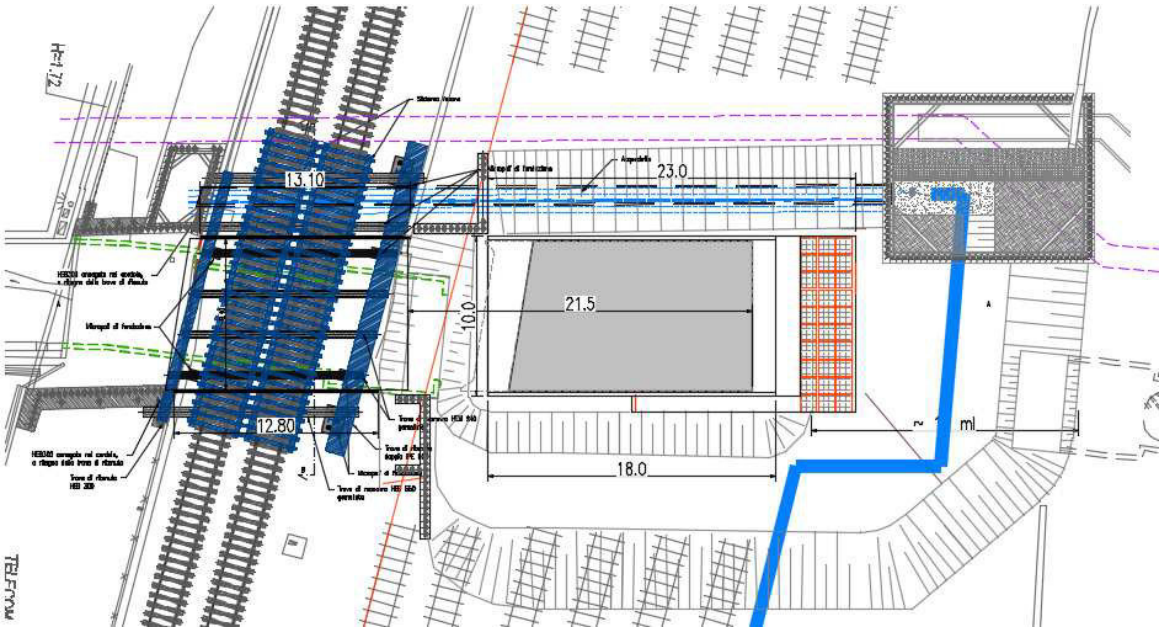


Figura 4.53–Planimetria della zona di intervento per varo monolite

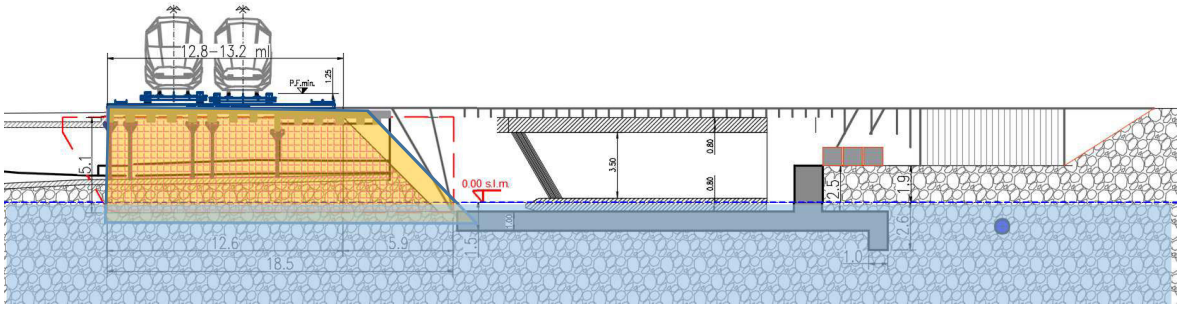


Figura 4.54–Sezione in asse al monolite in condizioni di varo In azzurro il livello della falda assunto a livello del mare

4.2.6.1 Verifica scorrimento struttura di contrasto

4.2.6.1.1 Peso monolite

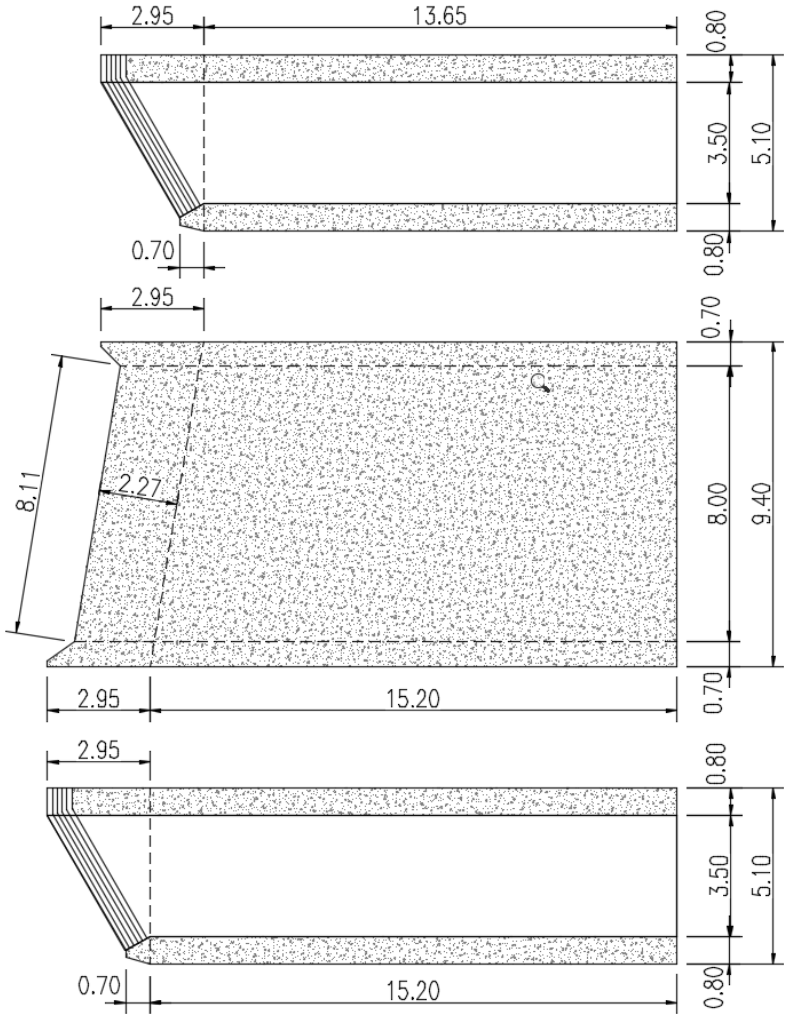


Figura 4.55–Pianta e sezione del monolite in configurazione per il varo

1.	Soletta superiore	+	2731 KN
2.	Platea		2811 KN
3.	Pareti laterali	931+836=	1767 KN
4.	Rostri		370 KN
5.	Soletta collegamento		369 KN
	Peso complessivo:		**8048 KN**

4.2.6.1.2 Angoli di attrito

1. *Attrito monolite-platea di varo : 2/3 tg 30°= 0.385*
2. *Attrito monolite-terreno (soletta) : 2/3 tg 36°= 0.484*
3. *Attrito monolite-terreno (pareti)δ=20° : tg 20° = 0.363*
4. *Attrito monolite-travi di manovra : 0.10*
5. *Attrito soletta monolite-ballast : 0.40*

4.2.6.1.3 Risultante forze di attrito monolite

1. *Attrito monolite-platea di varo*
   P= 8048 KN *f= 2/3 tg 30°= 0.385* => S_{k1}= 3099 KN

2. *Attrito monolite-terreno (soletta)*
   P= 8048 KN *f= 2/3 tg 36°= 0.484* => S_{k2}= 3895 KN

3. *Attrito monolite-terreno (pareti)*
   Per calcolare l'attrito tra pareti monolite e terreno, viene fatto riferimento all'organizzazione di cantiere prevista nelle varie fasi. La spinta massima del terreno sulla pareti laterali viene calcolata considerando l'attrito tra pareti e terreno $\delta=20°$
   $\delta=20°$ $\phi=36°$ => Ka= 0.347
   q= 27 KN/mq γ=16 KN/mc L_{med}= 13 ml h=5.1 ml =>
   S= 1745 KN $S_{k3}= 2 \cdot S \cdot 0.363 = 1267$ KN

4. *Attrito monolite-travi di manovra*
   Peso complessivo struttura+armamento P= 200 KN
   f= 0.10 => S_{k4}= 20 KN

5. *Attrito soletta monolite-ballast*
   γ=18 KN/mc h=0.80 S= 9.40x9.0 => P= 1929 KN
   f= 0.10 => S_{k5}= 193 KN

Forza iniziale su platea di varo: S_{0k}= 3090 KN

Forza massima su platea di varo: S_{1k}= 3895+1267+20+193 = 5375 KN

4.2.6.1.4 Resistenza scorrimento struttura di contrasto

1. *Resistenza platea di varo*
   Peso platea di varo, muro: 6995 KN
   Peso terreno e blocchi (n.30): 1975 KN
   Peso attrezzature e materiali presenti su platea di varo: 1000 KN
   P= 9790 KN

   Sottospinta falda: h=1.5 ml => 15 KN/mq·23.0·10.0 + 1.0·14.0
   H=2.5 ml => 25 KN/mq·1·10 S= 3910 KN

   Resistenza attrito (P-S)·*f* *f= 2/3 tg 36°= 0.484* R_{k1}= 2845 KN

2. *Resistenza muro reggi-spinta*
   La resistenza del muro reggispinta viene calcolata considerando la spinta passiva del terreno retrostante, che verrà riportato sino a livello di scorrimento del canale. Nel calcolo della spinta viene trascurata la presenza dei blocchi ed il comportamento tridimensionale del terreno retrostante.

Per il terreno che viene riportato si prevede una stesura a strati e successiva compattazione. Si considerano quindi due stati di terreno di cui quello inferiore si assume saturo.

Primo strato:	γ= 16 KN/mc	ϕ=35°	h=1.90 ml
Secondo strato:	γ'= 9 KN/mc	ϕ=36°	h=2.60 ml

Resistenza complessiva muro reggispinta R_{k2}= (1066+4196)=5262 KN

4.2.6.1.5 Verifica scorrimento struttura di contrasto

Forza massima su platea di varo: S_k= 5375 KN
Resistenza platea di varo: R_k= 2845+5262 KN

Utilizzando i coefficienti previsti dalla normativa per la verifica a scorrimento si ottiene.

Forza di scorrimento
γ_f=1.3 S_k= 5375 KN => S_{Ed}= 6988 KN
Resistenza
γ_E= 0.9 0.9 (P-S)·f => $R_{d,1}$= 2561 KN
R_{k2}= 5262 KN=> $R_{d,2}$= 5262 KN => R_d= 7823 KN

$\gamma_{R\cdot}$ = 1.1 $\gamma_{R\cdot}$ $S_{Ed} < R_d$ 7688 KN < 7823 KN

4.2.6.2 Verifica resistenza struttura di contrasto

La verifica della platea di varo è stata svolta con un programma agli elementi finiti, modellando la stessa con elementi bi-dimensionali e ipotizzando l'interazione con il terreno alla Winkler, per il quale è stata assunta una costante di sottofondo k= 1 kg/cm^3. I vincoli alla traslazione sono stati posti tutti ad un'estremità, considerando in tal modo la platea interamente tesa.
Per la verifica si considerano le forze nella condizione di massima spinta, riferite ad una lunghezza unitaria. Le azioni dovute alla spinta del terreno si assumono quelle caratteristiche.

$$S^* = \cdot S_d/10 \text{ ml} = \cdot 5375/10 = 538 \text{ KN}$$

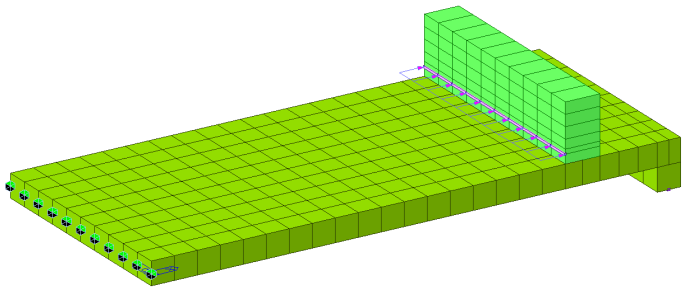


Figura 4.56 – Vista tridimensionale del modello di calcolo

Le azioni applicate nel modello di calcolo sono quelle calcolate in precedenza ad eccezione dell'attrito tra fondazione e terreno. Nel seguito le immagini che rappresentano le azioni considerate nel modello di calcolo.

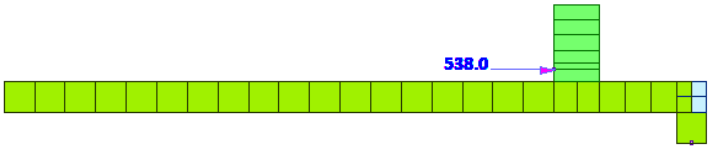


Figura 4.57– Spinta massima applicata alla parete [KN/m]

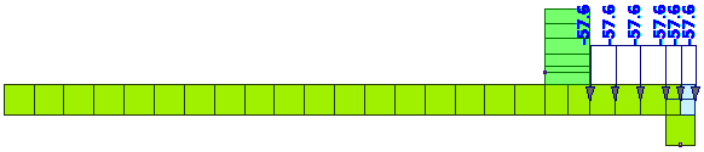


Figura 4.58 – Peso del terreno retrostante il muro d spinta ed i blocchi di zavorra [KN/mq]

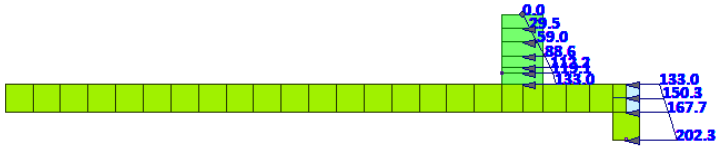


Figura 4.59 – Azioni dovute alla massima spinta [KN/mq]

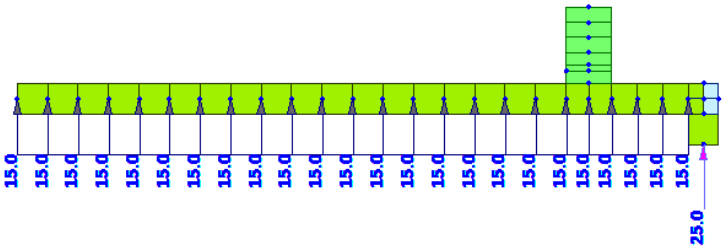


Figura 4.60 – Carichi dovuti alla sottospinta [KN/mq]

4.2.6.2.1 Tensioni sul terreno

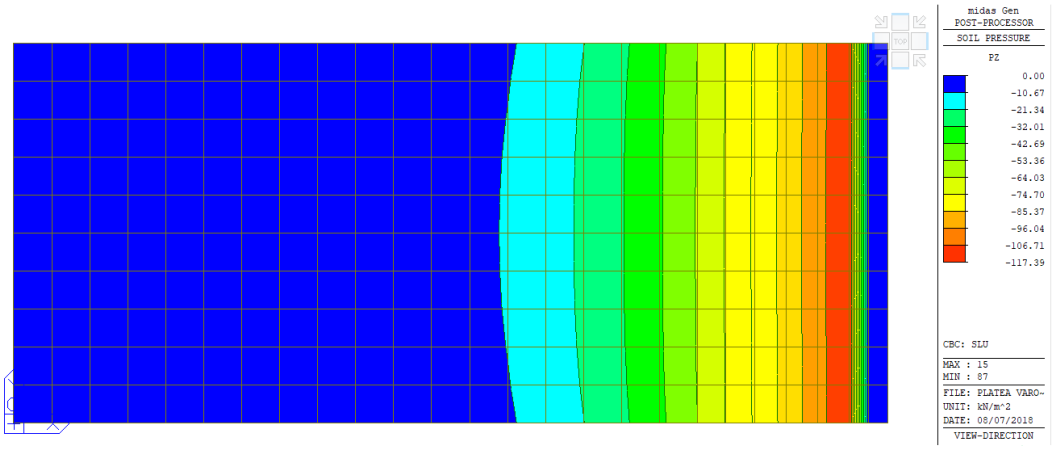


Figura 4.61 – Mappature delle tensioni sul terreno per combinazione SLU di massima – σ_{MAX}= 117.4 KN/mq

4.2.6.2.2 Verifica platea di varo

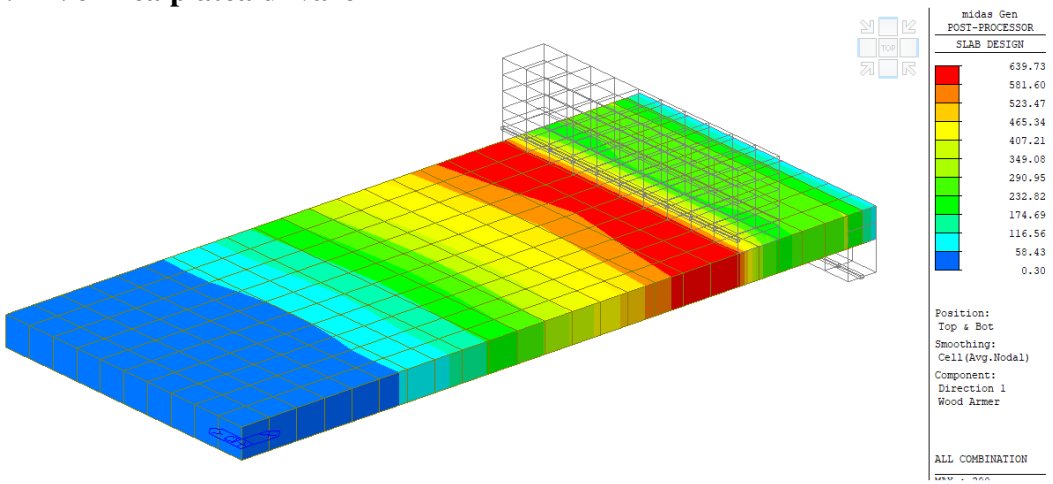


Figura 4.62 – Mappature per moment di Wood Armer (sezioni trasversali) per la combinazione con massima spinta $m_{yy,Max}$= 639.73[KNm/m]

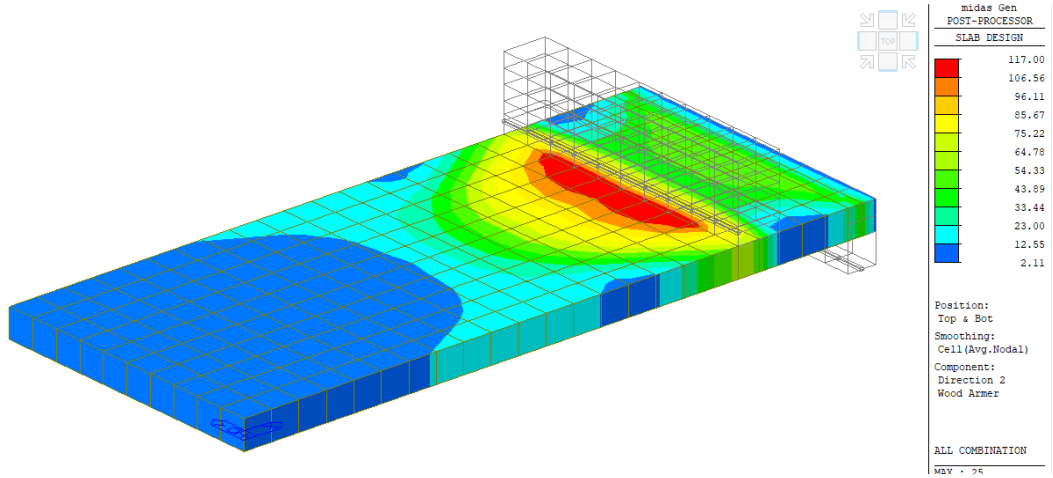


Figura 4.63 – Mappature per moment di Wood Armer (sezioni longitudinali) per la combinazione con massima spinta $m_{xx,Max}$= 117.0[KNm/m]

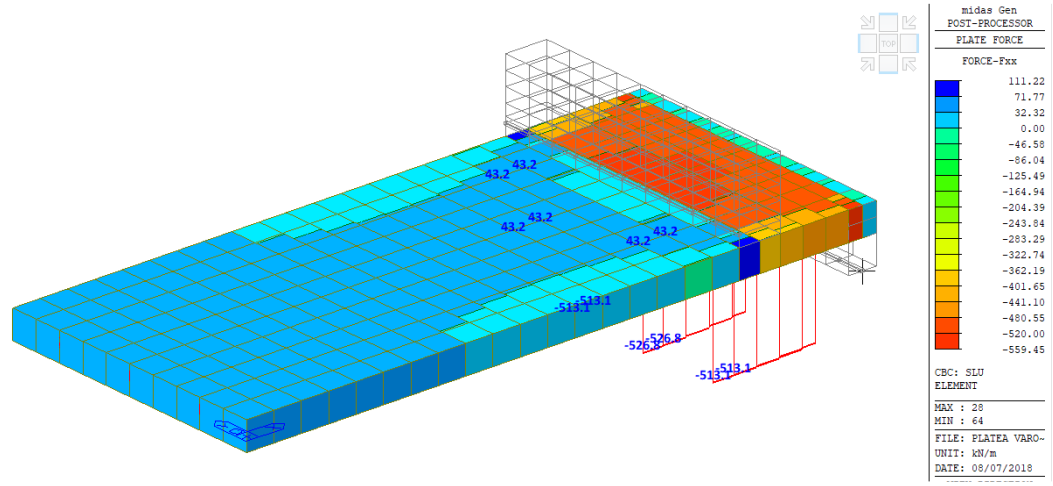


Figura 4.64 – Mappature per trazione in direzione longitudinale per la combinazione con massima spinta [KN]

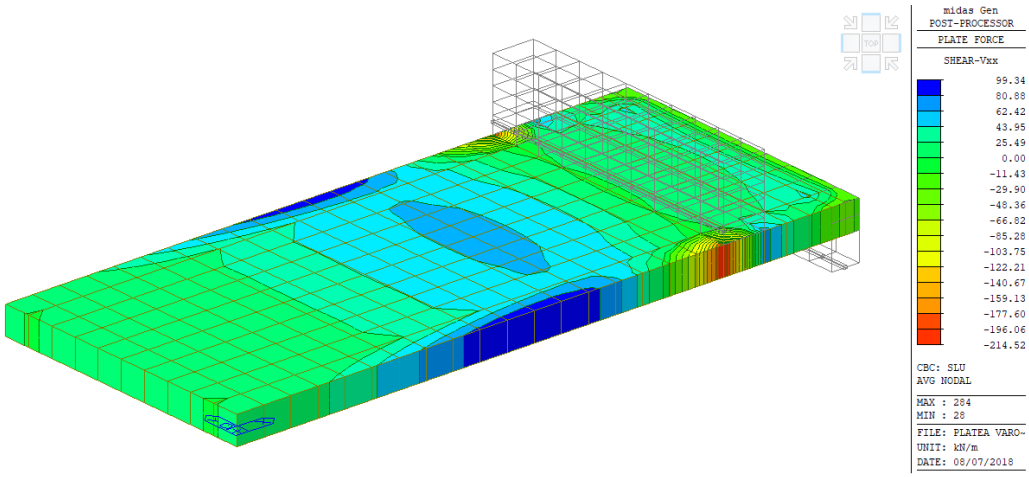
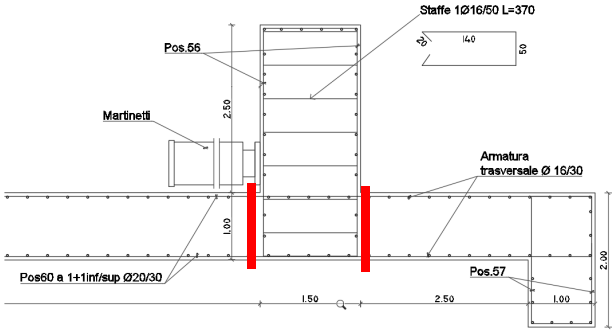


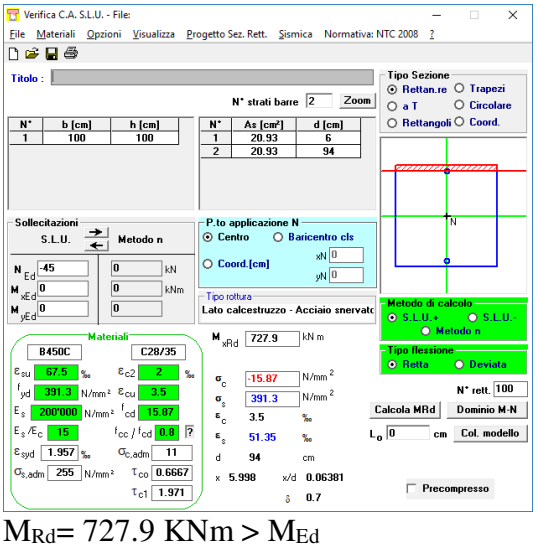
Figura 4.65 – Mappature per taglio V_{xx} per la combinazione con massima spinta – $V_{Ed,Max}$= 214.52 KN

Verifica a flessione platea



Sezione platea sotto martinetto di spinta

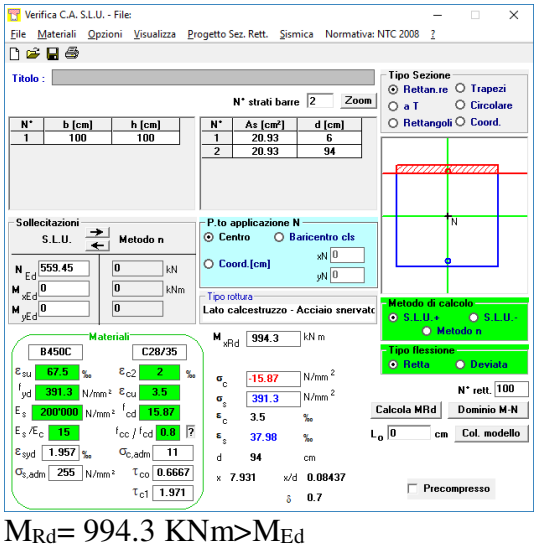
N_{Ed}= 45 KN - M_{Ed}= 639.7 KNm



M_{Rd}= 727.9 KNm > M_{Ed}

Sezione platea dietro parete di contrasto

N_{Ed}= -559.45 KN - M_{Ed}= 295.6 KNm



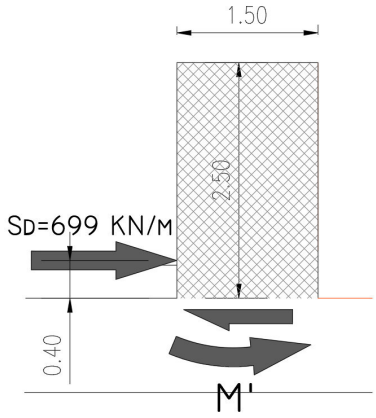
M_{Rd}= 994.3 KNm>M_{Ed}

Verifica a taglio platea

d= 960 mm K=1.457 ρ=0.109% => V_{Rd}= 243.46 KN > $V_{Ed,Max}$= 214.52 KN

4.2.6.2.3 Verifica muro reggispinta

Nel seguito le forze che sono state considerate per la verifica della parete di contrasto, dovute esclusivamente alla spinta massima per l'inserimento del monolite.

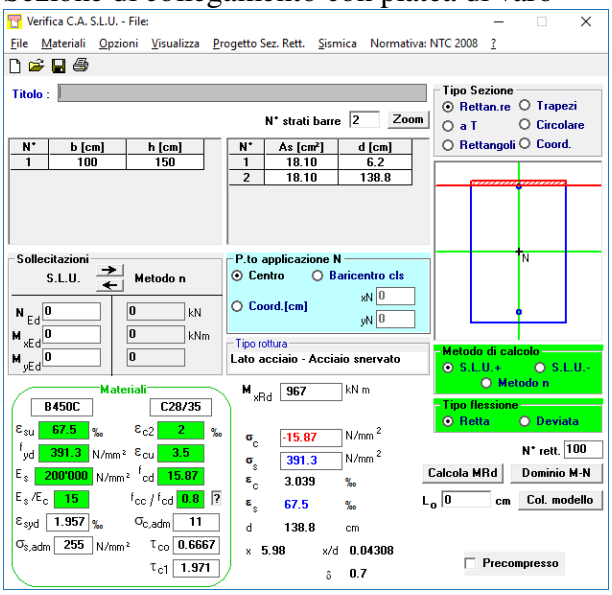


Per equilibrio:

N_{Ed}= (si trascura) M_{Ed}= 279.6 KNm V_{Ed}= 699 KN

Verifica a flessione

Sezione di collegamento con platea di varo



M_{Rd}= 967 KNm>M_{Ed}

Verifica a taglio parete

L'armatura a taglio è costituita da staffe Ø16 a due braccia ogni 50 cm.

$$V_{Rd}= 0.9 \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \cot g\theta \quad =>$$

$A_{sw}/s \cdot = 0.804\ mm^{-1}$ $f_{yd} \cdot = 391\ MPa$

$d = 1440\ mm$ $\cot g\theta = 2.5$ =>

V_{Rd}= 1018 KN >V_{Ed}

4.3 PARCO FERROVIARIO

Lo scatolare sotto il parco ferroviario viene previsto in modo identico al monolite sia in termini di geometria, sia in termini di armature.

I carichi per lo scatolare sono gli stessi già previsti per il monolite, sia per quanto riguarda i pesi propri ed i carichi permanenti (G_1+G_2), sia per le azioni variabili e per i carichi da traffico.
Nel seguito gli schemi di carico con i treni LM72 e SW/2 da cui è deducibile l'analogia con il monolite.
Dalle verifiche già svolte per il monolite, risulta che il comportamento complessivo è assimilabile a quello di un'analisi piana della sua sezione trasversale.
Quindi le verifiche già svolte sono estendibili al suddetto scatolare.

Tali conclusione è avvalorata dal fatto che, trattandosi di un parco ferroviario, di cui peraltro è prevista la dismissione, i carichi del traffico ferroviario previste per il monolite e che inducono sollecitazioni rilevanti, saranno nettamente inferiori.

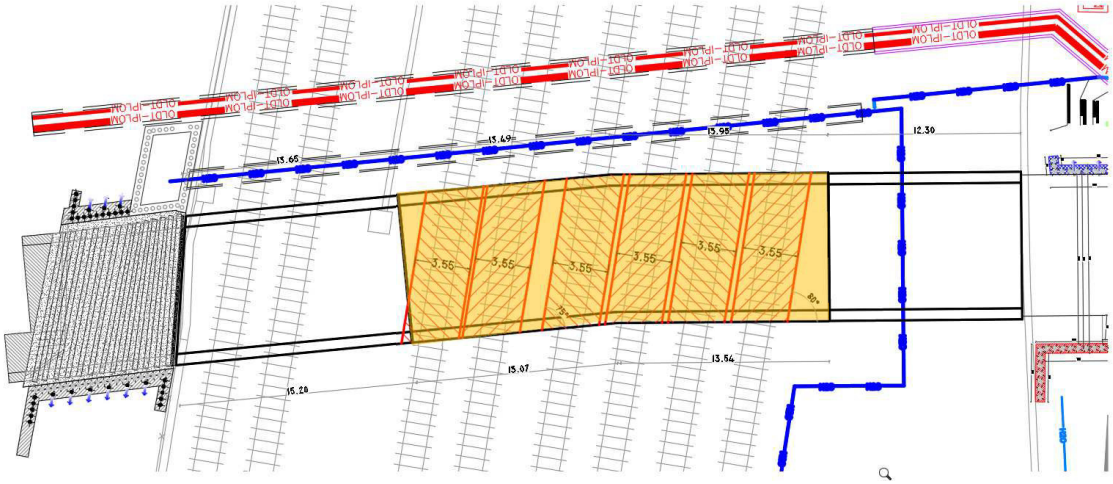


Figura 4.66 – Planimetria dell'attraversamento della zona delle ferrovie con evidenziato in arancio lo scatolare sotto il parco ferroviario. E' indicato inoltre la fascia per ciascun binario in cui si diffonde il carico dovuto al traffico ferroviario.

4.3.1 Combinazione dei treni di carico

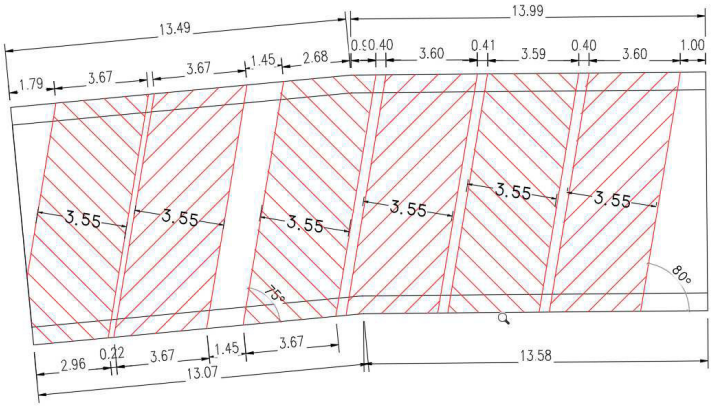


Figura 4.67 – Pianta dello scatolare e la posizione delle strisce di diffusione del carico per il traffico ferroviario

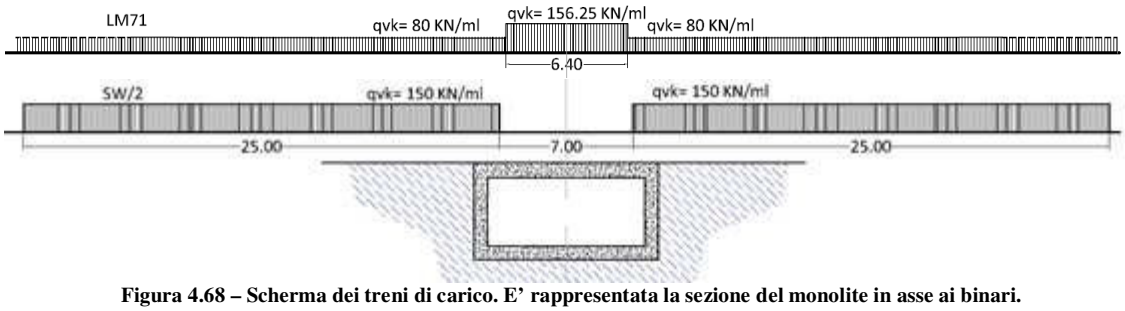


Figura 4.68 – Scherma dei treni di carico. E' rappresentata la sezione del monolite in asse ai binari.

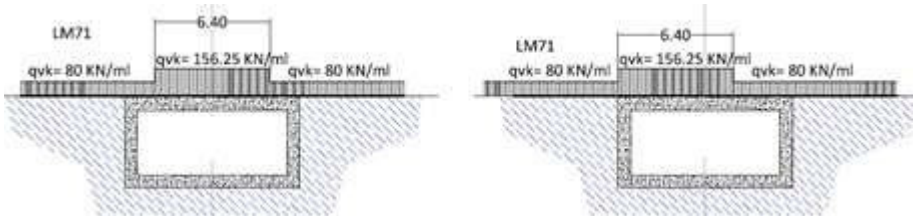


Figura 4.69 – Posizioni utilizzate nell'analisi per il treno carico LM71

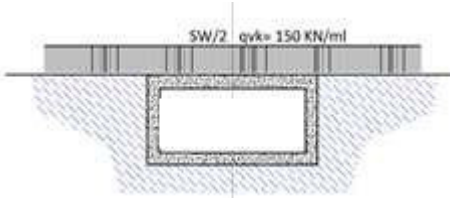


Figura 4.70 – Schema di carico utilizzati nell'analisi per treno di carico SW/2

Per la verifica del monolite scatolare, oltre ai binari effettivamente presenti che si mantengono fissi. I binari vengono numerati da sinistra a destra con "Binario 1", "Binario 2", "Binario 3", "Binario 4", "Binario 5", "Binario 6".
Per il caso di specie, si considerano come "primo" binario e "secondo " binario i due esterni

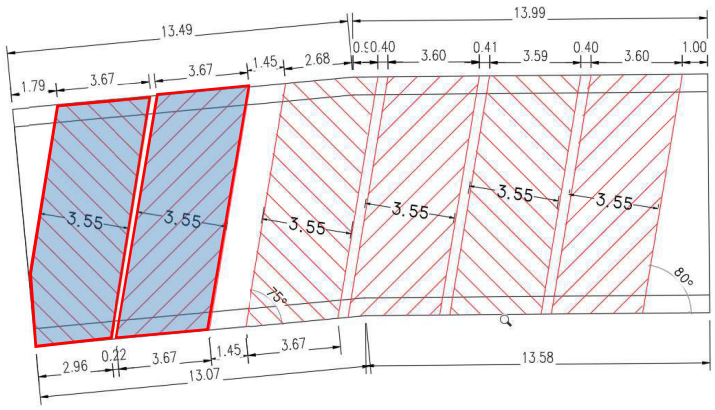


Figura 4.71 – Treni contemporanei – schema 1. Traffico normale caso a – 1.0·LM71 "primo" e "secondo" binario

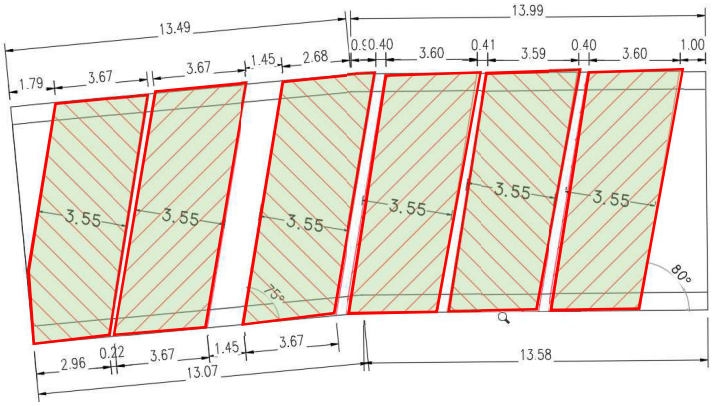


Figura 4.72 – Treni contemporanei – schema 2. Traffico normale caso b – 0.75·LM71

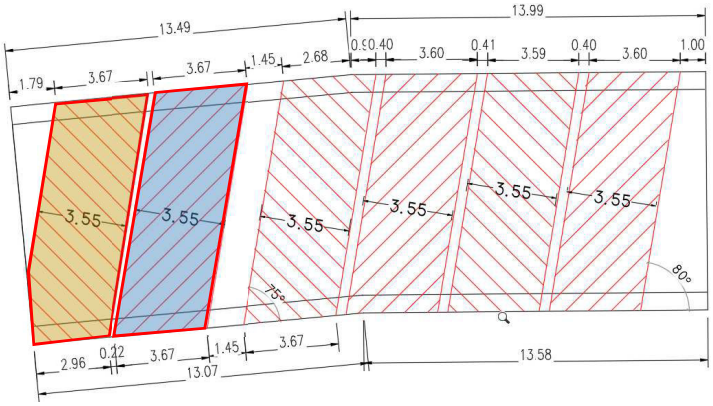


Figura 4.73 – Treni contemporanei – schema 3. Traffico pesante SW2 (binario 1), 1.0·"LM71" (binario 2)

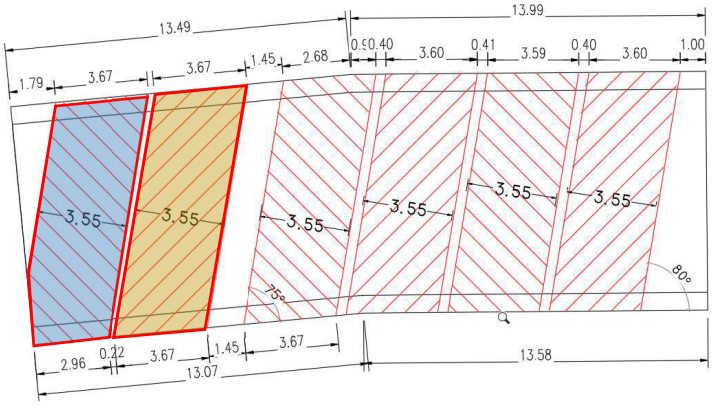


Figura 4.74 – Treni contemporanei – schema 4. Traffico pesante SW2 (binario 2), 1.0·"LM71" (binario 1)

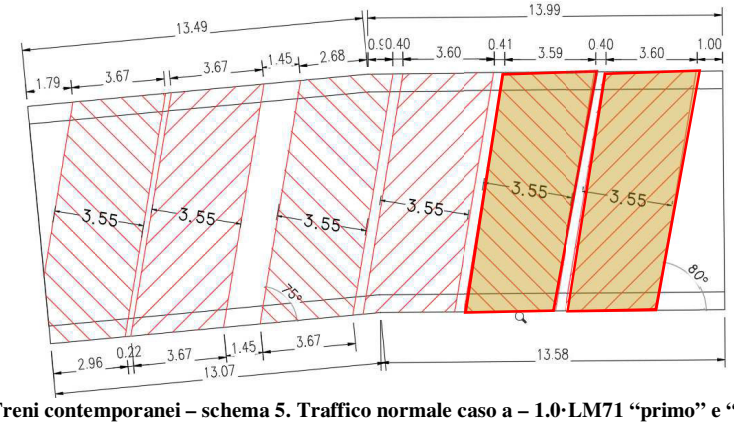


Figura 4.75 – Treni contemporanei – schema 5. Traffico normale caso a – 1.0·LM71 "primo" e "secondo" binario

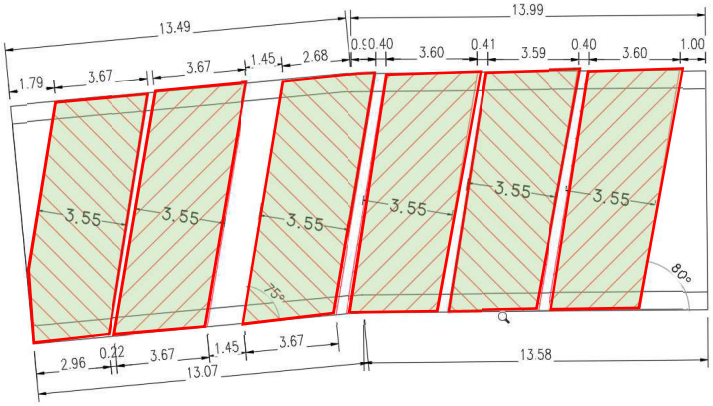


Figura 4.76 – Treni contemporanei – schema 6. Traffico normale caso b – 0.75·LM71

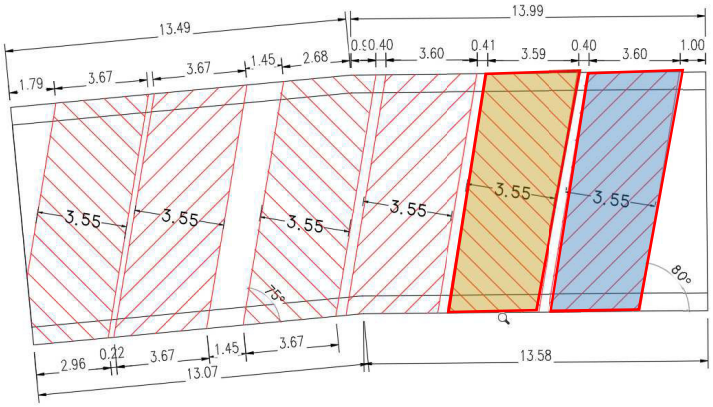


Figura 4.77 – Treni contemporanei – schema 7. Traffico pesante SW2 (binario 5), 1.0·"LM71" (binario 6)

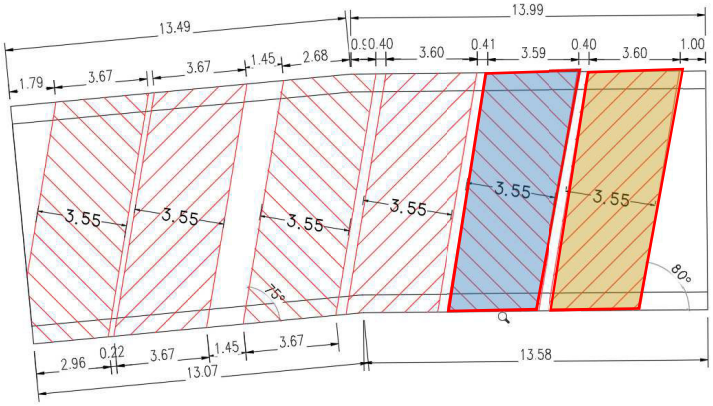


Figura 4.78 – Treni contemporanei – schema 8. Traffico pesante SW2 (binario 6), 1.0·"LM71" (binario 5)

5 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

5.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale è stata effettuata con il metodo degli elementi finiti.
La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi dinamica modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del D.M. 14/01/2008.
Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita secondo i criteri delle NTC08 considerando gli stati limite richiesti al tipo di struttura in esame.
Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

5.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Midas Gen v. 2.1 - 2017
Versione:	PROFESSIONAL (build 07/15/2015)
Produttore-Distributore:	MIDAS Information Technology Co. Ltd Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it CSPFea Este (PD) www.cspfea.net
Dati utente finale:	ITEC Engineering

5.3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software *ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico*. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:
La società produttrice e quelli distributrice, hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Le funzioni di forma utilizzate dal programma per i vari elementi finiti, sono state controllate esaminando la numerosa documentazione di validazione allegata al programma, nella quale vengono confrontati i risultati ottenuti, con il calcolo svolto con altri programmi o con quanto si ottiene da soluzioni in forma chiusa.
La documentazione è reperibile all'indirizzo web:

http://en.midasuser.com/support/Verification.asp?
www.cspfea.net

5.4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta

5.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale

5.6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.
Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .
In base a quando detto, si può asserire che l' elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.