

1	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>3</u>
1.1	GENERALITÀ	3
1.1.1	<i>Contestualizzazione dell'opera</i>	3
1.1.2	<i>Caratterizzazione geografica/sismica</i>	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
1.3	MATERIALI IMPIEGATI	6
1.3.1	<i>Conglomerati cementizi</i>	6
1.3.2	<i>Acciaio per cemento armato</i>	6
1.3.3	<i>Copriferri</i>	7
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	7
1.5	INQUADRAMENTO TEORICO	7
1.5.1	<i>Calcolo delle spinte</i>	7
1.5.2	<i>Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture deformabili (Teoria di Mononobe-Okabe)</i>	8
1.5.3	<i>Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture rigide (Teoria di Wood)</i>	11
1.5.4	<i>Calcolo delle spinte idrodinamiche</i>	11
1.5.5	<i>Calcolo delle forze di inerzia</i>	12
1.5.6	<i>Ipotesi alla base delle verifiche condotte</i>	13
2	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>13</u>
2.1	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	13
2.1.1	<i>Pesi propri e permanenti (g_{1k} e g_{2k})</i>	14
2.1.2	<i>Contributi di spinta statica delle terre e della falda (g_{3k})</i>	15
2.1.3	<i>Azioni da carichi da traffico (Q_k)</i>	16
2.1.4	<i>Forza di frenatura</i>	30
2.1.5	<i>Forze d'inerzia</i>	30
2.1.6	<i>Sovraspinta sismica</i>	31
3	<u>ANALISI STRUTTURALE</u>	<u>32</u>
3.1	GENERALITÀ	32
3.2	ANALISI STATICA	33
3.3	ANALISI SISMICA	33
3.4	COMBINAZIONI DI CARICO E RELATIVE VERIFICHE	34
3.4.1	<i>Combinazioni di carico</i>	34
3.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>	35
3.5	RISULTATI PRINCIPALI	39

PROGETTAZIONE ATI:

3.5.1	<i>Azioni interne per l'inviluppo combinazione SLU+SIS (STR)</i>	40
3.5.2	<i>Azioni interne per la combinazione SLE Rara</i>	44
3.5.3	<i>Azioni interne per la combinazione SLE Frequente</i>	48
3.5.4	<i>Azioni interne per la combinazione SLE Quasi permanente</i>	52
4	<u>VERIFICHE STRUTTURALI</u>	56
4.1	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE	56
4.2	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI S.L.U. (STR E SISMA)	56
4.2.1	<i>Soletta superiore</i>	58
4.2.2	<i>Soletta inferiore</i>	60
4.2.3	<i>Ritti di elevazione</i>	62
4.3	VERIFICHE AGLI S.L.E.	64
4.3.1	<i>Limitazioni delle tensioni</i>	64
4.3.2	<i>Verifiche di fessurazione</i>	67
4.4	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	70
5	<u>PRESSIONE SUL TERRENO</u>	72

PROGETTAZIONE ATI:

1 INTRODUZIONE

Si riporta di seguito il dimensionamento dello scatolare ST02.

1.1 GENERALITÀ

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto della "Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45) Adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto (F1508)". Oggetto della presente relazione è la progettazione strutturale dello scatolare ST02 situato nel Comune di Arezzo.

1.1.1 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'opera è situata nel Comune di Arezzo. La struttura è realizzata in cemento armato con sezione scatolare monocellulare monolitica gettata in opera. Le fondazioni sono delle platee che scaricano direttamente sul terreno.

1.1.2 CARATTERIZZAZIONE GEOGRAFICA/SISMICA

1.1.2.1 Parametri sismici

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC-18) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno si ottiene quanto segue:

- Comune Arezzo
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1
- Vita nominale 50 anni
- Classe d'uso IV
- Cu 2

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

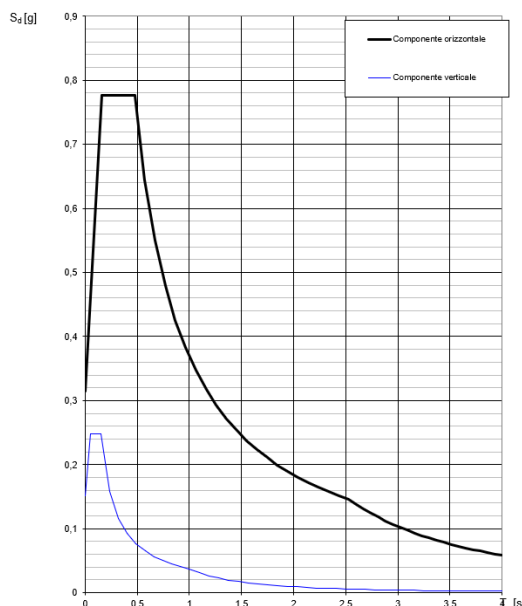


Figura 1-1 Spettro di risposta per lo stato limite SLV

PROGETTAZIONE ATI:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato IBLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_g	0,233 g
F_0	2,465
T_C	0,305 s
S_s	1,356
C_C	1,554
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,356
η	1,000
T_B	0,158 s
T_C	0,474 s
T_D	2,530 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,315
← T_B	0,158	0,777
← T_C	0,474	0,777
	0,572	0,644
	0,670	0,550
	0,768	0,480
	0,865	0,425
	0,963	0,382
	1,061	0,347
	1,159	0,318
	1,257	0,293
	1,355	0,272
	1,453	0,253
	1,551	0,237
	1,649	0,223
	1,747	0,211
	1,845	0,200
	1,943	0,190
	2,040	0,180
	2,138	0,172
	2,236	0,165
	2,334	0,158
	2,432	0,151
← T_D	2,530	0,146
	2,600	0,138
	2,670	0,131
	2,740	0,124
	2,810	0,118
	2,880	0,112
	2,950	0,107
	3,020	0,102
	3,090	0,098
	3,160	0,093
	3,230	0,089
	3,300	0,086
	3,370	0,082
	3,440	0,079
	3,510	0,076
	3,580	0,073
	3,650	0,070
	3,720	0,067
	3,790	0,065
	3,860	0,063
	3,930	0,060
	4,000	0,058

Tabella 1-1 Parametri dipendenti e indipendenti

Le forze inerziali sono direttamente proporzionali all'accelerazione massima di progetto a_{max} valutata tramite la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1,356 \cdot 0,233g = 0,316g$$

dove a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido e S è il coefficiente topografico e stratigrafico.

1.1.2.2 Parametri del terreno

In base alle indagini effettuate, sono state desunte le seguenti caratteristiche del terreno:

- Peso specifico del terreno $\gamma_{terr} = 21 \text{ kN/m}^3$
- Peso efficace del terreno $\gamma'_{terr} = 11 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi = 28^\circ$
- Coesione del terreno $c = 0$
- Permeabilità del terreno di riempimento media
- Profondità della falda falda assente

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

Per il terreno in fondazione è stata assunta la seguente costante di Winkler verticale:

$$k_{w,v} = 6000 \text{ kN/m}^3$$

Vista l'incertezza nella determinazione della costante di Winkler è stata condotta un'analisi di sensitività, cioè le verifiche sono state ripetute utilizzando una costante di Winkler pari a 4000 kN/m³ (propria per limi) ed una pari a 52000 kN/m³ (propria per argille sabbiose).

La costante di Winkler orizzontale è stata convenzionalmente assunta pari a 1/3 della costante verticale per cui:

$$k_{w,x} = 2000 \text{ kN/m}^3$$

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-18) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 2018: Norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 2018
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- *fib* Model Code for Concrete Structures 2010.

1.3 MATERIALI IMPIEGATI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle NTC-08. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

1.3.1 CONGLOMERATI CEMENTIZI

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

- Opere non armate (Magrone di fondazione) C12/15 (Rck ≥ 15 MPa)
- Solettone inferiore C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Elevazioni C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Solettone superiore C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- Cordoli C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)

Per le verifiche:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1.5$
- classe del calcestruzzo: C32/40 (Rck ≥ 40 MPa)
- resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 32.00 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a compressione cilindrica di progetto: $f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di dilatazione termica $1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscono la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206-1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per scatolari	XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette a alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.
	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi

Tabella 1-2 condizioni ambientali e classi di esposizione.

1.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nelle NTC-18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

Per le verifiche agli S.L.U.:

- coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- tipo di acciaio: B450C
- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

1.3.3 COPRIFERRI

Di seguito si indicano i copriferri netti assunti per gli elementi strutturali dello scatolare:

- Per fondazioni:
 - superfici casserate 45 mm
 - superfici a contatto con magro di fondazione 45 mm
 - superfici gettate controterra 45 mm
- Per elevazioni: 45 mm
- Per solette: 45 mm

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software.

L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il software denominato "Midas civil", distribuito da CSPfeam Italia su piattaforma Windows; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

La verifica delle membrature viene effettuata mediante medesimo software.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici Microsoft® Office Excel.

1.5 INQUADRAMENTO TEORICO

1.5.1 CALCOLO DELLE SPINTE

Le spinte statiche del terreno vengono valutate come pressioni crescenti linearmente con la profondità. La risultante delle pressioni orizzontali statiche, nell'ipotesi di assenza di falda, viene calcolata secondo la seguente relazione:

- in caso di regime di spinta a riposo:

$$S_0 = 1/2 \cdot \gamma_d \cdot H^2 \cdot K_0$$

- in caso di regime di spinta attiva:

$$S_a = 1/2 \cdot \gamma_d \cdot H^2 \cdot K_a$$

Nell'immagine seguente viene indicata la pressione statica del terreno alla profondità H in assenza o in presenza di falda. A seconda del coefficiente di spinta k_i utilizzato è possibile procedere al calcolo delle pressioni statiche a riposo o attive. Esse vengono applicate nel modello secondo una configurazione di carico simmetrica che le vede agire su entrambe le pareti dello scatolare. In caso di presenza della falda la pressione statica orizzontale del terreno verrà calcolata considerando il peso specifico efficace del suolo γ' dato dalla differenza fra quello del terreno secco γ_d e quello dell'acqua γ_w .

PROGETTAZIONE ATI:

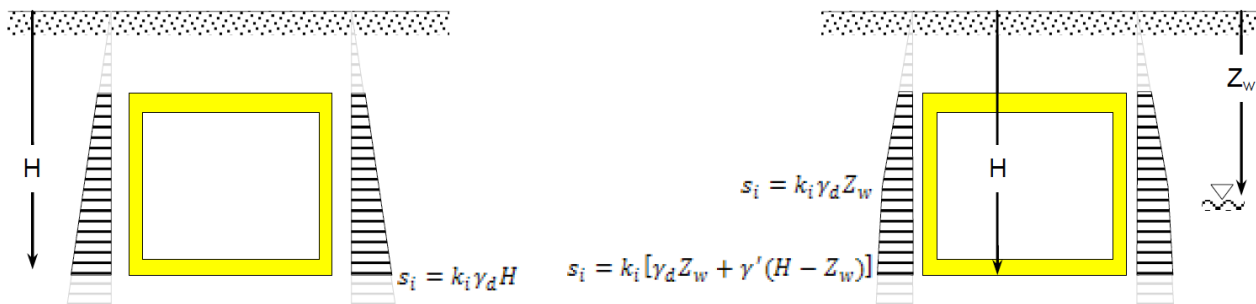


Figura 1-2 Distribuzione delle pressioni statiche orizzontali del terreno in presenza o meno di falda.

Nel caso in cui sia presente la falda ad una profondità tale da interessare lo scatolare, verranno calcolate anche le pressioni orizzontali derivanti dalla presenza dell'acqua ad una profondità di Z_w dal piano campagna.

La distribuzione di tali pressioni è calcolata secondo la seguente relazione:

$$s_w = \gamma_w \cdot (H - Z_w)$$

Nell'ipotesi in cui la falda sia posta ad una profondità significativa per lo scatolare, vengono calcolate anche le sottospinte indotte dalla stessa sulla soletta inferiore della struttura.

Tale pressione, assunta uniformemente distribuita su tutta la soletta inferiore, viene calcolata secondo la seguente relazione:

$$s_{uw} = \gamma_w \cdot (H - Z_w)$$

Nell'immagine seguente viene indicata la pressione idrostatica e la sottospinta idraulica indotta dalla falda posta ad una profondità Z_w dal piano campagna.

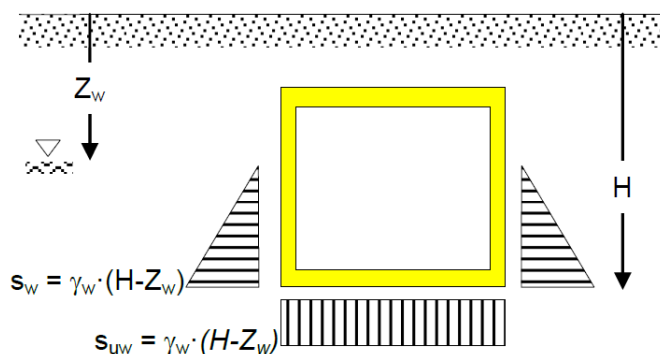


Figura 1-3 Distribuzione delle pressioni statiche orizzontali e verticali indotte dalla falda.

1.5.2 CALCOLO DELLE SPINTE SISMICHE IN CASO DI STRUTTURE DEFORMABILI (TEORIA DI MONONOBE-OKABE)

Nel caso si ipotizzi che l'opera si deformi sufficientemente per produrre condizioni di equilibrio limite, ovvero per consentire la formazione di un meccanismo di rottura individuato da una o più superficie di scorrimento lungo le quali siano raggiunte condizioni di plasticizzazione del materiale, le spinte sismiche vengono calcolate secondo la teoria di Mononobe-Okabe.

Questo metodo consente di calcolare la spinta complessiva su di una parete infissa per una profondità pari a H. Tale spinta è data da un'espressione del tipo:

$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K_{aE} \cdot H^2$$

e rappresenta la spinta attiva dovuta allo scheletro solido. Essa comprende sia il contributo statico, sia la sovraspinta dinamica e viene applicata nel modello da un solo lato dello scatolare.

PROGETTAZIONE ATI:

La risultante della sovraspinta sismica è assunta agente attraverso una distribuzione di pressioni variabile linearmente lungo l'altezza dello scatolare.

I coefficienti di spinta dinamica attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \delta: \quad K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \phi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui il significato degli angoli δ , ψ e β è espresso dalla figura seguente:

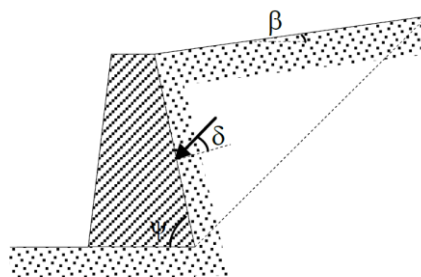


Figura 1-4 Angoli δ , ψ e β secondo Mononobe-Okabe

A seconda della definizione del peso specifico del cuneo e dell'angolo γ^* definito come l'angolo θ , rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V , l'espressione generale può essere utilizzata per le tre diverse condizioni, di seguito descritte, in cui può trovarsi il rilevato.

1.5.2.1 Caso 1 – Terreno asciutto

In questa situazione non c'è alcuna azione dovuta all'acqua e il peso specifico γ^* deve essere assunto pari al peso specifico del terreno secco γ_d . La forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale massima, mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dell'accelerazione sismica verticale, quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

1.5.2.2 Caso 2 – Terreno saturo

In questa situazione si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà sulla massa complessiva (terreno e acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si assume che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulle pareti. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è imposto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi nelle formule generali si assumerà:

- Terreno dinamicamente impermeabile

PROGETTAZIONE ATI:

$$\gamma^* = \gamma_{sat}$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_{sat}}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

- Terreno dinamicamente permeabile

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma} = \frac{\gamma_d}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso alla spinta efficace del terreno dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua e, nell'ipotesi di un terreno ad elevata permeabilità, la spinta idrodinamica dell'acqua.

1.5.2.3 Caso 3 – Terreno parzialmente immerso

Con riferimento alla formulazione di Matsuzawa et al. (1985) adottata dall'EC8, nell'equilibrio complessivo di un cuneo individuato da una linea di scivolamento inclinata di un angolo α rispetto all'orizzontale si considera il peso efficace del cuneo dato da:

$$F_v(\alpha) = (1 \pm k_v) \left[\gamma_d \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{h_w^2}{2} \right) + \gamma \left(\frac{h_w^2}{2} \right) \right] \cdot \cot \alpha$$

- Terreno dinamicamente permeabile

$$F_h(\alpha) = k_h \cdot \gamma_d \cdot \left(\frac{h^2}{2} \right) \cdot \cot \alpha$$

e a questa forza dovranno essere aggiunte la spinta idrostatica nonché l'azione idrodinamica.

- Terreno dinamicamente impermeabile

$$F_h(\alpha) = k_h \cdot \left[\gamma_d \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{h_w^2}{2} \right) + \gamma_{sat} \left(\frac{h_w^2}{2} \right) \right] \cdot \cot \alpha$$

e a questa forza dovrà essere aggiunta la sola spinta idrostatica.

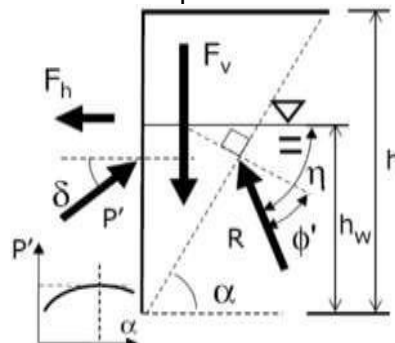


Figura 1-5 Calcolo della spinta attiva sismica di un rilevato parzialmente in falda (tratto dal manuale sismico di Paratie)

PROGETTAZIONE ATI:

Introducendo l'angolo $\eta = \frac{\pi}{2} - \alpha + \varphi = \eta(\alpha)$ è possibile determinare, con una procedura iterativa, la componente efficace della spinta che risulta data dalla seguente espressione:

$$P(\alpha) = \frac{F_v(\alpha) \cdot \cos \eta + F_h(\alpha) \cdot \sin \eta}{\sin(\delta + \eta)}$$

Si dimostra che la risultante complessiva efficace è valutabile, con ottima approssimazione, tramite la seguente espressione:

$$P = (1 \pm k_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot [K_{A,E}^d \cdot \gamma_d \cdot (h^2 - h_w^2) + K_{A,E}^w \cdot \gamma \cdot (h_w^2)]$$

dove $K_{A,E}^d$ e $K_{A,E}^w$ sono i coefficienti di spinta dati dal metodo di Mononobe-Okabe generalizzato, rispettivamente per il caso di terreno secco o sommerso. Tale espressione è generalmente a favore di sicurezza e l'errore è piccolo per valori di accelerazioni sismiche usuali. Per sismi di forte intensità su terreni con proprietà meccaniche scadenti tale espressione si discosta dai valori forniti con il metodo del trial wedge anche perché quest'ultimo non è più in grado di determinare una soluzione.

1.5.3 CALCOLO DELLE SPINTE SISMICHE IN CASO DI STRUTTURE RIGIDE (TEORIA DI WOOD)

Il metodo di Wood fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni

statiche, sia durante il sisma.

La sovraspinta sismica da assumere è data dall'espressione:

$$\Delta P = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui γ rappresenta il peso specifico del terreno.

Tale spinta non dipende dalle proprietà di resistenza del terreno, rimanendo elastico anche in condizioni sismiche, e viene applicata come pressione uniforme sulla parete dello scatolare. Tale formula vale per terreni omogenei in assenza di falda e per manufatti di altezza contenuta. In caso di strutture molto profonde è opportuno condurre valutazioni basate su metodi più rigorosi.

Nel caso il manufatto sia parzialmente in falda e il terreno sia dinamicamente permeabile, l'acqua si comporta indipendentemente dallo scheletro solido. Dovranno pertanto essere calcolate la spinta idrostatica, la sovraspinta sismica assumendo il peso specifico efficace del terreno e la spinta idrodinamica.

Nel caso di terreno dinamicamente impermeabile la sovraspinta di Wood dovrà essere calcolata considerando il peso specifico del terreno definito dall'espressione:

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_d \cdot H_1 + \gamma_{sat} \cdot H_2}{H}$$

in cui H_1 e H_2 rappresentano gli spessori del terreno rispettivamente secco e sommerso.

Tale spinta viene applicata nel modello da un solo lato dello scatolare.

1.5.4 CALCOLO DELLE SPINTE IDRODINAMICHE

Il contributo di tali spinte è da considerare nella sola combinazione sismica, in presenza di una falda significativa per lo scatolare e di un terreno di riempimento che sia dinamicamente permeabile.

In questo caso la distribuzione delle pressioni è definita dalla seguente espressione:

$$q_{wd}(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_2 \cdot z}$$

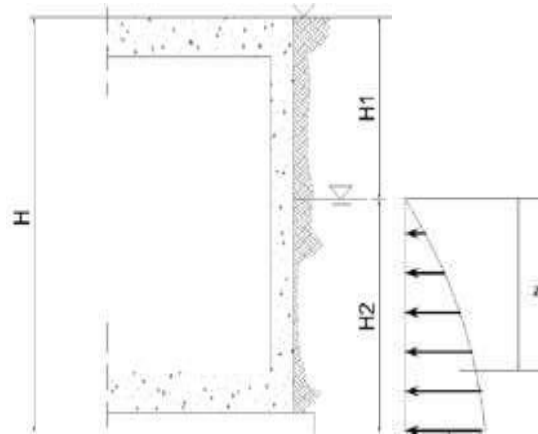


Figura 1-6 Andamento delle pressioni idrodinamiche indotte dalla falda presente in un terreno dinamicamente permeabile.

1.5.5 CALCOLO DELLE FORZE DI INERZIA

Il contributo delle forze inerziali viene calcolato con riferimento alla struttura in calcestruzzo armato, al terreno di ricoprimento presente sulla soletta superiore e all'eventuale materiale di riempimento disposto sulla soletta inferiore.

In particolare, il primo di questi contributi viene definito per mezzo di un'opportuna accelerazione applicata alla struttura in calcestruzzo armato caratterizzata dalla densità γ_{cls} .

Tale accelerazione viene definita in base ai parametri sismici che caratterizzano il sito, ovvero:

$$a_{max} = g \cdot a_g \cdot S$$

PROGETTAZIONE ATI:

1.5.6 IPOTESI ALLA BASE DELLE VERIFICHE CONDOTTE

La verifica delle sezioni in c.a. viene effettuata attraverso una routine sviluppata all'interno del software ad elementi finiti. Tale programma consente di effettuare il calcolo di verifica di sezioni di forma rettangolare agli stati limite ultimi e di esercizio in accordo con le NTC-08 e la nuova versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1).

Il calcolo del momento resistente avviene considerando i seguenti legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio:



Figura 1-7 Legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo e legame costitutivo elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La procedura seguita è di tipo iterativo e consiste dapprima nella determinazione della posizione dell'asse neutro rispetto al bordo compresso e nel successivo calcolo del momento resistente di progetto M_{Rd} .

Per le verifiche tensionali si procede alla definizione dello stato tensionale lato calcestruzzo e lato acciaio nel rispetto delle seguenti ipotesi di calcolo:

- conservazione delle sezioni piane durante la flessione
- comportamento elastico (validità della legge di Hooke)
- perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo
- si considera il calcestruzzo teso fessurato sin dall'inizio

Le tensioni massime e minime del calcestruzzo e dell'acciaio sono ricavate dopo aver calcolato la posizione dell'asse neutro e i momenti statici della sezione di calcestruzzo reagente e delle barre di armature d'acciaio ordinario.

2 ANALISI DEI CARICHI

2.1 ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- g_{1k} peso proprio delle strutture
- g_{2k} carico permanente disposto sulla soletta superiore e inferiore, dovuto al terreno di ricoprimento e al pacchetto stradale.
- g_{3k} spinte statiche del terreno sui piedritti e spinta idrostatica sulla struttura.
- q_{1k} carico da traffico di tipo UDL e TS supposti viaggianti sul piano campagna e opportunamente diffusi fino alla profondità effettiva della soletta superiore e/o sui piedritti dello scatolare.
- q_{2k} sovraccarico accidentale dovuto ai carichi viaggianti agente sulla soletta inferiore dello scatolare.
- q_{3k} carico da frenatura diffuso fino alla profondità del piano medio della soletta superiore dello scatolare e distribuito uniformemente sulla stessa (ove significativo).
- E_K azioni sismiche comprensive delle spinte delle terre, delle inerzie della struttura, del terreno di ricoprimento e della componente idrodinamica, nel solo caso in cui si consideri il terreno di riempimento ad elevata permeabilità.

2.1.1 PESI PROPRI E PERMANENTI (G_{1k} E G_{2k})

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

carichi su soletta superiore	γ [kN/m ³]	Altezza [m]	q [kN/m ²]
pacchetto stradale	22	0,2	4,4
rilevato (medio)	21	1,3	27,3
Tot. g2			31,7

carichi su soletta inferiore	γ [kN/m ³]	Altezza [m]	q [kN/m ²]
pacchetto stradale	22	0,2	4,4
rilevato	21	1,3	27,3
Tot. g2			31,7

Il peso degli elementi in calcestruzzo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo a partire dalle dimensioni delle varie sezioni impiegate e con riferimento al peso specifico del calcestruzzo; il peso del terreno di ricoprimento viene applicato sulla soletta superiore come carico uniformemente distribuito, mentre il peso del materiale di riempimento viene uniformemente distribuito sulla soletta inferiore, come di seguito mostrato.

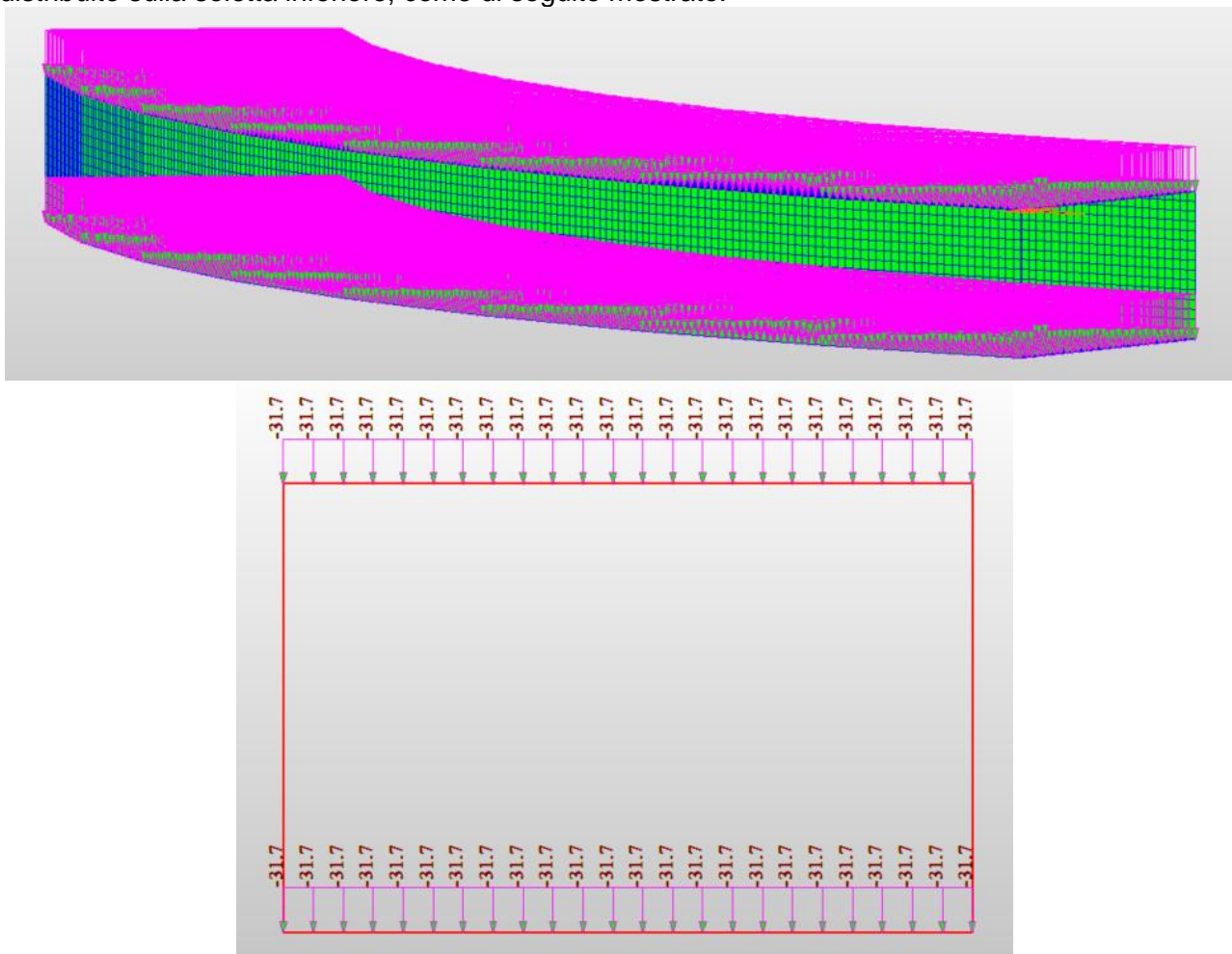


Figura 2-1 Carichi permanenti dovuti al materiale di riempimento e al terreno di ricoprimento.

PROGETTAZIONE ATI:

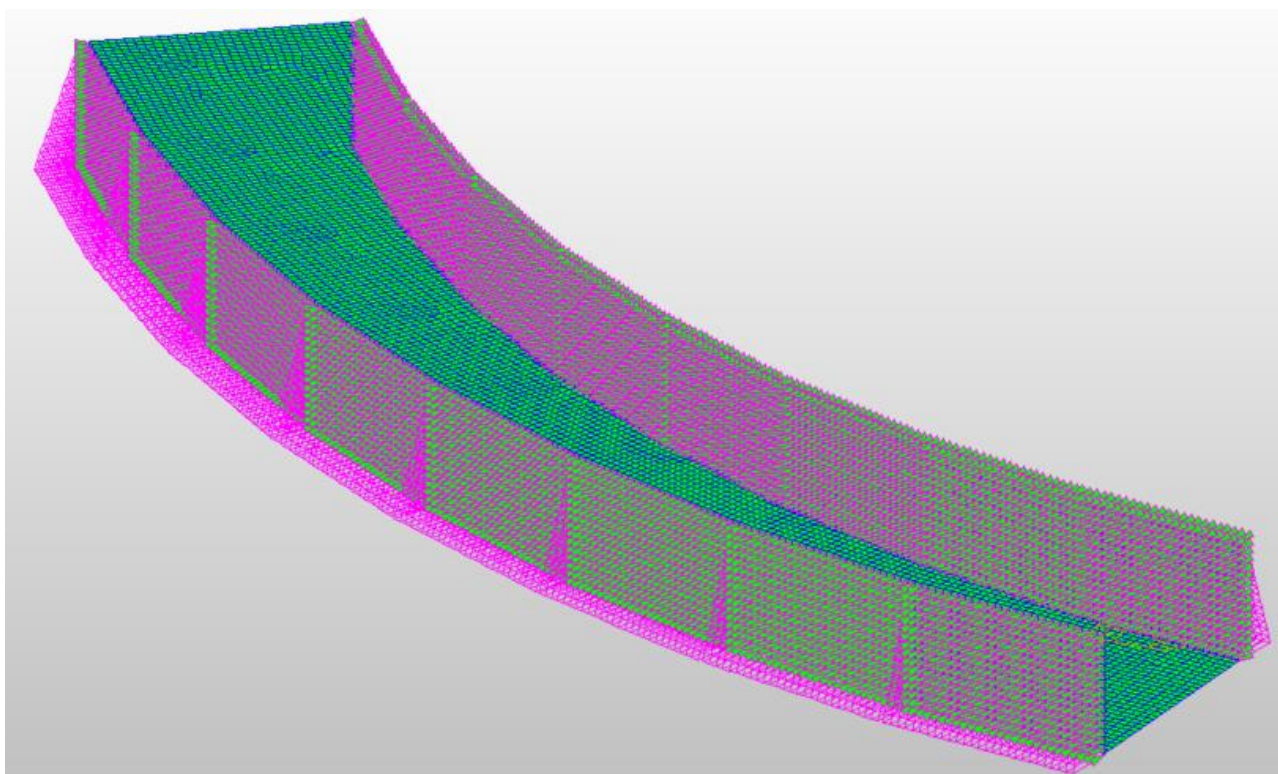
2.1.2 CONTRIBUTI DI SPINTA STATICA DELLE TERRE E DELLA FALDA (G_{3k})

Sulle pareti della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo d'attrito $\phi_k = 25.0^\circ$ e coesione $c=0$ si ottiene un valore del coefficiente di spinta pari a:

- Coefficiente di spinta a riposo coeff. M1 $k_0 = 0.58$ [-]
- Coefficiente di spinta attiva coeff. M1 $k_a = 0.41$ [-]

Nel caso in esame, si è ipotizzato un regime di spinta a riposo (k_0).
 Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente:

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Profondità	Terreno statico
	m	(kN/m ²)
Estradosso soletta superiore	1.3	15.8
Mezzeria soletta superiore	1.8	21.8
Mezzeria soletta inferiore	9.3	112.8
Intradosso soletta inferiore	9.8	118.8



PROGETTAZIONE ATI:



Figura 2-2 Spinte statiche del terreno agenti sull'elevazione destra e sinistra dello scatolare (SLU str).

Nel caso in esame, la falda è supposta assente. Le pressioni orizzontali idrostatiche, ove rilevanti, sono calcolate considerando il peso specifico dell'acqua assunto pari a:

Peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10$ [kN/m³]

Nella modellazione dei carichi si prevede l'idealizzazione di due situazioni limite legate all'eventuale oscillazione della falda acquifera. La prima situazione prevede i carichi indotti dal terreno di riempimento e dalla falda derivanti dalla presenza di quest'ultima ad una profondità pari a - m rispetto al piano campagna. La seconda situazione assume invece che la falda abbia subito abbassamenti tali da non interferire più con lo scatolare.

Le sollecitazioni di progetto verranno quindi dedotte assumendo i massimi/minimi derivanti dall'involuppo delle due situazioni limite descritte sopra.

In presenza di livelli di falda tali per cui non si ha interazione tra il livello freatico e la struttura, le due condizioni limite sopra descritte non verranno considerate.

Nel caso in esame tale carico non è stato previsto in quanto non presente.

2.1.3 AZIONI DA CARICHI DA TRAFFICO (Q_k)

Nel caso di carichi TS disposti in una posizione generica al di sopra dello scatolare si procede al calcolo delle pressioni verticali come specificato di seguito. La figura riportata rappresenta la distribuzione di tali pressioni considerate diffuse dal piano campagna fino alla quota del piano medio della soletta superiore. La pressione viene calcolata in funzione della larghezza di diffusione (B_{diff}), definita nell'ipotesi che il carico si diffonda a 45° nella soletta e a 25° nel terreno. La larghezza di diffusione della singola ruota avente un'impronta di 40x40 cm risulterà pertanto pari a:

$$B_{diff} = 2 \cdot H_e \cdot \tan\beta + 0.40m + 2 \cdot \frac{t_t}{2}$$

La pressione viene dunque assunta per la singola ruota pari a:

$$q_{TS} = \frac{150 kN}{B_{diff}^2} \quad \text{se } B_{diff} \leq 2.0 m$$

Ossia nel caso in cui le impronte delle ruote del TS non si sovrappongono in direzione trasversale come mostrato in figura.

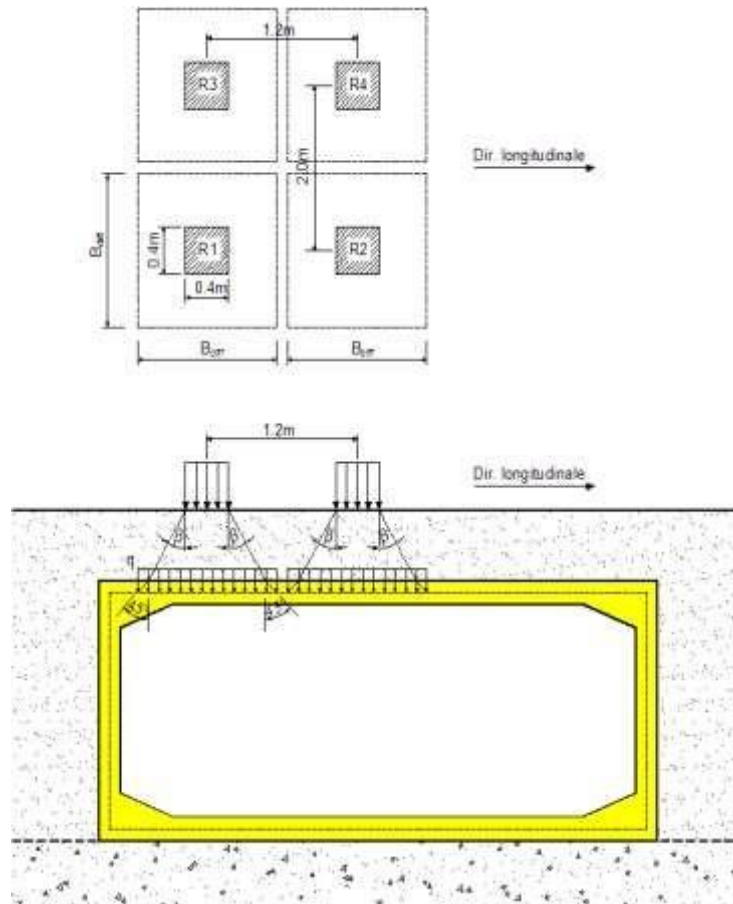


Figura 2-3 Modello di diffusione del carico di tipo TS (di due sole ruote) nel caso di impronte diffuse non sovrapposte in senso trasversale.

Nel caso in cui, invece, le impronte risultino sovrapposte in direzione trasversale si considera una distribuzione di pressione uniforme pari a:

$$q_{TS} = \frac{600kN}{(B_{diff} + 1.20m) \cdot 3.00m} \quad \text{se } B_{diff} > 2.0 m$$

Supposta agente per una larghezza pari a $(1.20+B_{diff})$ come indicato nella figura riportata di seguito.

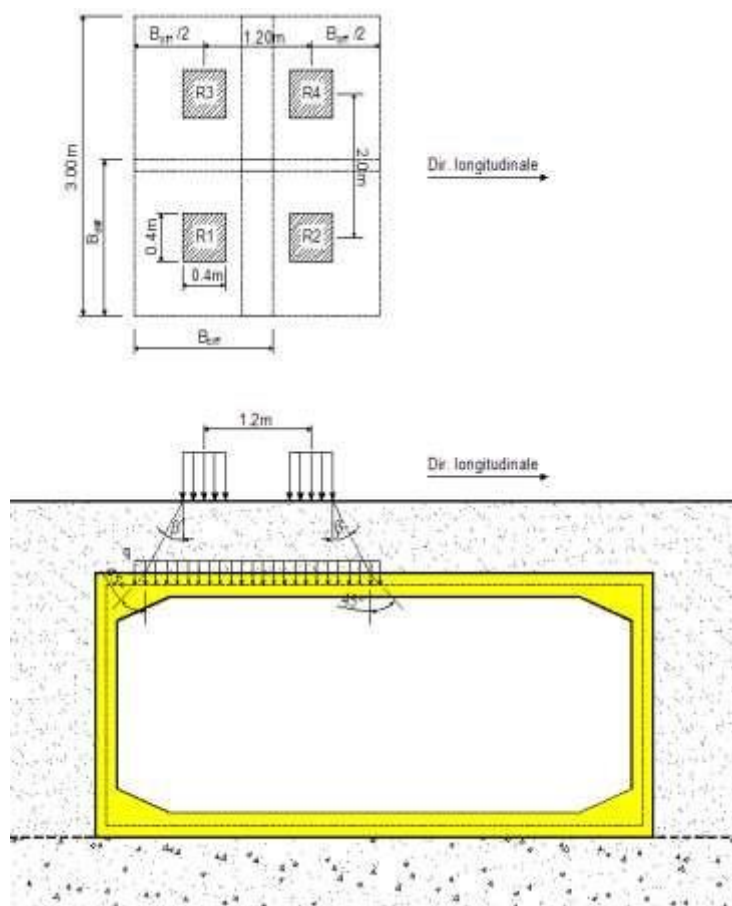


Figura 2-4 Modello di diffusione del carico di tipo TS nel caso di impronte diffuse sovrapposte in senso trasversale.

PROGETTAZIONE ATI:

Nel caso in esame, in accordo con quanto previsto dalla normativa, sono stati considerati i seguenti carichi da traffico, derivati dalla prima corsia dello schema di carico 1:

Carichi da traffico	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Parte rimanente
Carico TS	150 [kN/ruota]	100 [kN/ruota]	50 [kN/ruota]	0 [kN/ruota]
Carico UDL	9 [kN/m ²]	2.5 [kN/m ²]	2.5 [kN/m ²]	2.5 [kN/m ²]

Carichi da traffico sopra lo scatolare - TS

impronta ruota		a	mm	400	
interasse longitudinale		il	mm	1200	
interasse trasversale		it	mm	2000	
spessore terreno riportata + pavimentazione		sp	mm	1300	
spessore soletta superiore		ss	mm	1000	
Impronta ripartita		ar	mm	2612	
i coni si intersecano longitudinalmente?				SI	
i coni si intersecano trasversalmente?				SI	
			corsia1	corsia2	corsia3
carico 4 ruote	Q	kN	600,00	400	200
larghezza totale impronta longitudinale	il	m	4,0	4,0	4,0
larghezza totale impronta trasversale	it	m	3,0	3,00	3,00
carico distribuito	q	kN/m ²	50,0	33,3	16,7

I carichi TS vengono fatti viaggiare lungo una traiettoria trasversale allo scatolare che ne prevede diverse posizioni a distanze variabili a tergo dei ritti nonché diverse posizioni al di sopra della struttura. La procedura di movimentazione dei carichi consente di individuare, mediante l'involuppo di tutte le posizioni esaminate, la distribuzione delle pressioni peggiore, ovvero quella che consente di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di progetto nelle sezioni considerate significative per il dimensionamento dell'opera.

Sono considerate inoltre entrambe le carreggiate che passano sopra lo scatolare. I carichi delle ruote vengono distribuiti con un angolo pari all'angolo di attrito sul terreno di ricoprimento e a 45° fino alla mezzzeria della soletta superiore. Risulta una distribuzione longitudinale di circa 4m.

PROGETTAZIONE ATI:

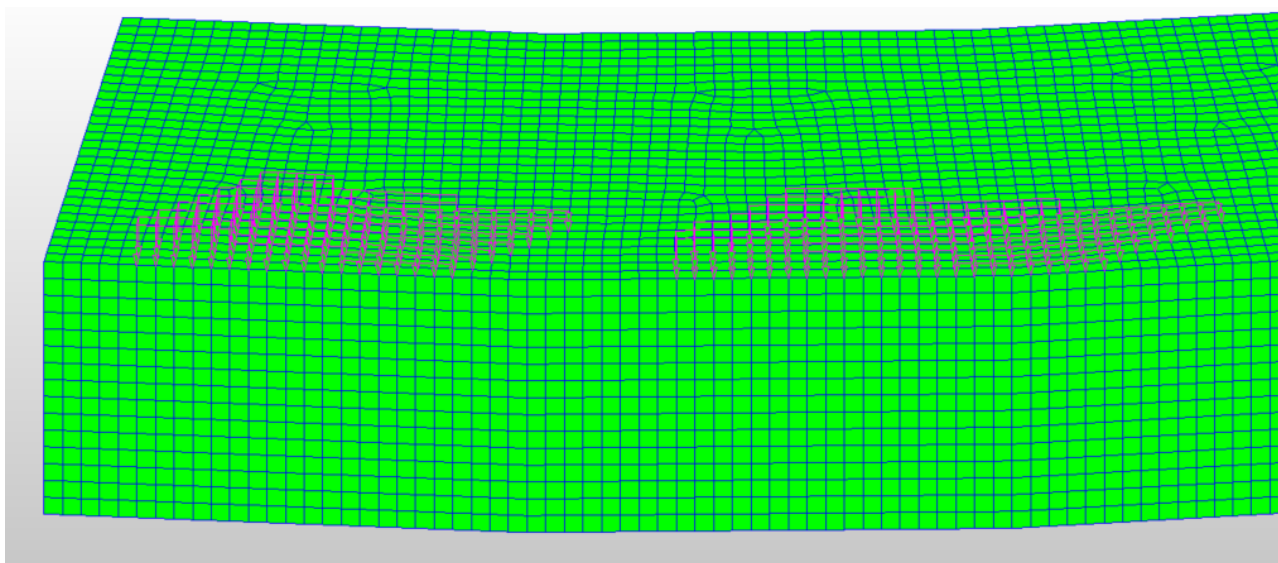
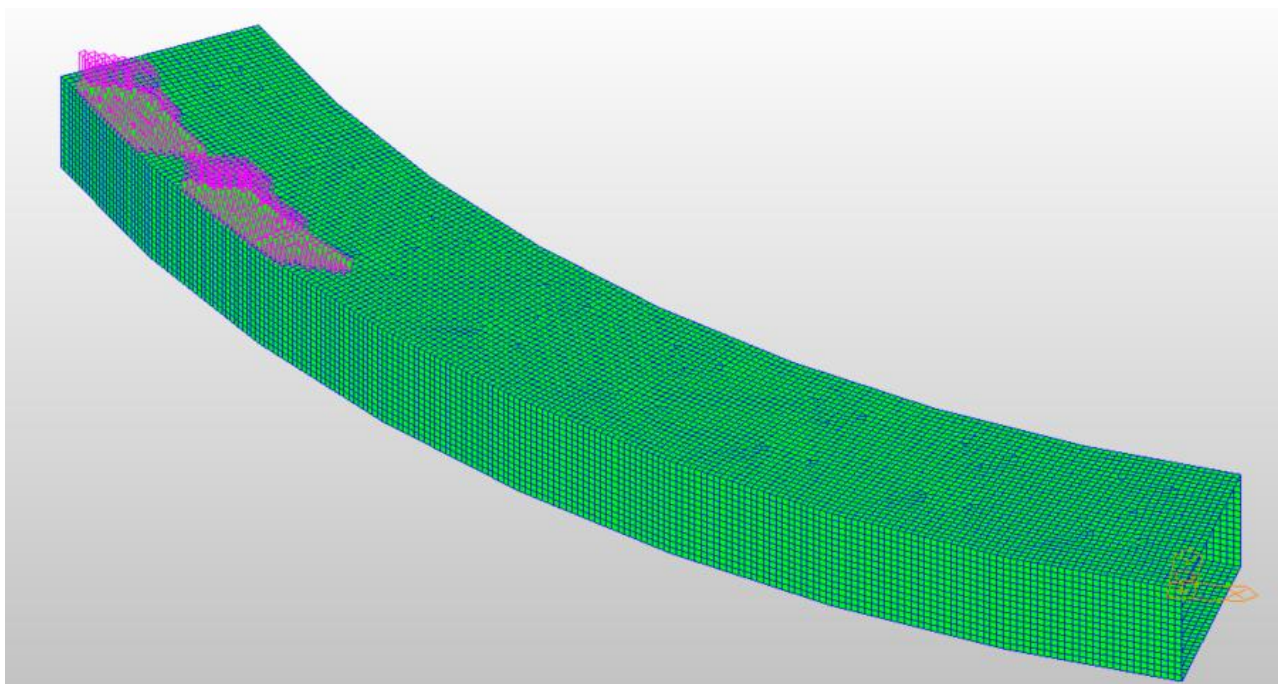


Figura 2-5 Carichi da traffico di tipo TS disposti al di sopra dello scatolare e diffusi alla quota del piano medio della soletta superiore (TS soletta superiore eccentrico).

PROGETTAZIONE ATI:

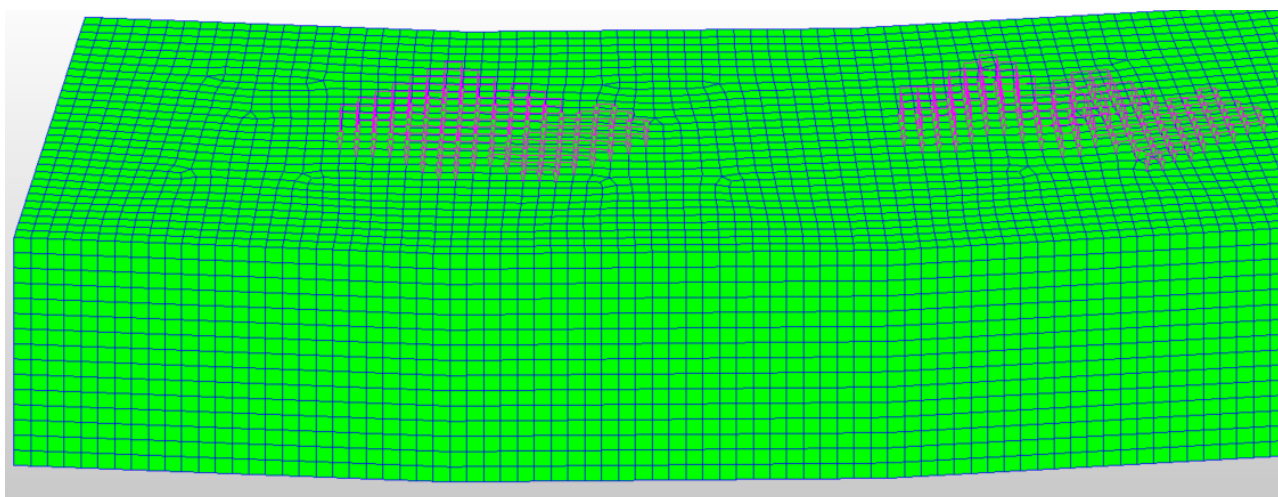
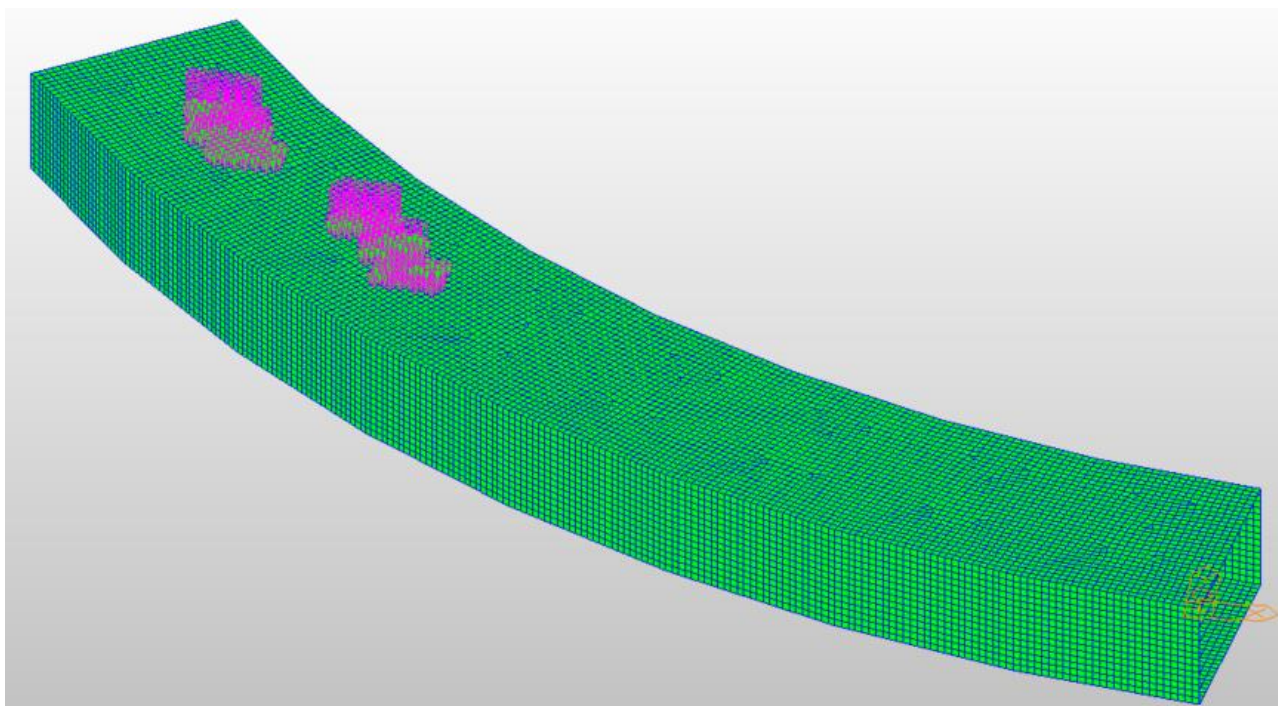


Figura 2-6 Carichi da traffico di tipo TS disposti al di sopra dello scatolare e diffusi alla quota del piano medio della soletta superiore (TS soletta superiore centrato).

PROGETTAZIONE ATI:

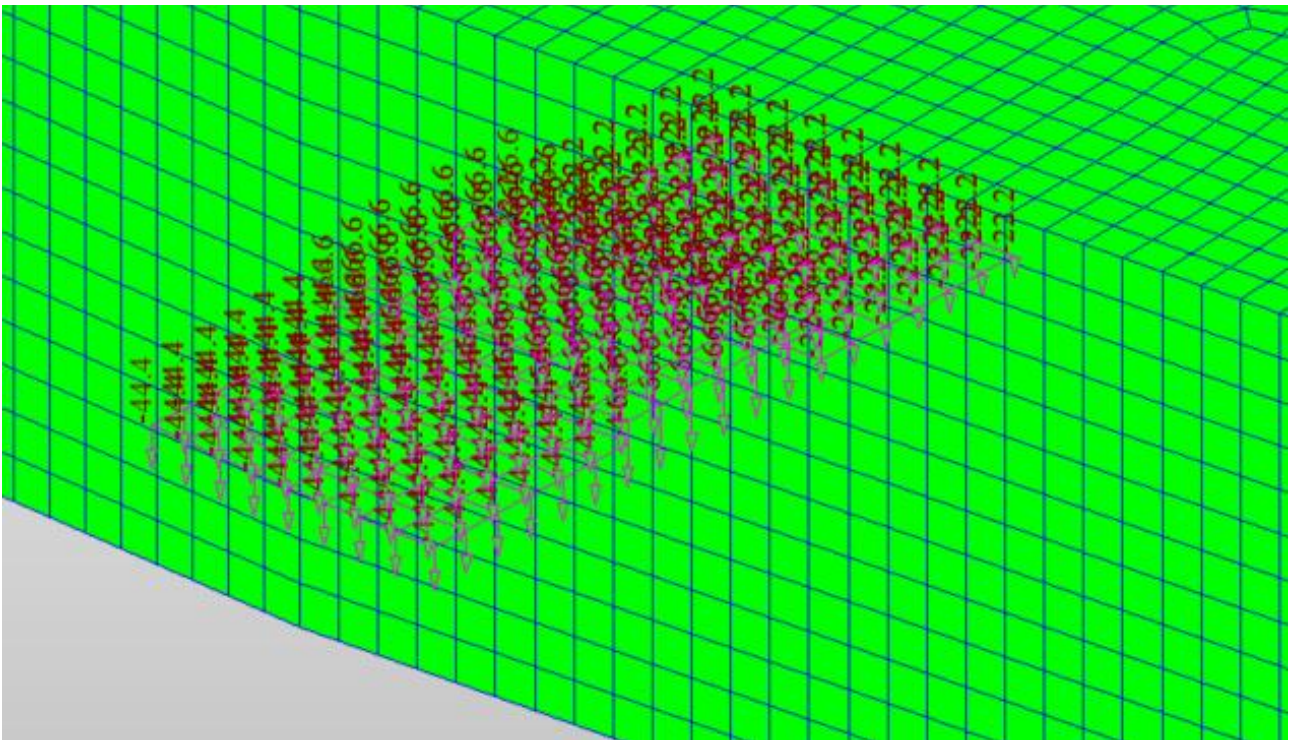
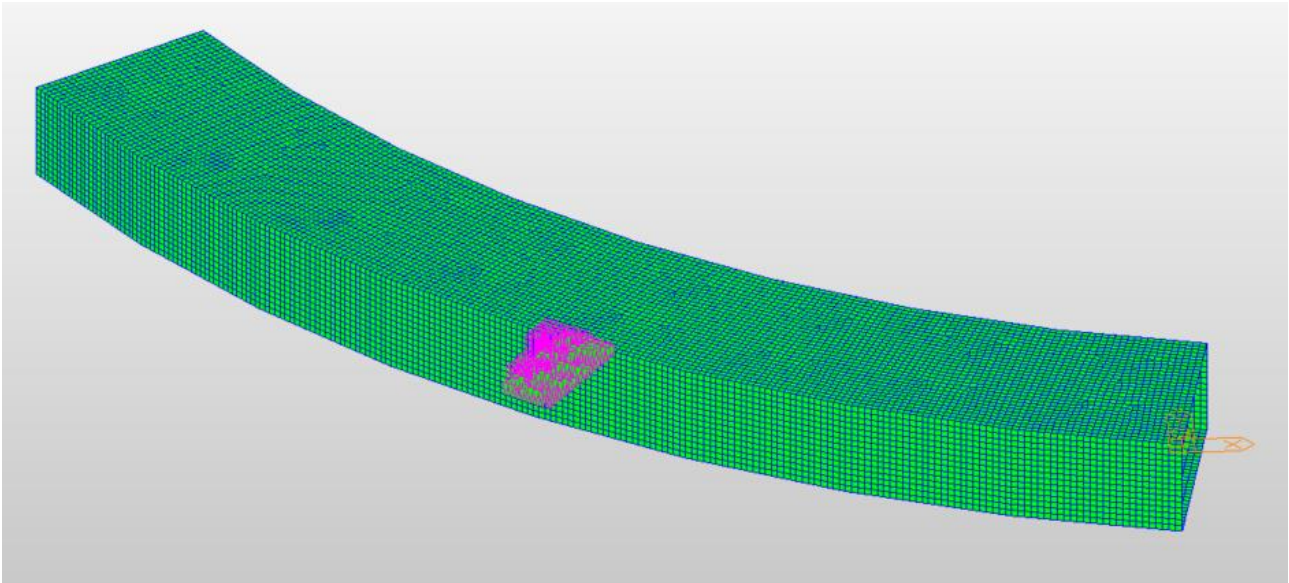


Figura 2-7 Carichi da traffico di tipo TS disposti al sulla soletta inferiore dello scatolare e diffusi alla quota del piano medio della soletta inferiore (TS soletta inferiore eccentrico).

PROGETTAZIONE ATI:

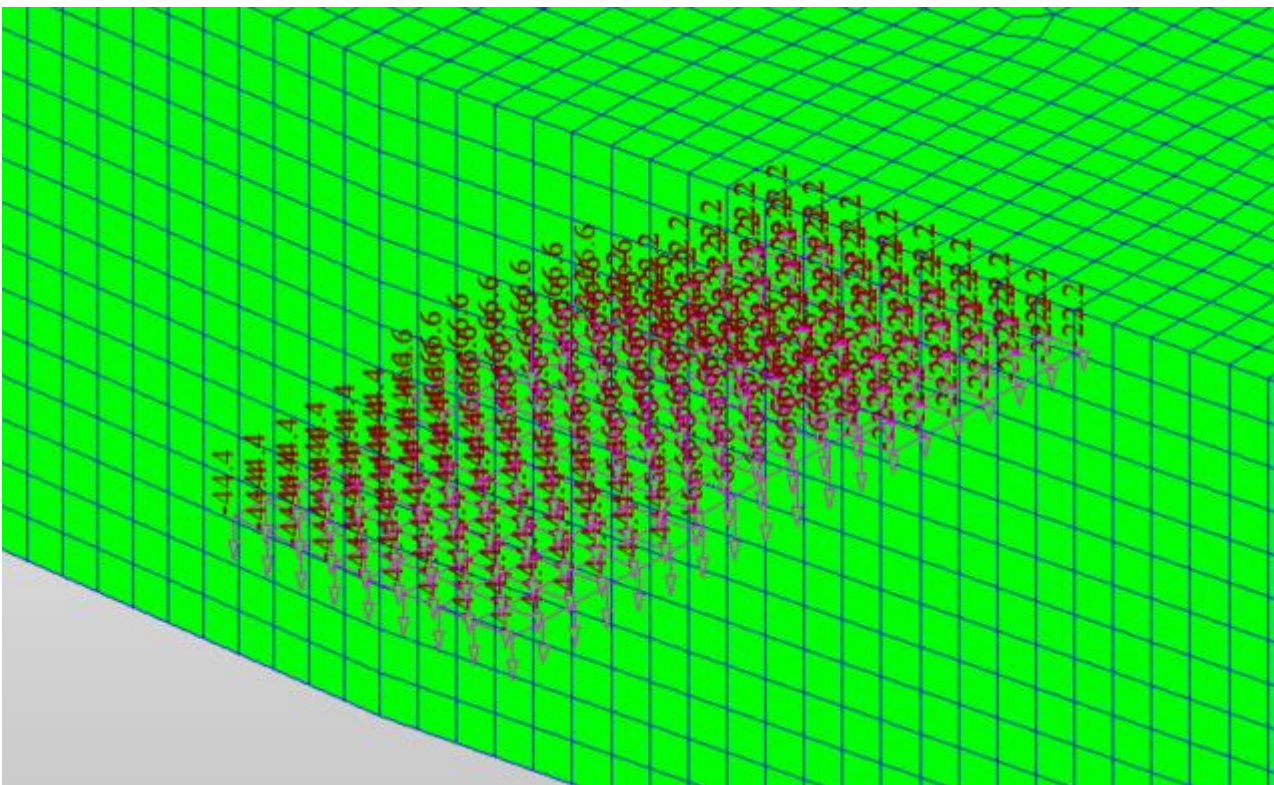
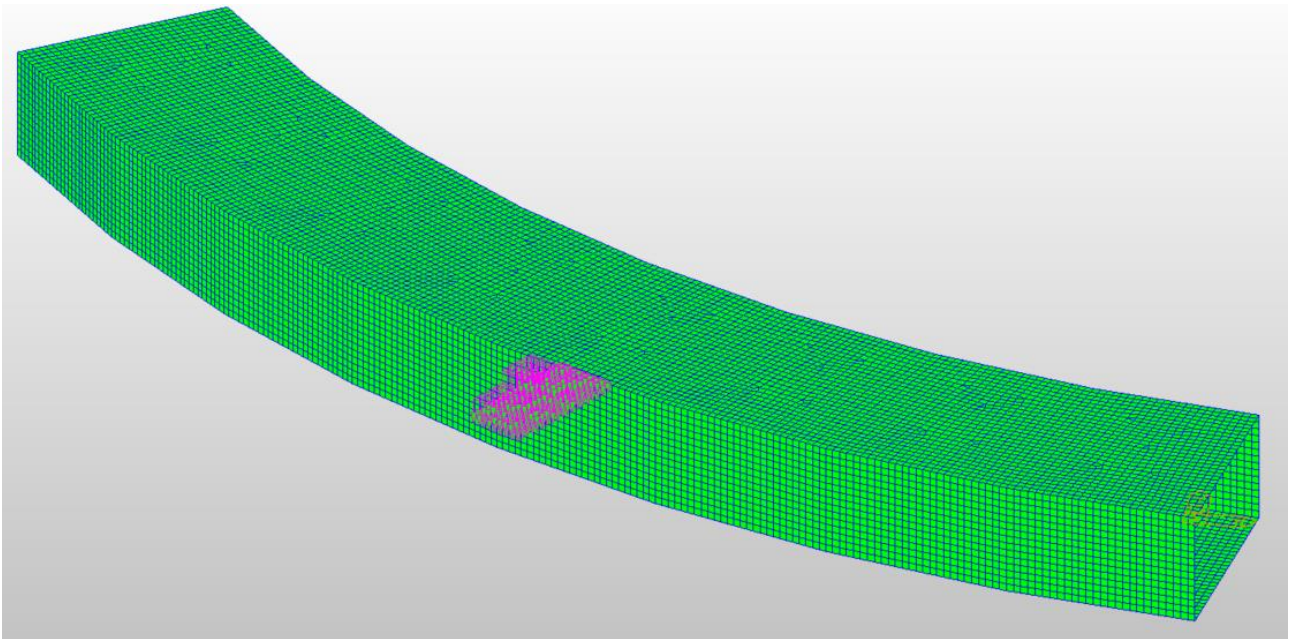


Figura 2-8 Carichi da traffico di tipo TS disposti sulla soletta inferiore dello scatolare e diffusi alla quota del piano medio della soletta inferiore (TS soletta inferiore centrato).

PROGETTAZIONE ATI:

Nell'immagine che segue viene rappresentata la distribuzione di pressioni orizzontali agenti sul ritto valutata secondo la trattazione di Boussinesq che definisce l'andamento delle pressioni orizzontali nel semispazio elastico dovute ad un carico di dimensioni finite posto sulla superficie.

La distribuzione delle pressioni orizzontali σ_x dovute alla presenza del TS viaggiante al di fuori dello scatolare viene calcolata, in accordo con la teoria di Boussinesq, in funzione della posizione del carico, della superficie su cui insiste e della sua intensità come indicato di seguito:

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)]$$

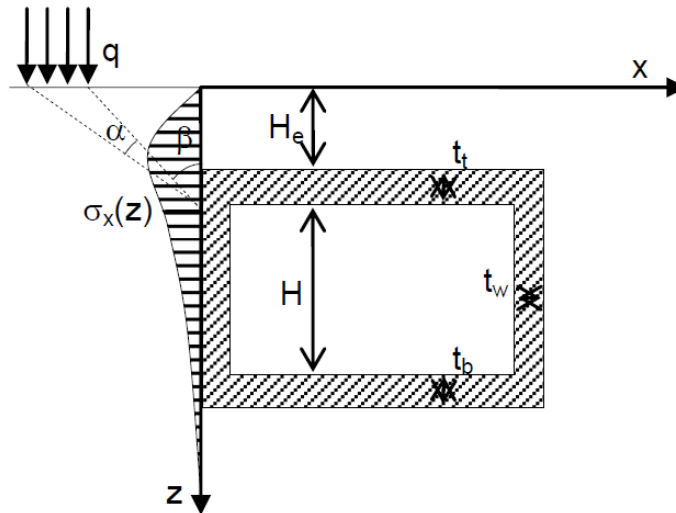
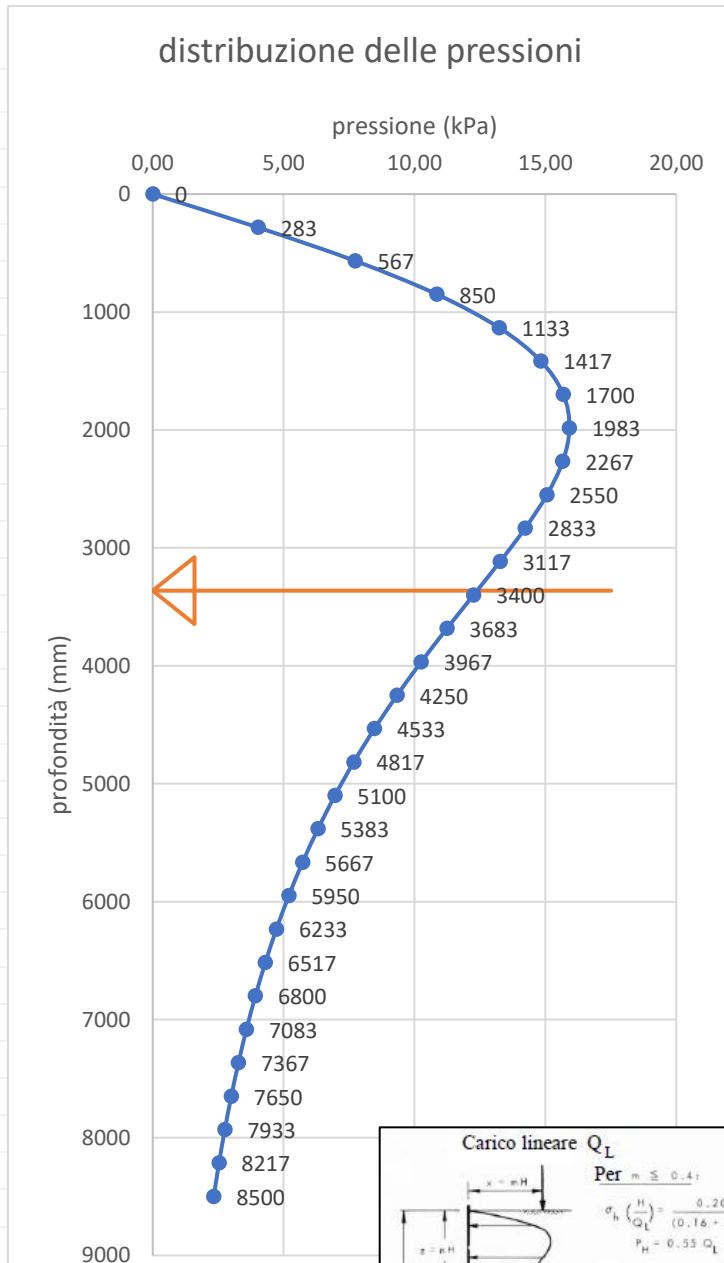


Figura 2-9 Distribuzione delle pressioni orizzontali dovute alla presenza del TS viaggiante al di fuori dello scatolare secondo la teoria di Boussinesq.

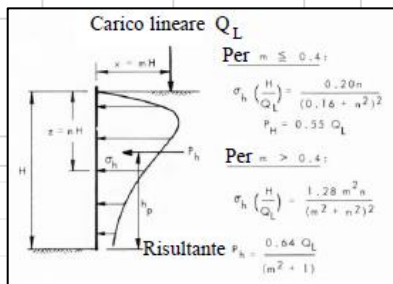
PROGETTAZIONE ATI:

Distribuzione alla Boussinesq: carico lineare

altezza muro	H =	mm	8500
carico lineare	Q _L =	kN/m	133,33
distanza tra muro e applicazione del carico	b =	mm	2000
rapporto tra distanza e altezza	m = b/H	mm	0,2353
numero di discretizzazione (2-30)	s =	-	30
altezza di discretizzazione	h _s =	mm	283



prog.	z _b mm	σ _h kPa	σ x z
-	0	0	0
1	283	4	1141
2	567	8	4383
3	850	11	9227
4	1133	13	15000
5	1417	15	21008
6	1700	16	26667
7	1983	16	31571
8	2267	16	35503
9	2550	15	38400
10	2833	14	40312
11	3117	13	41353
12	3400	12	41667
13	3683	11	41401
14	3967	10	40692
15	4250	9	39659
16	4533	8	38400
17	4817	8	36994
18	5100	7	35503
19	5383	6	33973
20	5667	6	32439
21	5950	5	30927
22	6233	5	29454
23	6517	4	28031
24	6800	4	26667
25	7083	4	25365
26	7367	3	24128
27	7650	3	22957
28	7933	3	21849
29	8217	3	20803
30	8500	2	19818



Risultante
 Profondità risultante

R = kN/m **72**
 z_r = mm **3363**

PROGETTAZIONE ATI:

Nel caso in esame la forza è stata applicata come uniformemente distribuita, in quanto l'entità del carico è di poca incidenza rispetto agli altri carichi applicati. La distribuzione uniforme è comunque a favore di sicurezza in quanto la risultante risulta in mezzeria del piedritto.

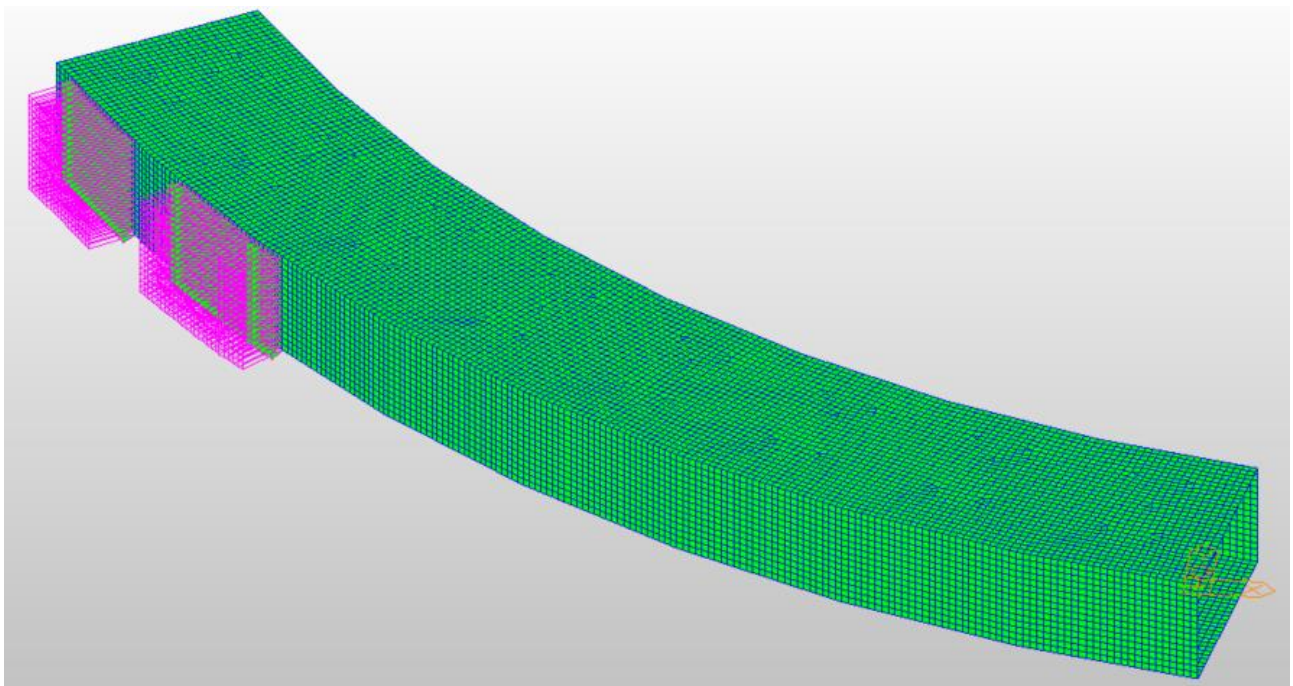


Figura 2-10 Distribuzione delle pressioni sulla parete dello scatolare dovute ai carichi da traffico di tipo TS disposti sul rilevato a tergo dello scatolare.

I carichi UDL, al pari di quanto descritto per i TS, vengono fatti viaggiare lungo una traiettoria trasversale allo scatolare. Il generico carico da UDL, caratterizzato da una pressione pari a $q_{UDL} = 9 \text{ kN/m}^2$ per la prima corsia e 2.5 kN/m^2 per la parte rimanente, risulta applicato in direzione verticale sulla soletta superiore, e in direzione orizzontale sui piedritti, per un'entità pari a k_0q

PROGETTAZIONE ATI:

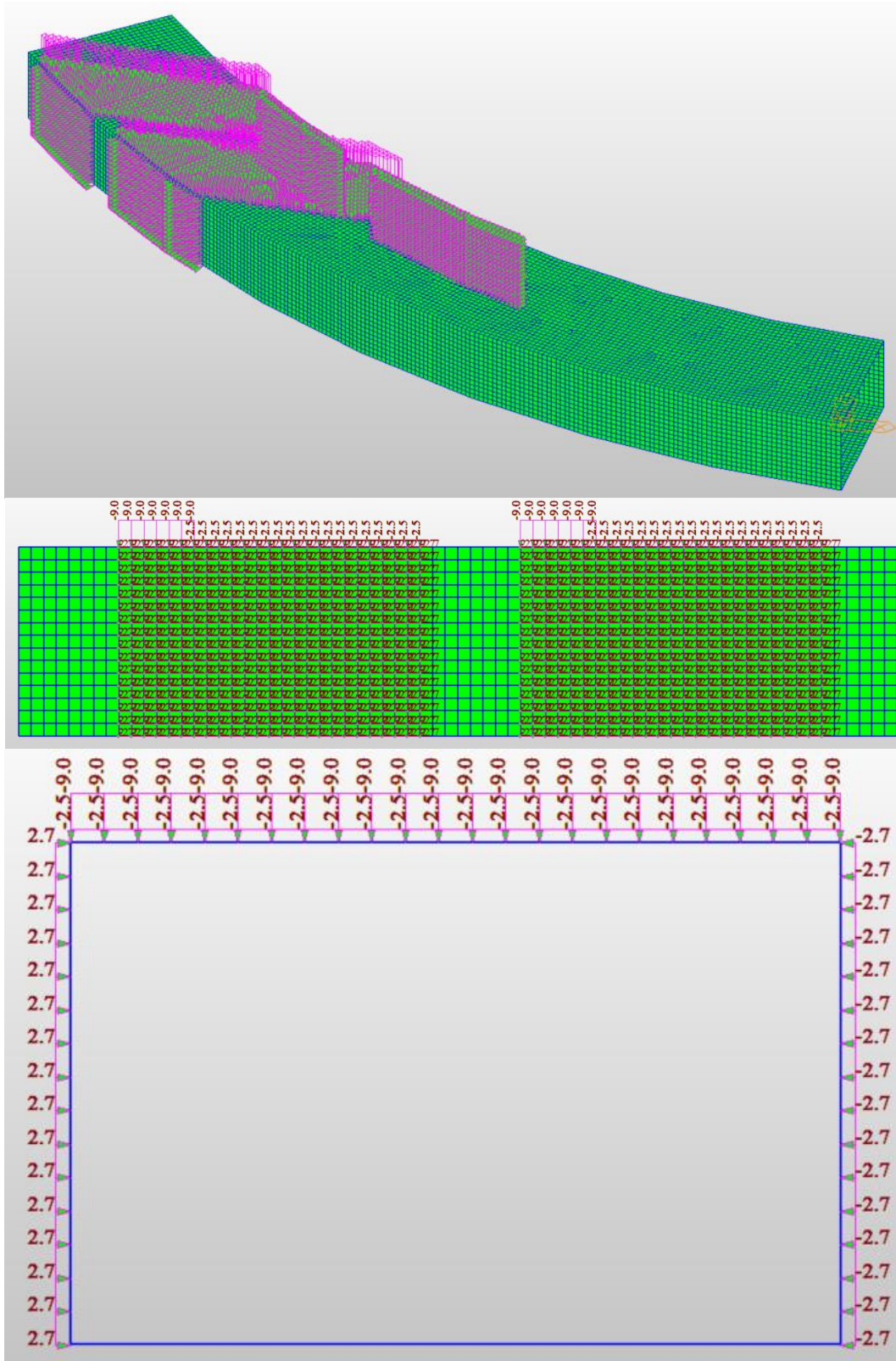


Figura 2-11 Carichi da traffico di tipo UDL disposti al di sopra dello scatolare (su soletta superiore).

PROGETTAZIONE ATI:

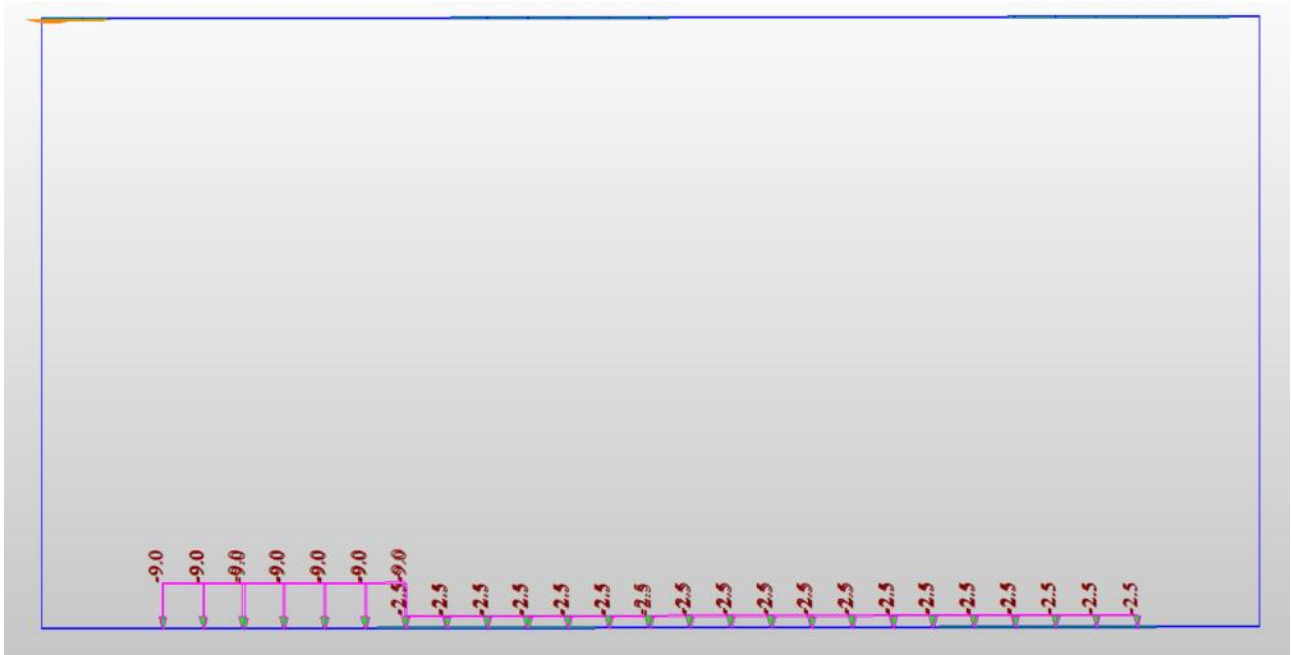
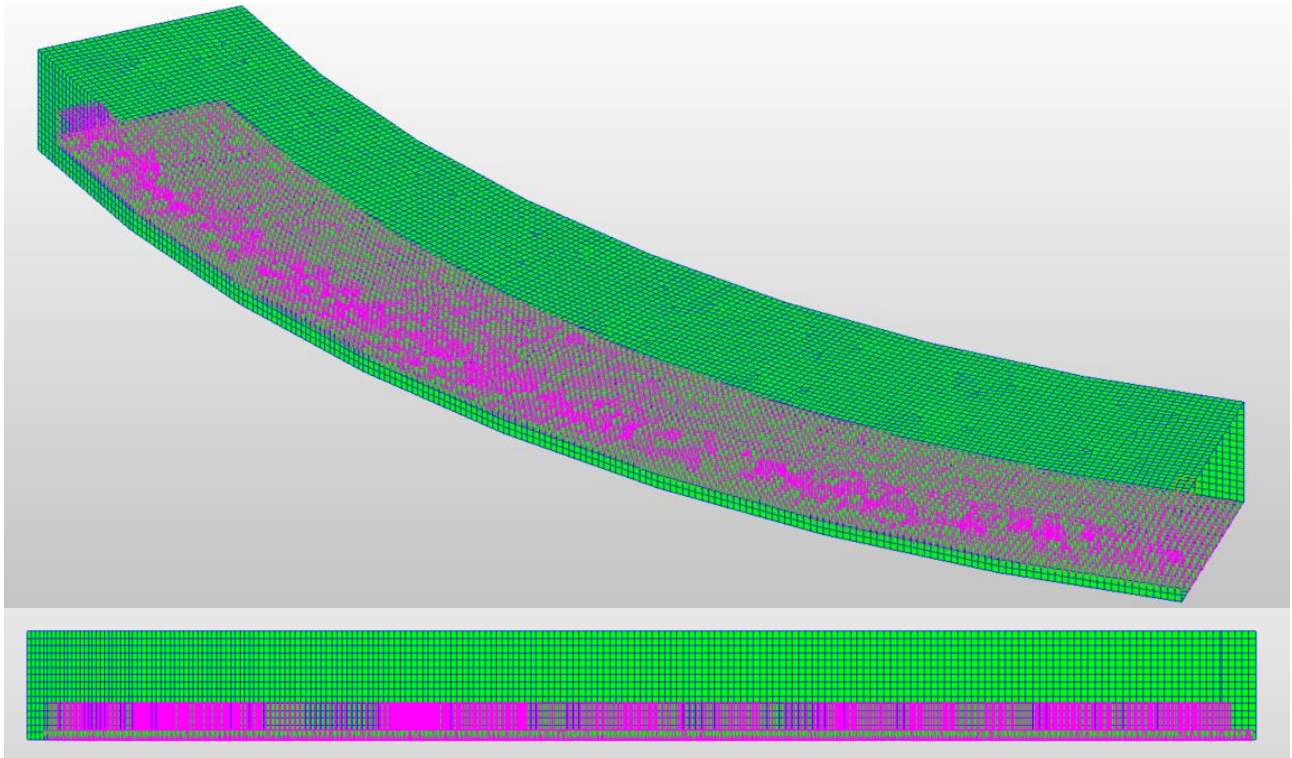


Figura 2-12 Carichi da traffico di tipo UDL disposti sulla soletta inferiore dello scatolare (eccentrico soletta inferiore).

PROGETTAZIONE ATI:

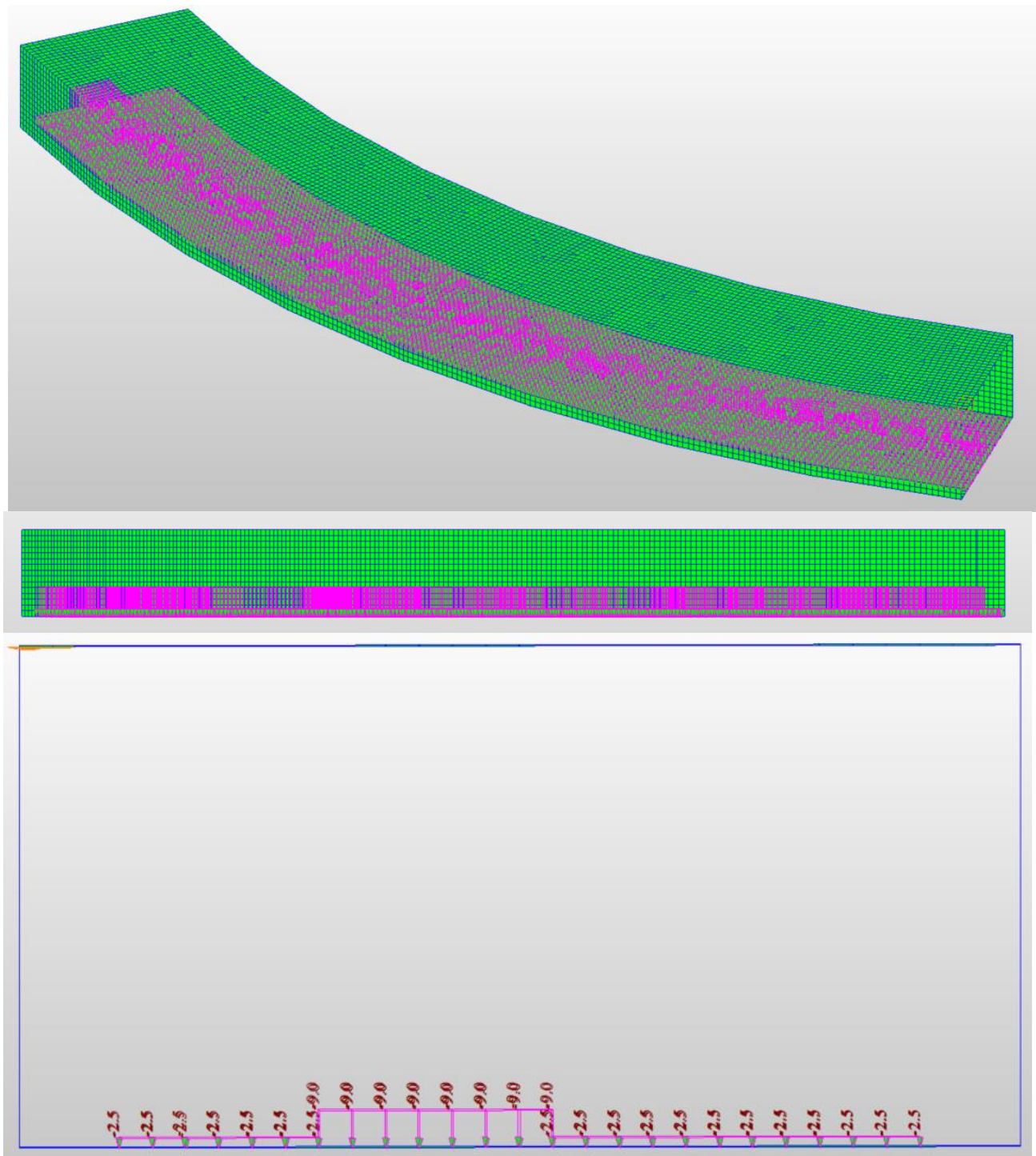


Figura 2-13 Carichi da traffico di tipo UDL disposti sulla soletta inferiore dello scatolare (centrato soletta inferiore).

PROGETTAZIONE ATI:

2.1.4 FORZA DI FRENATURA

Con riferimento al §5.1.3.5 delle NTC-08, l'azione orizzontale di frenatura si determina come segue:

$$180 \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0.6(2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 10 \cdot 3.0 \cdot 12.5 = 403.2 \text{ kN}$$

Nel modello, si implementa un'azione orizzontale radente agente sulla soletta superiore distribuita sulla corsia 1, di intensità pari a:

$$q_3^* = \frac{q_3}{16 \times 3} = 8.4 \text{ kN/m}$$

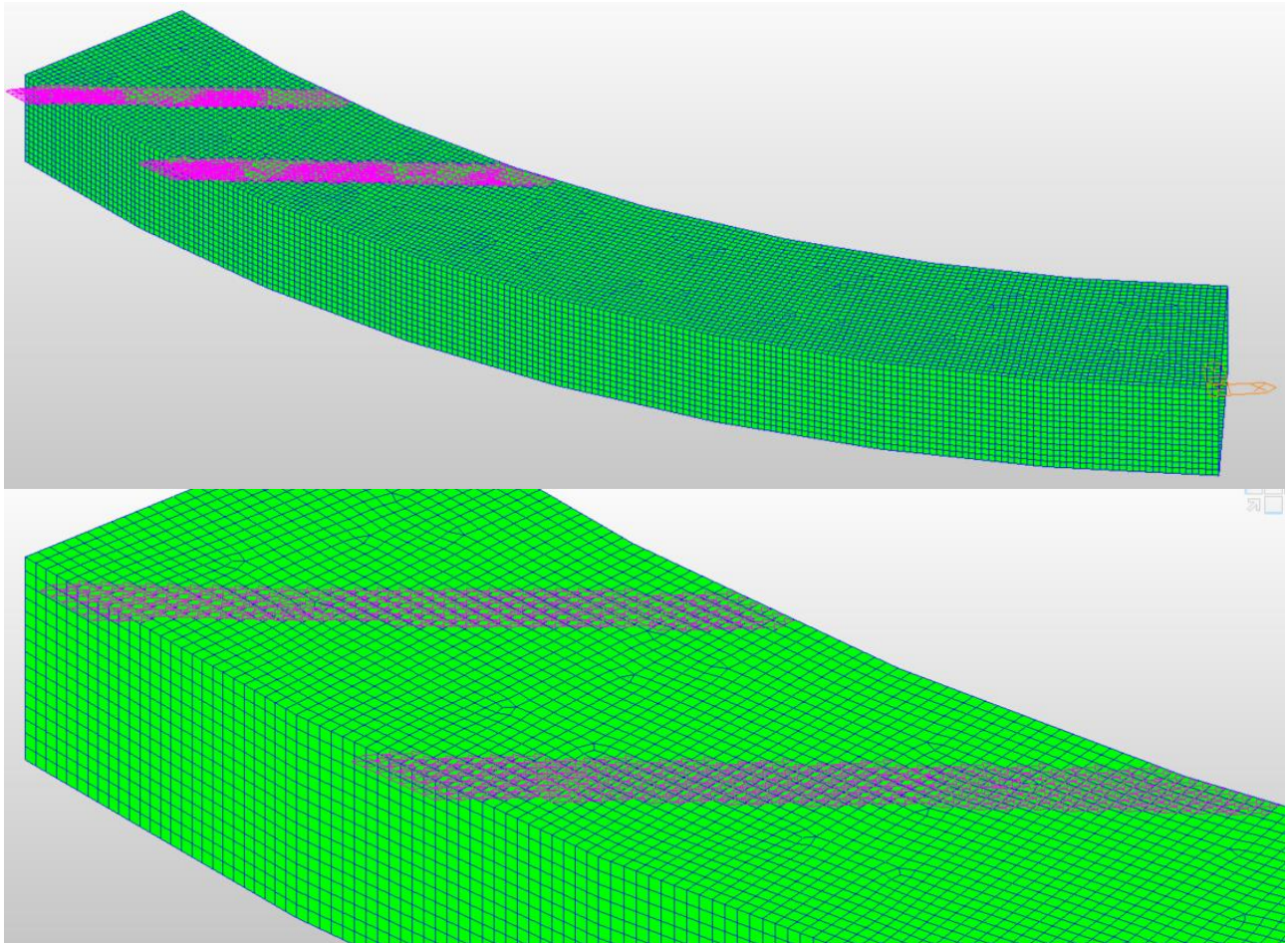


Figura 2-14 Carichi da frenatura disposti come carico lineare sulla soletta superiore.

2.1.5 FORZE D'INERZIA

In base ai parametri sismici precedentemente dichiarati, si determina l'accelerazione orizzontale da applicare alla massa dell'opera in esame.

2.1.5.1 Azione inerziale soletta superiore

La forza orizzontale distribuita per unità di lunghezza dovuta all'eccitazione del peso di ciascuna soletta è:

$$F_s = \alpha \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot 1.0m = 0.273 \cdot 1.00 \cdot 25 \cdot 1.00 = 6.82 \text{ kN/m}$$

PROGETTAZIONE ATI:

2.1.5.2 Azione inerziale soletta inferiore

La forza orizzontale distribuita per unità di lunghezza dovuta all'eccitazione del peso di ciascuna soletta è:

$$F_s = \alpha \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot 1.0m = 0.273 \cdot 1.00 \cdot 25 \cdot 1.00 = 6.82 \text{ kN/m}$$

2.1.5.3 Azione inerziale dei piedritti

La forza orizzontale per unità di lunghezza dovuta all'eccitazione del peso dei piedritti è:

$$F_s = \alpha \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot 1.0m = 0.273 \cdot 1.00 \cdot 25 \cdot 1.00 = 6.82 \text{ kN/m}$$

2.1.5.4 Azione inerziale del riempimento interno

La forza orizzontale per unità di lunghezza dovuta all'eccitazione del peso del riempimento di terreno all'interno dello scatolare posto sulla soletta inferiore è applicata al piedritto destro per un'altezza di 1.15m a partire dal nodo inferiore. Il valore di tale forza è:

$$F_r = \alpha \cdot L_{int} \cdot \gamma \cdot 1.0m = 0.273 \cdot 10.5 \cdot 21 \cdot 1.00 = 60.12 \text{ kN/m}$$

2.1.6 SOVRASPINTA SISMICA

L'incremento dovuto al sisma della spinta del terreno sui piedritti, valutato con la teoria di Wood e applicato sul piedritto di sinistra, è pari a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2 = 0.273 \cdot 21 \cdot 8.5^2 \cdot 1.00 = 413.7 \text{ kN}$$

che corrisponde ad un carico orizzontale distribuito lungo l'altezza del piedritto:

$$\Delta p_d = \frac{413.7}{8.5} = 48.7 \text{ kN/m}$$

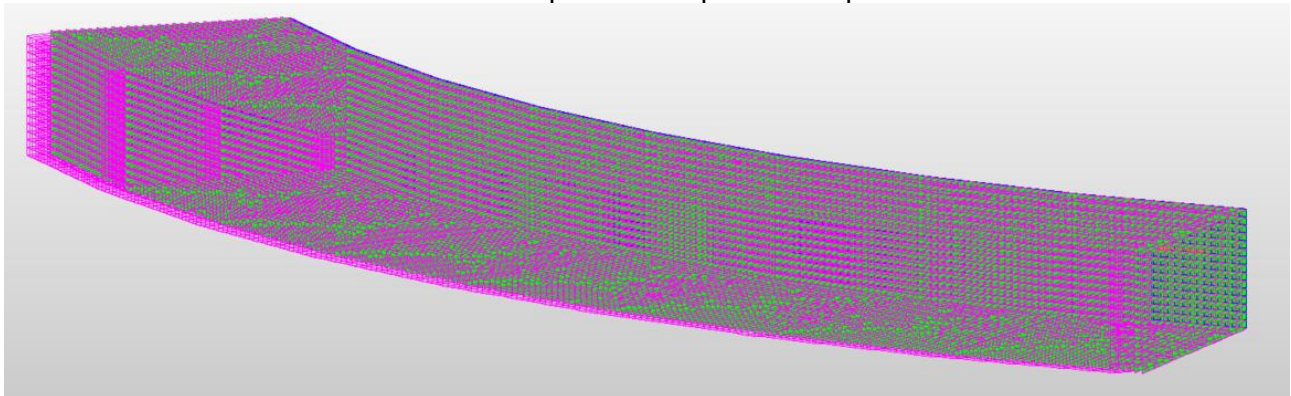
Nel caso di terreno dinamicamente permeabile e di falda posta ad una profondità tale da interagire in modo significativo con lo scatolare, alle sovraspinte sismiche vengono aggiunti i contributi idrodinamici definiti dall'espressione seguente:

$$q_{wd}(z) = \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_2 \cdot z}$$

dove H_2 rappresenta l'altezza della falda che interessa l'elevazione dello scatolare. Nel caso in esame l'altezza H_2 è pari a 0.00 m.

Si precisa che, in condizioni sismiche ed al fine di massimizzare gli effetti sfavorevoli, i contributi inerziali e la sovraspinta sismica saranno applicate da un solo lato dello scatolare, coerentemente al verso dell'azione sismica considerato. Nel caso di rilevato caratterizzato da un'elevata permeabilità, a tali contributi verrà aggiunta anche la pressione idrodinamica.

Nel caso in esame tale carico non è stato previsto in quanto non presente.



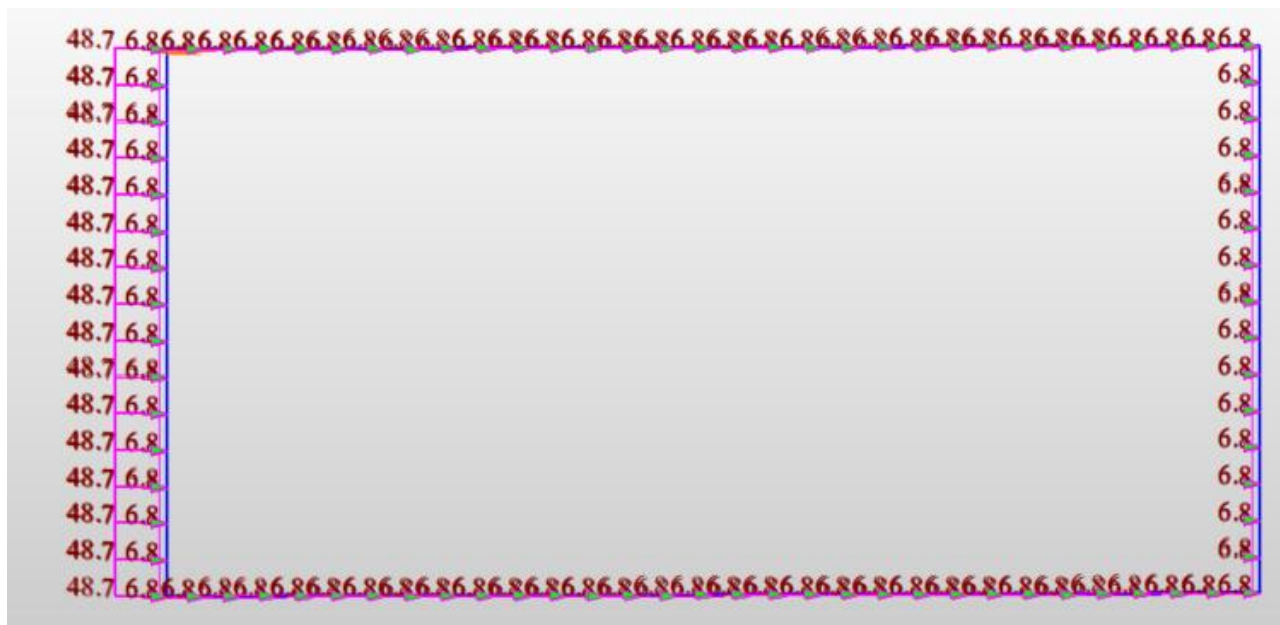


Figura 2-15 Forze di inerzia dello scatolare, del terreno di ricoprimento, di riempimento e sovraspinta sismica applicata al ritto dello scatolare.

3 ANALISI STRUTTURALE

3.1 GENERALITÀ

La struttura è riprodotta nel modello agli elementi finiti tramite elementi shell soggetti alle azioni variabili da traffico stradale e a quelle permanenti.

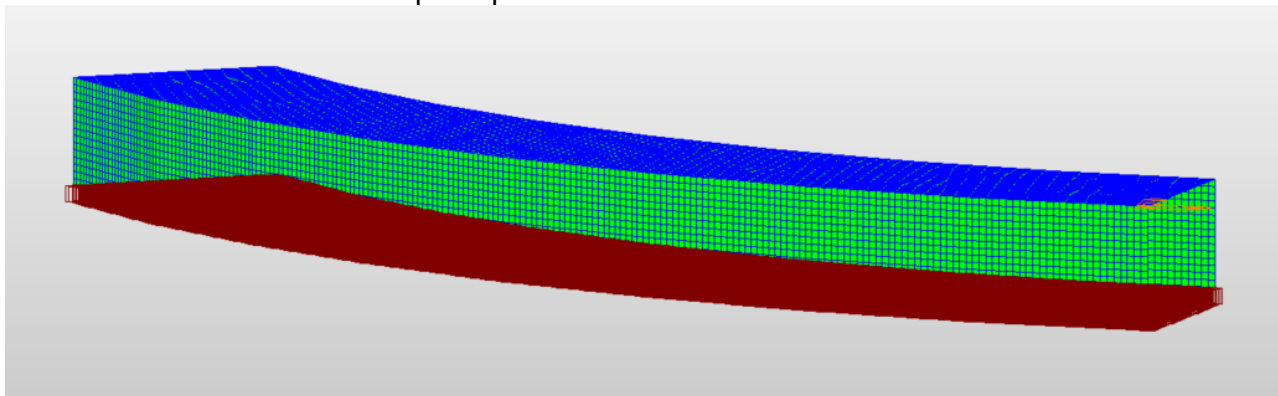


Figura 3-1 Vista del modello.

Il terreno di fondazione è modellato con elementi “linear spring”, un “letto” di molle elastiche verticali indipendenti l’una dall’altra (suolo alla Winkler), a cui è stato assegnato un opportuno valore del coefficiente di sottofondo $K= 10000 \text{ kN/m}^3$.

PROGETTAZIONE ATI:

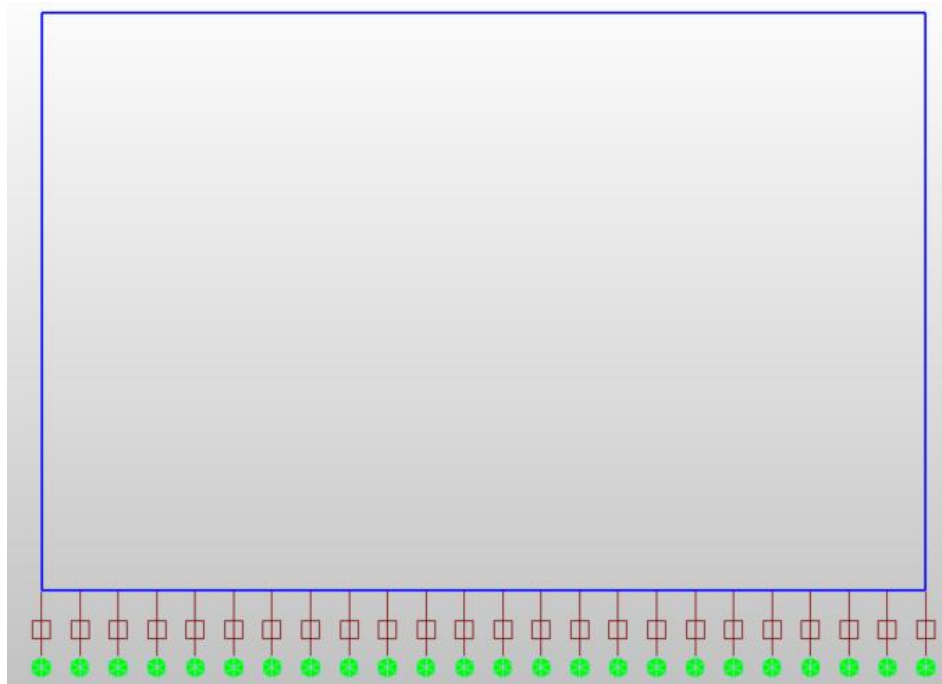


Figura 3-2 modellazione vincoli

3.2 ANALISI STATICA

In condizioni statiche la struttura è stata assoggettata ai vari contributi di carico descritti nel capitolo precedente, costituiti da pesi propri, carichi permanenti (pavimentazioni, ricoprimento e spinta delle terre) e azioni accidentali (carichi di servizio). A valle dell'esame delle singole condizioni di carico sono stati sovrapposti gli effetti secondo le combinazioni di carico in esercizio (S.L.E.) ed ultime (S.L.U.).

3.3 ANALISI SISMICA

In condizioni sismiche la struttura è stata assoggettata ad un'analisi statica equivalente dove al contributo di carico dovuto ai pesi propri e permanenti è stato aggiunto il contributo della famiglia dei carichi sismici, dato dalle forze inerziali e dalla spinta sismica delle terre. Quest'ultima è data dalla somma della spinta a riposo e della sovraspinta sismica, valutata con la formula di Wood essendo la struttura assimilabile ad un corpo rigido. La spinta sismica e le forze d'inerzia vengono fatte agire da un solo lato della struttura in accordo alla direzione ed al verso dell'azione sismica in esame.

L'azione sismica considerata è la sola componente agente in direzione trasversale Ex, non risultando significativa per strutture di questo genere né la componente parallela all'asse struttura Ey, né la componente verticale Ez. Per la componente in esame, ci si è limitati, per semplicità, ad esaminare il solo verso positivo.

PROGETTAZIONE ATI:

3.4 COMBINAZIONI DI CARICO E RELATIVE VERIFICHE

3.4.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ e ψ sono riportati in tabella.

Contributi di carico	$\gamma_{SLU-STR}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso proprio	1.00 / 1.35	-	-	-
Permanenti (riempimento)	1.00 / 1.35	-	-	-
Terreno (ricoprimento e spinte)	1.00 / 1.35	-	-	-
Pressione idrostatica	1.00 / 1.35	-	-	-
Carichi da traffico tipo TS	0.00 / 1.35	0.75	0.75	0.00
Carichi da traffico tipo UDL	0.00 / 1.35	0.40	0.40	0.00
Carichi accidentali sulla soletta inferiore	0.00 / 1.35	0.40	0.40	0.00
Frenatura	0.00 / 1.35	-	-	-
Pressione idrodinamica	0.00 / 1.00	-	-	-
Contributi inerziali	1.00	-	-	-
Sisma	1.00	-	-	-

Tabella 3-1 Coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni considerate sono riportate nella tabella qui sotto:

PROGETTAZIONE ATI:

COMBO	G1	g3k - terra	g2k - pesi perm	q3k - fren	q1k - TS -ecc	q1k - TS - cen	q1k - TS - fuori	q1k - UDL	q2k - UDL - cen inf	q2k - UDL - ecc inf	q2k - TS - cen inf	q2k - TS - ecc inf	E
SLU1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35					
SLU2	1,35	1,35	1,35	1,35		1,35		1,35					
SLU3	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35					
SLU4	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35		1,35		
SLU5	1,35	1,35	1,35	1,35		1,35		1,35	1		1,35		
SLU6	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35	1		1,35		
SLU7	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35		1,35		1,35	
SLU8	1,35	1,35	1,35	1,35		1,35		1,35		1		1,35	
SLU9	1,35	1,35	1,35	1,35			1,35	1,35		1		1,35	
SIS7	1		1										1
SIS8	1	1	1										1
SLE-RARA9	1	1	1	1	1			1					
SLE-RARA10	1	1	1	1		1		1					
SLE-RARA11	1	1	1	1			1	1					
SLE-RARA12	1	1	1	1	1			1	1		1		
SLE-RARA13	1	1	1	1	1		1	1	1		1		
SLE-RARA14	1	1	1	1	1		1	1	1		1		
SLE-RARA15	1	1	1	1	1			1		1		1	
SLE-RARA16	1	1	1	1		1		1		1		1	
SLE-RARA17	1	1	1	1			1	1		1		1	
SLE-FREQ15	1	1	1	0,75	0,75			0,4					
SLE-FREQ16	1	1	1	0,75		0,75		0,4					
SLE-FREQ17	1	1	1	0,75			0,75	0,4					
SLE-FREQ18	1	1	1	0,75	0,75			0,4	0,4		0,75		
SLE-FREQ19	1	1	1	0,75		0,75		0,4	0,4		0,75		
SLE-FREQ20	1	1	1	0,75			0,75	0,4	0,4		0,75		
SLE-FREQ21	1	1	1	0,75	0,75			0,4		0,4		0,75	
SLE-FREQ22	1	1	1	0,75		0,75		0,4		0,4		0,75	
SLE-FREQ23	1	1	1	0,75			0,75	0,4		0,4		0,75	
SLE-QPERM21	1	1	1										

3.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Per ciascuna delle combinazioni di carico sopra richiamate verranno condotte le seguenti verifiche dei principali elementi strutturali.

3.4.2.1 Verifica delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$ sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)
- $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ sotto la combinazione SLE quasi-permanente

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

- $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$ sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)

3.4.2.2 Verifiche dello stato fessurativo

Le verifiche dello stato fessurativo vengono condotte con riferimento alle combinazioni SLE frequente e SLE quasi-permanente. Esse dipendono dalle condizioni ambientali cui sono soggetti gli elementi da verificare.

In base alla tabella sotto riportata, le solette inferiore e superiore e i ritzi di elevazione sono realizzati rispettivamente in classe XC4/XA2 e le condizioni ambientali sono da considerarsi le seguenti:

- Soletta inferiore *Aggressive*
- Soletta superiore *Aggressive*
- Ritzi di elevazione *Aggressive*

PROGETTAZIONE ATI:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 3-2 condizioni ambientali e classi di esposizione.

Un altro parametro necessario alla definizione dell'apertura limite di fessura è la sensibilità alla corrosione delle armature che per acciai ordinari viene usualmente considerata modesta. Dunque, sulla base della tabella di seguito mostrata, si possono determinare le verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_{d,lim}$	Stato limite	$w_{d,lim}$
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. Fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. Fessure	$\leq w_1$

Tabella 3-3 Verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Le verifiche consistono nel soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$w_d \leq w_{d,lim}$$

dove l'ampiezza media di fessura w_d può essere valutata in base alla procedura esplicitata di seguito secondo quanto riportato al par. §C4.1.2.2.4.6 CNTC-08.

Nel caso in esame risultano pertanto le seguenti aperture limite di fessura per gli elementi strutturali:

Elemento strutturale	S.L.E. Frequente - $w_{d,lim}$ [mm]	S.L.E. Quasi permanente - $w_{d,lim}$ [mm]
Soletta inferiore	0.3	0.2
Soletta superiore	0.3	0.2
Ritti di elevazione	0.3	0.2

Tabella 3-4 Aperture limite di fessura per gli elementi strutturali.

Nello specifico l'apertura di fessura w_d è definita secondo la relazione:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

dove:

ϵ_{sm} = deformazione unitaria media delle barre di armatura

Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

PROGETTAZIONE ATI:

Il calcolo della deformazione unitaria media delle barre di armatura ϵ_{sm} avviene per mezzo delle seguenti relazioni:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

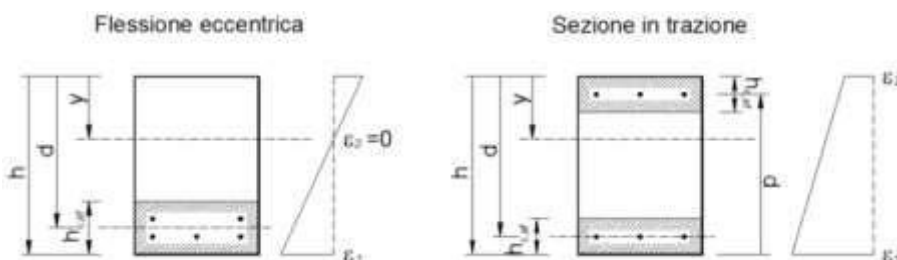
σ_s = tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata.

α_e = rapporto tra E_s e E_{cm}

ρ_{eff} = rapporto tra A_s e $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo attorno all'armatura di altezza $h_{c,ef}$. Tale altezza è definita come il minimo valore fra $2.5(h-d)$; $(h-y)/3$ e $h/2$

k_t = fattore funzione della durata del carico assunto pari a 0.6 o 0.4 rispettivamente per carichi di breve e lunga durata.



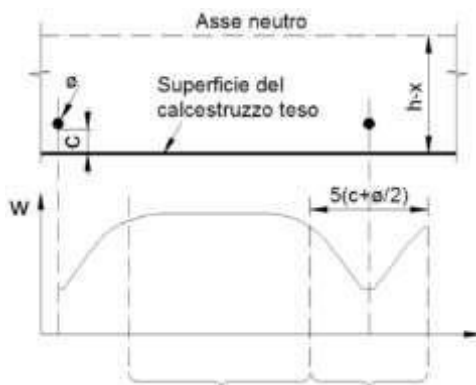
La distanza fra le fessure Δ_{smax} può essere calcolata con l'espressione:

- Se la spaziatura fra le barre $\leq 5(c + \phi/2)$

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

- Se la spaziatura fra le barre $> 5(c + \phi/2)$

$$\begin{cases} \Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} & \text{nella zona di estensione } 5(c + \phi/2) \\ \Delta_{smax} = 1.3 \cdot (h - y) & \text{nella zona rimanente} \end{cases}$$



dove:

ϕ = diametro equivalente delle barre di armatura calcolato $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$ come:

c = ricoprimento dell'armatura

k_1 = assunto pari a 0.8 o 1.6 rispettivamente per le barre ad aderenza migliorata e per le barre lisce

PROGETTAZIONE ATI:

k_2 = assunto pari a 0.5 o 1.0 rispettivamente per il caso di flessione semplice e di trazione semplice.

Nel caso di trazione eccentrica si utilizzano valori intermedi calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

$\varepsilon_{1,2}$ = deformazioni rispettivamente più grande e più piccola di trazione all'estremità della sezione considerata calcolate considerando la sezione fessurata.

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

3.4.2.3 Verifica di deformabilità

In generale risulta necessario verificare che la freccia delle solette non superi il valore di 1/250 della luce sotto la combinazione di carico SLE quasi-permanente e il valore di 1/500 della luce sotto l'azione dei carichi da traffico di gruppo 1.

3.4.2.4 Verifica di resistenza a presso-flessione

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

M_{Rd} = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante N_{Ed} .

In fase di verifica viene definito coefficiente di sicurezza c.s. il rapporto tra M_{Rd} e M_{Ed} . La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta c.s. < 1.

3.4.2.5 Verifica di resistenza a taglio

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

In prima battuta V_{Rd} è associato al valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di armatura dedicata, basata sul contributo resistente a trazione del calcestruzzo e su quello fornito dalle armature longitudinali tese (EN 1992-1-1 §6.2.2)

$$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (N)$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 + \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

dove

A_c = area della sezione in calcestruzzo (in mm²)

b_w = larghezza minima della sezione in calcestruzzo in zona tesa (in mm)

d = altezza utile della sezione (in mm)

PROGETTAZIONE ATI:

ρ_1 = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione $\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$

N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (in N)

Se il contributo resistente così calcolato risulta inferiore al valore del taglio sollecitante, risulta necessario procedere al dimensionamento di un'apposita armatura resistente a taglio. In tal caso, la verifica a taglio risulterà soddisfatta se l'azione tagliante sollecitante sarà inferiore al minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a "taglio trazione", riferita all'armatura trasversale, e quello dato dalla resistenza a "taglio compressione", associata al nucleo in calcestruzzo (EN 1992-1-1 §6.2.3).

$$V_{Rsd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rd,max}\}$$

con:

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

dove:

A_{sw} = area dell'armatura trasversale a taglio

s = passo delle staffe

z = braccio della coppia interna assunto pari a $z = 0.9 \cdot d$

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ = inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo (con $1 < \cot \theta < 2.5$)

f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio

v_1 = coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

α_{cw} = coefficiente che considera l'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

3.5 RISULTATI PRINCIPALI

Di seguito si riportano i diagrammi dello sforzo assiale P, taglio V_2 e momento flettente M_3 relative ai valori caratteristici dei contributi di carico considerati nonché i diagrammi di involuppo per ciascuna famiglia di combinazioni.

Vengono riportate le azioni sia come mappe di colore sia in una sezione tipica presa in mezzeria.

Le mappe di colore rappresentano le sollecitazioni in direzione trasversale, che sono le più significative.

3.5.1 AZIONI INTERNE PER L'INVILUPPO COMBINAZIONE SLU+SIS (STR)

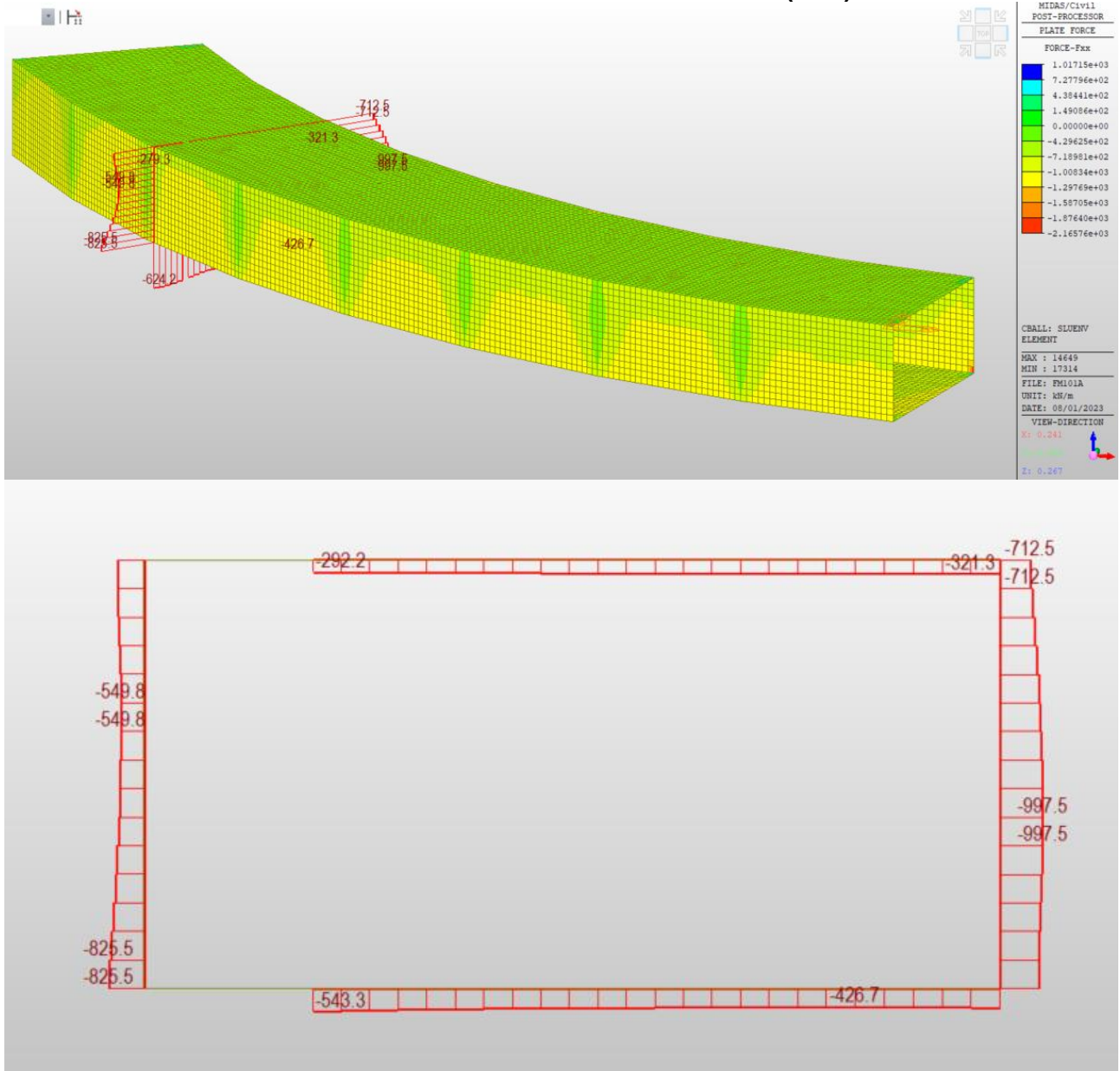


Figura 3-3 Andamento dell'azione assiale interna (P in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

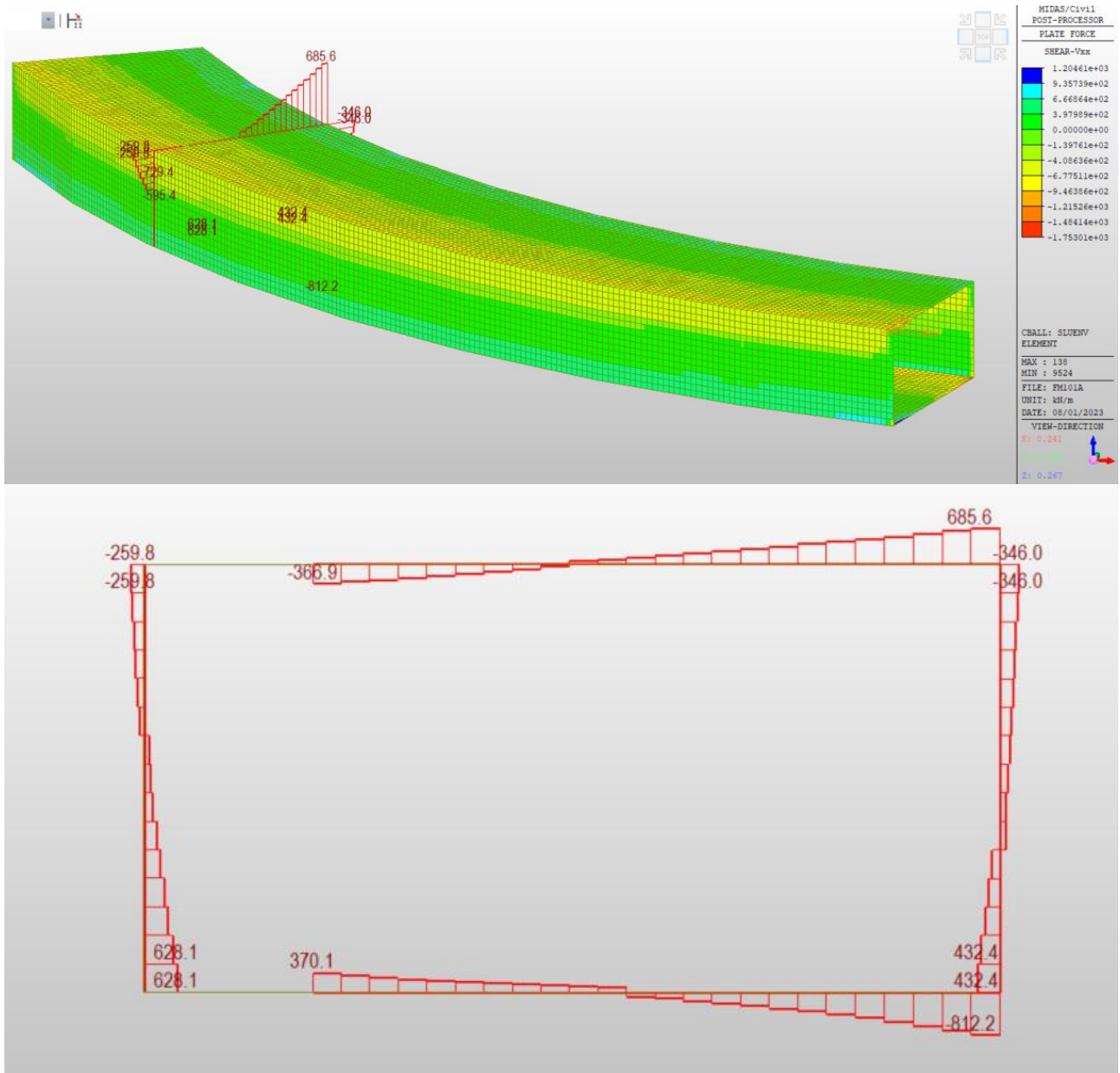


Figura 3-4 Andamento dell'azione tagliante interna (V in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

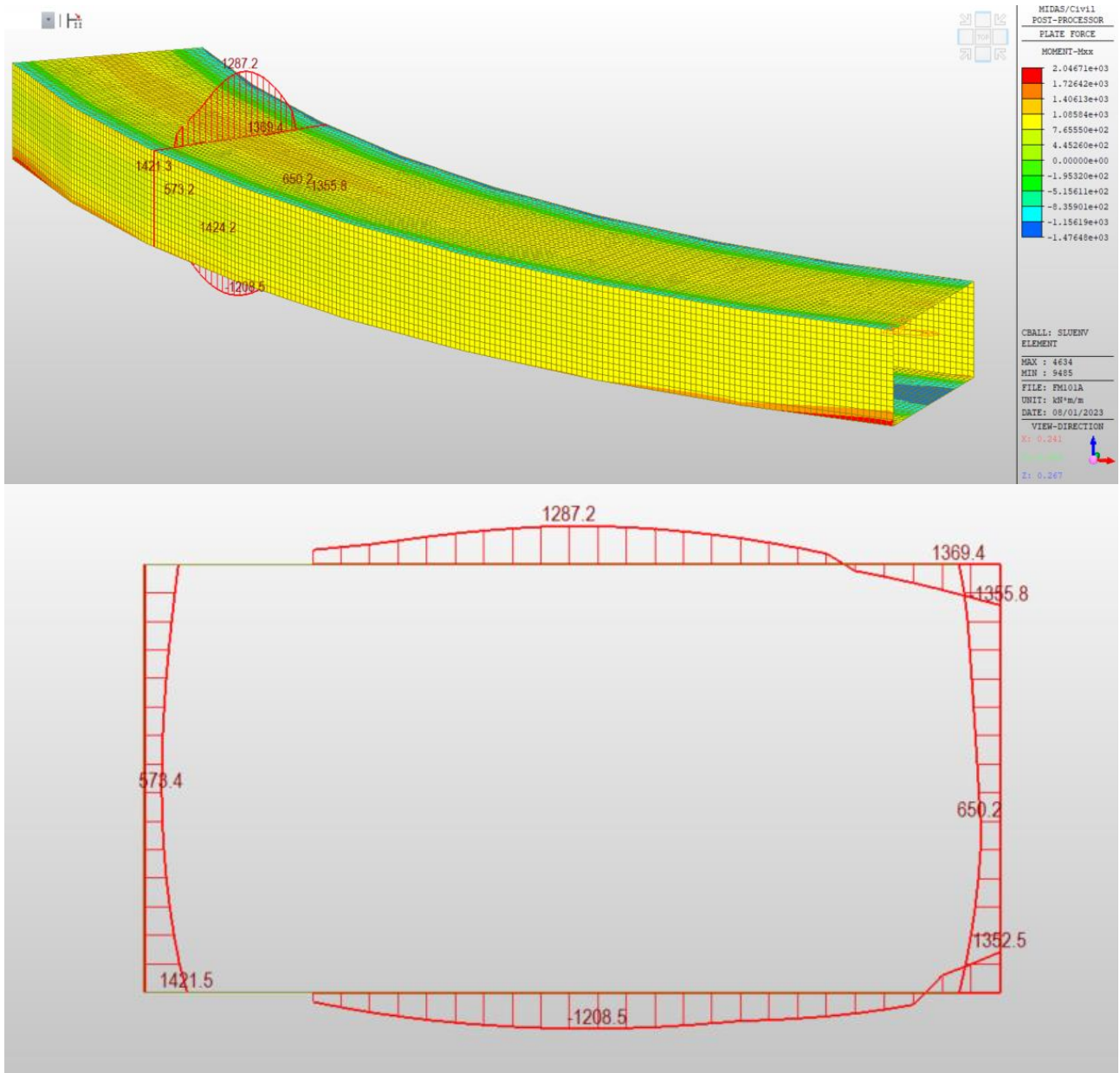


Figura 3-5 Andamento dell'azione flettente interna (M in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

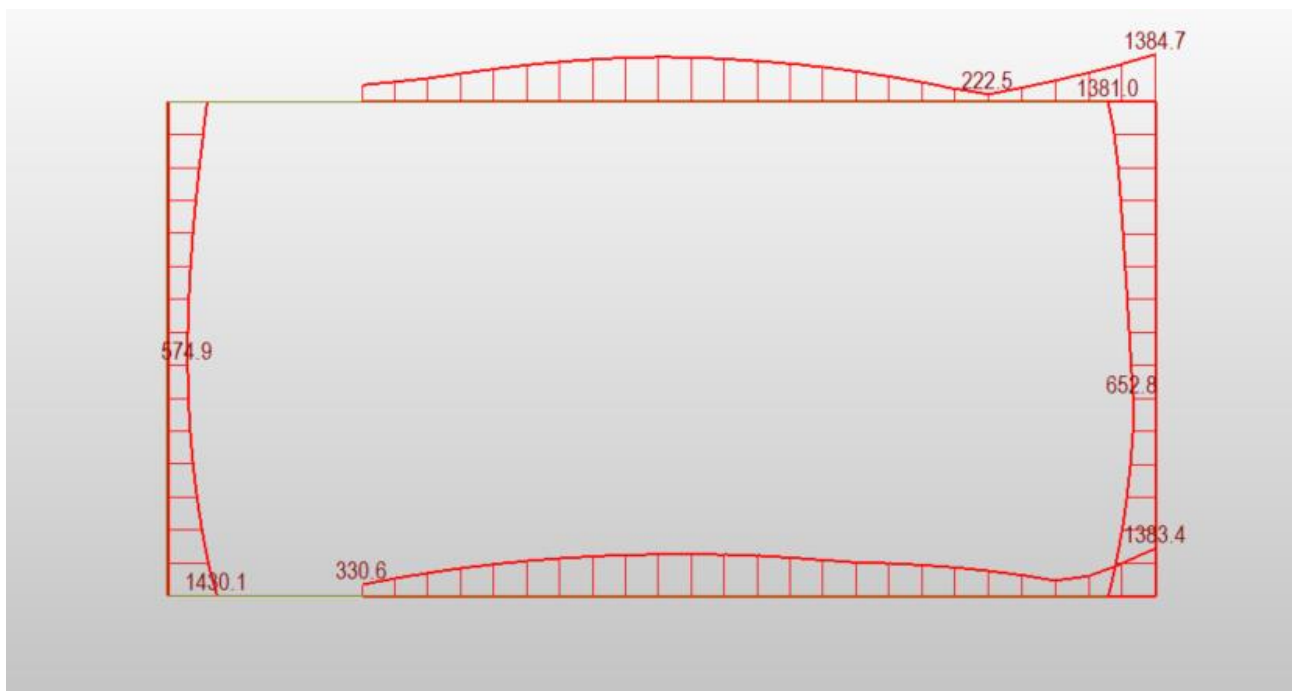
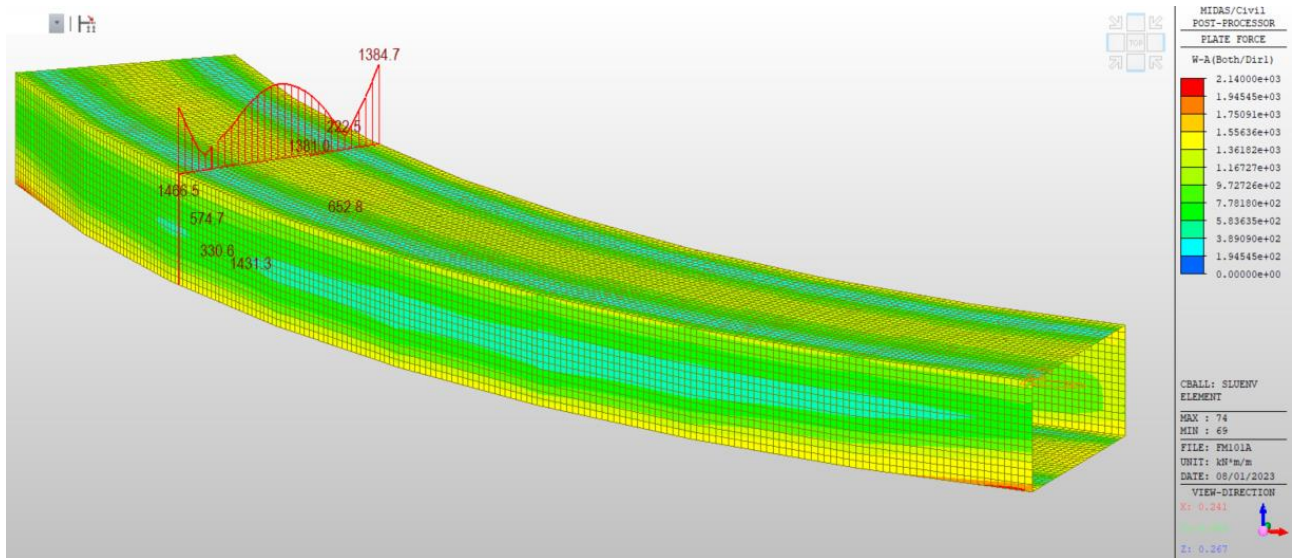


Figura 3-6 Andamento del momento di Wood e Armer (M Wood e Armer in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

3.5.2 AZIONI INTERNE PER LA COMBINAZIONE SLE RARA

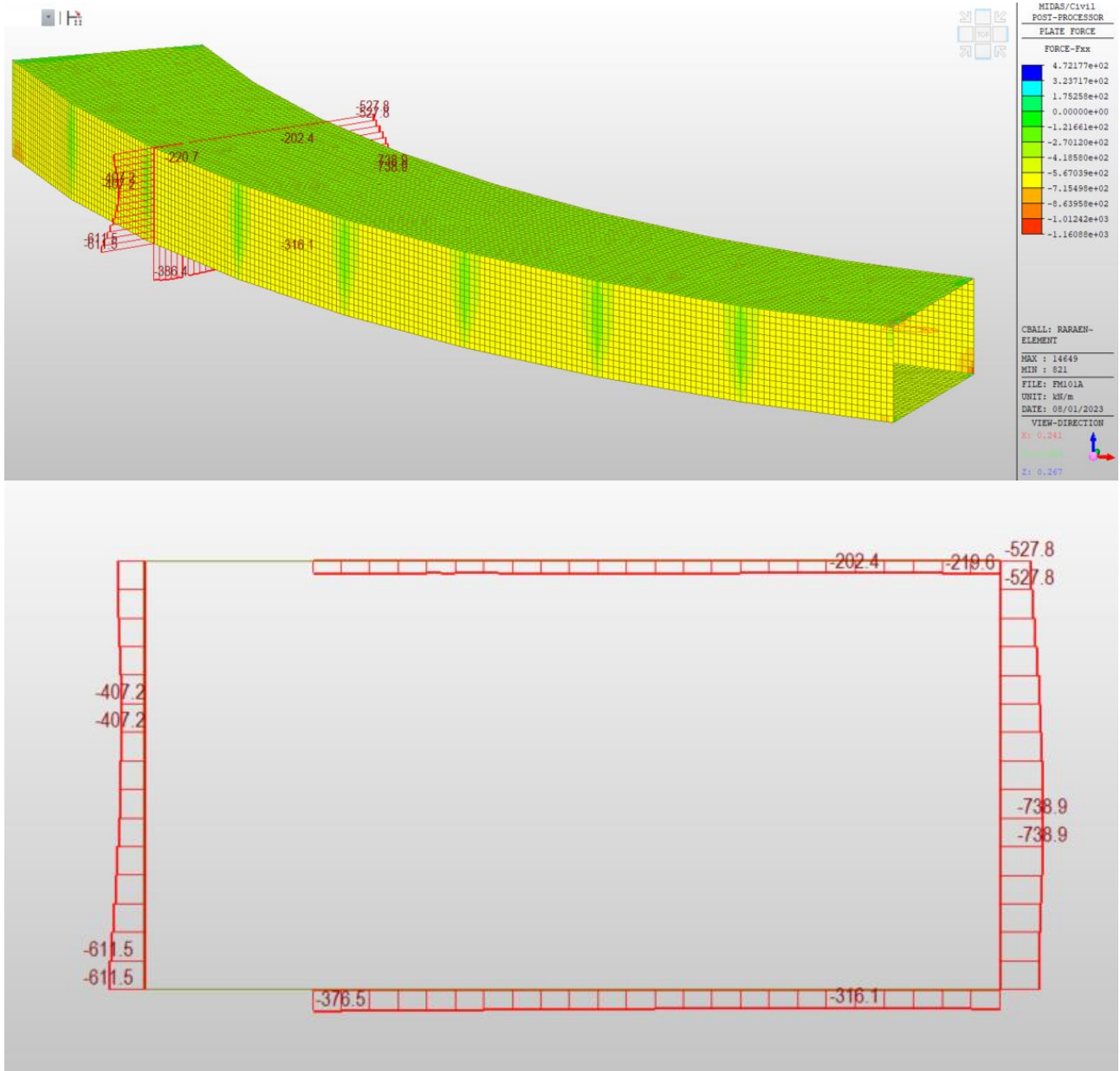


Figura 3-7 Andamento dell'azione assiale interna (P in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

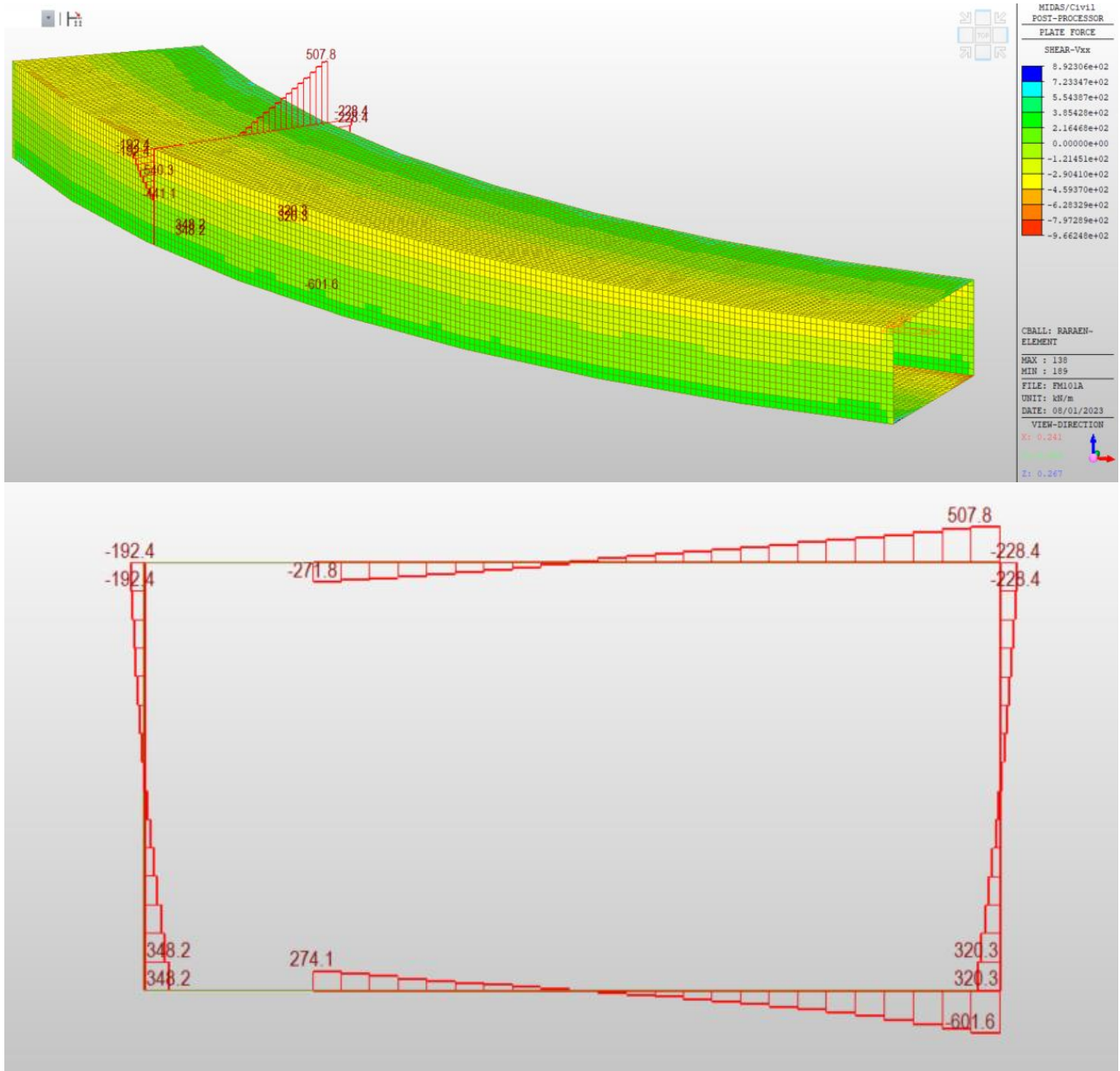


Figura 3-8 Andamento dell'azione tagliante interna (V in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

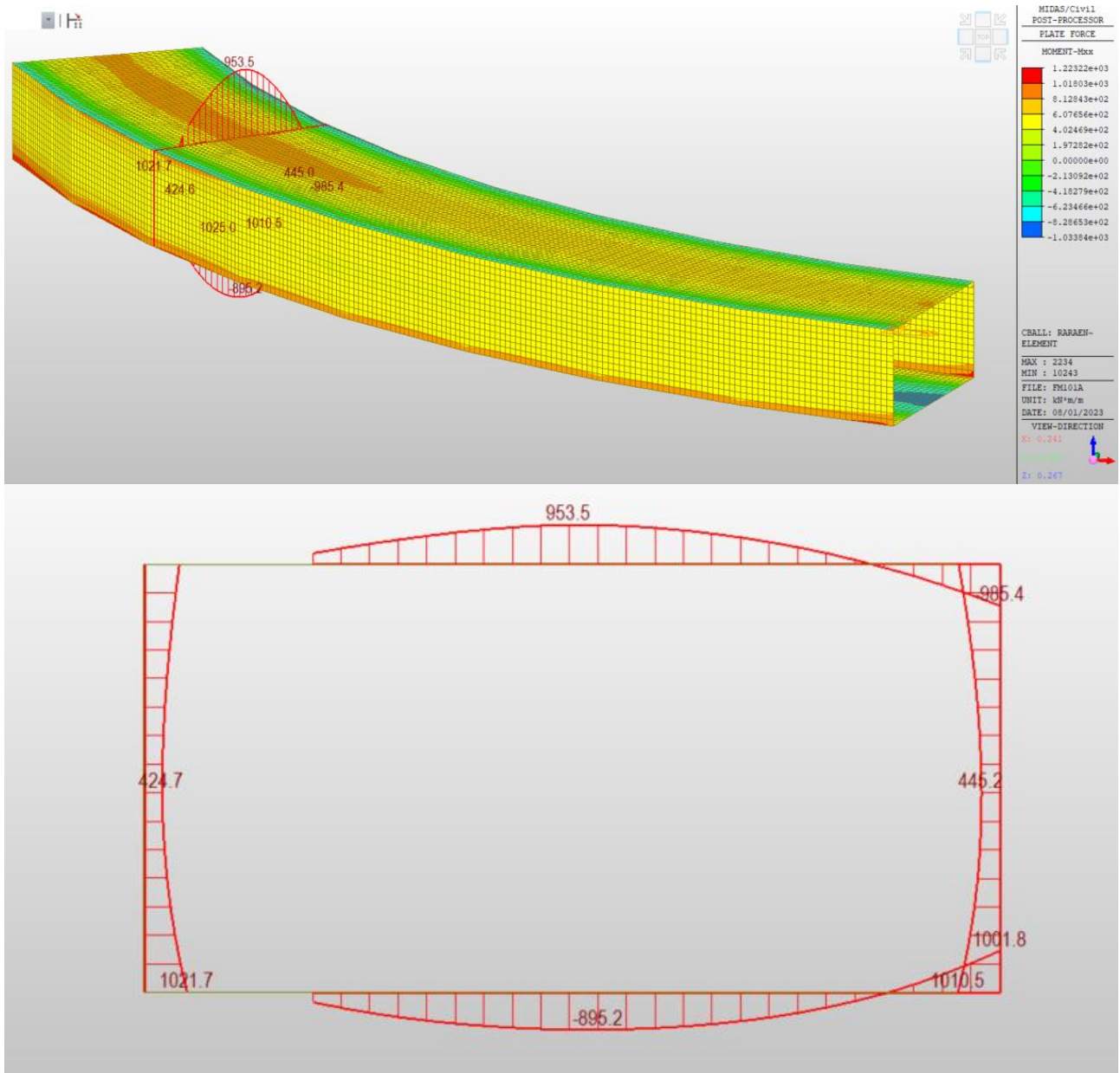


Figura 3-9 Andamento dell'azione flettente interna (M in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

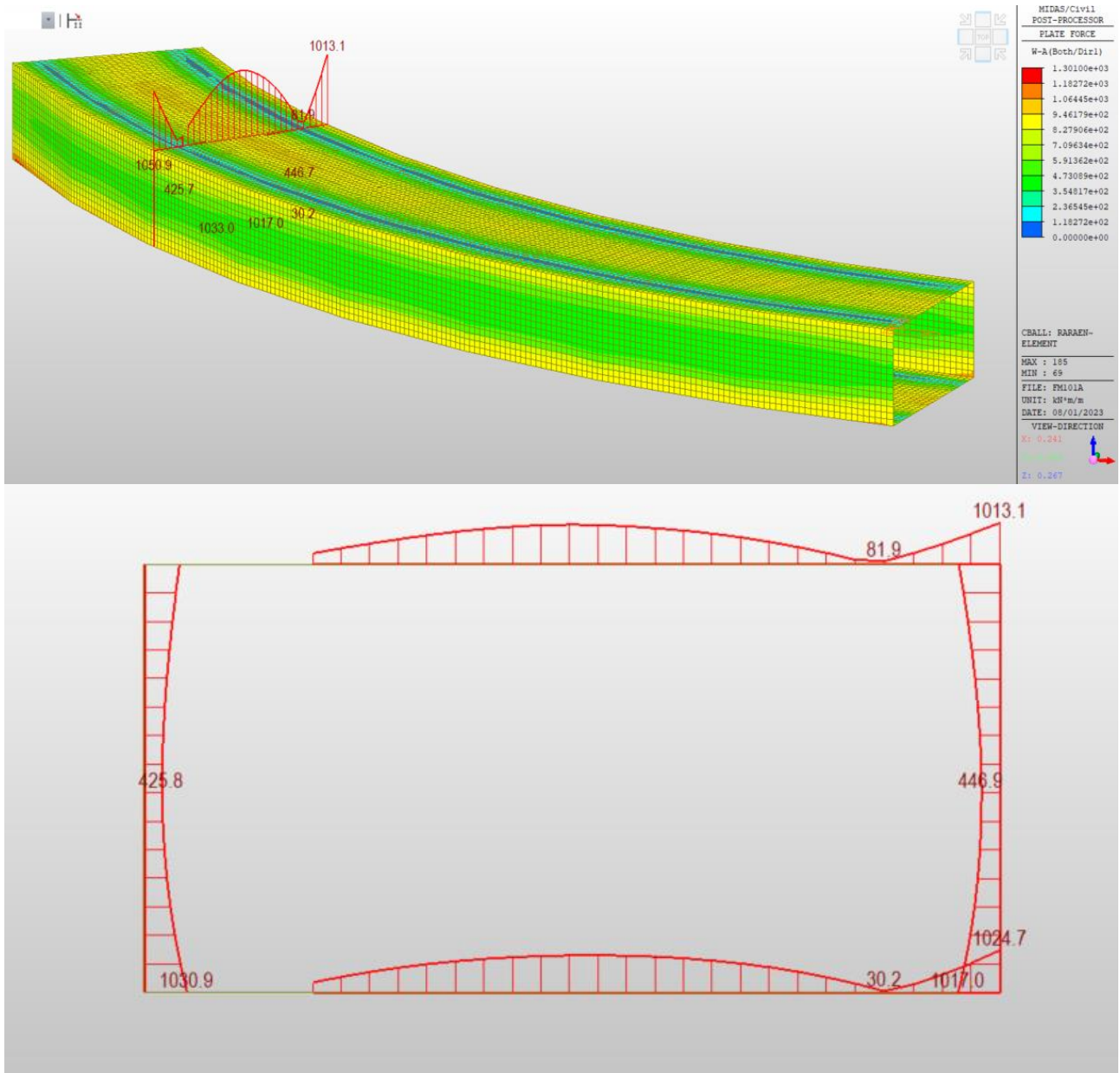


Figura 3-10 Andamento del momento di Wood e Armer (M Wood e Armer in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

3.5.3 AZIONI INTERNE PER LA COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

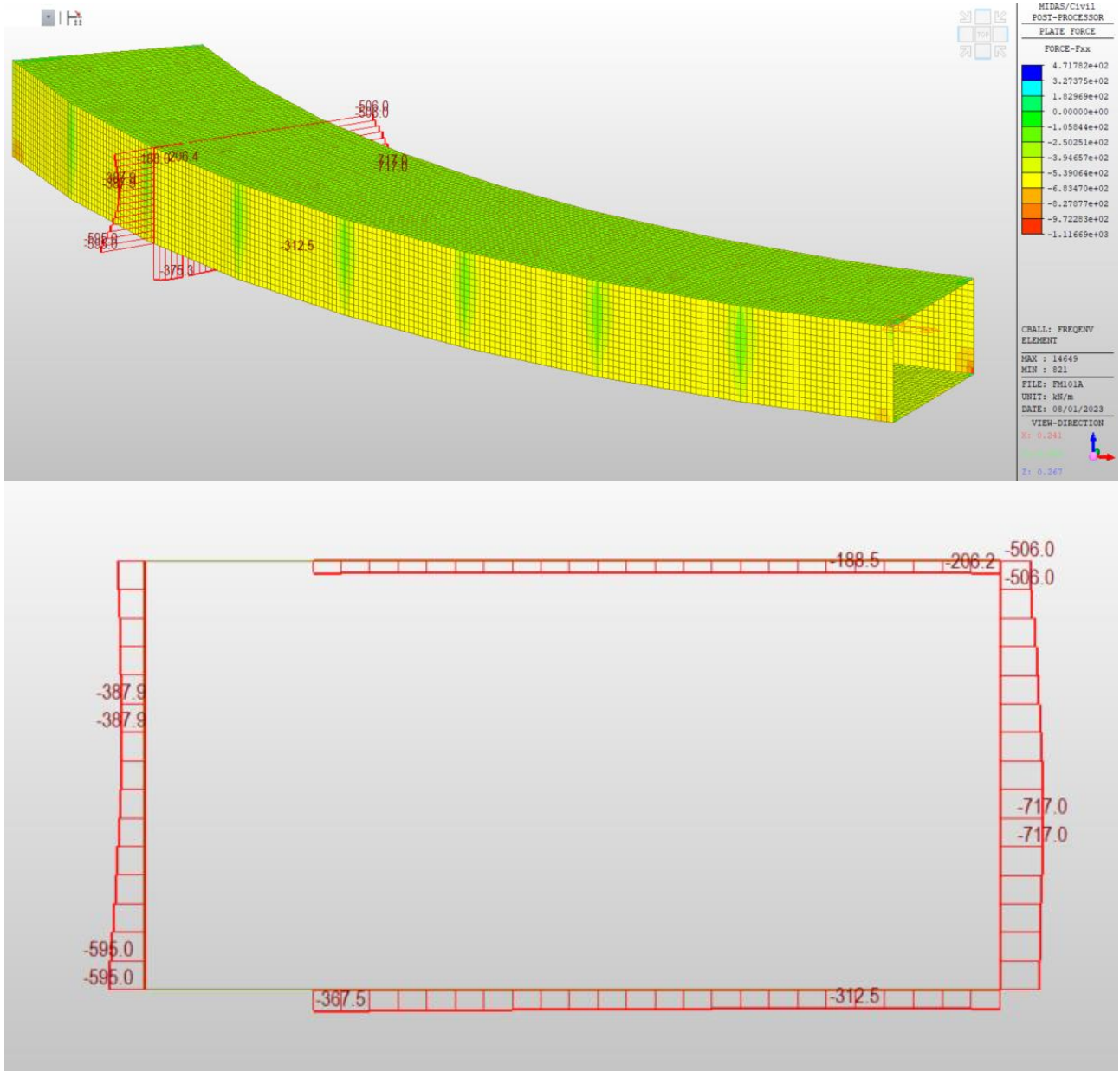


Figura 3-11 Andamento dell'azione assiale interna (P in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

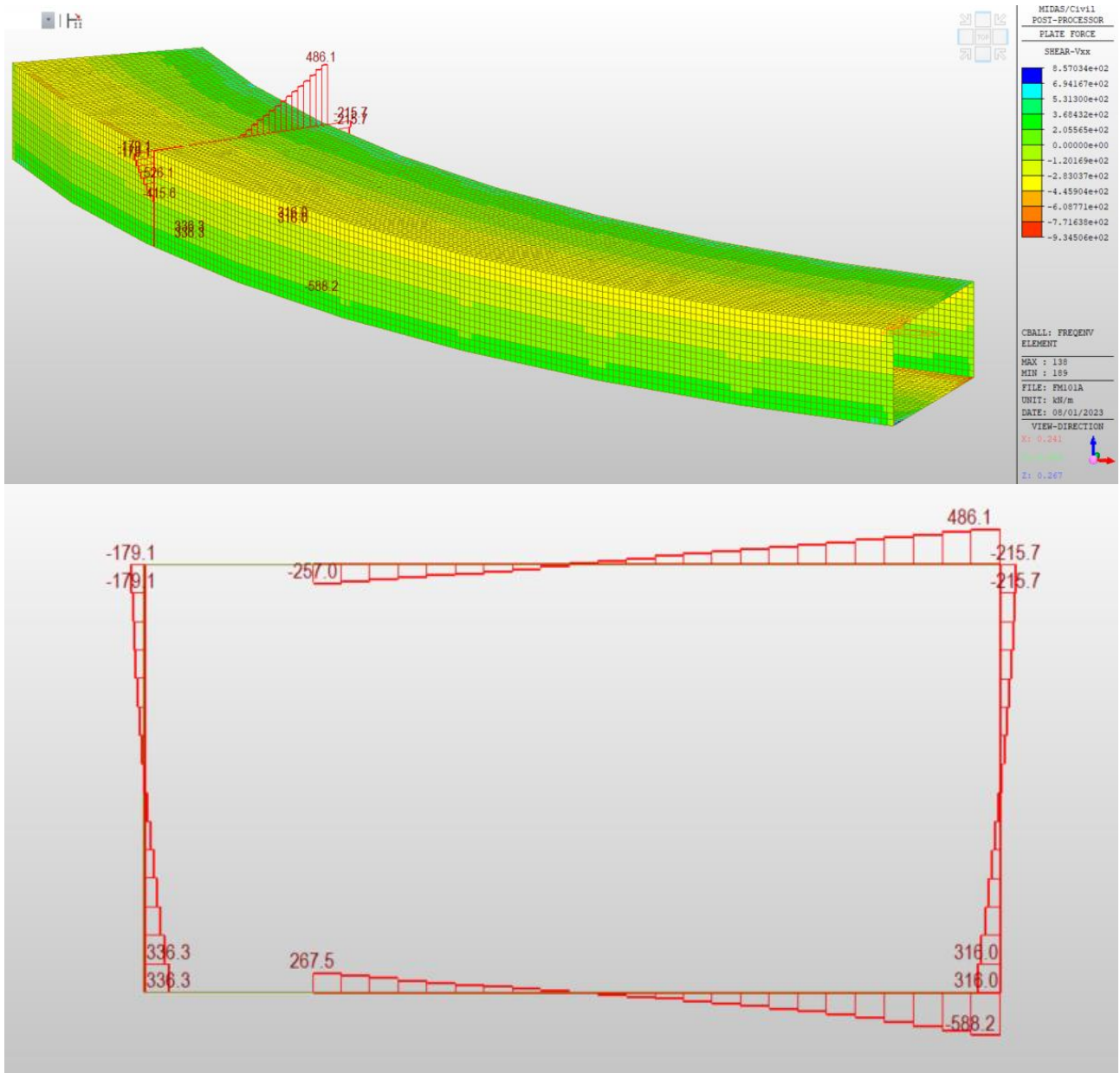


Figura 3-12 Andamento dell'azione tagliante interna (V in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

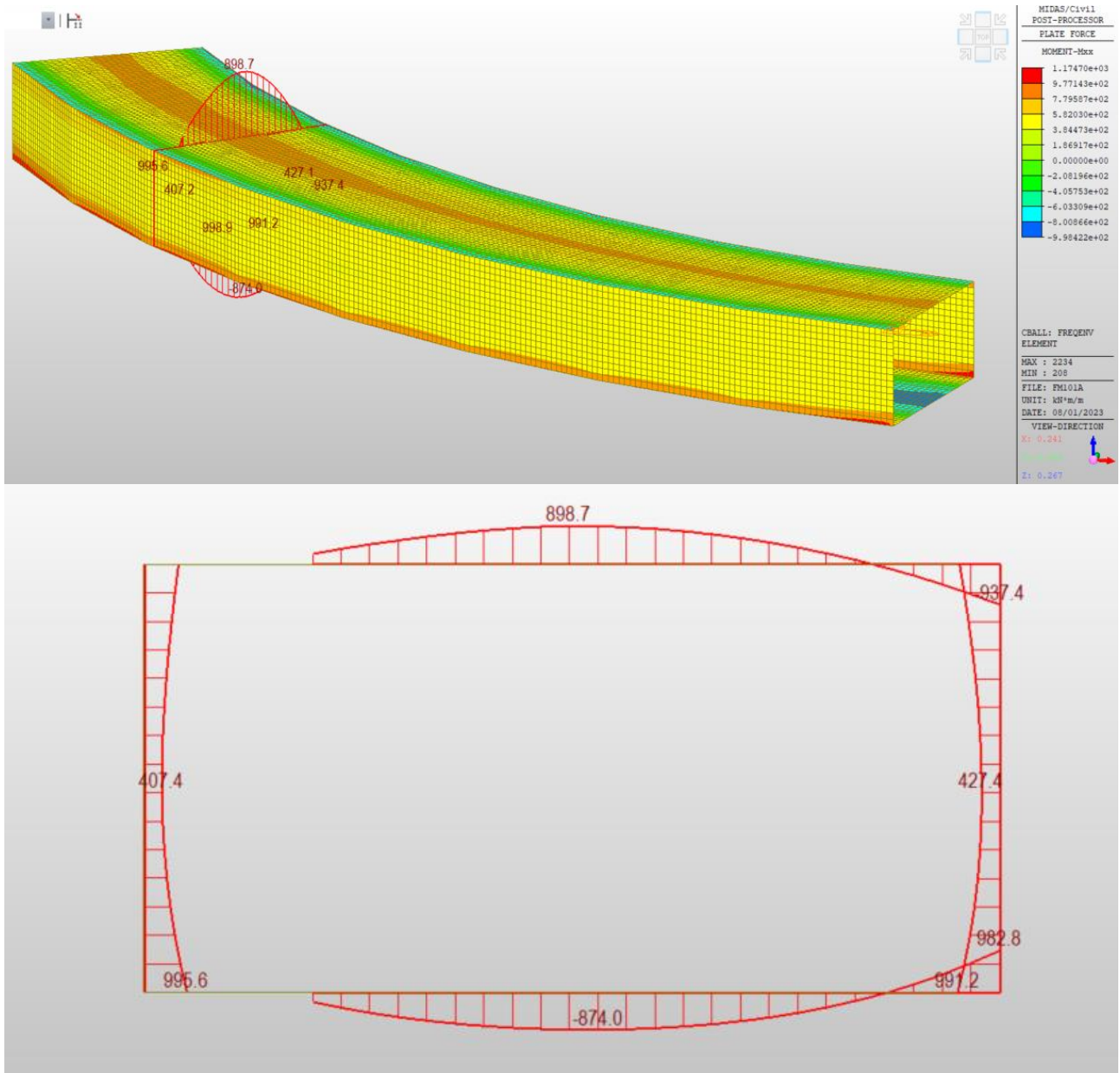


Figura 3-13 Andamento dell'azione flettente interna (M in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

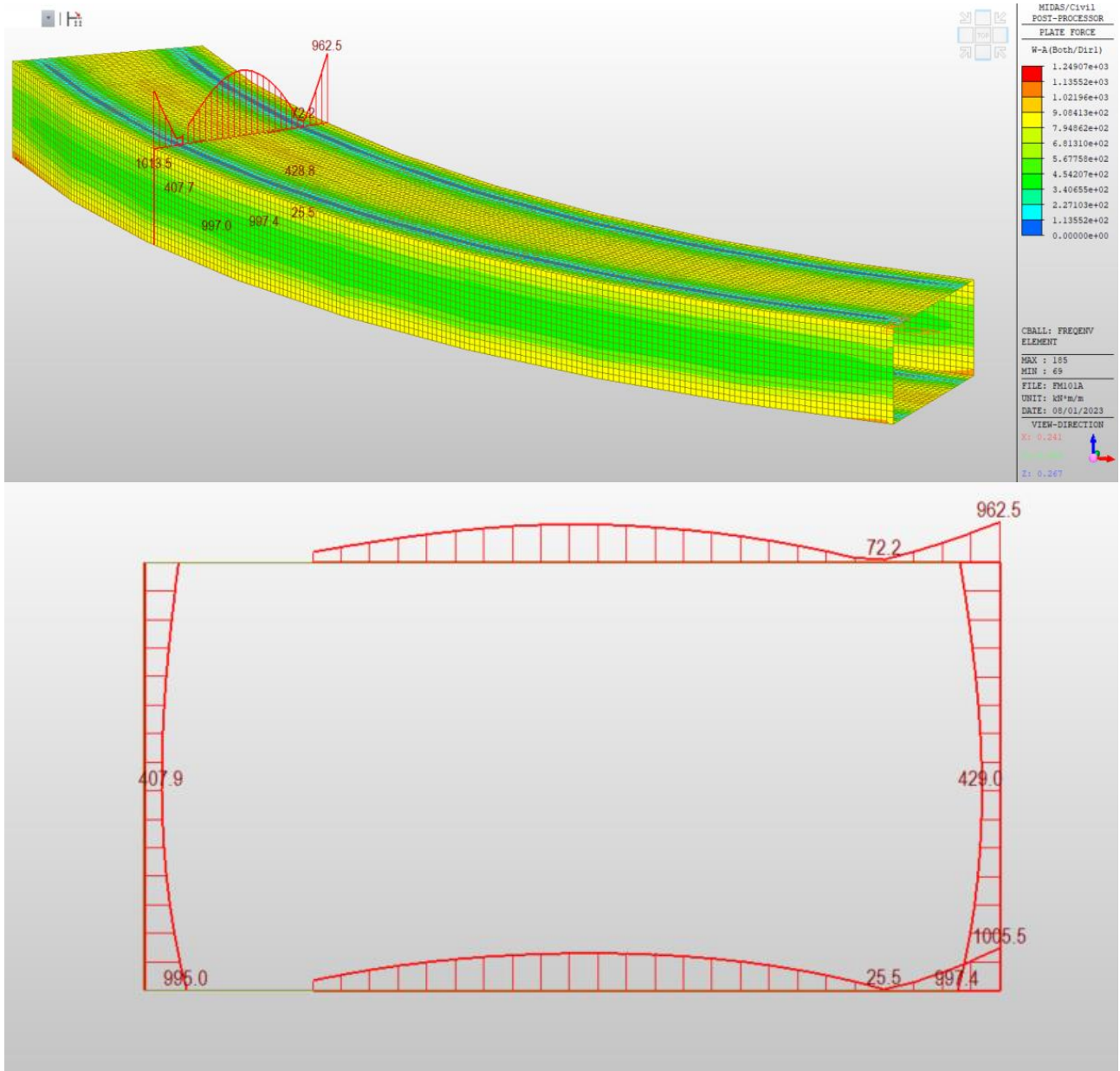


Figura 3-14 Andamento del momento di Wood e Armer (M Wood e Armer in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

3.5.4 AZIONI INTERNE PER LA COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

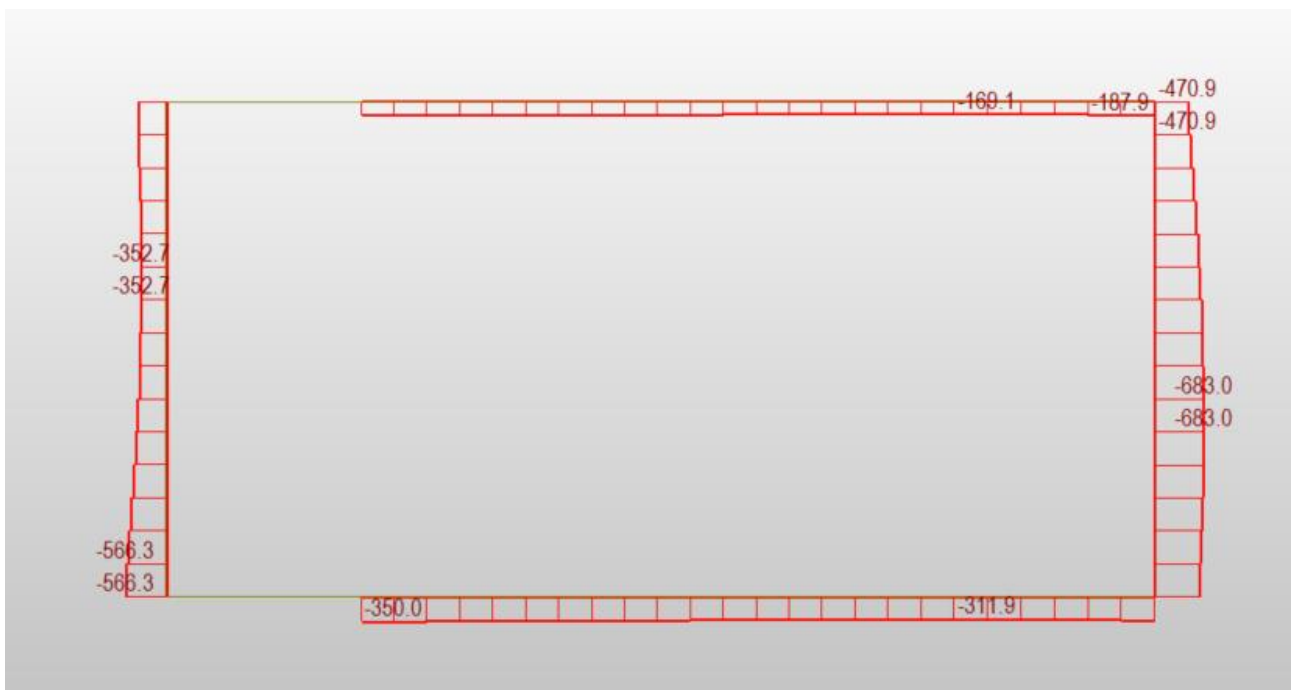
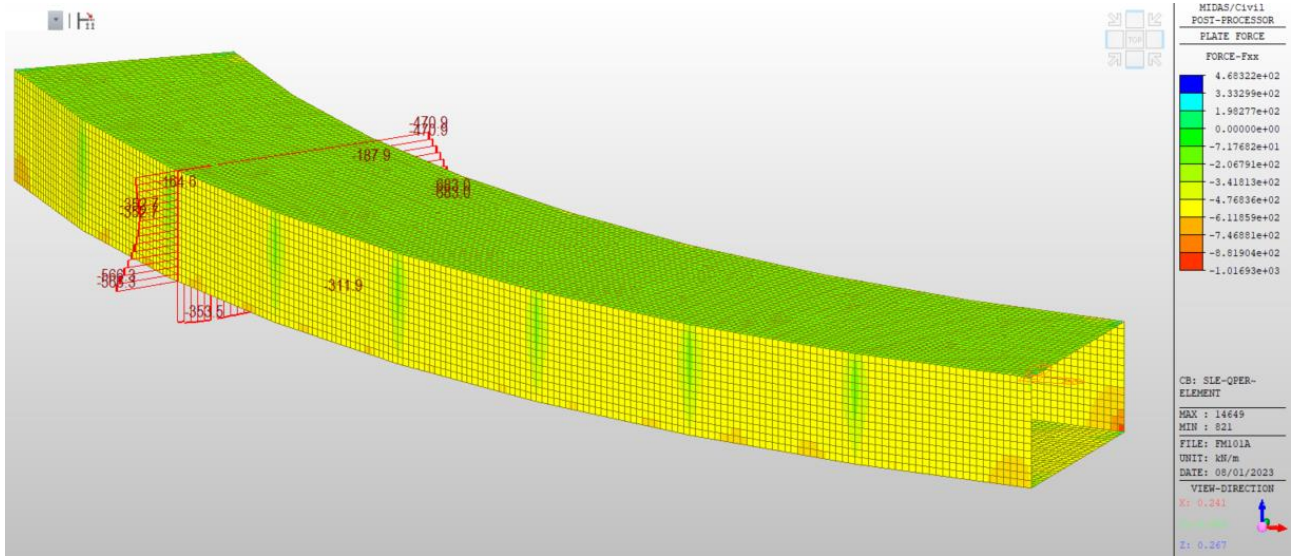


Figura 3-15 Andamento dell'azione assiale interna (P in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

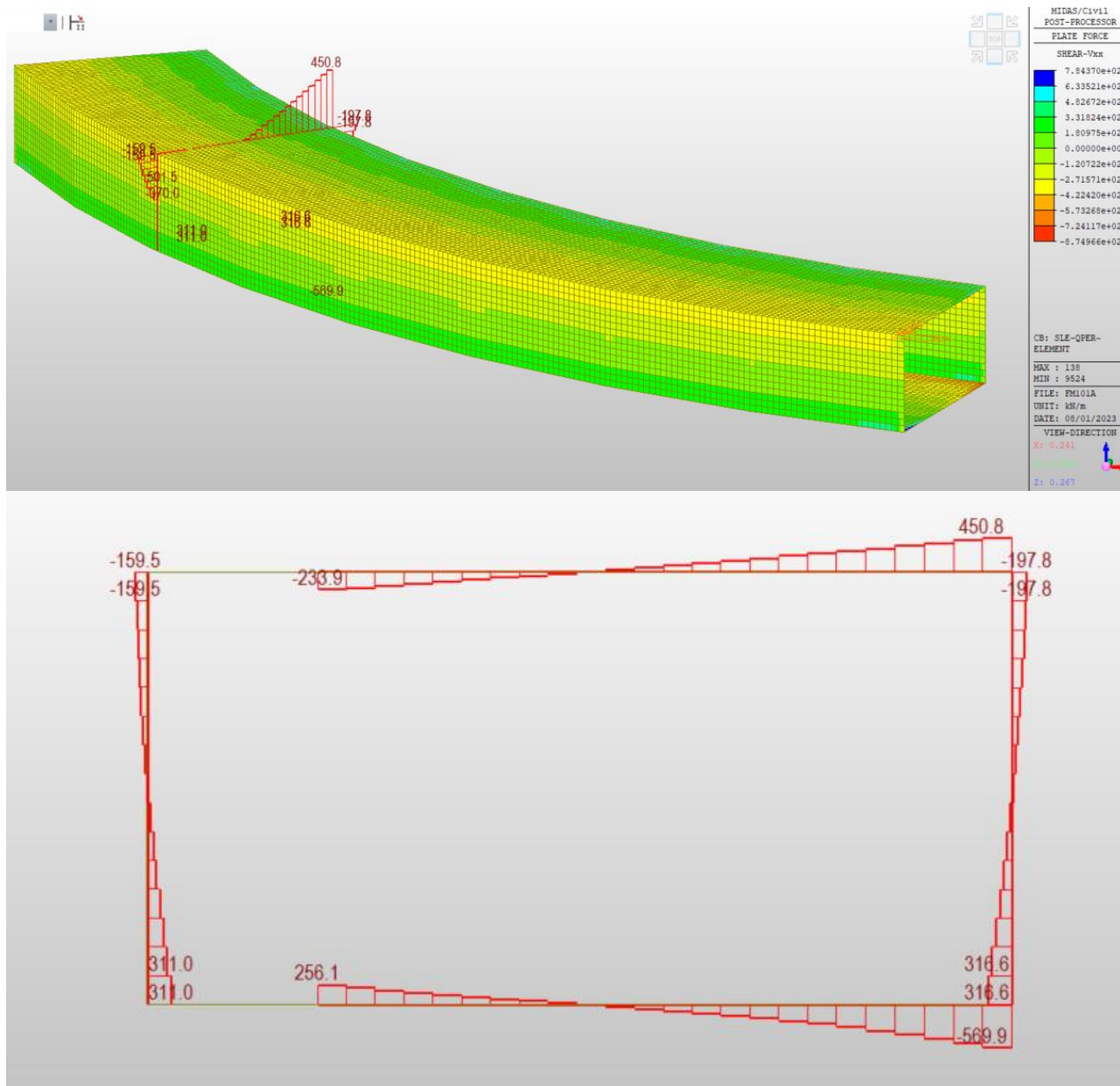


Figura 3-16 Andamento dell'azione tagliante interna (V in kN).

PROGETTAZIONE ATI:

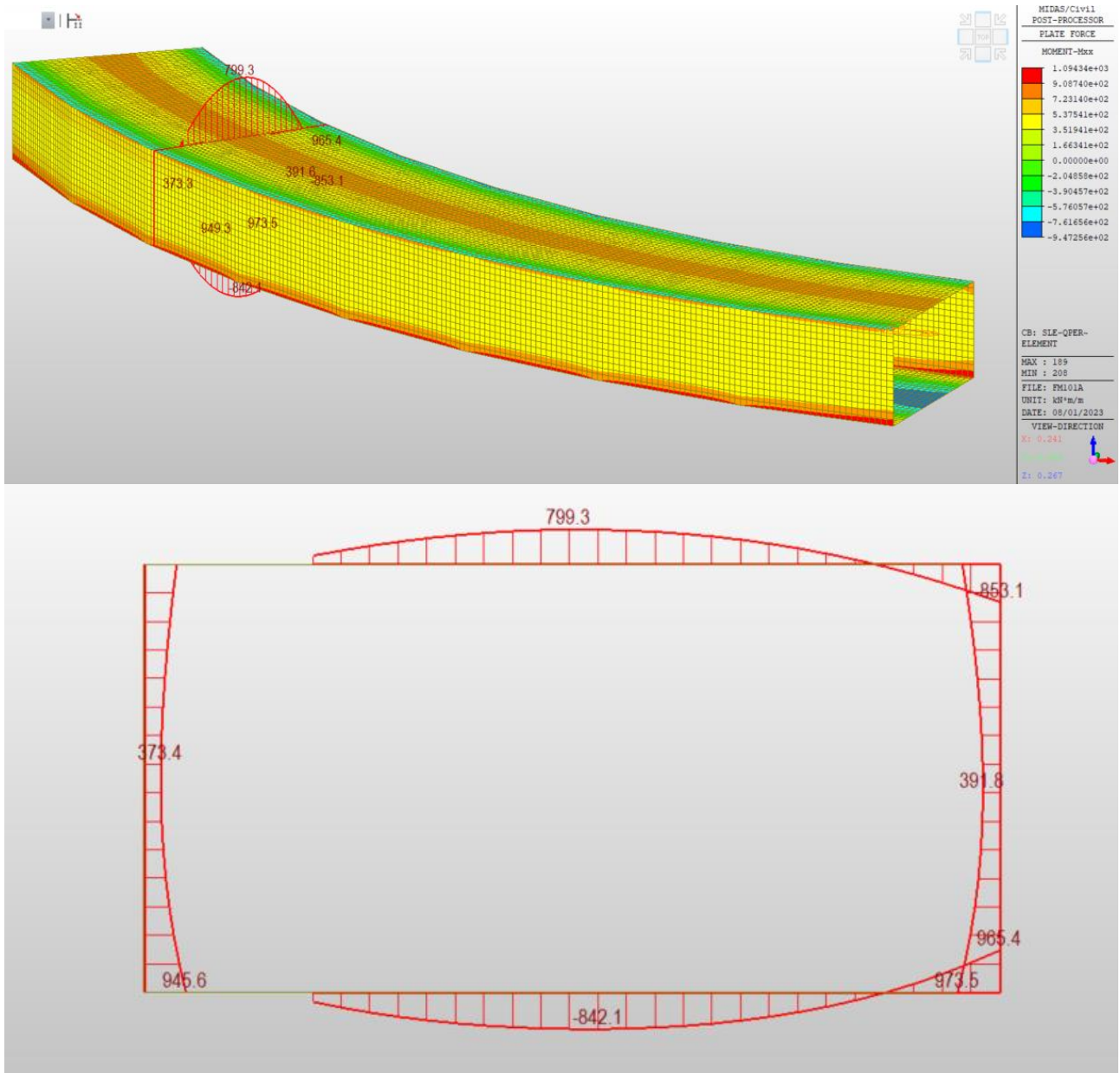


Figura 3-17 Andamento dell'azione flettente interna (M in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

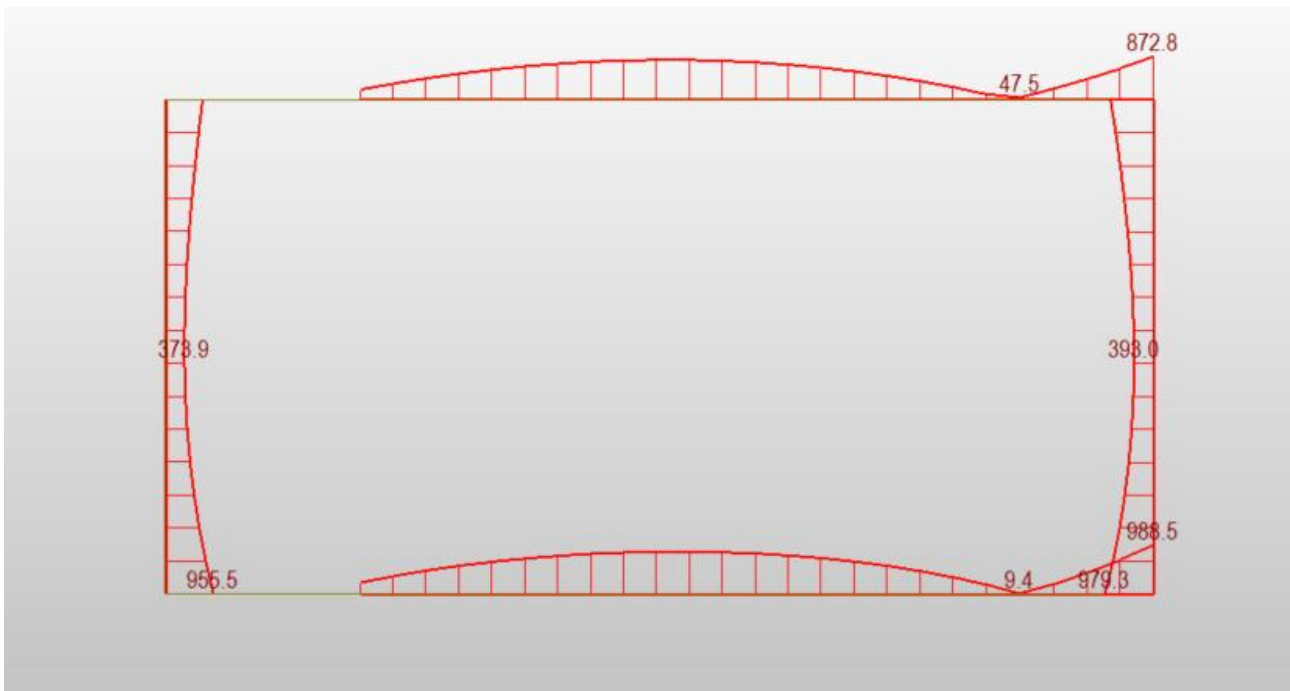
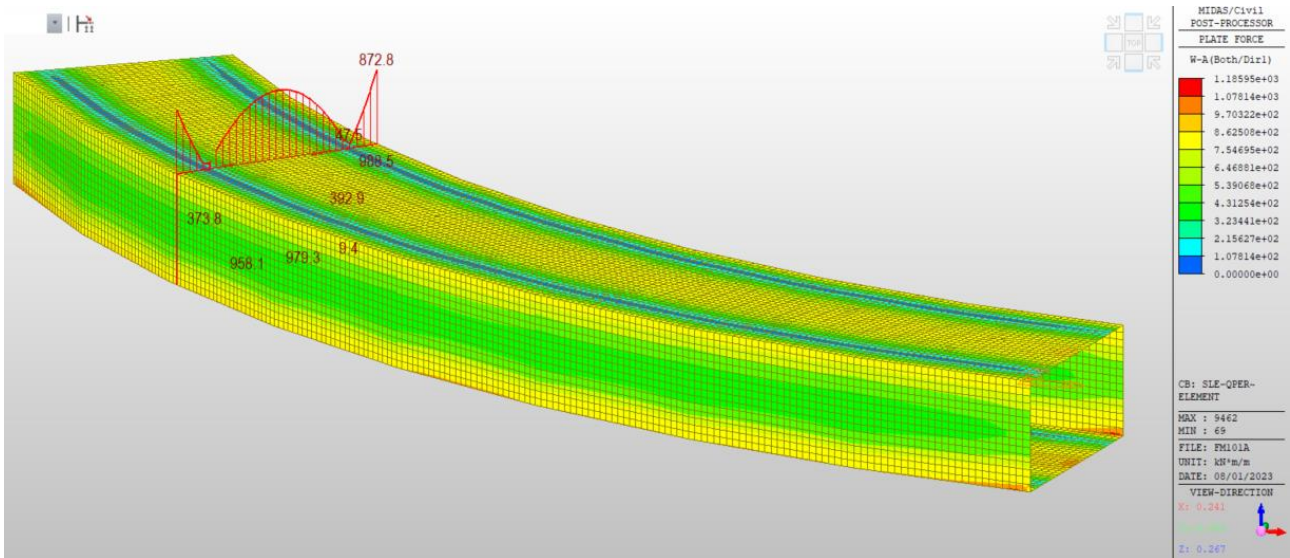


Figura 3-18 Andamento del momento di Wood e Armer (M Wood e Armer in kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

4 VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE

Di seguito si riassumono le armature assunte per il dimensionamento dei principali elementi strutturali (numero, diametro e posizione delle barre previste al metro). In questa fase definitiva si considerano ovunque le armature necessarie nelle posizioni peggiori, per cui eventuali ottimizzazioni vengono rimandate a fasi esecutive.

ELEMENTO	POSIZIONE	ARMATURA LONGITUDINALE		ARMATURA TRASVERSALE		SPILLI		
		Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	passo [mm]	Φ [mm]	num/m etro	passo [mm]
SOLETTA SUPERIORE	SUP	30	100	20	200	12	4	200
	INF	30	100	20	200			
SOLETTA INFERIORE	SUP	30	100	20	200	12	4	200
	INF	30	100	20	200			
PIEDRITTI	SUP	26	100	20	200	12	4	200
	INF	26	100	20	200			

Tabella 4-1 armatura negli elementi.

4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI S.L.U. (STR E SISMA)

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$c. s. = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}(N_{Ed})} \geq 1.00$$

Nei risultati riassunti di seguito verranno considerati i set di sollecitazioni derivanti dalla massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni interne assiali (P,max e P,min) e flettenti (M,max e M,min) e per ciascuna di esse verranno calcolati i momenti resistenti (MRd) associati all'azione assiale agente e alle caratteristiche geometriche e meccaniche specificate per la sezione in esame. La verifica si considera soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza (C.S.) risulta superiore all'unità.

Si riporta per ogni elemento la tabella delle massime sollecitazioni agenti e relativi concomitanti. La verifica è poi eseguita graficamente, cioè viene controllato che le coppie N-M derivanti da ogni combinazione siano all'interno del dominio a rottura.

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime (SLU-STR) di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione SLU-STR;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

Come già anticipato, la resistenza a taglio V_{Rd} viene dapprima calcolata con riferimento all'elemento privo di armatura resistente a taglio, ovvero si considera il contributo resistente a trazione del calcestruzzo e quello fornito dalle armature longitudinali tese (cfr. par. 3.4.2.5 della presente relazione).

Nel caso la verifica non risulti soddisfatta si procede al dimensionamento di un'armatura resistente a taglio e si considera come taglio resistente il minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo

a “taglio trazione”, riferita all’armatura dedicata, e quello dato dalla resistenza a taglio a “taglio compressione”, associata al nucleo in calcestruzzo (cfr. par. 3.4.2.5).


Di seguito si riassumono le caratteristiche meccaniche a cui si è fatto riferimento nelle verifiche a taglio.

Caratteristiche del materiale	
$f_{ck} = 32$ [MPa]	<i>Resistenza caratteristica cilindrica</i>
$\alpha_{cc} = 0.85$ [-]	<i>3.1.6(1)P + N.A.D.</i>
$f_{yk} = 450$ [MPa]	<i>Tensione caratteristica di snervamento</i>
$\gamma_c = 1.50$ [-]	<i>γ_m del calcestruzzo</i>
$\gamma_s = 1.15$ [-]	<i>γ_m dell'acciaio</i>

Tabella 4-2 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo assunte per le verifiche a taglio.

4.2.1 SOLETTA SUPERIORE

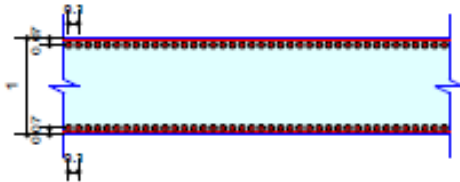
MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : SUP3
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Thickness : 1 m

2. Section Diagram



Element No : 11418

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P30@0.10	P30@0.10

Total Rebar Area Ast = 0.01414 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 4.0-P12 @0

3. Bending Moment Capacity


	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1431.01	1321.05
Element No.	10971	11418
Load Combination	S1S8	SLU2
Mr	2358.79	2358.79
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6067	0.5601
Using Rebar(As)	0.0071	0.0071

4. Shear Capacity

Element No. 10971
 Load Combination SLU2
 Applied Shear Force V_{Ed} = 816.179
 Shear Strength (Out of plane)V_{Rdc} = 473.322 V_{Rds} = 1832.06
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 816.179 / 1832.06 = 0.445 < 1.000 O.K

PROGETTAZIONE ATI:

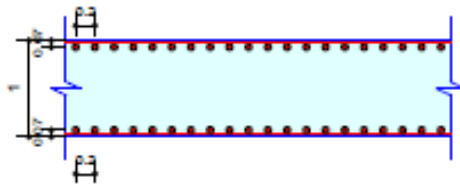
MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : SUP7
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Thickness : 1 m

2. Section Diagram



Element No : 14369

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.20	P20@0.20

Total Rebar Area Ast = 0.00314 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 5.0-P12 @0

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	389.98	227.50
Element No.	13855	14369
Load Combination	S1S8	SLU3
Mr	560.72	560.72
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6955	0.4057
Using Rebar(As)	0.0016	0.0016


4. Shear Capacity

Element No. 13855
 Load Combination S1S8
 Applied Shear Force V_{Ed} = 152.262
 Shear Strength (Out of plane) V_{Rdc} = 326.078 V_{Rds} = 2290.07
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 152.262 / 326.078 = 0.467 < 1.000 O.K

PROGETTAZIONE ATI:

4.2.2 SOLETTA INFERIORE

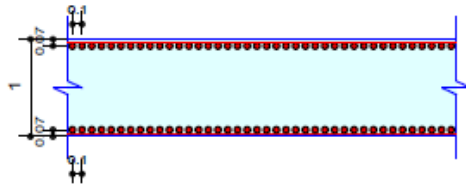
MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : INF8
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Thickness : 1 m

2. Section Diagram



Element No : 9451

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P30@0.10	P30@0.10

Total Rebar Area $A_{st} = 0.01414$ m²/m
 Using Stirrups Spacing : 4.0-P12 @0

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1476.48	2043.29
Element No.	9485	9451
Load Combination	SIS7	SIS8
Mr	2358.79	2358.79
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6259	0.8662
Using Rebar(As)	0.0071	0.0071


4. Shear Capacity

Element No. 9524
 Load Combination SIS7
 Applied Shear Force $V_{Ed} = 1753.01$
 Shear Strength (Out of plane) $V_{Rdc} = 473.322$ $V_{Rds} = 1832.06$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 1753.01 / 1832.06 = 0.957 < 1.000$ O.K

PROGETTAZIONE ATI:

MIDAS/Civil

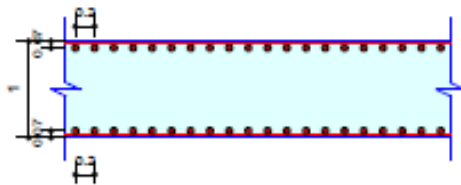
Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : INF8
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Thickness : 1 m

2. Section Diagram



Element No : 9537

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.20	P20@0.20

Total Rebar Area Ast = 0.00314 m²/m

Using Stirrups Spacing : 5.0-P12 @0

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	231.80	446.43
Element No.	9519	9537
Load Combination	SLU3	S1S8
Mr	560.72	560.72
Check Ratio (Mu/Mr)	0.4134	0.7962
Using Rebar(As)	0.0016	0.0016


4. Shear Capacity

Element No. : 9415
 Load Combination : S1S7
 Applied Shear Force V_{Ed} = 533.528
 Shear Strength (Out of plane) V_{Rdc} = 326.078 V_{Rds} = 2290.07
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 533.528 / 2290.07 = 0.233 < 1.000 O.K

PROGETTAZIONE ATI:

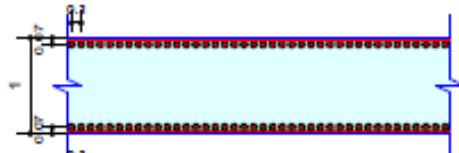
4.2.3 RITTI DI ELEVAZIONE

MIDAS/Civil Plate Column Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : SX2
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Rebar Pattern



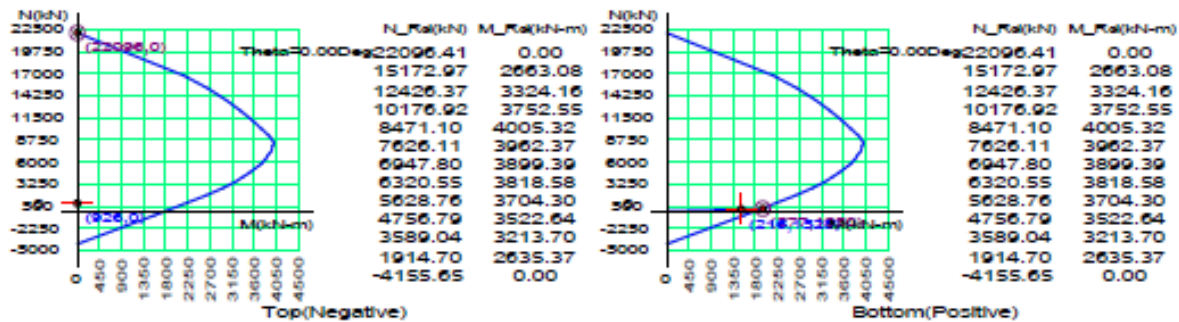
	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P26@0.10	P26@0.10

Total Rebar Area Ast = 0.01062 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 3.0-P12 @0

2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	2419	2639
Load Combination	SLU1	S158
Concentric Max. Axial Load (N_Rdmax)	22096.41	22096.41
Axial Load Ratio (N_Ed/N_Rd)	926.377 / 22096.4	215.806 / 277.138
Moment Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.00000 / 0.00000	1527.57 / 1950.06
Check Ratio	0.0419	0.7833
Using Rebar(As)	5.31	5.31

3. M-N Interaction Diagram




4. Shear Capacity

Element No. : 2579
 Load Combination : S158
 Applied Shear Force : V_Ed = 657.193
 Shear Strength (Out of plane) : V_Rdc = 936.164 V_Rds = 1374.04
 Shear Ratio : V_Ed/V_Rd = 657.193 / 936.164 = 0.702 < 1.000 O.K

PROGETTAZIONE ATI:

MIDAS/Civil Plate Column Check Result Dialog

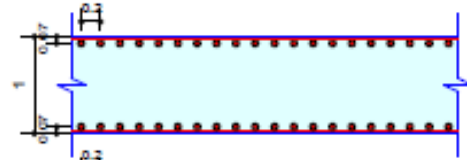
	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : SX7
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.20	P20@0.20

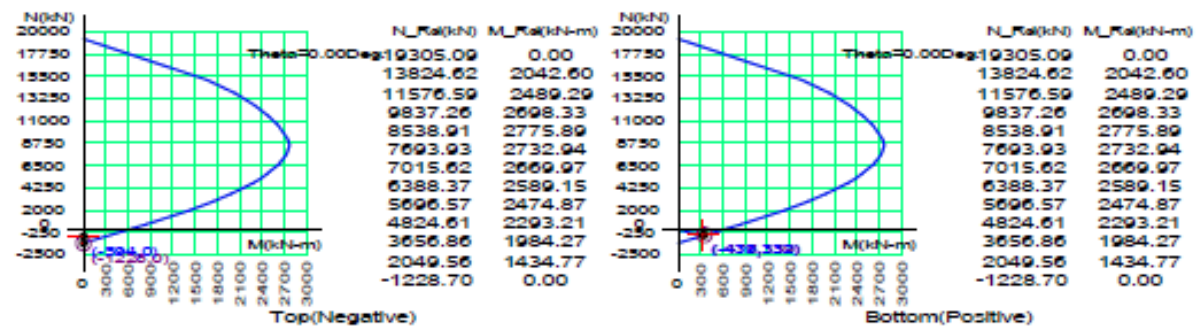
Total Rebar Area $A_{st} = 0.00314$ m²/m
 Using Stirrups Spacing : 5.0-P12 @0



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	4592	4484
Load Combination	S157	S158
Concentric Max. Axial Load (N_Rdmax)	19305.09	19305.09
Axial Load Ratio (N_Ed/N_Rd)	-594.43 / -1228.4	-438.81 / -474.85
Moment Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.00000 / 0.13747	331.608 / 359.169
Check Ratio	0.4839	0.9241
Using Rebar(As)	1.57	1.57

3. M-N Interaction Diagram



4. Shear Capacity

Element No. 4544
 Load Combination S157
 Applied Shear Force $V_{Ed} = 101.580$
 Shear Strength (Out of plane) $V_{Rdc} = 831.998$ $V_{Rds} = 1387.92$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 101.580 / 831.998 = 0.122 < 1.000$ O.K

PROGETTAZIONE ATI:

4.3 VERIFICHE AGLI S.L.E.

Le verifiche condotte consistono nel controllo del quadro tensionale che interessa il calcestruzzo e l'acciaio o nel controllo dell'apertura di fessura.

4.3.1 LIMITAZIONI DELLE TENSIONI


Le verifiche sono condotte con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE Rara e SLE Q.Permanente ottenuti massimizzando e minimizzando l'azione interna flessionale sulle singole sezioni. Tali verifiche tensionali mirano a verificare che gli sforzi massimi/minimi nel calcestruzzo (σ_c) e nell'acciaio (σ_s) rispettino le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq 0.60 f_{ck} = -19.2 \text{ Mpa} && \text{rara} \\ \sigma_c &\leq 0.45 f_{ck} = -14.4 \text{ Mpa} && \text{q.permanente} \\ \sigma_s &\leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ Mpa} && \text{rara} \end{aligned}$$

Per ogni elemento si riporta la condizione peggiore

4.3.1.1 Soletta superiore

MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	10984	10984
(-) Load Combination	SLE-FREQ20	SLE-FREQ20
Stress(s)	3023.57	31421.06
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9999	0.0997
Element No.	11366	11366
(+) Load Combination	SLE-RARA13	SLE-RARA13
Stress(s)	3023.46	31419.89
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9999	0.0997

PROGETTAZIONE ATI:

MIDAS/Civil **Plate Beam Check Result Dialog**


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	13855	13855
(-) Load Combination	SLE-RARA11	SLE-RARA11
Stress(s)	1327.66	14037.14
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4391	0.0446
Element No.	14369	14369
(+) Load Combination	SLE-FREQ17	SLE-FREQ17
Stress(s)	911.65	9638.79
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3015	0.0306

4.3.1.2 Soletta inferiore

MIDAS/Civil **Plate Beam Check Result Dialog**


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	9848	9848
(-) Load Combination	SLE-RARA9	SLE-RARA9
Stress(s)	3023.75	31422.90
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	1.0000	0.0998
Element No.	9437	9437
(+) Load Combination	SLE-FREQ17	SLE-FREQ17
Stress(s)	3023.60	31421.34
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9999	0.0998

PROGETTAZIONE ATI:

MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...FM101 - ST02\FM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	9519	9519
(-) Load Combination	SLE-FREQ17	SLE-FREQ17
Stress(s)	928.85	9820.65
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3072	0.0312
Element No.	9541	9541
(+) Load Combination	SLE-RARA14	SLE-RARA14
Stress(s)	1626.28	17194.48
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.5378	0.0546

4.3.1.3 Ritti di elevazione

MIDAS/Civil Plate Column Check Result Dialog


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...FM101 - ST02\FM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	-	-
(-) Load Combination No.	-	-
Stress(s)	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000
Element No.	2563	2563
(+) Load Combination No.	SLE-FREQ15	SLE-FREQ15
Stress(s)	3023.58	31594.03
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9999	0.1003

PROGETTAZIONE ATI:

MIDAS/Civil Plate Column Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...IFM101 - ST02IFM101A.mcb

5. Stress Check

	Concrete	Rebar
Element No.	-	-
(-) Load Combination No.	-	-
Stress(s)	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000
Element No.	4499	4499
(+) Load Combination No.	SLE-RARA11	SLE-RARA11
Stress(s)	1117.18	11811.80
Allowable Stress(sa)	3023.81	315000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3695	0.0375

4.3.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE frequente e SLE q.permanente desunti massimizzando/minimizzando le azioni flettenti interne per le sezioni di riferimento di ciascun elemento strutturale, si procede alla verifica di fessurazione considerando i seguenti parametri per la definizione dell'apertura limite di fessura compatibile con i seguenti parametri meccanici e ambientali:

Materiale	Elemento Strutturale	Caratteristiche ambientali
E _{cm} 33346 [MPa]	Soletta superiore	Aggressive
f _{ct,eff} 3.02 [MPa]	Soletta inferiore	Aggressive
E _s 210000 [MPa]	Ritti di elevazione	Aggressive

Sensibilità delle barre
Armature poco sensibili

Tipo di barre d'acciaio
Barre ad aderenza migliorata
k ₁ 0.8 [-]

Durata del carico
Breve durata
k _t 0.6 [-]

Pertanto, l'apertura limite di fessura risulta pari a:


PROGETTAZIONE ATI:

Elemento Strutturale	Frequente W_{lim} [mm]	Q.permanente W_{lim} [mm]
Soletta superiore	0.3	0.2
Soletta inferiore	0.3	0.2
Ritti di elevazione	0.3	0.2

Per brevità, per ciascuna sezione presa in esame verranno riportati i dati della verifica più gravosa

4.3.2.1 Soletta superiore


MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	10927	10991
Load Combination	SLE-QPERM21	SLE-QPERM21
Crack Width(w)	0.0000	0.0001
Allowable Crack Width(wa)	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0955	0.4761

MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb


6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	13855	14369
Load Combination	SLE-QPERM21	SLE-QPERM21
Crack Width(w)	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width(wa)	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0791	0.0545

Verificato anche con i limiti più stringenti relativi alle condizioni aggressive.

4.3.2.2 Soletta inferiore

MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog


	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	9859	9524
Load Combination	SLE-QPERM21	SLE-QPERM21
Crack Width(w)	0.0000	0.0002
Allowable Crack Width(wa)	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0955	0.6292

Verificato anche con i limiti più stringenti relativi alle condizioni aggressive.

MIDAS/Civil Plate Beam Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb


6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	9519	9541
Load Combination	SLE-QPERM21	SLE-QPERM21
Crack Width(w)	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width(wa)	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0554	0.0940

Verificato anche con i limiti più stringenti relativi alle condizioni aggressive.

4.3.2.3 Ritti di elevazione

MIDAS/Civil Plate Column Check Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Andrea Pasqualetti	File Name	C:\...\FM101 - ST02\FM101A.mcb

6. Crack Control

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Element No.	-	4499
Load Combination	-	SLE-QPERM21
Crack Width(w)	0.0000	0.0000
Allowable Crack Width(wa)	0.0003	0.0003
Check Ratio	0.0000	0.0663

Verificato anche con i limiti più stringenti relativi alle condizioni aggressive.

Visto il valore di apertura massima di fessura sopra riportato, la verifica si ritiene SODDISFATTA.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

I diagrammi deformativi riportati di seguito sono stati dedotti assumendo un modulo di elasticità del calcestruzzo pari a:

$E_c = 33346 \text{ MPa}$

Le frecce massime delle solette superiore e inferiore non devono superare il valore di 1/500 della sua luce sotto l'azione dei carichi da traffico (Gruppo 1):

$$\delta_{lim} = \frac{15000 \text{ mm}}{500} = 30 \text{ mm}$$

Essendo il valore dell'abbassamento riscontrato inferiore alla limitazione imposta, la verifica può ritenersi pienamente SODDISFATTA.

La seguente figura riporta la deformata sotto la combinazione di carico in esame, evidenziando il massimo valore dell'abbassamento riscontrato.

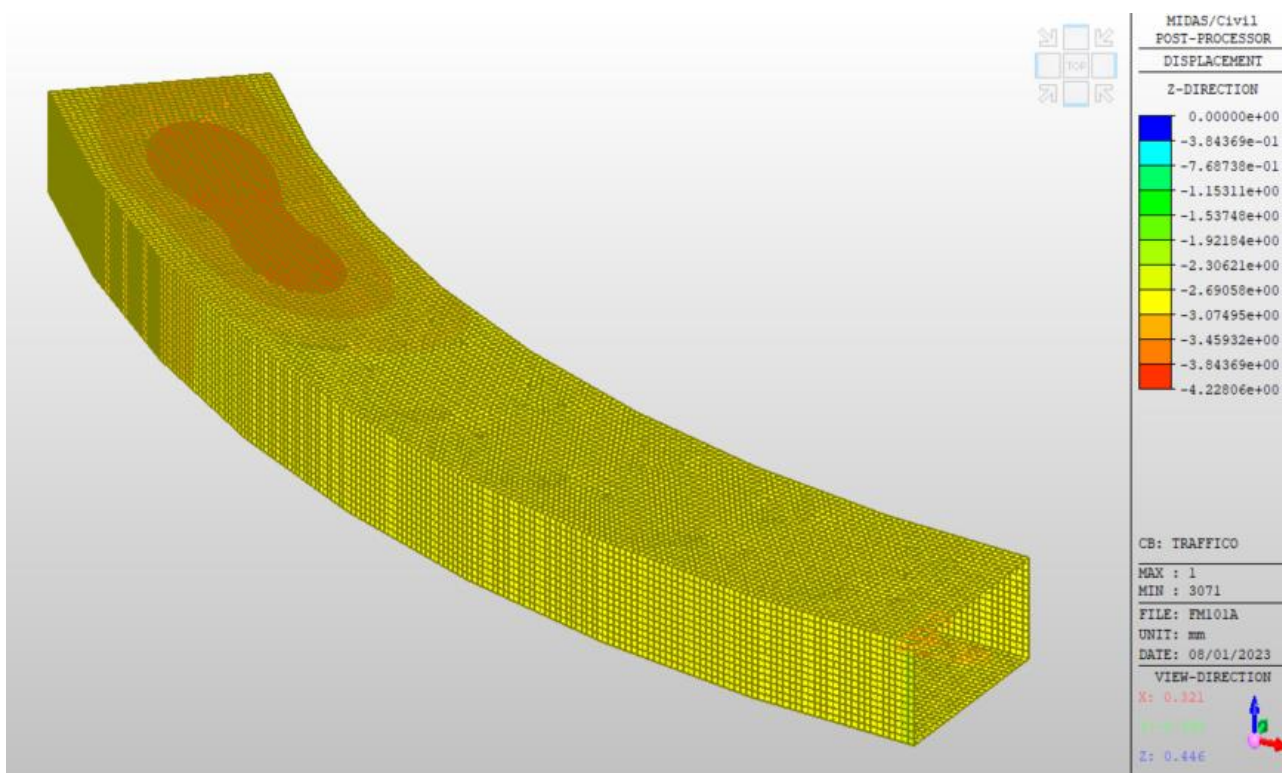


Figura 4-1 Deformata max dello scatolare sotto l'azione dei carichi da traffico (Gruppo 1).

PROGETTAZIONE ATI:

Inoltre, le frecce massime delle solette inferiore e superiore non devono superare il valore di 1/250 della sua luce sotto la combinazione di carico SLE quasi-permanente.

$$\delta_{lim} = \frac{15000 \text{ mm}}{250} = 60 \text{ mm}$$

Essendo il valore dell'abbassamento riscontrato inferiore alla limitazione imposta, la verifica può ritenersi pienamente SODDISFATTA.

La seguente figura riporta la deformata sotto la combinazione di carico in esame, evidenziando il massimo valore dell'abbassamento riscontrato nel solaio oggetto di verifica.

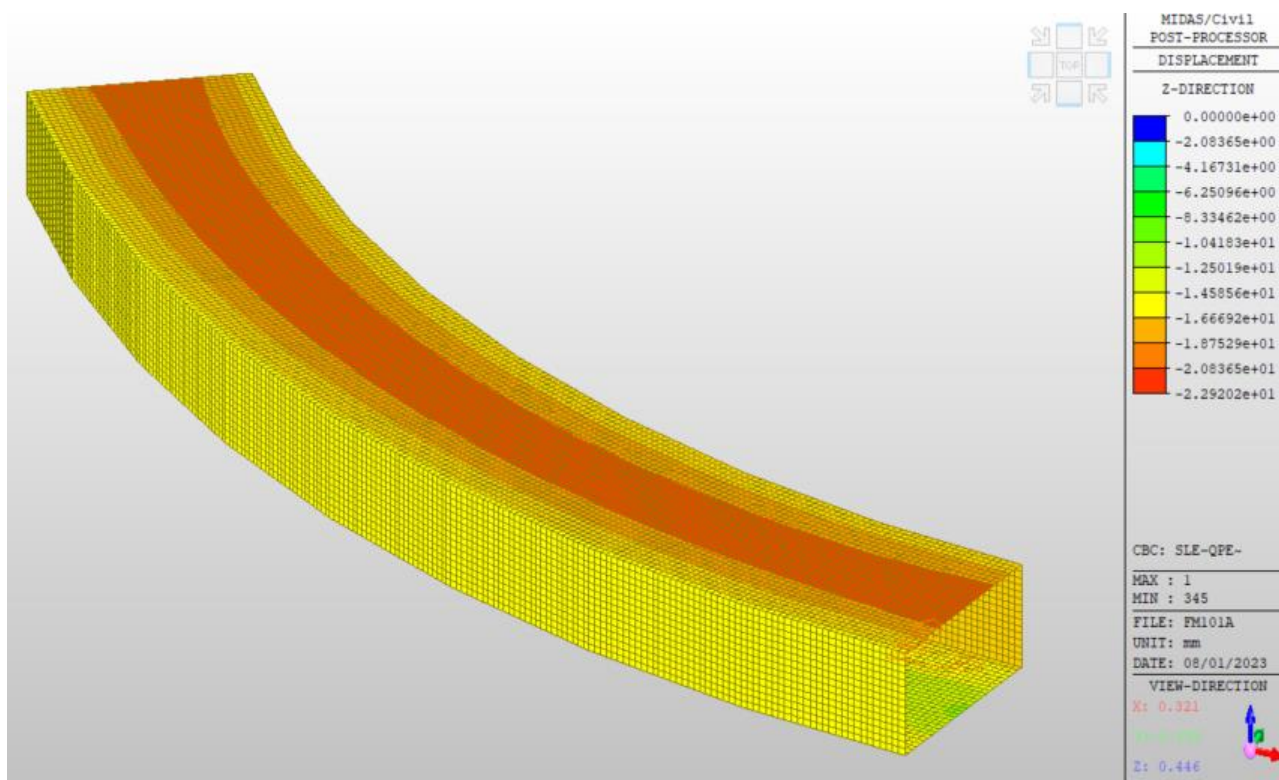


Figura 4-2 Deformata max dello scatolare per la combinazione S.L.E. quasi permanente (misure in mm)

5 PRESSIONE SUL TERRENO

Il calcolo viene condotto in due modi

- Viene sommata la reazione di tutte le molle e viene calcolata la capacità portante del terreno con la geometria dell'intero manufatto.
- Viene presa la reazione massima sotto la molla maggiormente sollecitata e viene confrontata con la capacità portante calcolata al punto precedente:

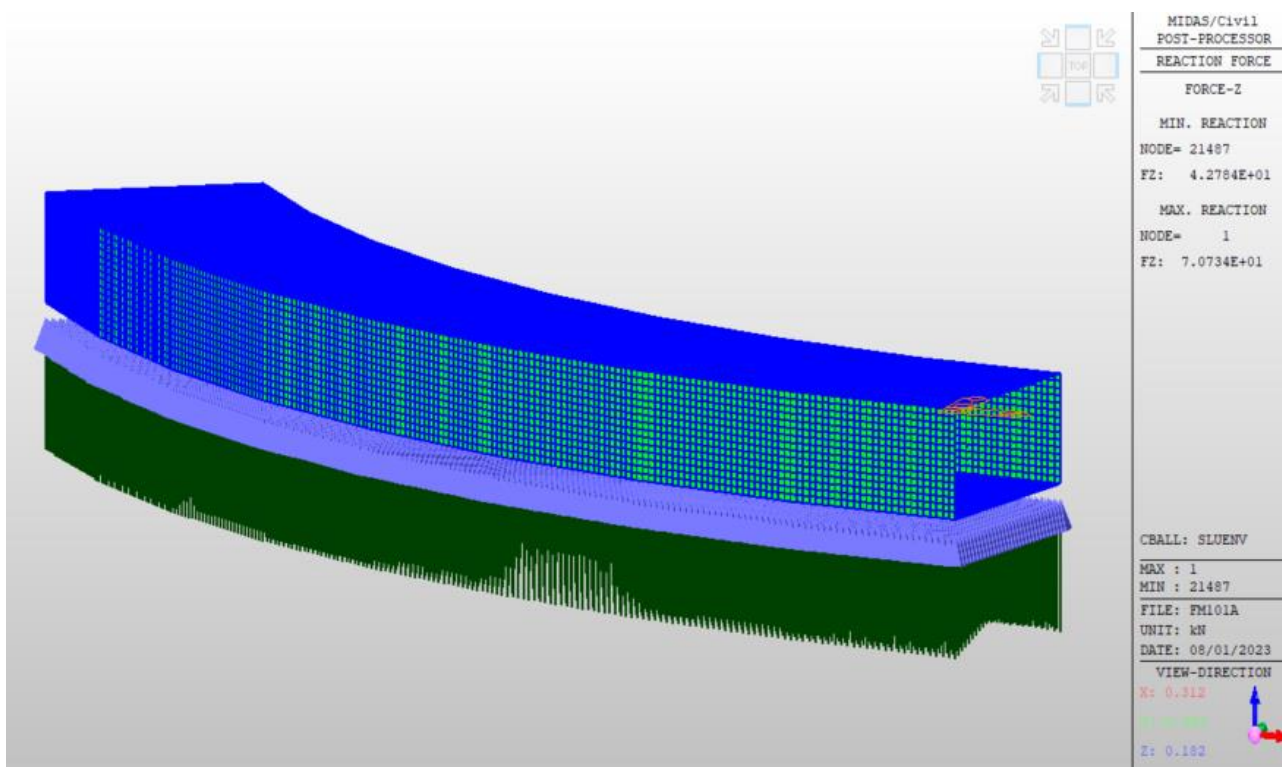


Figura 5-1 Reazioni dello scatolare per la combinazione S.L.U.

Reazione totale:

Load	FZ (kN)
SLE-RARA9	204774
SLE-RARA10	204599
SLE-RARA11	202768
SLE-RARA12	243727
SLE-RARA13	243552
SLE-RARA14	241721
SLE-QPERM21	201212

Per cui si hanno 201212 kN dovuti ai carichi permanenti e $243727 - 201212 = 42515$ kN dovuti ai carichi accidentali

PROGETTAZIONE ATI:

La verifica della capacità limite è riportata qui di seguito:

PROGETTAZIONE ATI:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q \cdot sq \cdot dq \cdot iq \cdot bq \cdot gq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

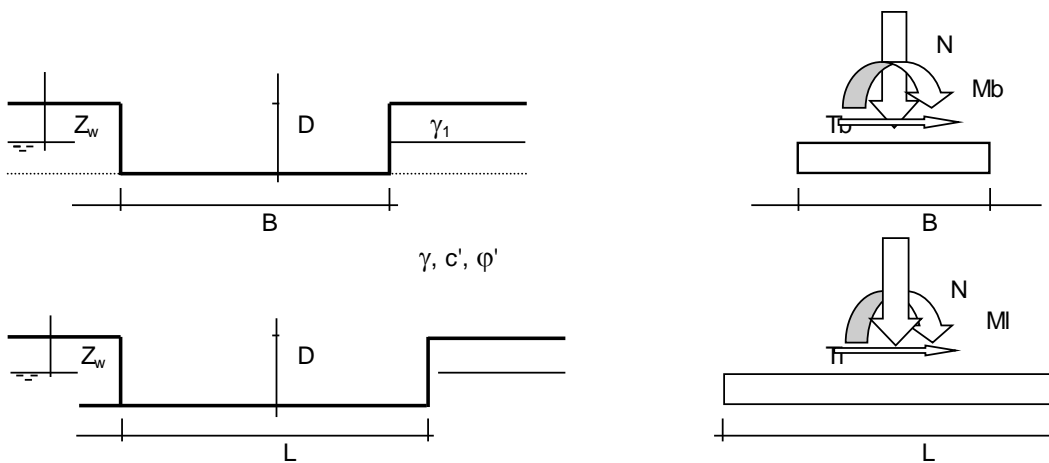
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 16.00 (m)
L = 94.00 (m)
D = 10.00 (m)



PROGETTAZIONE ATI:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	201212.00	42515.00	325348.10
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 21.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 21.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 28.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 28.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 30.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 16.00$ (m)
 $L^* = 94.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 210.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 21.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 25.80$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 16.72$

PROGETTAZIONE ATI:

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.09$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.15 \quad m = 1.85 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

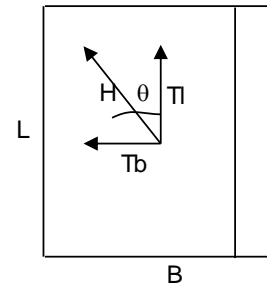
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.19$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.20$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

PROGETTAZIONE ATI:

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 6618.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 216.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2877.72 \geq q = 216.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Anche considerando la molla maggiormente sollecitata, che scarica circa 72kN, e dividendo tale reazione per la sua area di influenza, pari a circa 0.25 kN/m² le tensioni agenti sono ben minori di quelle resistenti.