



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

PONTE BOSSARINO 2

Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)
			

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Febbraio 2020	-
							N. Progr.	
A	Febbraio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	OMG RC 004	A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

**Comune di Vado Ligure
Nuovo Svincolo Autostradale
Progetto Definitivo**

**PONTE "BOSSARINO 2"
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E FONDAZIONI**

							
0	Febbraio 2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT		
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato		
			Documento: P280_D_OMG_RC_004_A.docx				



INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	6
4.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI	7
5.	MATERIALI.....	8
5.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER MICROPALI	8
5.2	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	8
5.3	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	9
5.3.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI	9
5.3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI.....	10
6.	CARICHI DI PROGETTO.....	11
6.1	PESO PROPRIO TRAVI PREFABBRICATE	11
6.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	11
6.3	CARICHI PERMANENTI	11
6.4	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	11
6.5	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	12
6.6	AZIONE DEL VENTO	13
6.6.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO	14
6.7	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	15
6.7.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	15
6.7.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})	15
6.8	SPINTA DELLE TERRE	15
6.9	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	16
6.10	RICOPRIMENTO.....	16
6.11	AZIONI SISMICHE	16
6.11.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	17
6.11.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	18
6.11.3	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD).....	18



7.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	19
8.	VERIFICA SPALLA LATO VENTIMIGLIA	21
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	21
8.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	21
8.1.2	VINCOLI	23
8.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	25
8.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	37
8.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	38
8.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	38
8.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	41
8.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	52
8.4	VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE	59
9.	VERIFICA SPALLA LATO GENOVA	62
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	62
9.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	62
9.1.2	VINCOLI	65
9.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	66
9.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	78
9.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	79
9.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	79
9.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	82
9.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	93
9.4	VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE	100

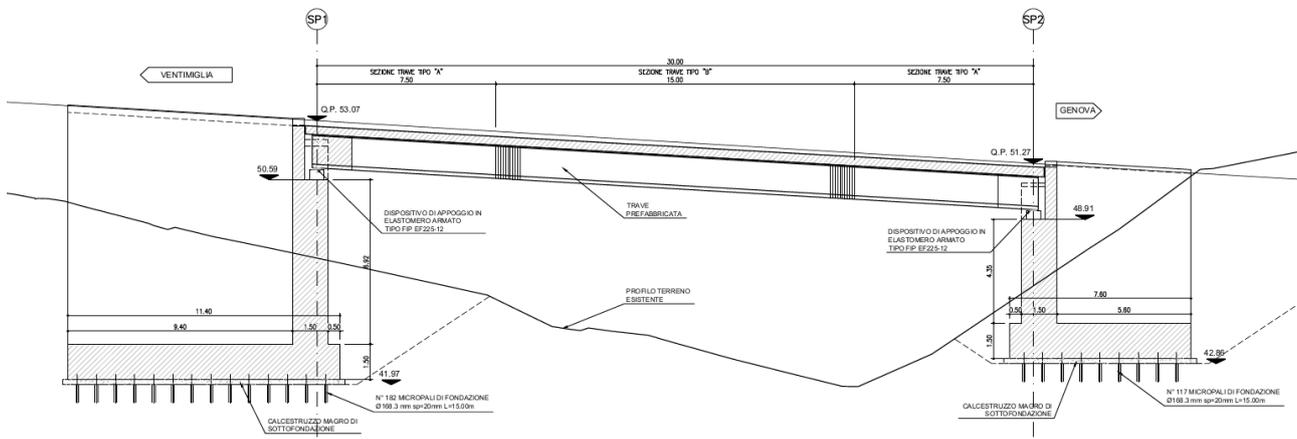
1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell’ambito del Progetto Definitivo del “Nuovo Svincolo Autostradale” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Nella presente relazione sono descritte le geometrie, i carichi e le verifiche strutturali e geotecniche delle spalle e fondazioni inerenti la realizzazione del “Bossarino 2”, posto lungo il ramo di svincolo Ventimiglia-Casello necessario per l’attraversamento dell’incisione valliva del rio Termini.

Le verifiche strutturali dell’impalcato sono presenti nella relazione specifica di progetto P280_D_OMG_RC_003.

PROFILO LONGITUDINALE
Scala 1:100



Ponte Bossarino 2



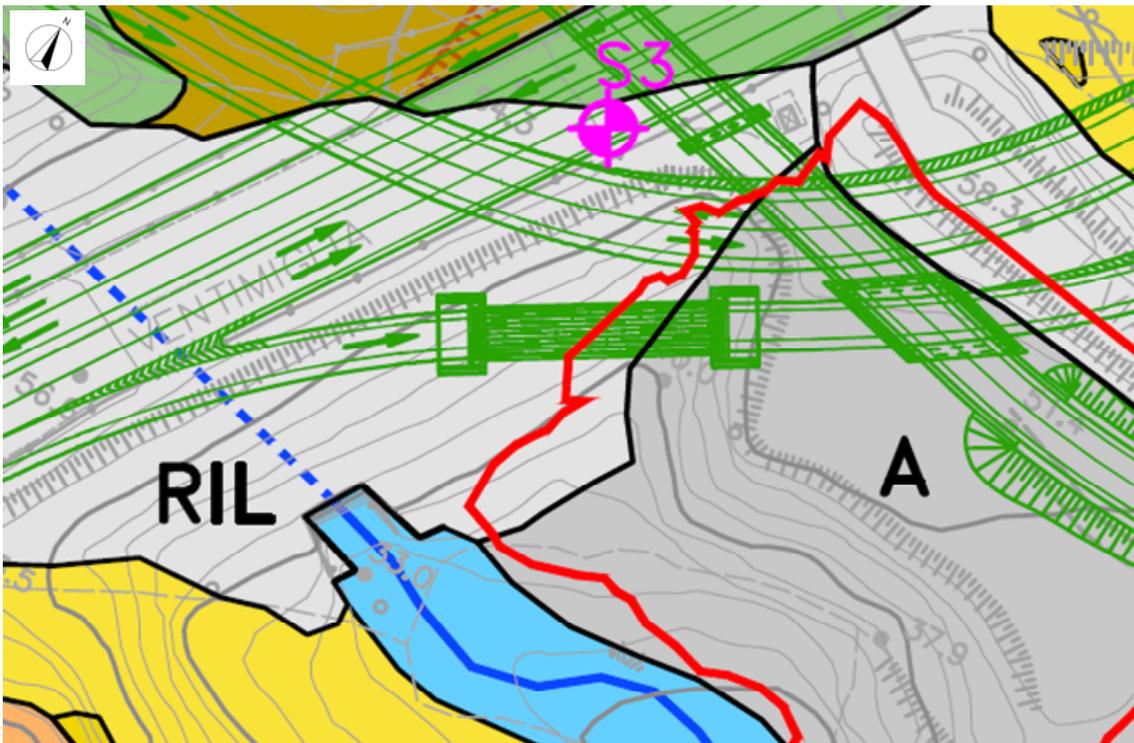
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- [1] Legge 05.11.1971 n.1086 "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [2] D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [3] Circ. 21.01.2019 n.7 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018
- [4] UNI EN 1991-1-5 Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-2 Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [6] UNI EN 1992-1-1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area del Ponte Bossarino 2 è caratterizzata superficialmente da depositi antropici. La spalla lato Ventimiglia si innesta nel rilevato autostradale esistente e la fondazione poggia sui metasedimenti permiani. La spalla lato Genova superficialmente s'inserisce in un'area che allo stato attuale presenta delle problematiche ambientali e che verrà sottoposta alle opportune bonifiche eseguite secondo Normativa.



ELEMENTI GEOLOGICI

DISCARICA

DISC Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento

RITOMBAMENTO

RIT Terreni rimaneggiati di ritombamento della struttura della galleria ferroviaria "Tana"; spessore max di circa 20m (lavori eseguiti nel 1968-1970)

RIPORTI

A Perimetrazione area di riporto rifiuti (Ordinanza-diffida n°11\2013 del 20.02.2013 del comune di Vado Ligure); natura e spessore dei rifiuti non nota

B Terreni riportati all'epoca degli scavi di sbancamento del bacino della centrale ex E.N.E.L. (lavori eseguiti nel 1967) e/o della vicina linea ferroviaria (lavori eseguiti nel 1968-1970); spessori mediamente compresi fra 5m e 15m

C Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale

RILEVATI

RIL Rilevati autostradali e stradali

DEPOSITI ALLUVIONALI

AR Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)

AT Depositi alluvionali terrazzati (Quaternario medio-recente)

DEPOSITI PLEISTOCENICI

PT2 Depositi antichi di origine continentale (Pleistocene Medio) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

PT1 Depositi antichi di origine deltizia (Pleistocene Medio e Basso) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)

COPERTURA

CDP Copertura detritica discontinua di spessore mediamente compreso tra 3m e 5m

METASEDIMENTI PERMIANI

WSP Rocca affiorante (a) e/o sub-affiorante (b) in scadenti condizioni geomeccaniche (molto alterata e fratturata) con copertura detritica discontinua di spessore fino a 3m di spessore (Permiano)

ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI

a, **b** Limite geologico certo (a) o presunto (b)

350/45 Giacitura stratificazione e/o scistosità principale

240/00 Giacitura sub-verticale

400/05 Immersione asse di piega

S1 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato per il Progetto Definitivo (2019)

P Pozzo ad uso irriguo

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati geologici e geotecnici specifici di progetto.



4. CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dall'opera oggetto di studio.

I parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi, in riferimento alla stratigrafia assunta, sono riportati nella tabella seguente:

Descrizione geologica (codice)	Descrizione geotecnica	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Rilevati (RIL)	Ghiaia sabbioso limosa, addensata	19-20	34-36	0-2	50-80
Metasedimenti permiani (SC1)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, molto alterati	21-22	24-26	10-15	50-90
Metasedimenti permiani (SC2)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, mediamente alterati	22-23	28-30	20-40	80-150
Metasedimenti permiani (SC3)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, poco alterati	23-24	30-32	60-80	150-250



5. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione degli impalcati per i ponti oggetto della presente Relazione.

5.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA PER MICROPALI

E' previsto l'impiego di acciaio tipo S355H con le sguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	338.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

5.2 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le sguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²



5.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

5.3.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	=	30,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	25,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	33,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	1,80	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	14,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,20	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	31480	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	50 mm
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50



5.3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	=	40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	32,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	40,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	3,02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	2,12	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	18,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,41	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33350	N/mm ²

Classe di esposizione: XS1-XC4-XF2

Classe di consistenza: S4

Copriferro minimo: 55 mm

Contenuto minimo di cemento: 340 kg/mc

Massimo rapporto A/C: 0.50



6. CARICHI DI PROGETTO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio travi prefabbricate;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione stradale, barriere, parapetti ecc.);
- azioni variabili da traffico sulla sede stradale già comprensivi del coefficiente di incremento dinamico;
- azioni longitudinali di avviamento/frenamento;
- azioni trasversali centrifughe;
- azioni del vento;
- azioni sismiche.

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

6.1 PESO PROPRIO TRAVI PREFABBRICATE

Per il calcolo del peso proprio degli elementi in c.a.p. è stato considerato il peso di volume del calcestruzzo pari a $\rho_{fe} = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta risulta pari a:

- soletta (sp. 30): $0,3 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

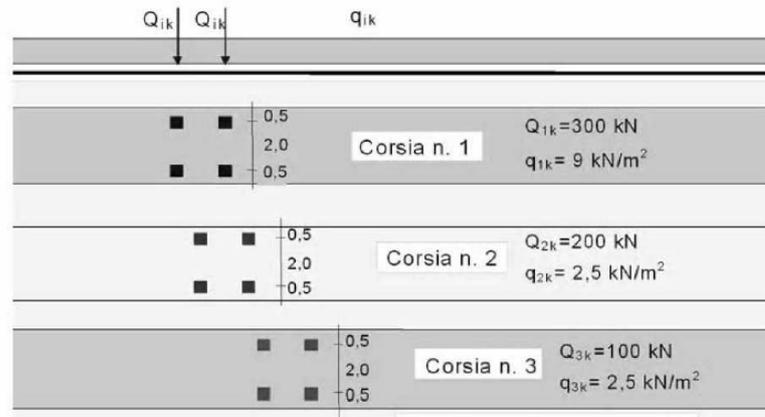
6.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti considerati sono i seguenti:

- Vele di bordo (sp. 8 cm): $= 2 \times 0,80 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi (sp. 15 cm): $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurvia: $= 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$
- Reti di protezione e parapetti: $= 2 \times 3,00 \text{ kN/m}$
- Pavimentazione, sp. 10 cm: $= 3,00 \text{ kN/m}^2$

6.4 CARICHI MOBILI VARIABILI

Per i carichi variabili da traffico si farà riferimento allo **Schema di carico 1** costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ($Q_{i,k}$) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie ($q_{i,k}$).



I carichi concentrati sugli assi in tandem ed i carichi uniformemente distribuiti dello **Schema di Carico 1**, comprensivi degli effetti dinamici, vanno differenziati per le diverse corsie convenzionali come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse (Q_{ik})	Carico uniforme (q_{ik})
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m ²
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m ²
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m ²

Le disposizioni trasversali dei carichi mobili assunte producono i massimi effetti sulle strutture. In particolare, si è fatto riferimento a:

- Singola corsia di carico su impalcato con distribuzione fortemente eccentrica lato esterno curva;
- Impalcato a pieno carico (due corsie di carico)

Sulla superficie dei camminamenti laterali, pur non essendo questi marciapiedi ad uso pubblico, ma percorsi per personale tecnico di servizio, si considera comunque un sovraccarico centrato in combinazione con i carichi stradali di $q_{5,k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$ per una larghezza di 1.50 m.

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzera e i massimi tagli e massimi scarichi agli appoggi.

6.5 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE

La forza di frenamento o accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

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

6.6 AZIONE DEL VENTO

La pressione statica equivalente al vento sulle strutture d'impalcato è valutata in base all'espressione seguente:

$$p_v = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{b(TR)}^2$ è la pressione cinetica di riferimento, funzione della velocità di riferimento del vento e della densità dell'aria;
- ρ è la densità dell'aria assunta costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- $v_{b(TR)} = \alpha_R \times v_b$ è la velocità di riferimento del vento riferita ad un generico periodo di ritorno e funzione di v_b e del parametro correttivo α_R ;
- v_b è la velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza sul suolo e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_p è il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

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

Ciò premesso, si evidenziano i parametri che definiscono l'azione del vento sulla struttura in esame:

- Zona 7 (Liguria);
- Velocità di riferimento del vento: $v_{b0} = 28 \text{ m/s}$ (101 km/hr);
- Classe di rugosità del terreno D – Aree prive di ostacoli.
- pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot (1,125 \cdot 28)^2 = 620 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,620 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno circostante il coefficiente di esposizione è dato dalla formula seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad (\text{per } z \geq z_{\min})$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad (\text{per } z < z_{\min})$$

ove k_r , z_0 e z_{min} sono assegnati in funzione della particolare categoria di esposizione che, in mancanza di analisi specifiche, può essere assegnata in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

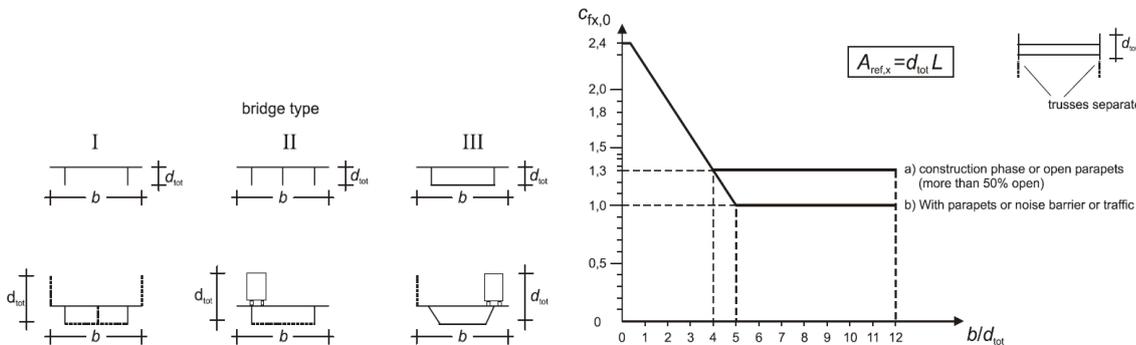
Categoria di esposizione III $k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$ m; $z_{min} = 5,00$ m

Si passa a valutare il coefficiente di esposizione c_e alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

$$c_{e1} = c_e(z = 13,00 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{13,00}{0,10}\right)\right] = 2,311$$

6.6.1 VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito al § 8.3.1 dall'Eurocodice 1 Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4) e qui di seguito riportato, che mette in relazione l'altezza e la larghezza dell'impalcato investito dall'azione cinetica del vento.



Schema di variabilità del coefficiente di forma per impalcato da ponte

L'altezza di impalcato è determinata prendendo in considerazione i seguenti contributi:

1. Altezza impalcato	1,70 m
2. Altezza cordolo laterale sopra pavimento	0,15 m
3. Altezza barriera di protezione	2,50 m
4. Altezza convenzionale della colonna di carico	3,00 m

6.7 VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3)

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC18, cap. 3.5, unitamente all'annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo.

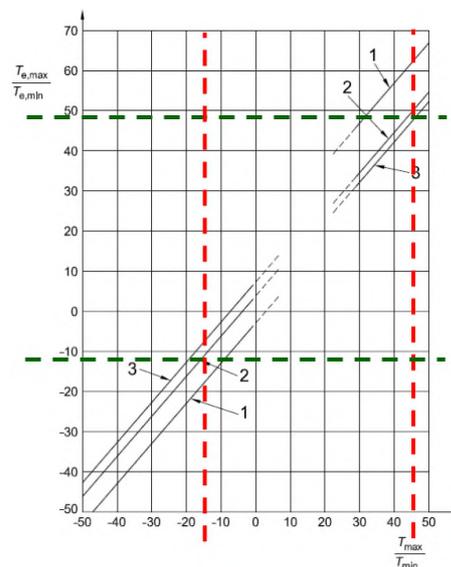
6.7.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN})

Per l'Italia, il “range” di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):

- $T_{\min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{\max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

- $T_{e,\min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_{e,\max} = +49.3 \text{ }^\circ\text{C}$



a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a: $\Delta_{TN} = 60.3 \text{ }^\circ\text{C}$

6.7.2 VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})

La componente lineare della variazione termica sulla soletta di impalcato è valutata in accordo alla procedura semplificata di cui al prospetto 6.2a – § 6.1.4.2 dell'Eurocodice 1 (EN 1991-1-5): Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions tenendo conto di una variazione di temperatura uniforme sulla sola soletta in calcestruzzo pari alternativamente a $\Delta T_s = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

6.8 SPINTA DELLE TERRE

La spinta del terreno presente a tergo delle spalle va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno laterale interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità, al comportamento strutturale dell'opera



A favore di sicurezza per il calcolo della spinta del terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo delle terre pari a $k_0 = 1 - \sin(\Phi)$ con Φ pari all'angolo di attrito del terreno riscontrato nelle indagini geologiche e geotecniche.

La spinta avrà pertanto un andamento triangolare e descritto da $p = k_0 \gamma z$.

6.9 SPINTA DEL SOVRACCARICO

La spinta derivante dal sovraccarico presente sul piano stradale a tergo della spalla è considerata tenendo in conto di un contributo pari a $p = k_0 q$ dove k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno e q è il valore del sovraccarico presente.

La spinta avrà pertanto un andamento costante lungo tutto lo sviluppo in altezza della spalla.

6.10 RICOPRIMENTO

Dove presente è stato considerato il carico derivante dal ricoprimento dell'elemento orizzontale della spalla. La pressione uniforme è data da $p = \gamma H$ dove H è l'altezza dello strato di ricoprimento.

6.11 AZIONI SISMICHE

La valutazione dell'azione sismica sulle strutture è stata condotta in osservanza alle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Per quanto riguarda la vita nominale, le classi d'uso e il periodo di riferimento, secondo le definizioni di cui al § 2.4 del D.M. 17.01.2018:

Tipo di costruzione: 3 (ponti e opere infrastrutturali di importanza strategica)

Vita nominale: $V_N \geq 100$ anni

Classe d'uso: IV (Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n. 6792)

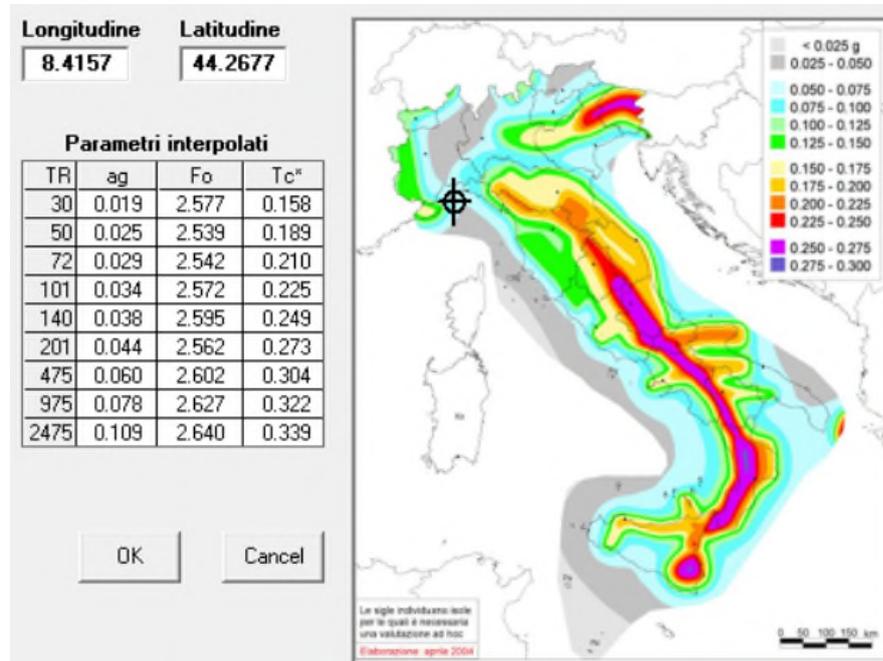
Coefficiente d'uso: $C_u = 2.0$

Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N C_u = 200$ anni

Categoria di sottosuolo: B

Caratteristiche topografiche: T2.

I parametri caratteristici adottati per l'individuazione delle azioni sismiche sono i seguenti:



Sismicità del sito in esame

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 del D.M. 17.01.2018.

In sede di analisi e verifiche si è fatto riferimento al seguente stato limite ultimo:

SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita. Si considera una probabilità di superamento PVR dello SLU nella vita di riferimento pari al 10% che, unitamente al valore VR della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell’azione sismica:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

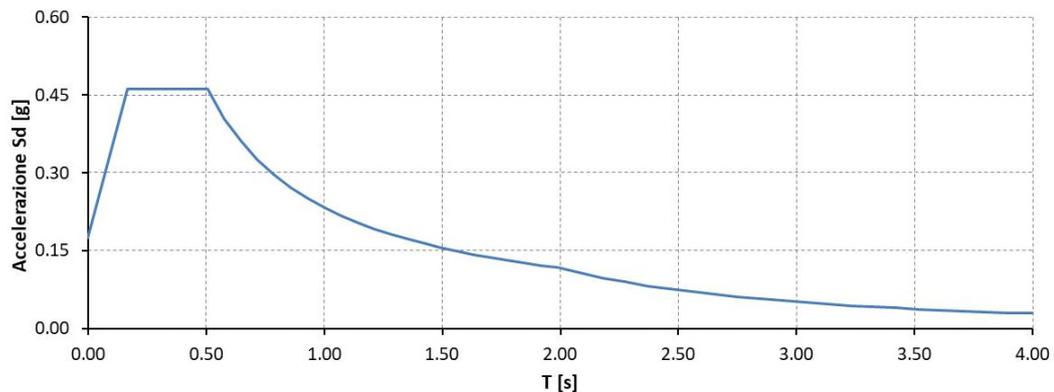
L’analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

La verifica degli elementi portanti e costituenti le sottostrutture (spalle) è condotta introducendo un fattore di struttura “q” con valore unitario intendendo che tali elementi rimangano sostanzialmente in campo elastico durante un evento sismico.

6.11.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale), per uno smorzamento viscoso convenzionale $\xi = 5\%$ ($\eta = 1$), così ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita è illustrato alla figura seguente:

Spettro elastico di progetto - componente orizzontale

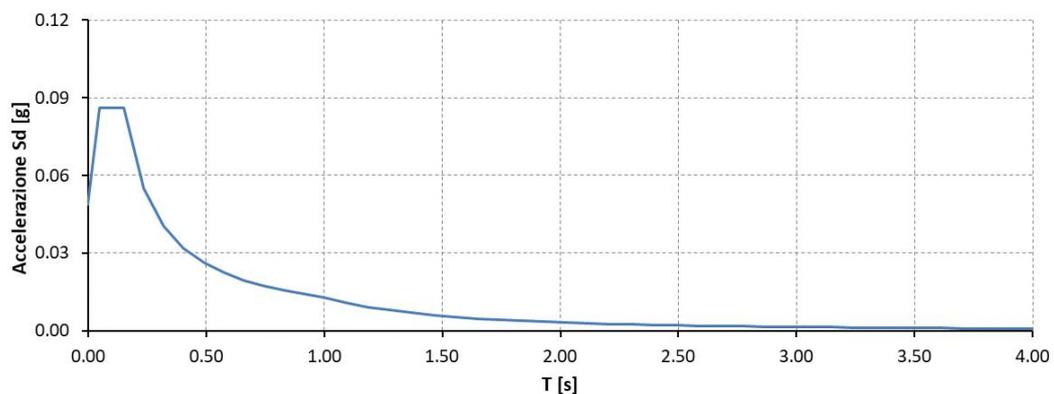


Spettro elastico delle componenti orizzontali

6.11.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, ottenuto per lo stato limite di salvaguardia della vita, è illustrato alla figura seguente:

Spettro elastico di progetto - componente verticale



Spettro elastico della componente verticale

6.11.3 INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD)

Le azioni sismiche associate alle spinte del terreno presente a tergo delle spalle sono studiate secondo la teoria di Wood.

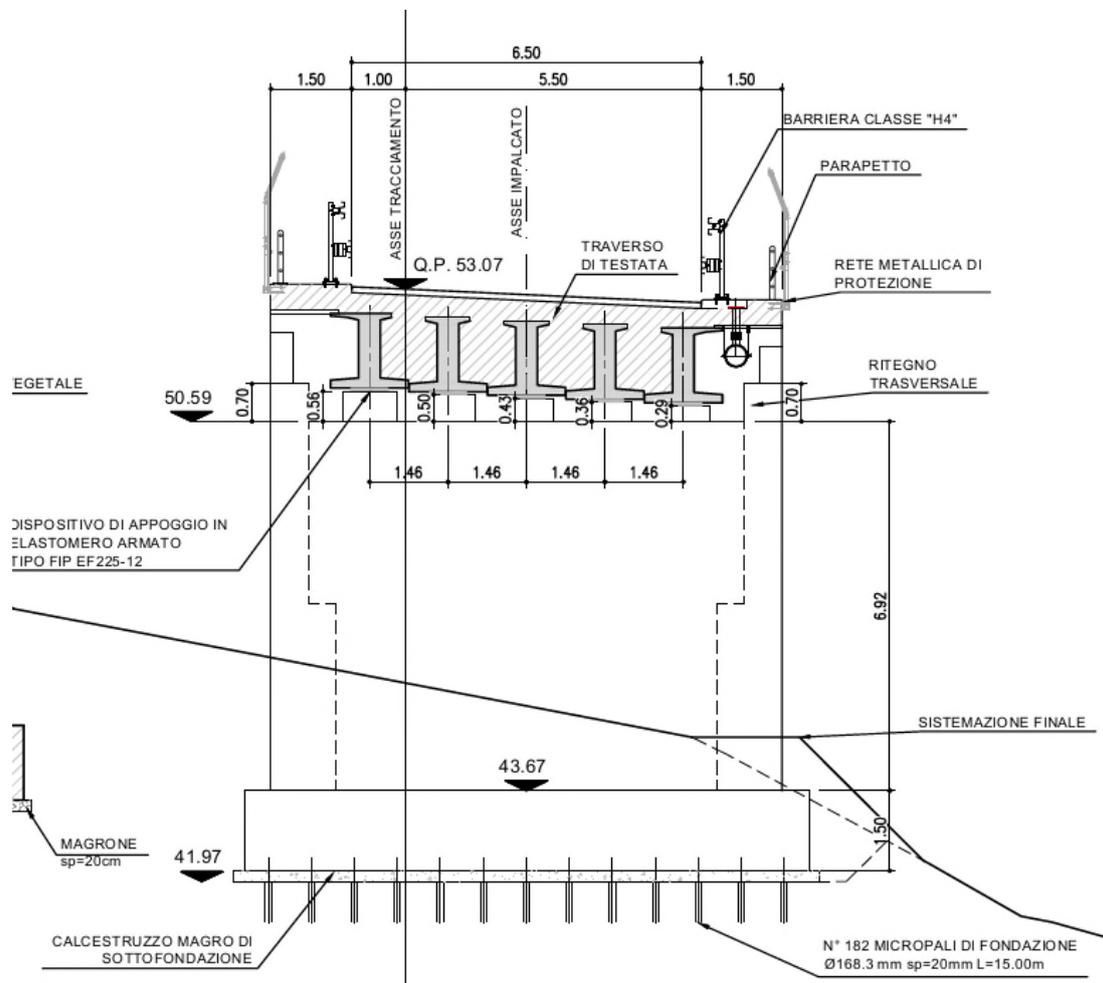
È stato pertanto considerato un incremento della spinta delle terre costituito da una pressione uniforme agente su tutto lo sviluppo in alzata della spalla pari al peso del terreno moltiplicato per l'accelerazione massima attesa, ovvero:

$$E = S_s * S_t * a_g/g * \gamma * H$$

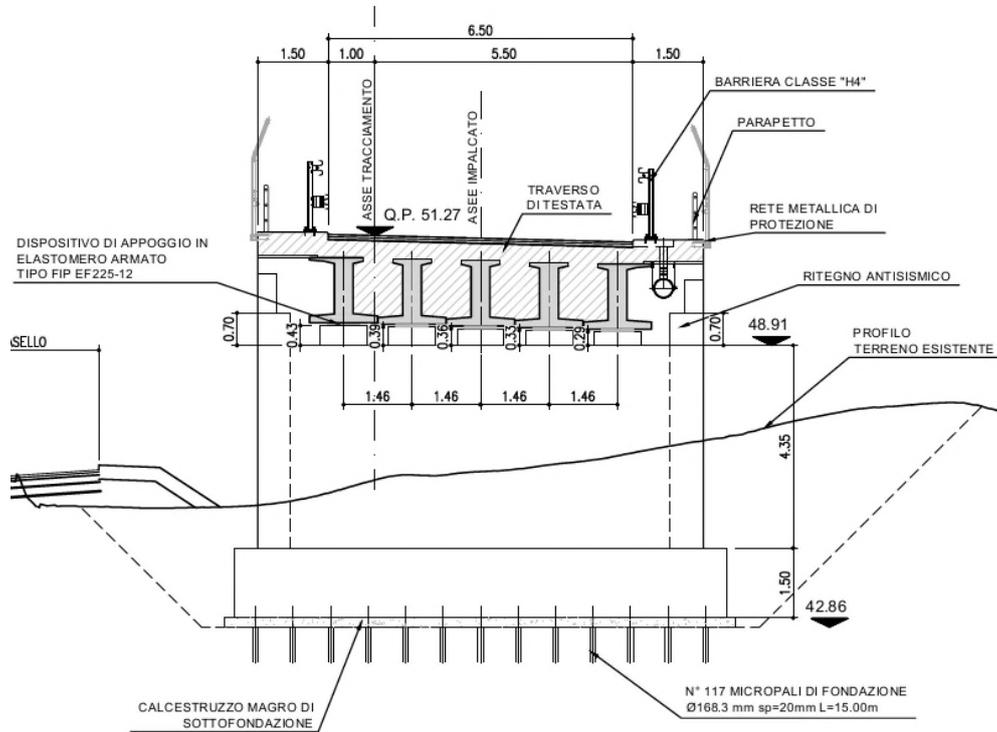
7. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Trattasi di un ponte a una campata semplicemente appoggiata, della lunghezza di 30m, con un impalcato realizzato mediante la posa di travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a “doppia T” aventi la piattabanda inferiore più massiva di quella superiore ed il getto di una soletta superiore in c.a. dello spessore di 30cm.

Le spalle sono previste in c.a. gettate in opera e sono composte da un elemento orizzontale ed uno verticale entrambi di spessore 150cm: la spalla 1 (lato Ventimiglia) ha una altezza del piedritto di circa 7m mentre la spalla 2 (lato Genova) presenta una altezza dell'elemento verticale di 4.35m. entrambe le spalle sono fondate su micropali. I micropali hanno una camicia avente diametro esterno di 168.3mm e spessore 10mm, sotto la spalla 1 sono stati previsti 182 micropali di lunghezza 15m mentre sotto la spalla 2 sono stati previsti 117 micropali di lunghezza 15m.



Spalla lato Ventimiglia



Spalla lato Genova

8. VERIFICA SPALLA LATO VENTIMIGLIA

L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MIDAS GEN.

Le varie parti della struttura sono state schematizzate mediante elementi di tipo plate.

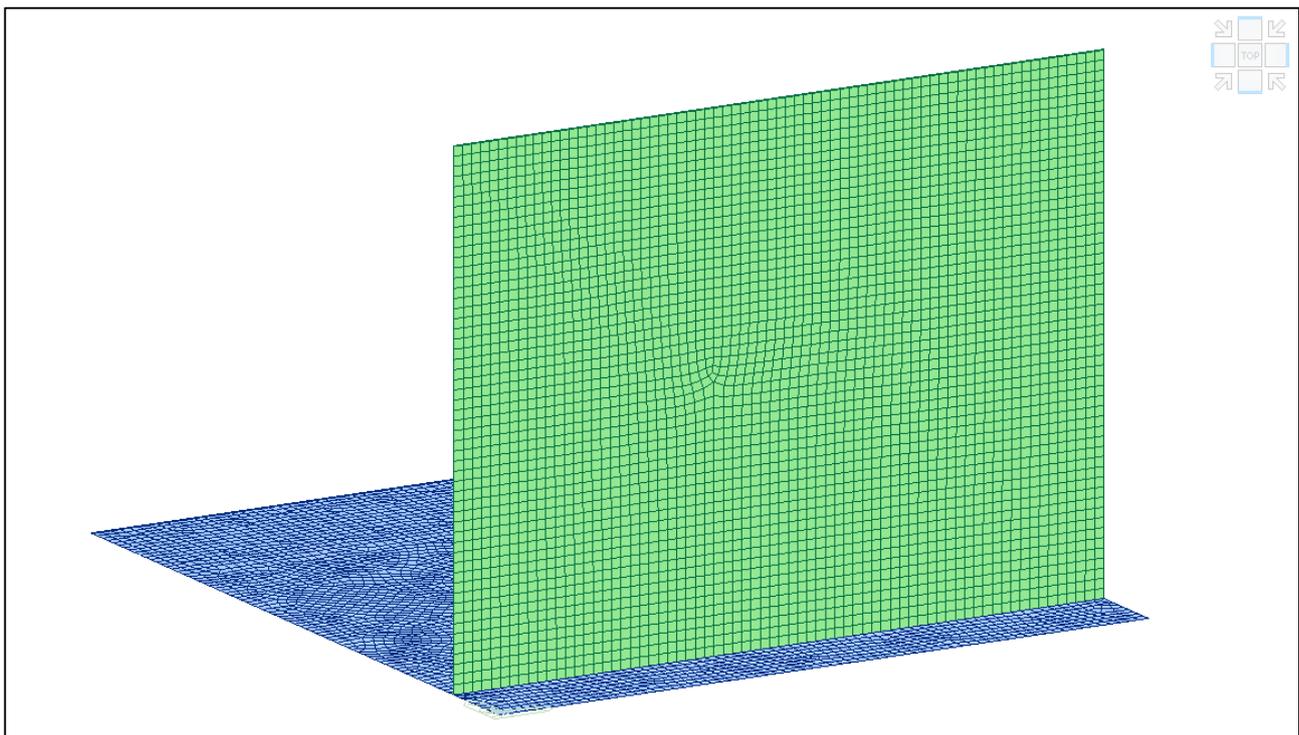
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

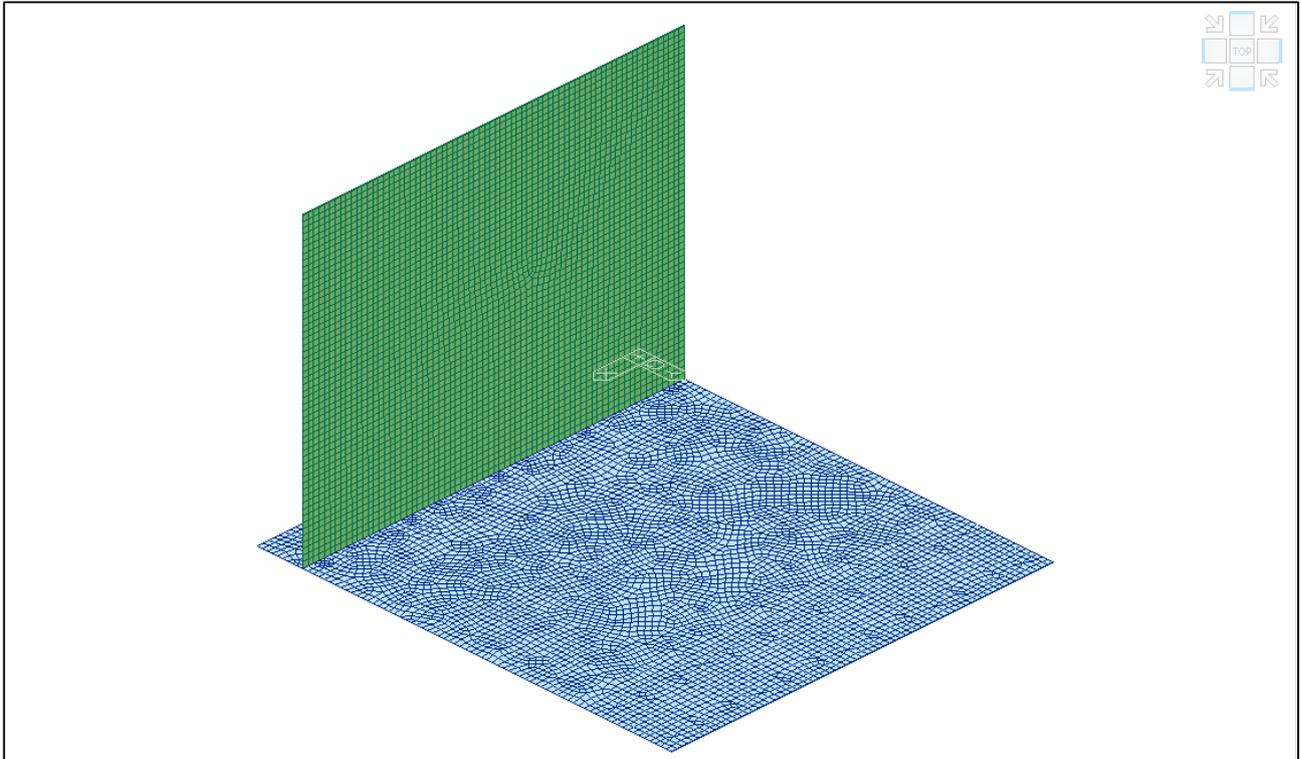
8.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 150 cm e da una platea di fondazione dello spessore di 150cm. In sommità è presente un paraghiaia di spessore pari a 50 cm.

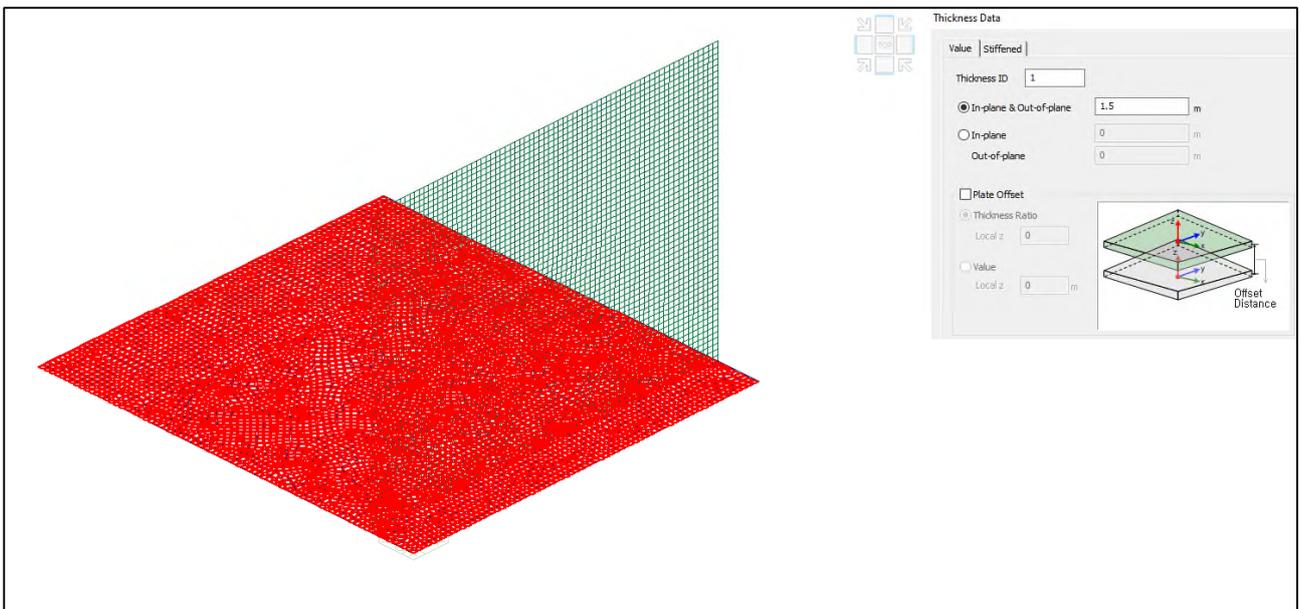
E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare. I vari elementi sono stati schematizzati assumendo diverse caratteristiche geometriche per le varie sezioni previste.



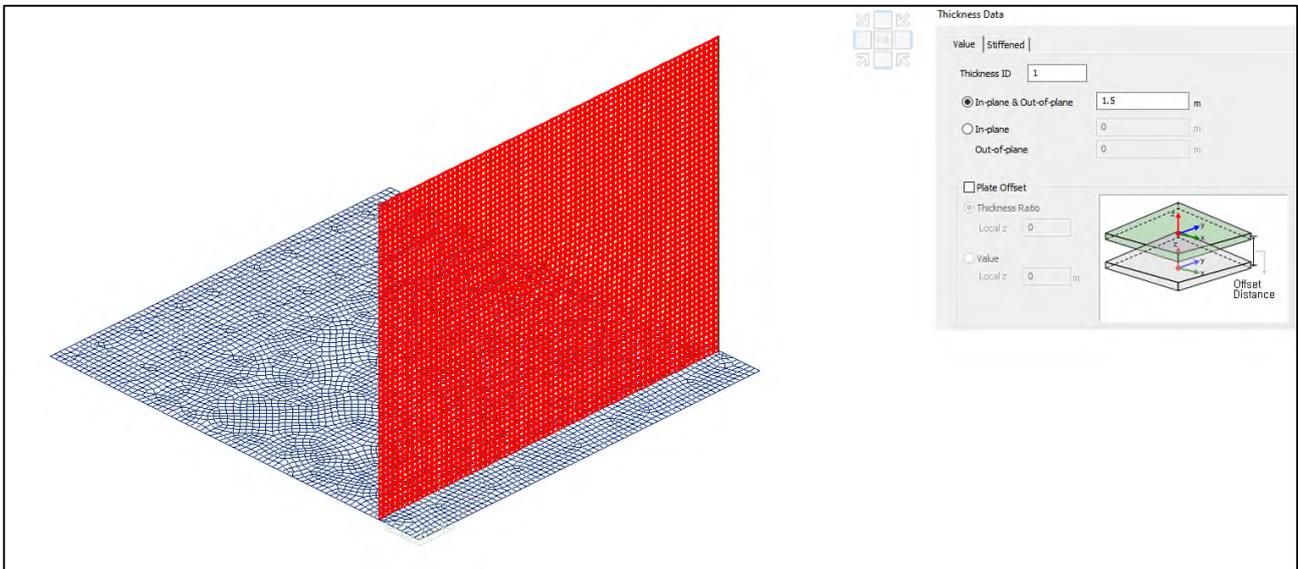
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Ventimiglia



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Ventimiglia



Modello FEM - Identificazione platea spessore 1.50m in calcestruzzo C25/30



Modello FEM - Identificazione platea spessore 1.50m in calcestruzzo C32/40

8.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei micropali. Le costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del micropalo, sono state calcolate come segue

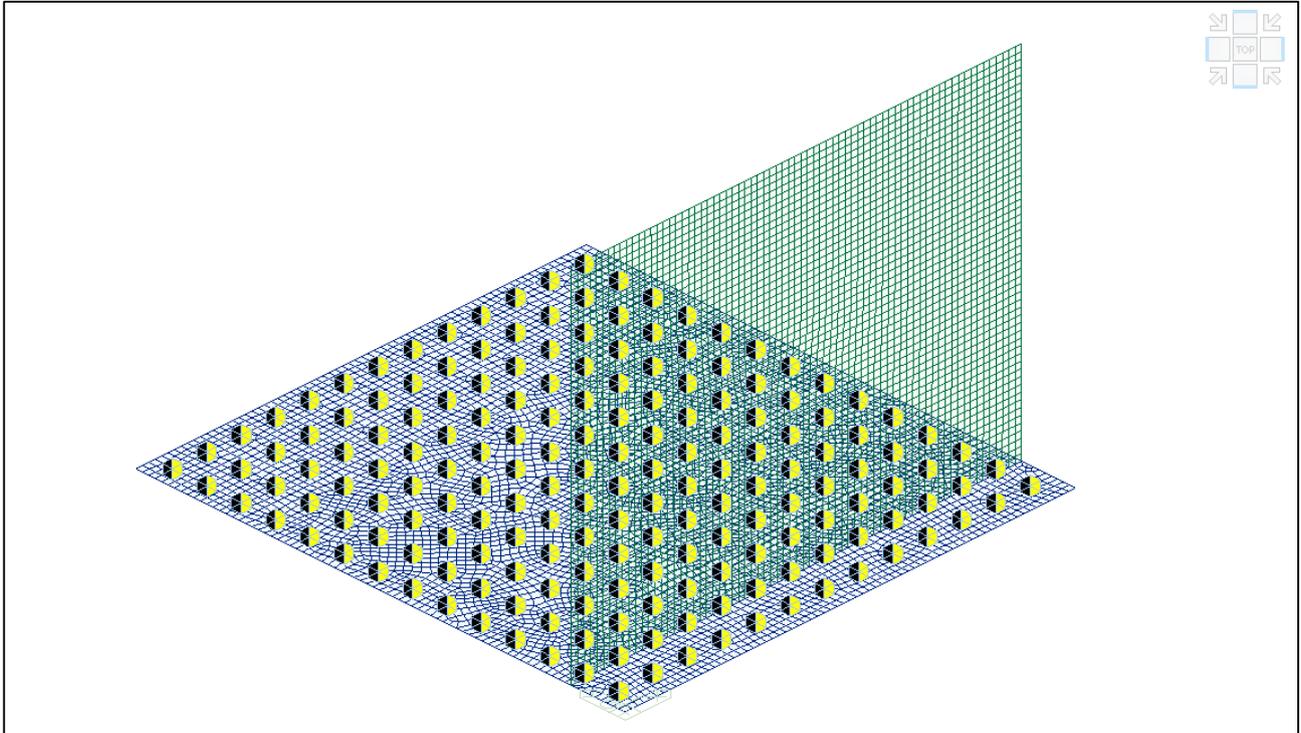
$$K_V = \frac{E * A}{L} \quad K_H = \frac{3 * E * I}{(4 * D)^3}$$

Le proprietà meccaniche e geometriche del micropalo in acciaio S355 sono riassunte nella tabella seguente.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI MICROPALI		
E [MPa]	Modulo elastico	210000
D [mm]	Diametro micropalo	168.3
A [mm ²]	Area micropalo	9317.96
I [mm ⁴]	Momento d'inerzia	2.61*10 ⁷
L [m]	Lunghezza micropalo	15.00

$$K_V = 130451 \frac{kN}{m} \quad K_H = 53895 \frac{kN}{m}$$

Nella successiva immagine sono riportati i vincoli considerati in corrispondenza dei pali.

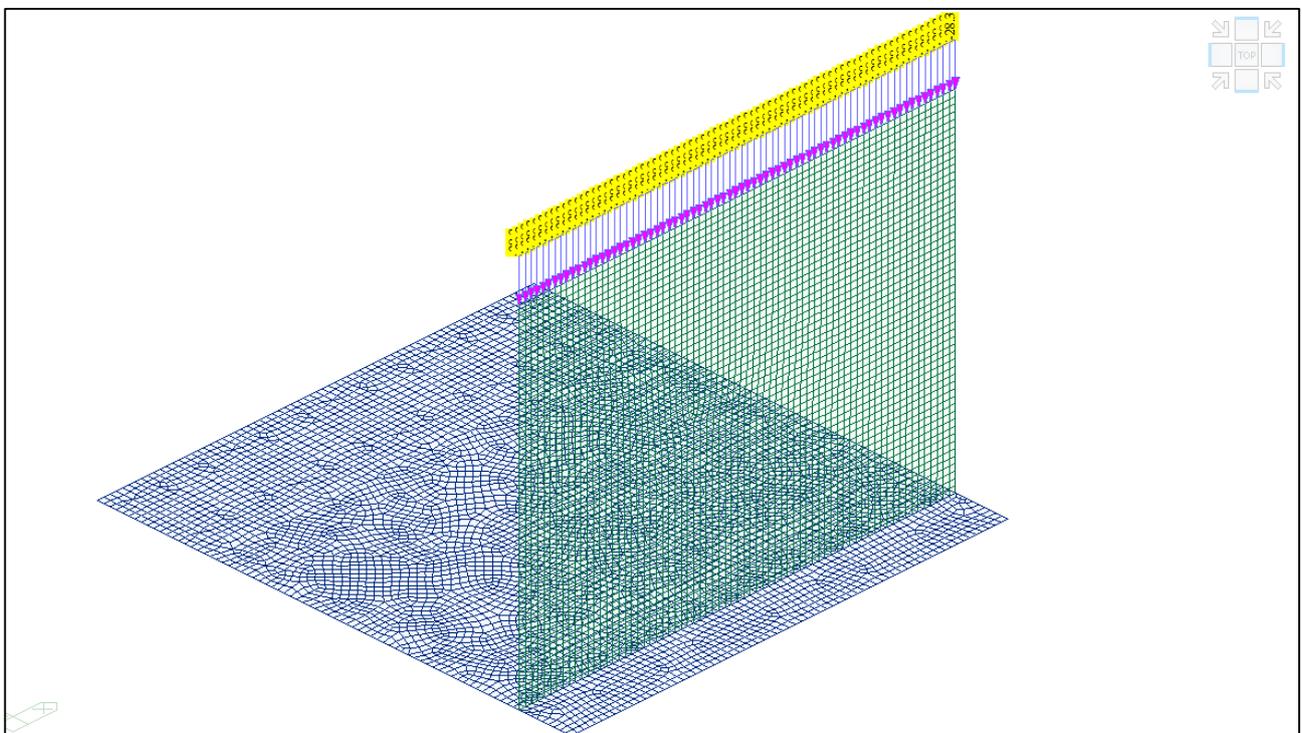


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei micropali

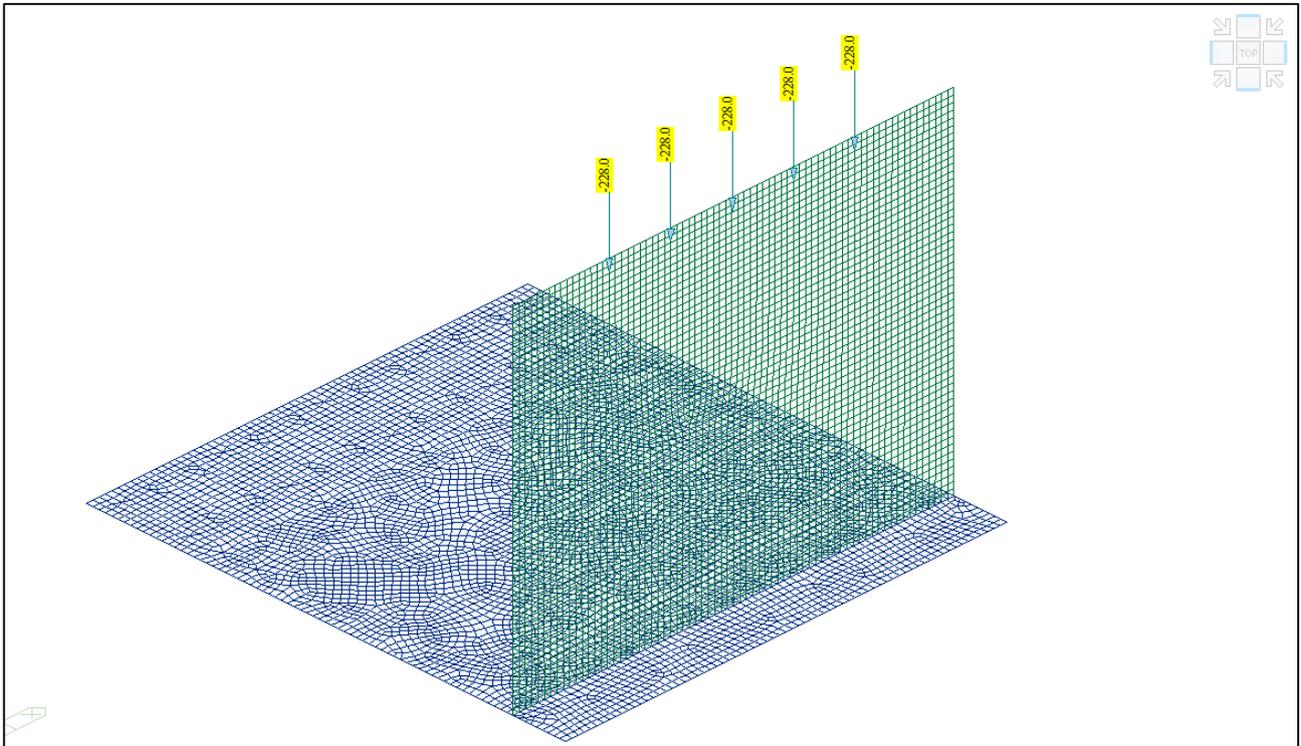
8.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

Nel presente paragrafo vengono descritte le condizioni di carico agenti sulla spalla. Si distinguono gli scarichi provenienti dall’impalcato ricavati da uno studio precedente e i carichi agenti direttamente sulla spalla. I carichi orizzontali derivanti dall’impalcato sono stati applicati in modo da massimizzare l’effetto ribaltante della spalla; in questo modo vengono massimizzate le sollecitazioni dei pali.

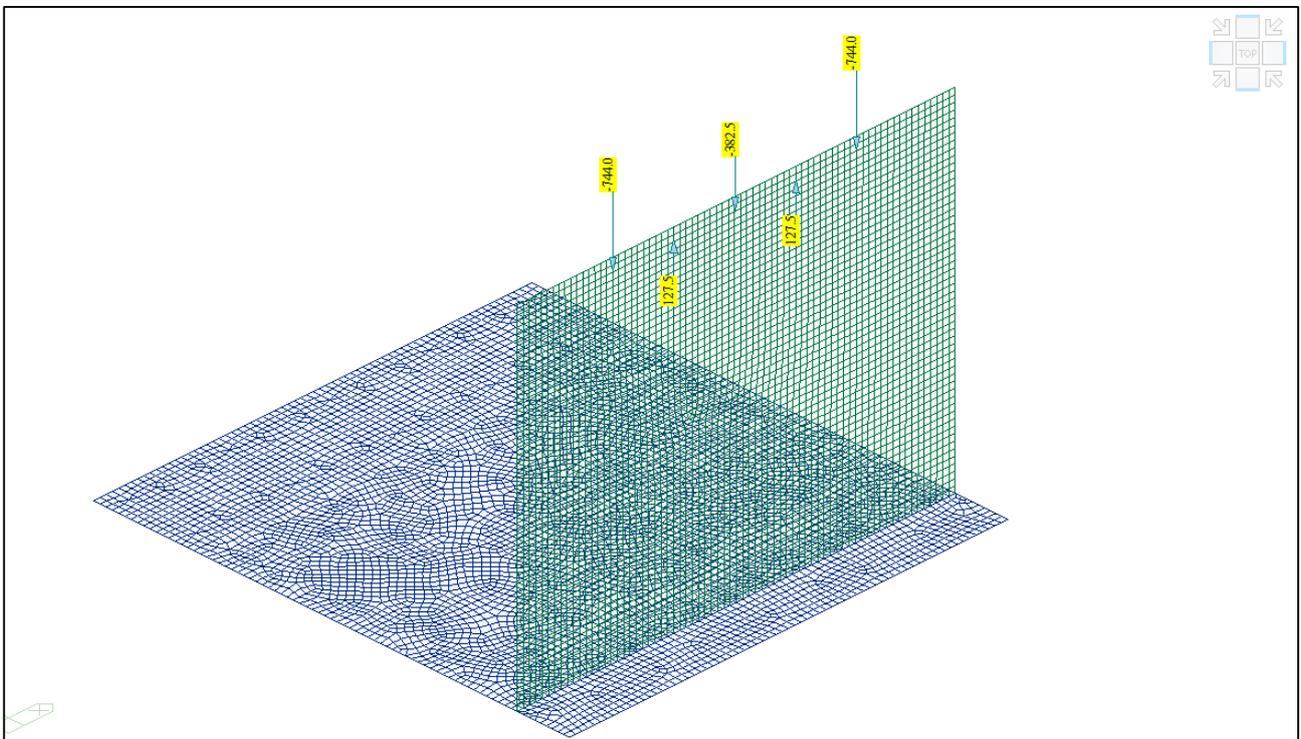
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 1.50m.



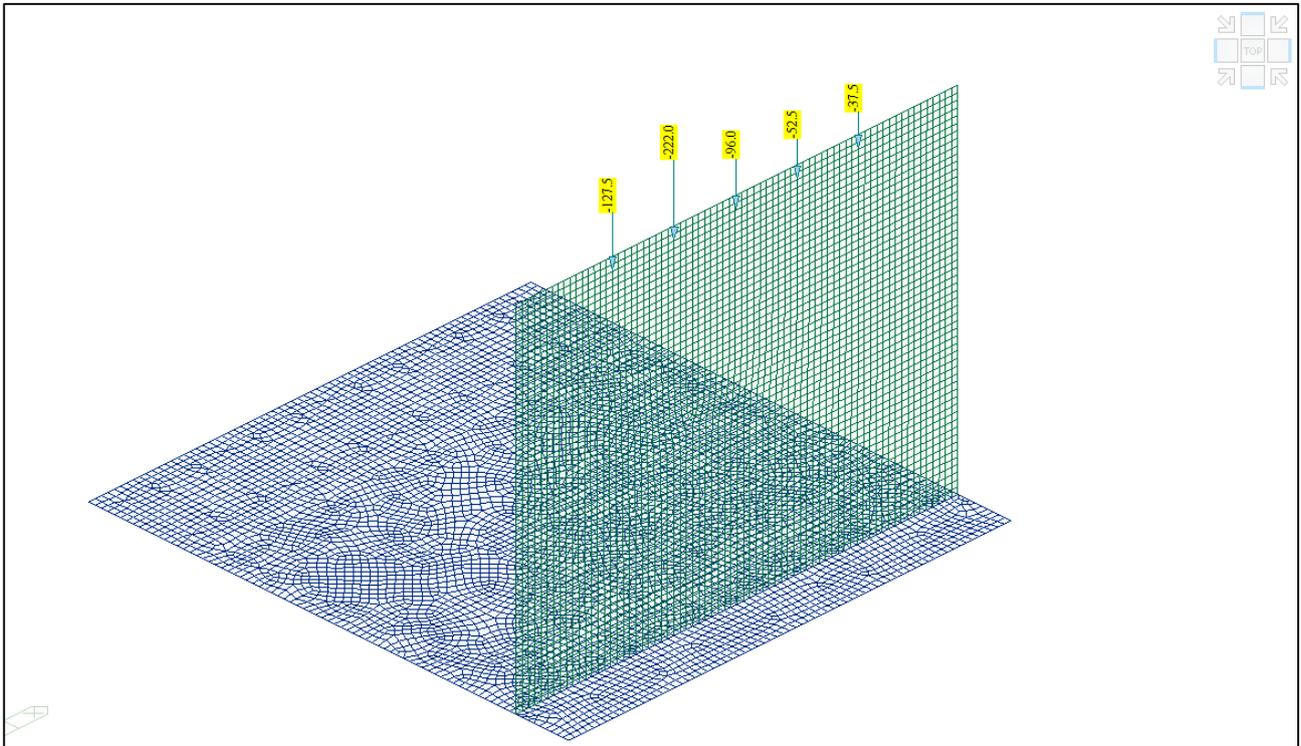
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Paraghiaia



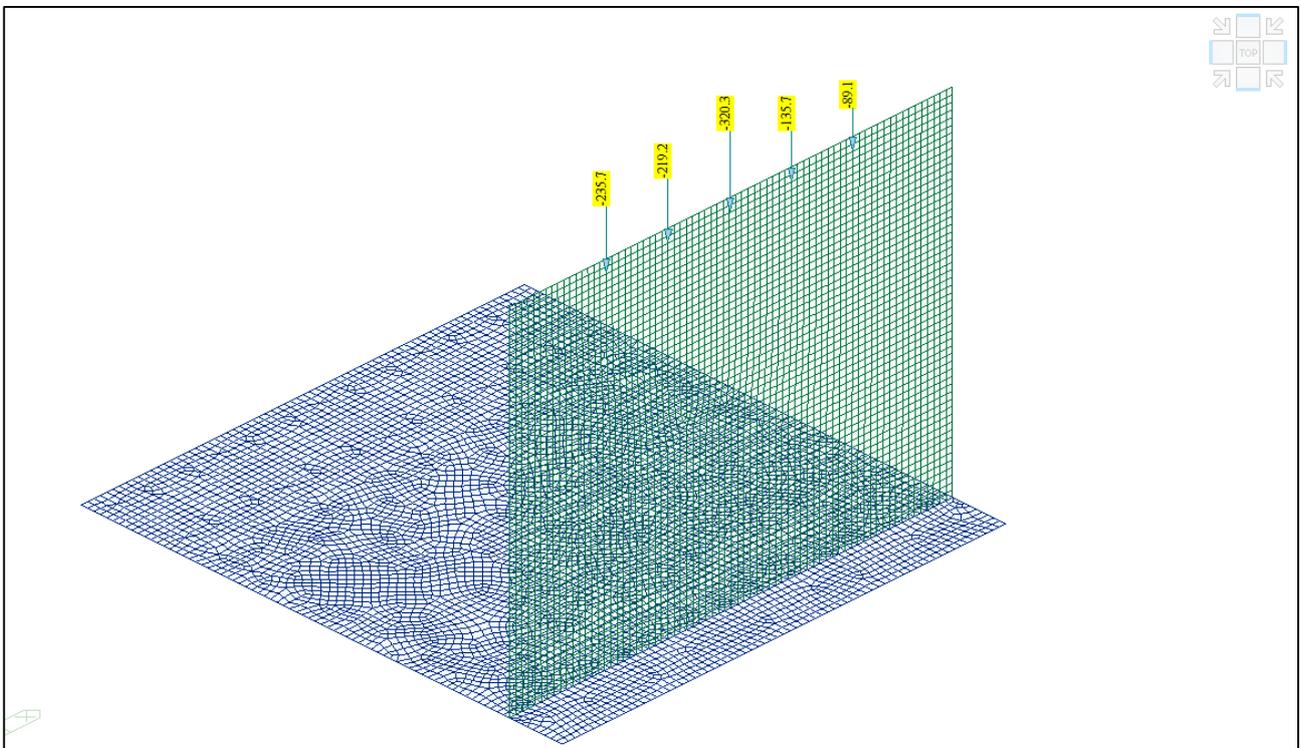
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



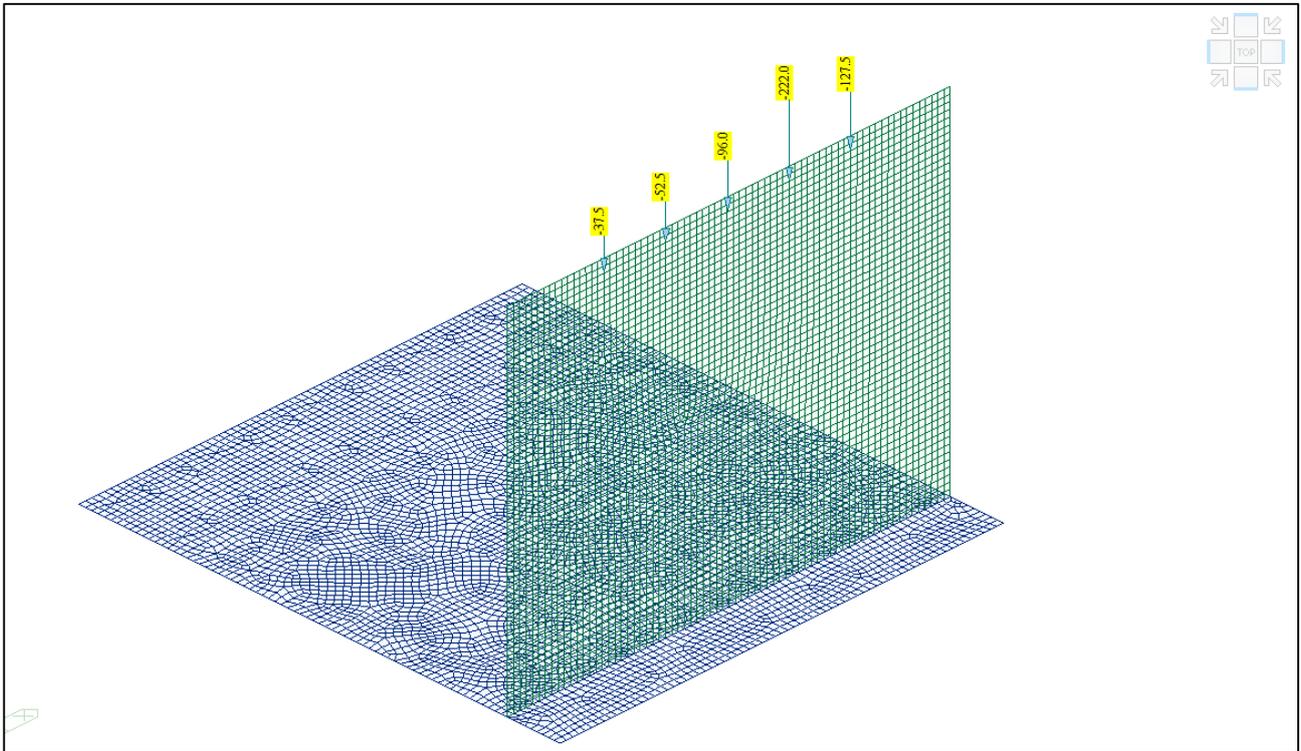
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



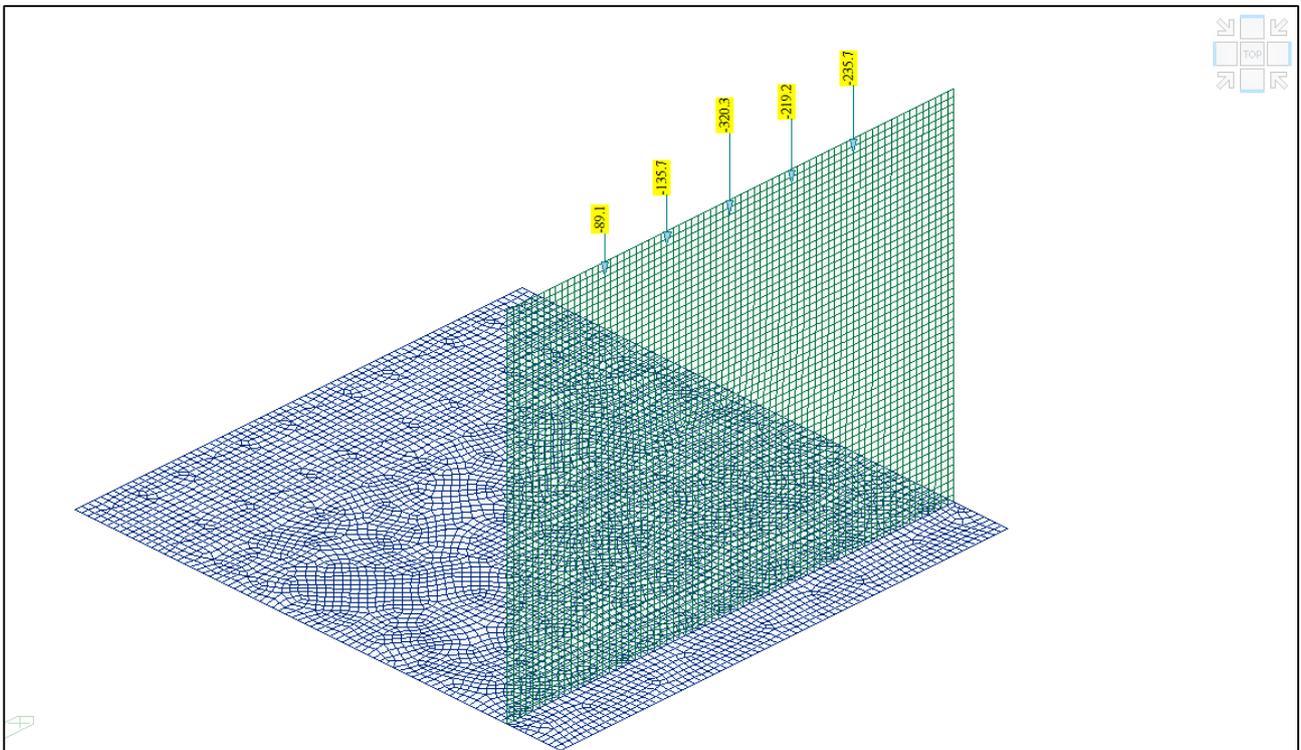
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 1



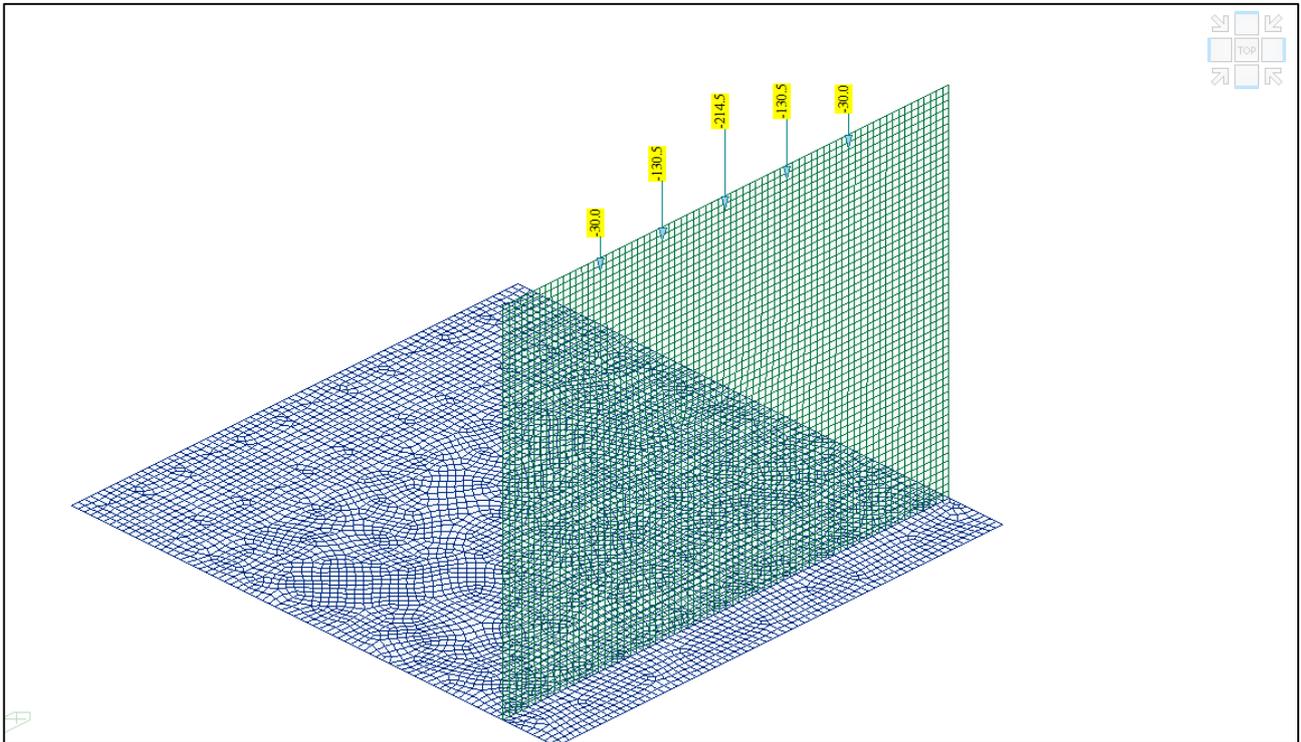
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 1



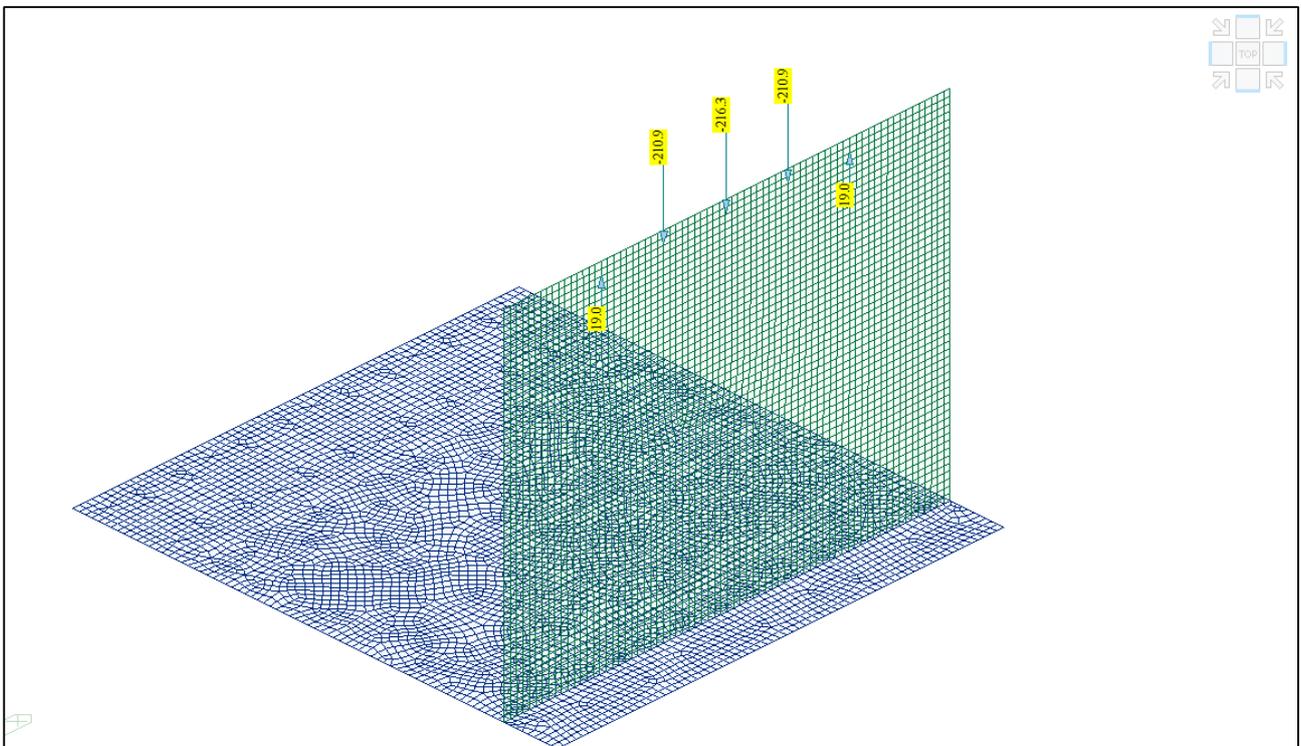
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 2



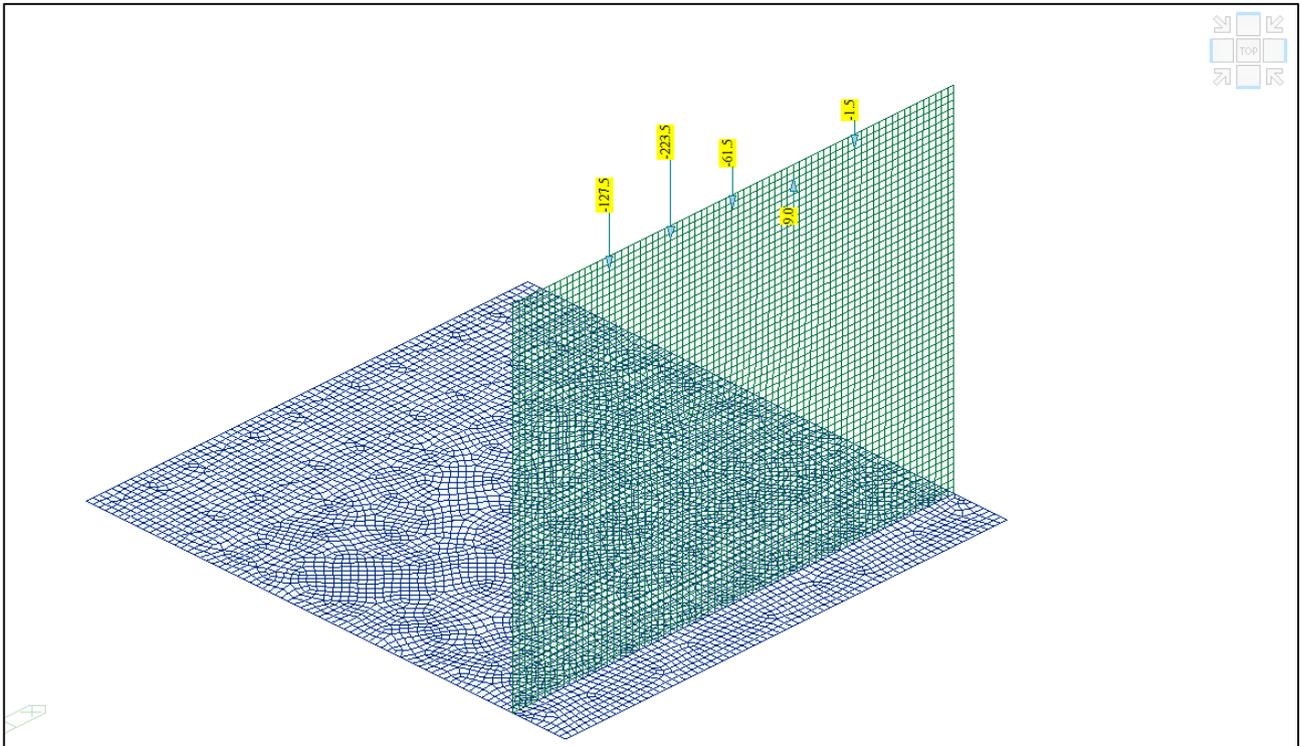
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 2



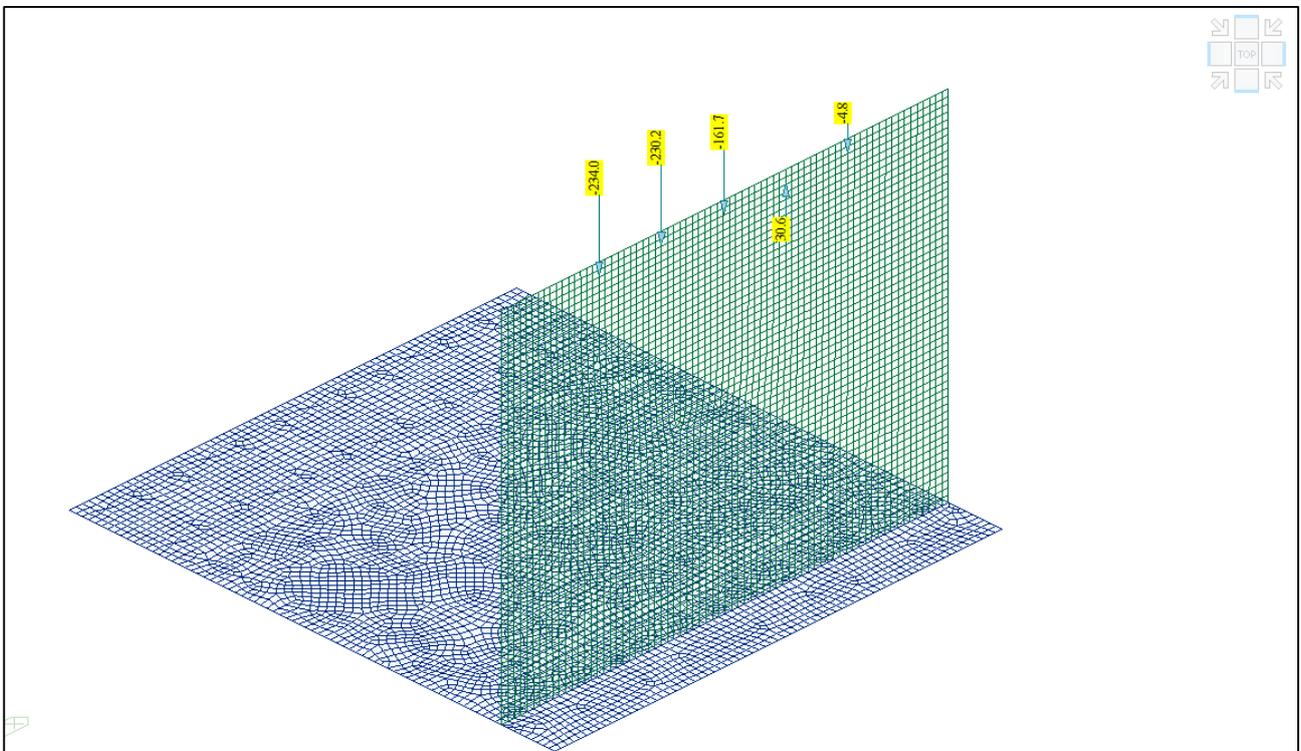
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 3



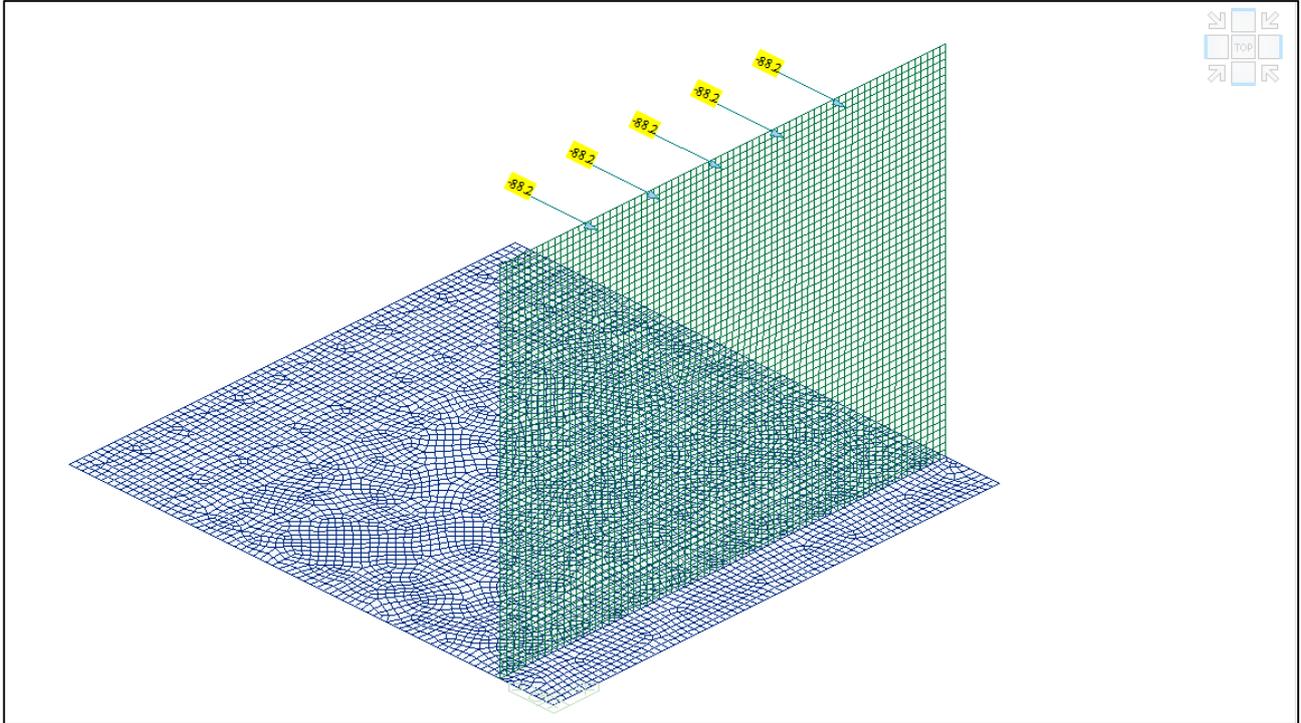
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 3



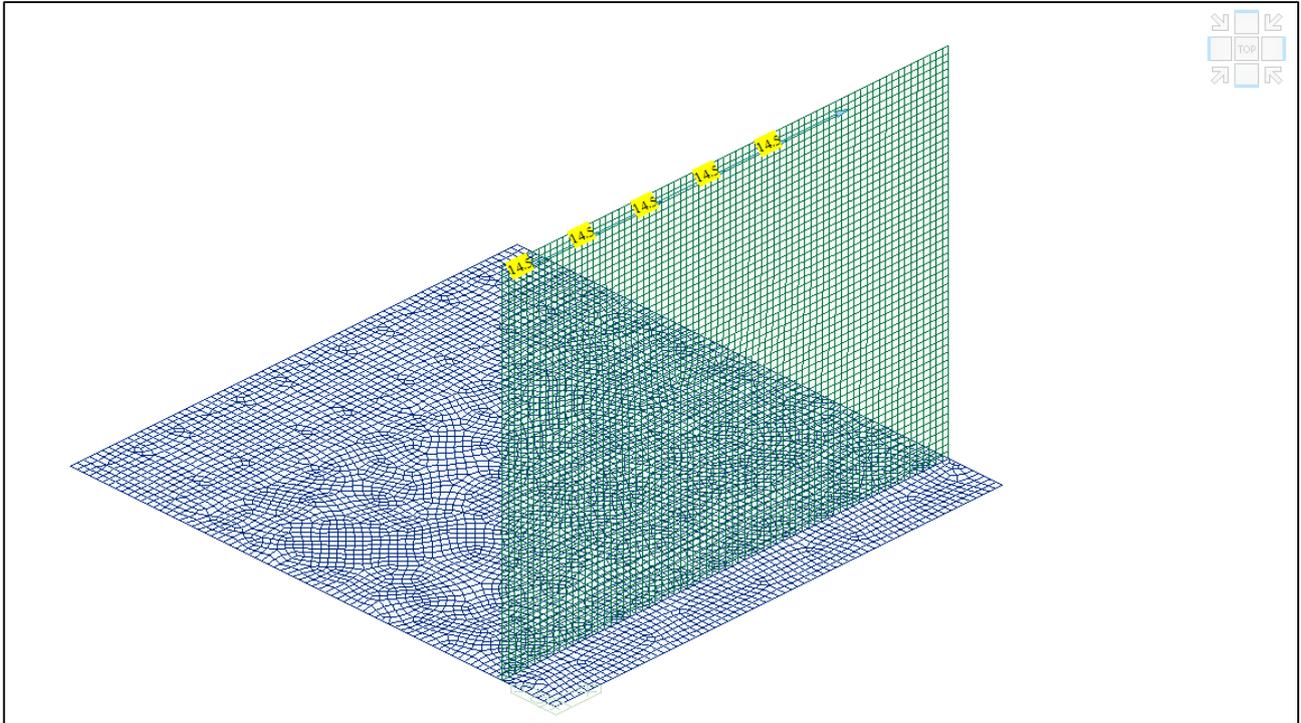
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 4



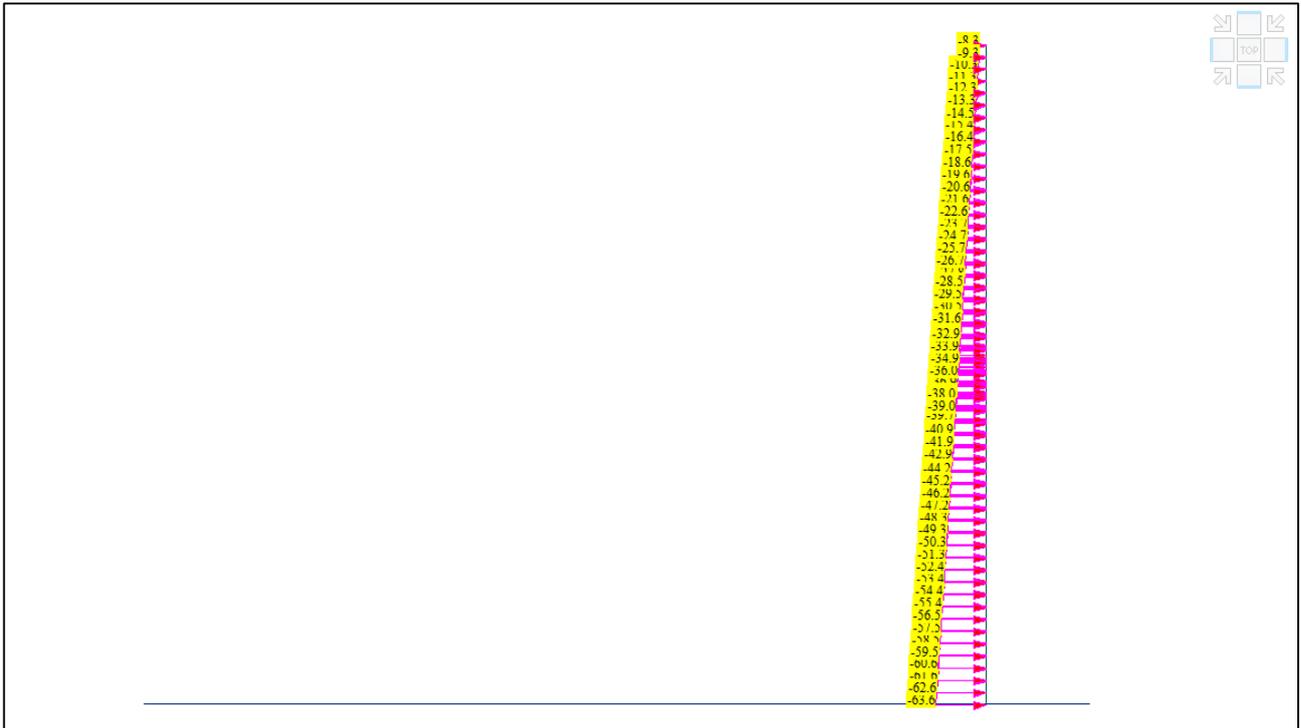
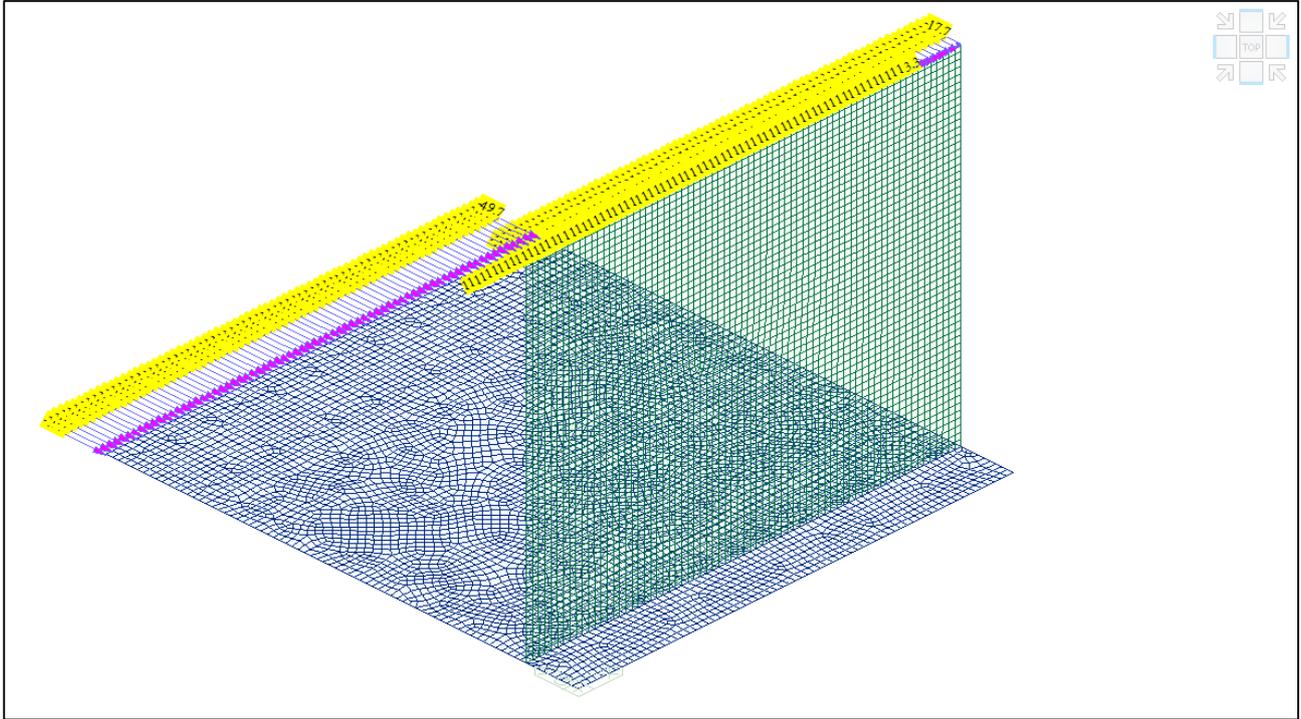
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 4



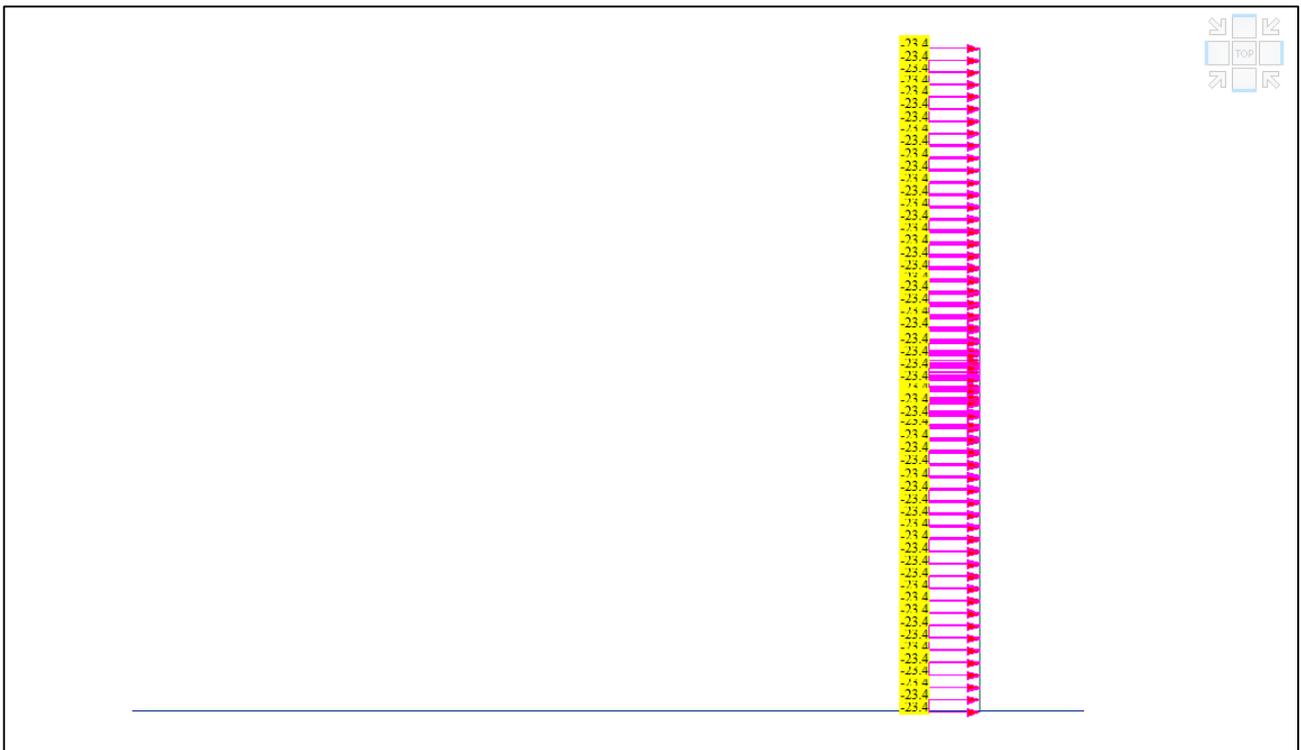
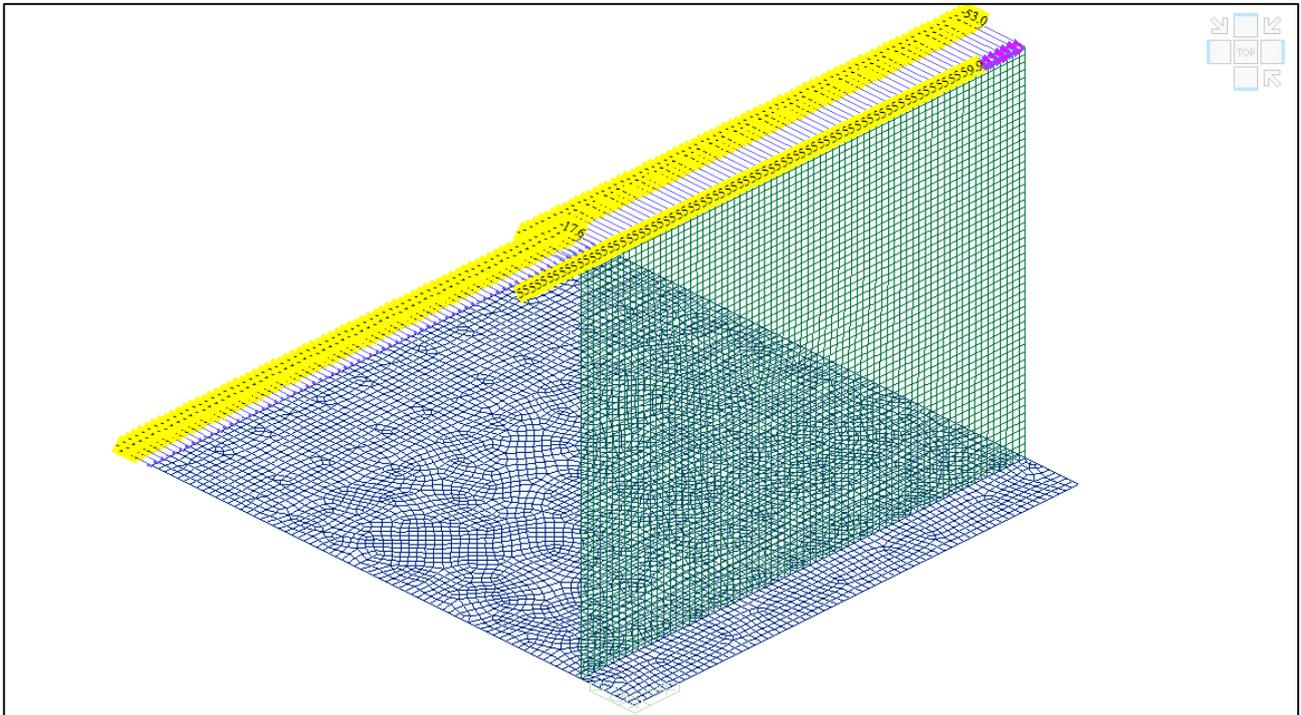
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



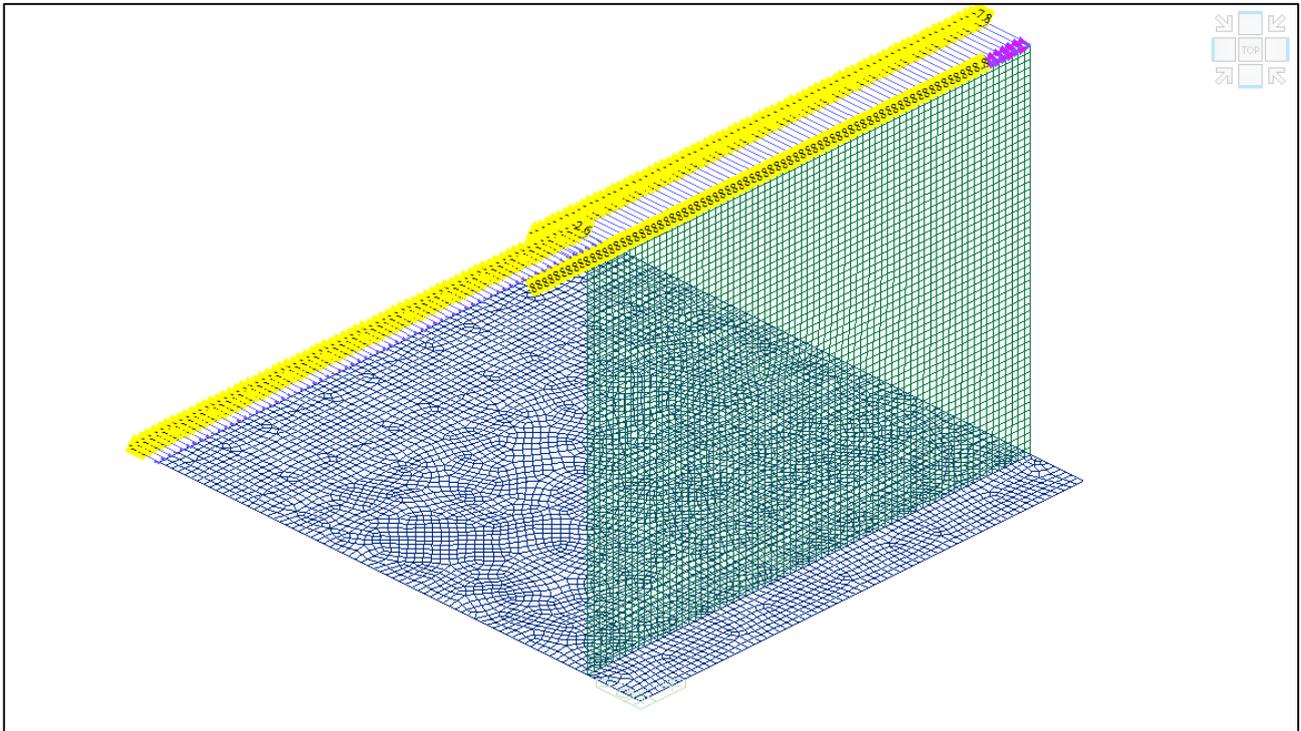
Modello FEM – Condizione di carico Vento



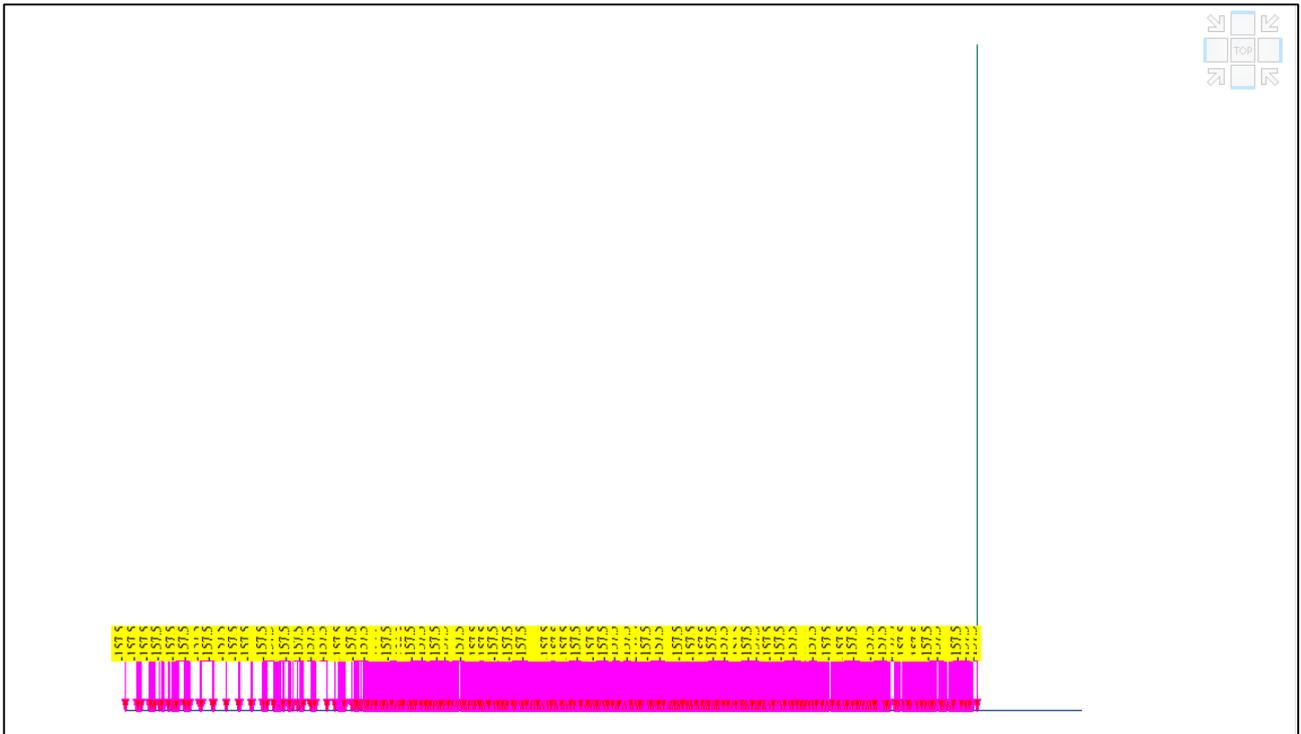
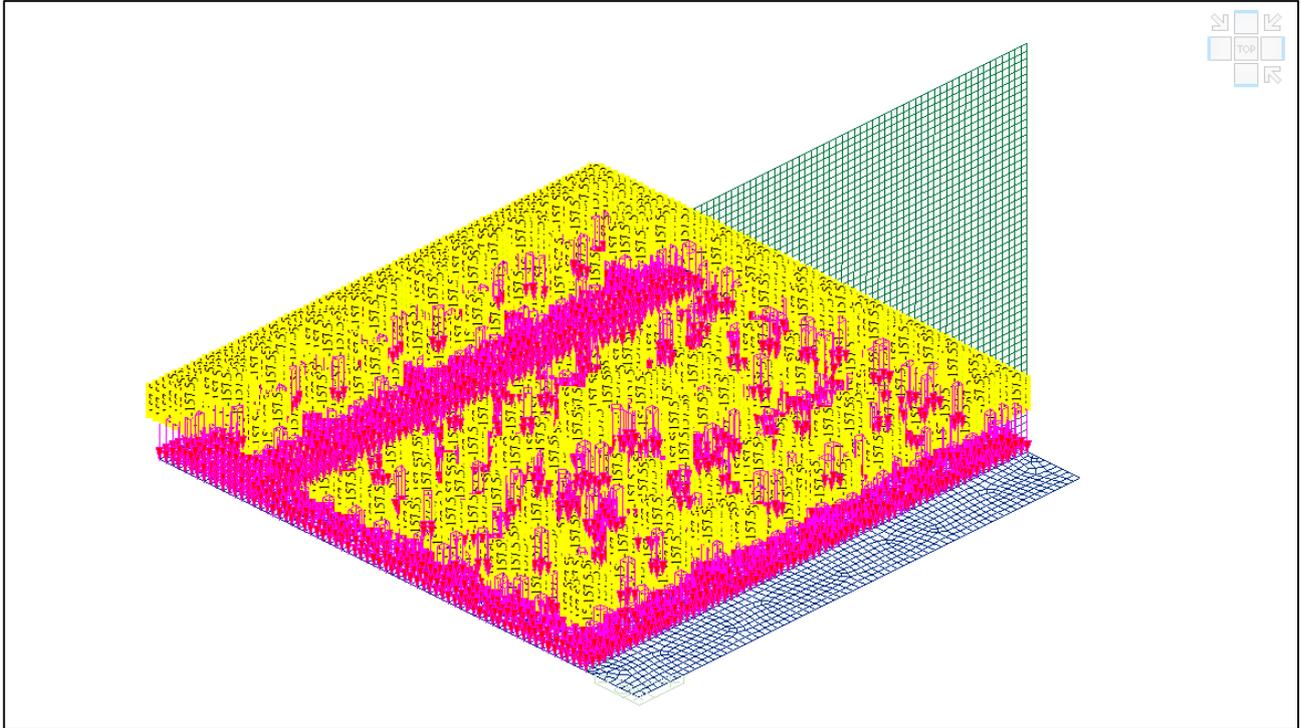
Modello FEM – Condizione di carico Spinta delle terre



Modello FEM – Condizione di carico Spinta di Wood



Modello FEM – Condizione di carico Spinta sovraccarico



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



8.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

- SLU: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi "statici"; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLU".
• SLE RARA: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Rara; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE".
• SLE FREQUENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Frequente; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE-F".
• SLE QUASI PERMANENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Quasi Permanente; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE-QP".
• E: Combinazione sismica connessi all'azione sismica E; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-E".

Infine è stata generata la combinazione "ENV-SLU+E" (che risulta essere l'inviluppo dello "ENV-SLU" + "ENV-E").

Di seguito si riportano i valori tabellati

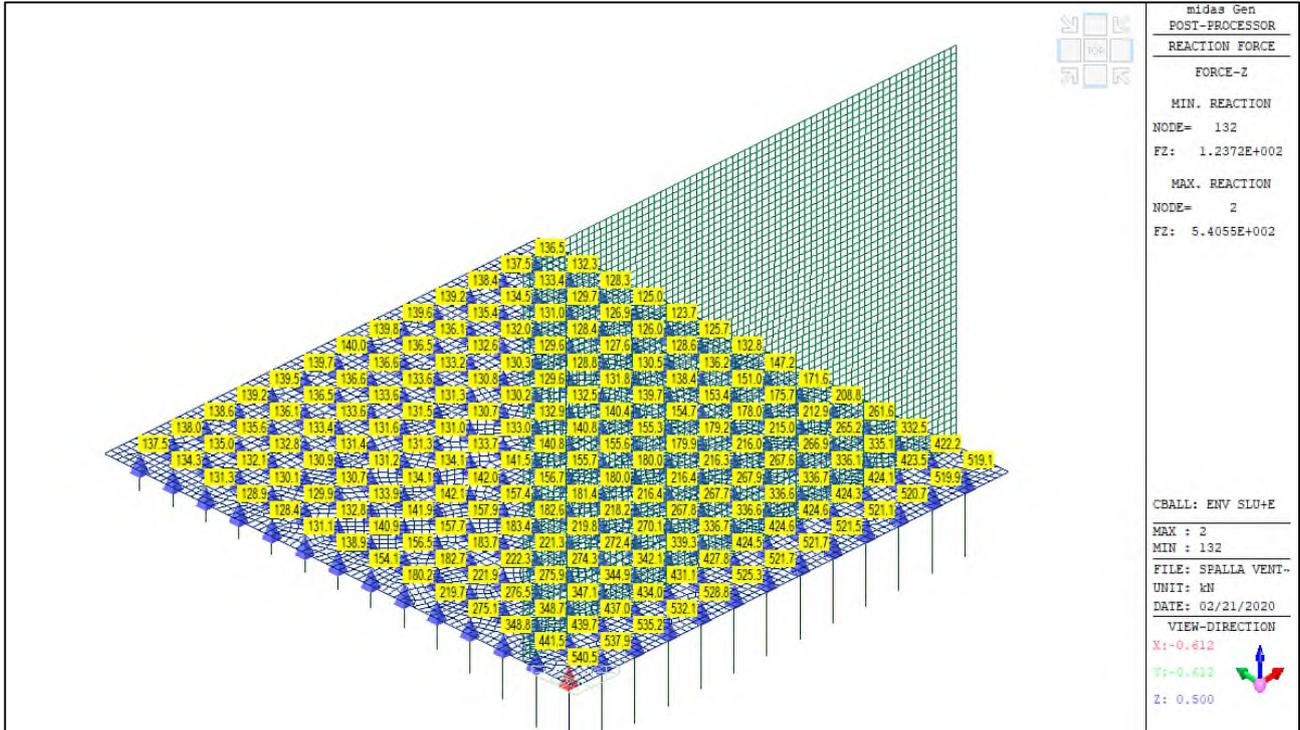
Table with 20 columns: No., Name, Action, type, Peso proprio spalla(S), Peso proprio impalcato(S), Permanente(S), Carico mobile 1(S1), Carico mobile 1 tandem(S1), Carico mobile 2(S1), Carico mobile 2 tandem(S1), Carico mobile 3(S1), Carico mobile 3 tandem(S1), Carico mobile 4(S1), Carico mobile 4 tandem(S1), Parametri(S1), Forme(S1), Forma(S1), Somma impalcato(S), Spinta normale(S), Spinta Wind(S), Spinta Sovraccarico(S), Riservato(S)



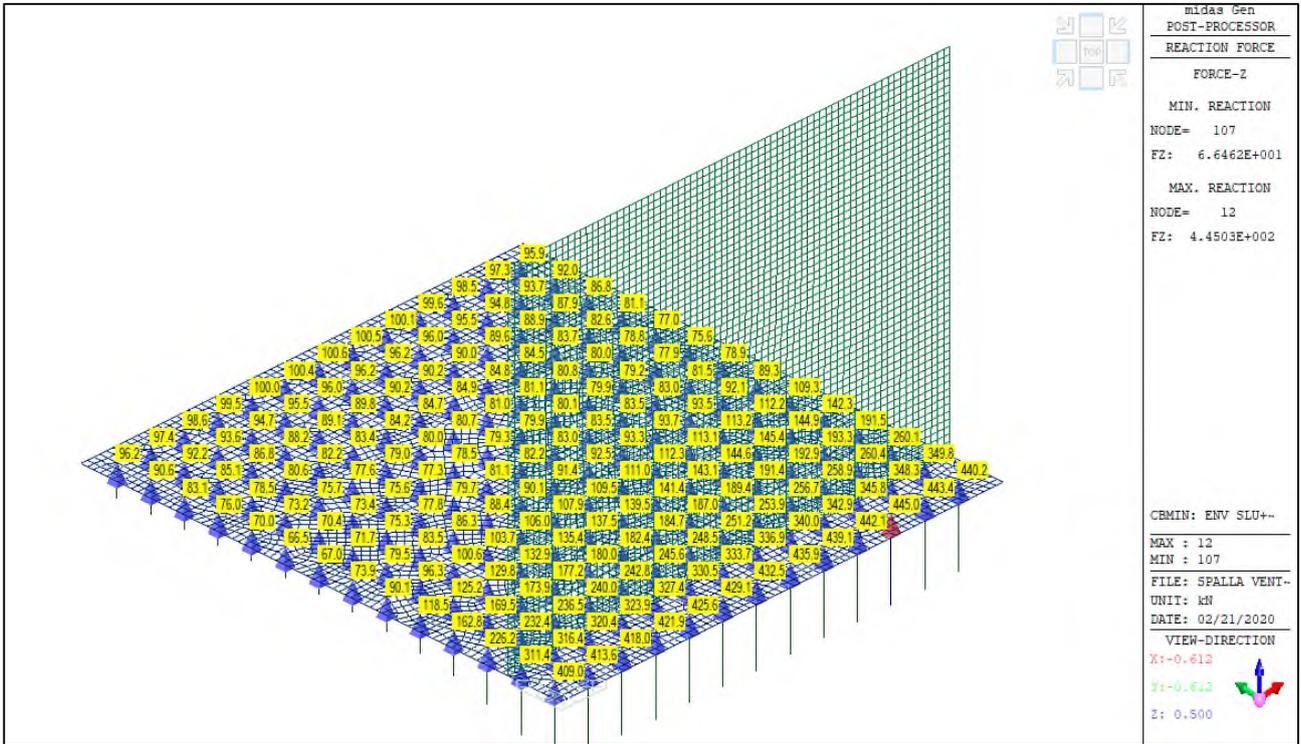
8.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

8.2.1 REAZIONI VINCOLARI

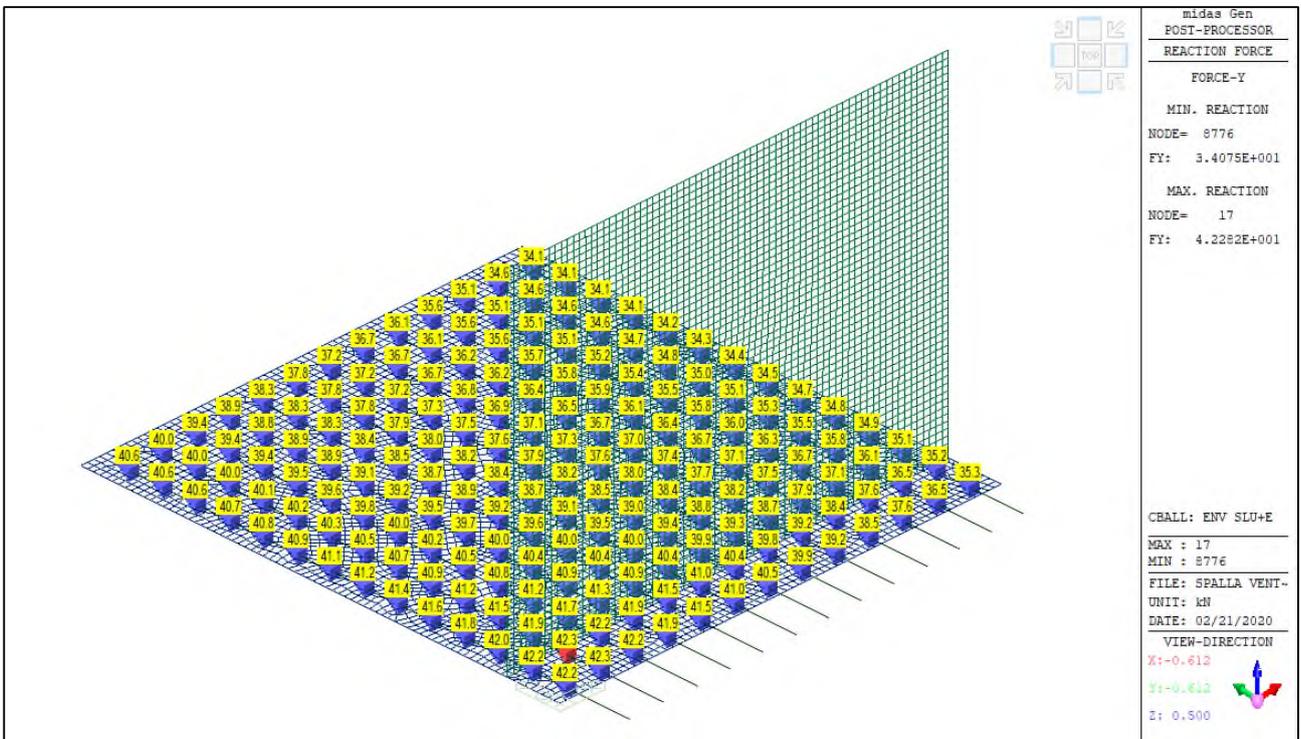
Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano agli stati limite SLU+E necessarie per la verifica dei micropali



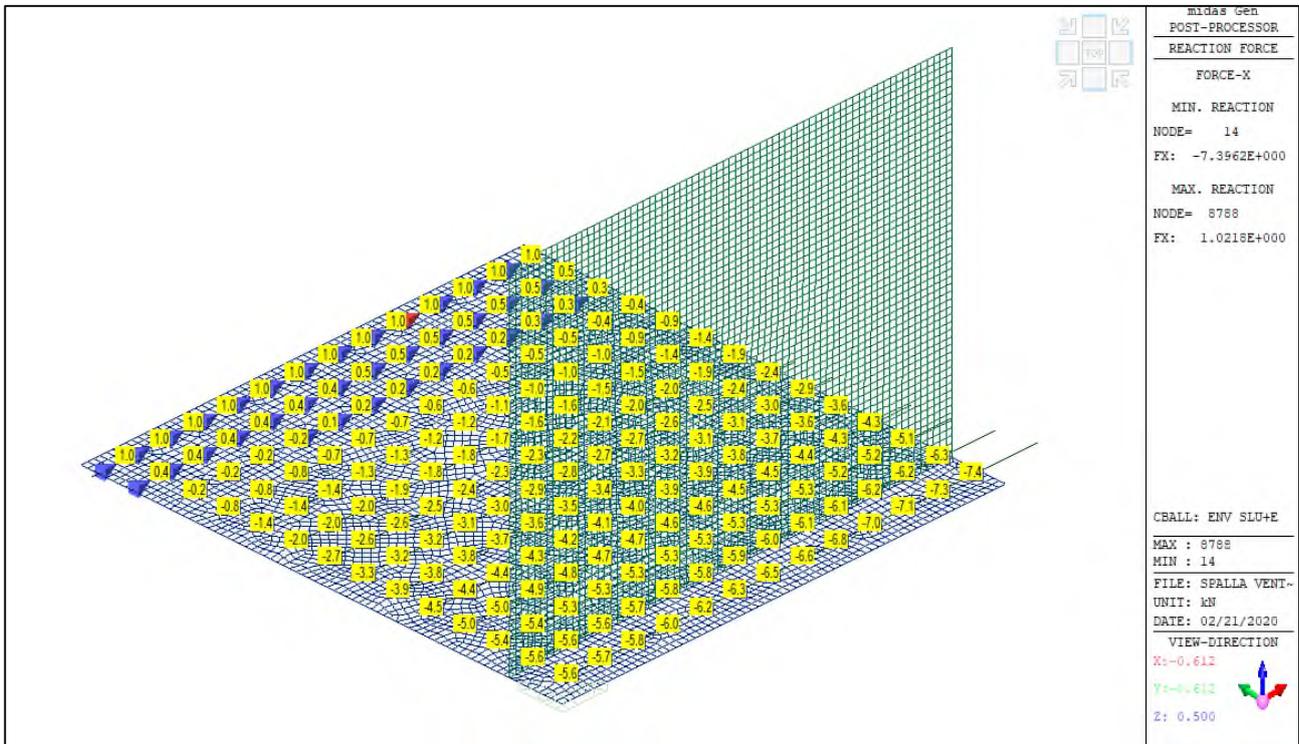
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) minime



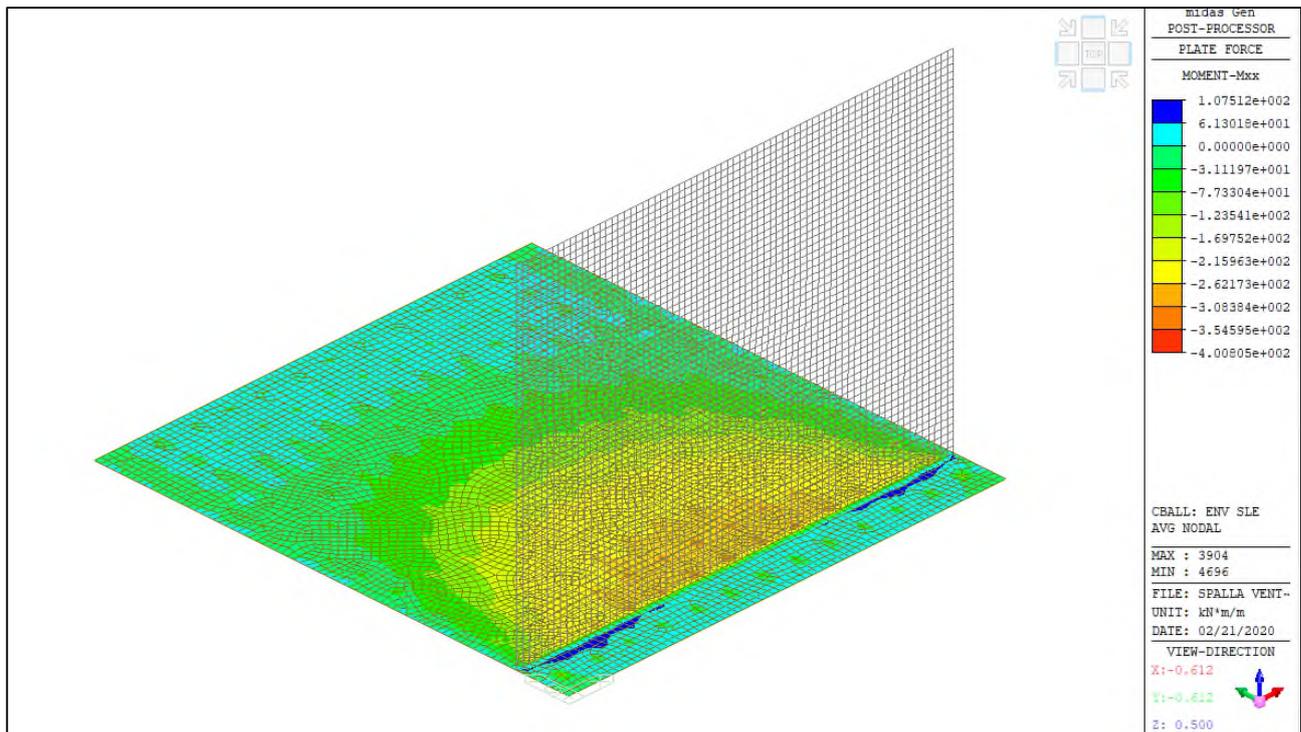
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

8.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



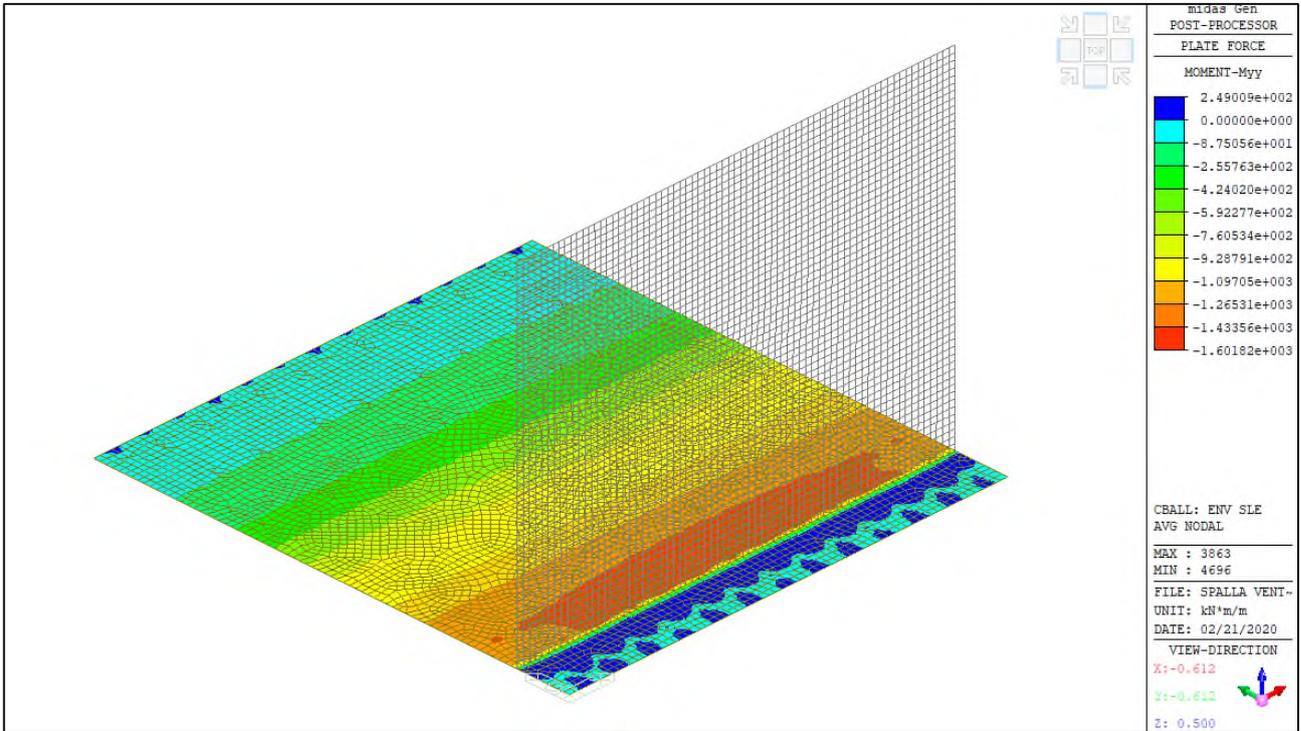
ENV-SLE RARA – Mxx (kNm/m) – Platea



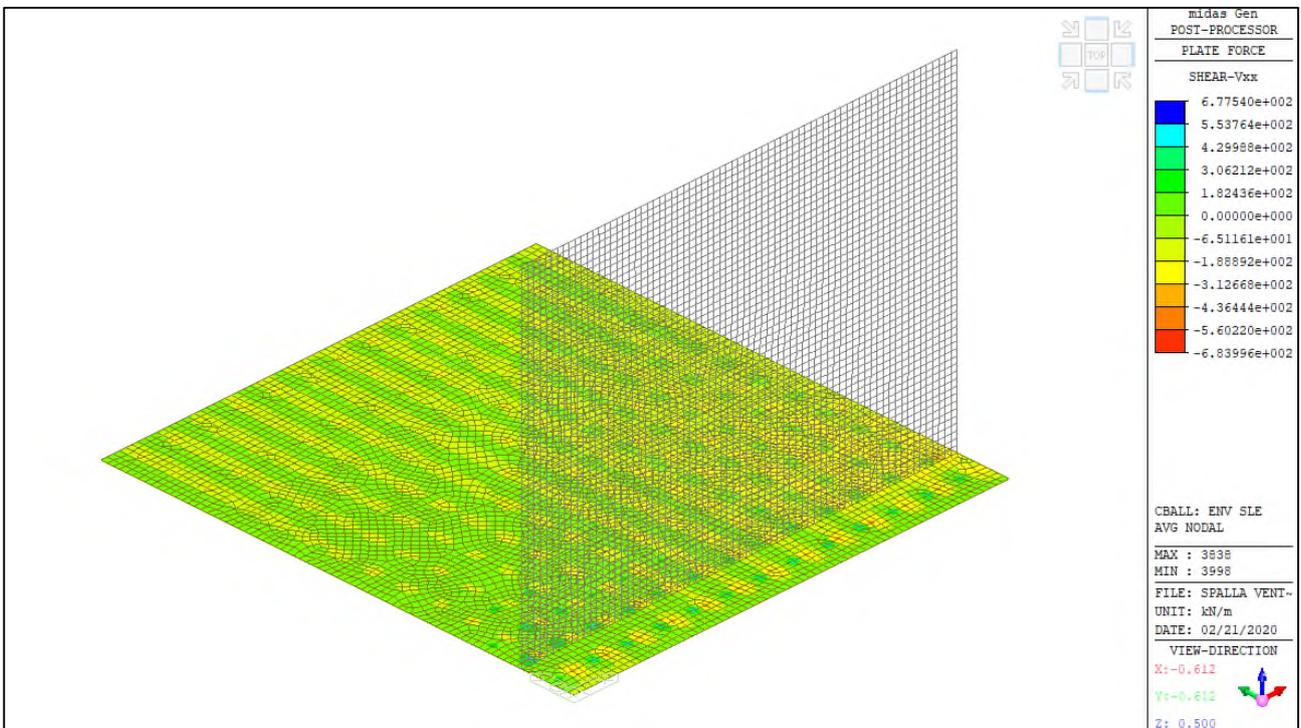
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

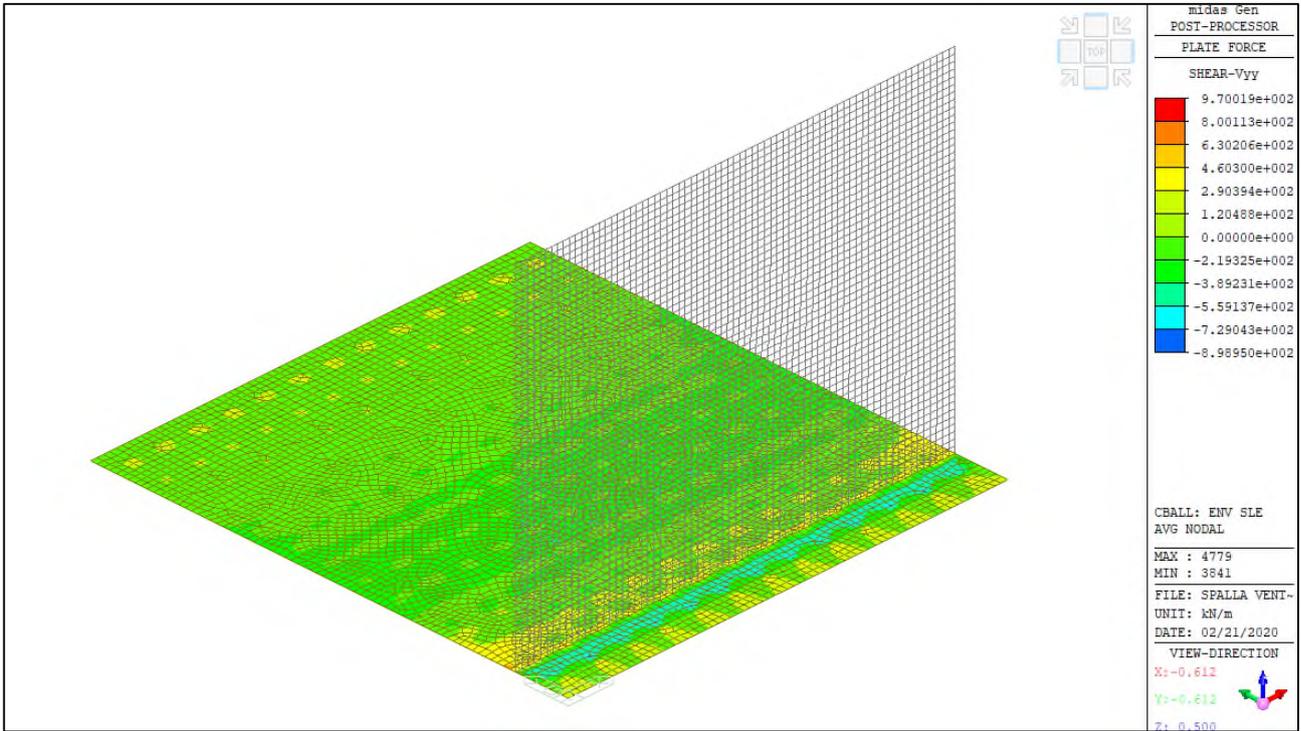
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



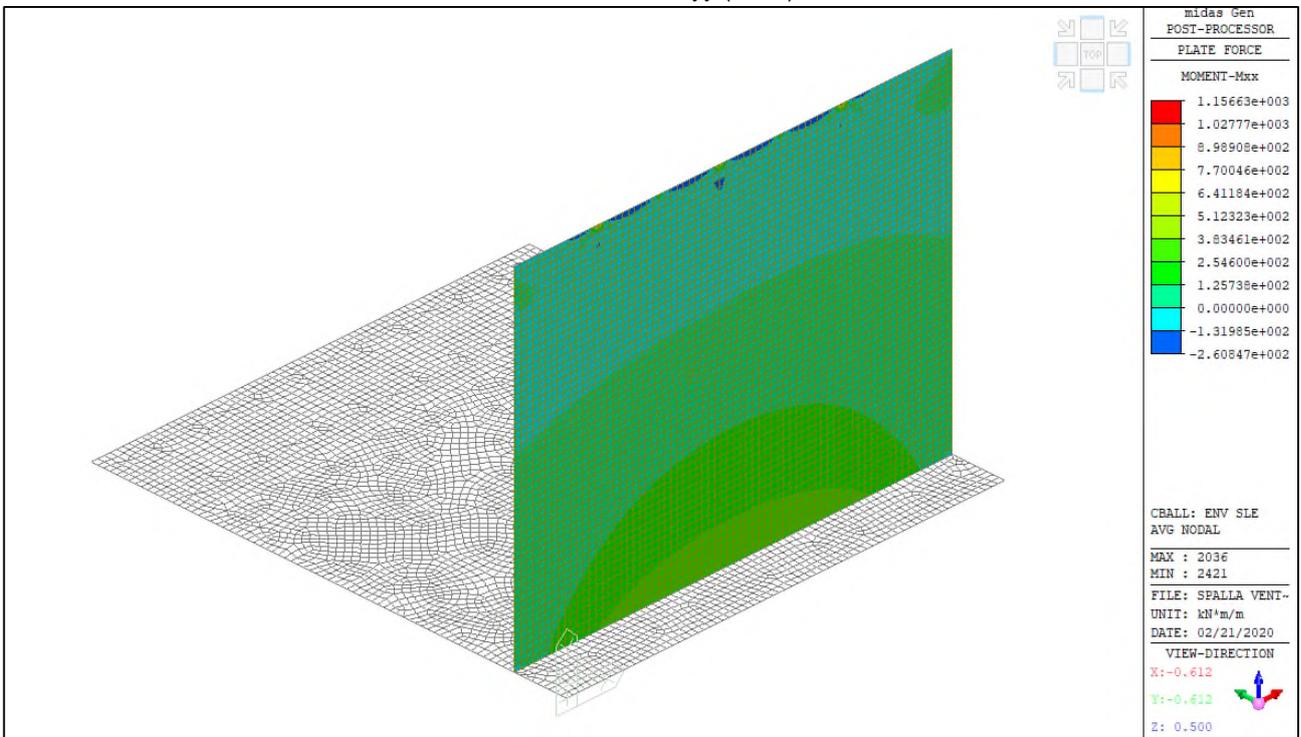
ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA – Vxx (kN/m) – Platea



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



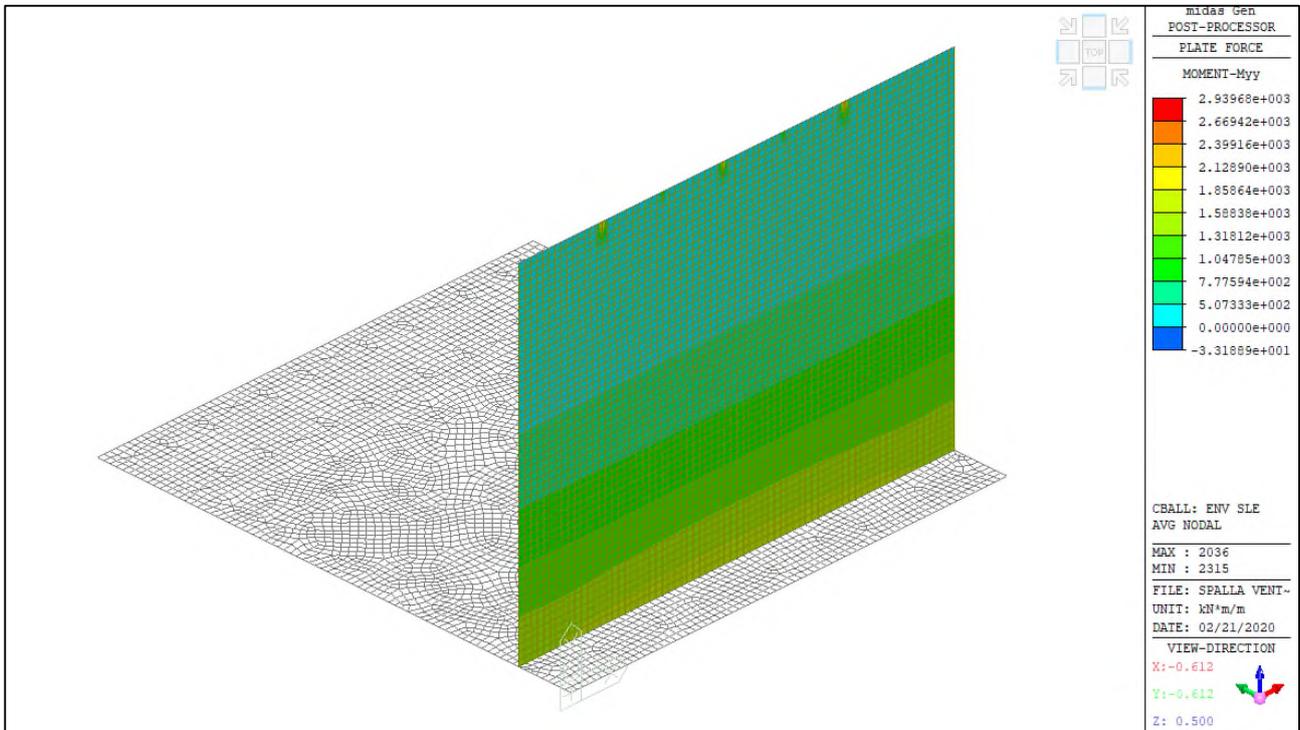
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



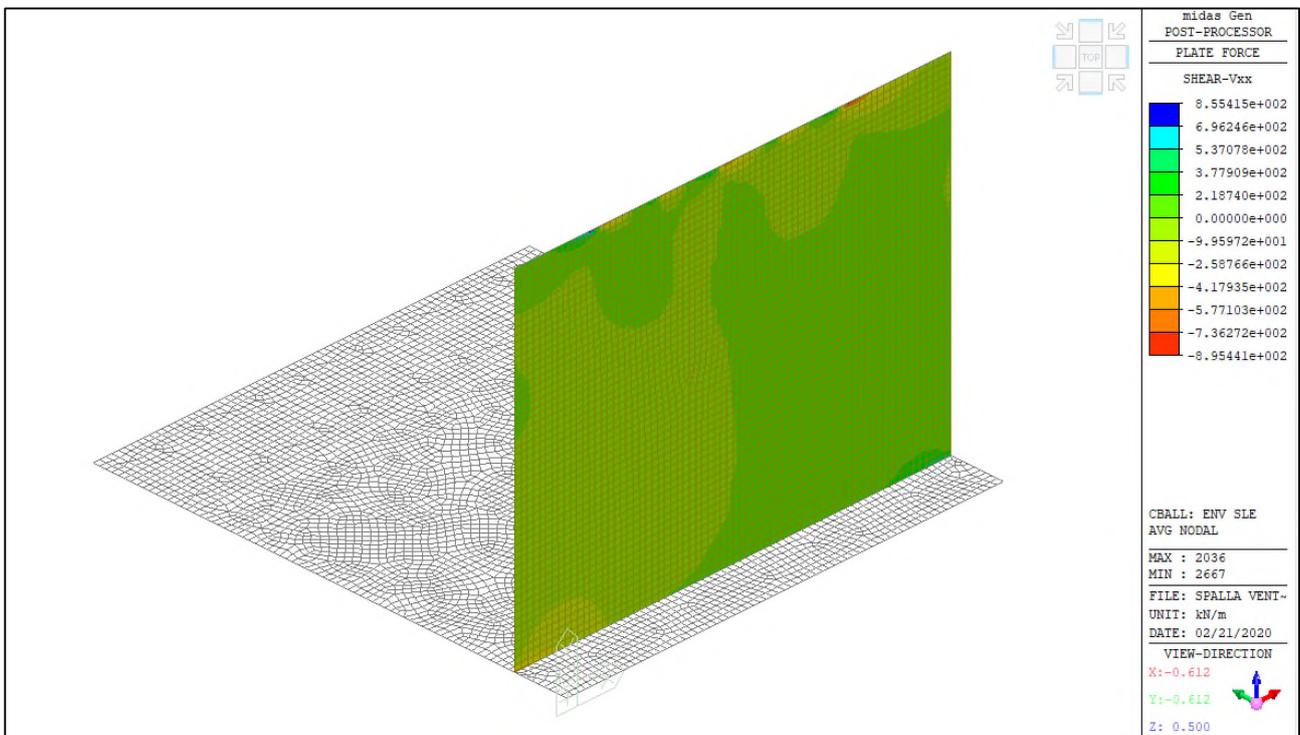
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

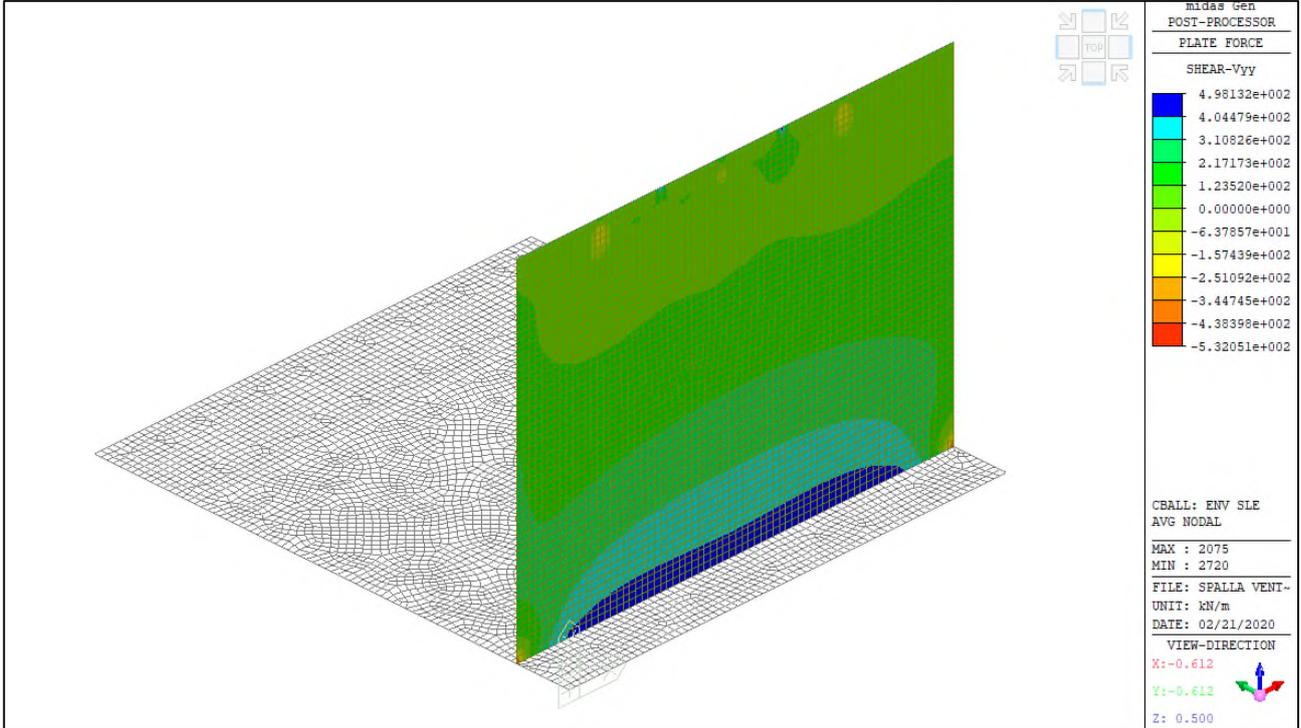
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



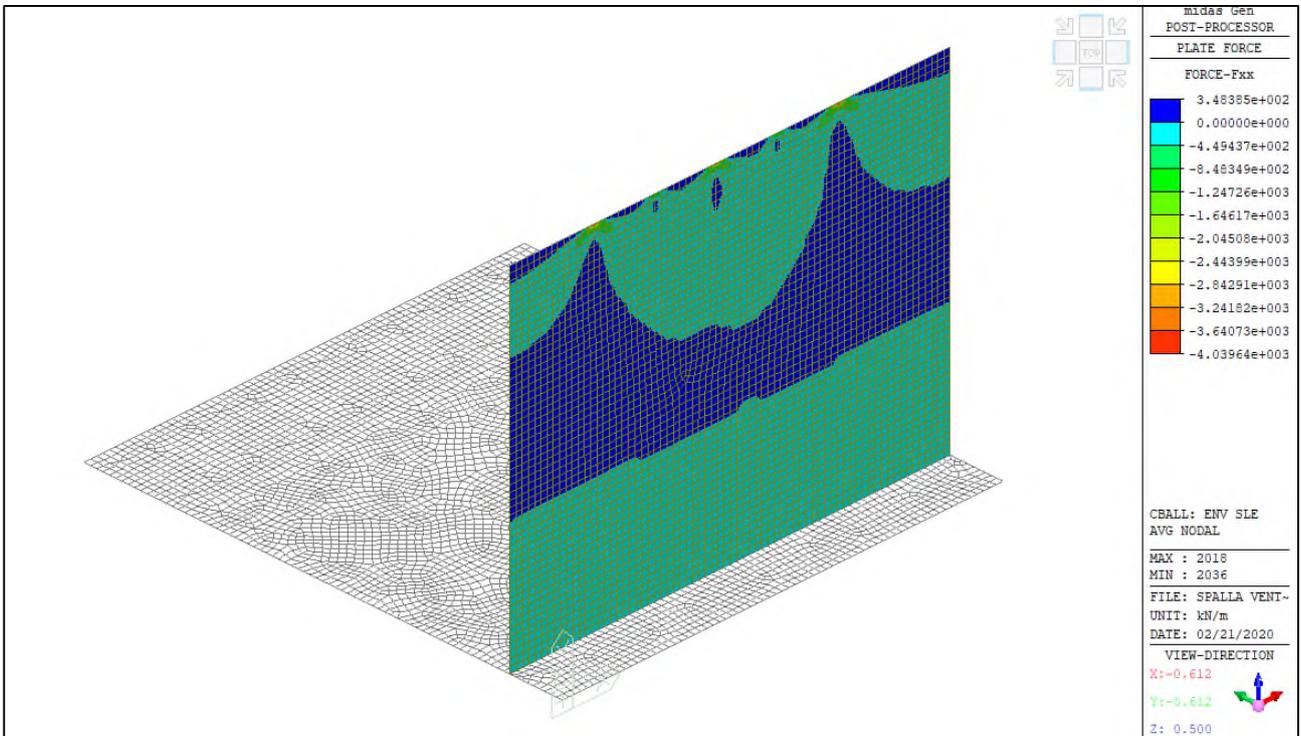
ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Spalla



ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



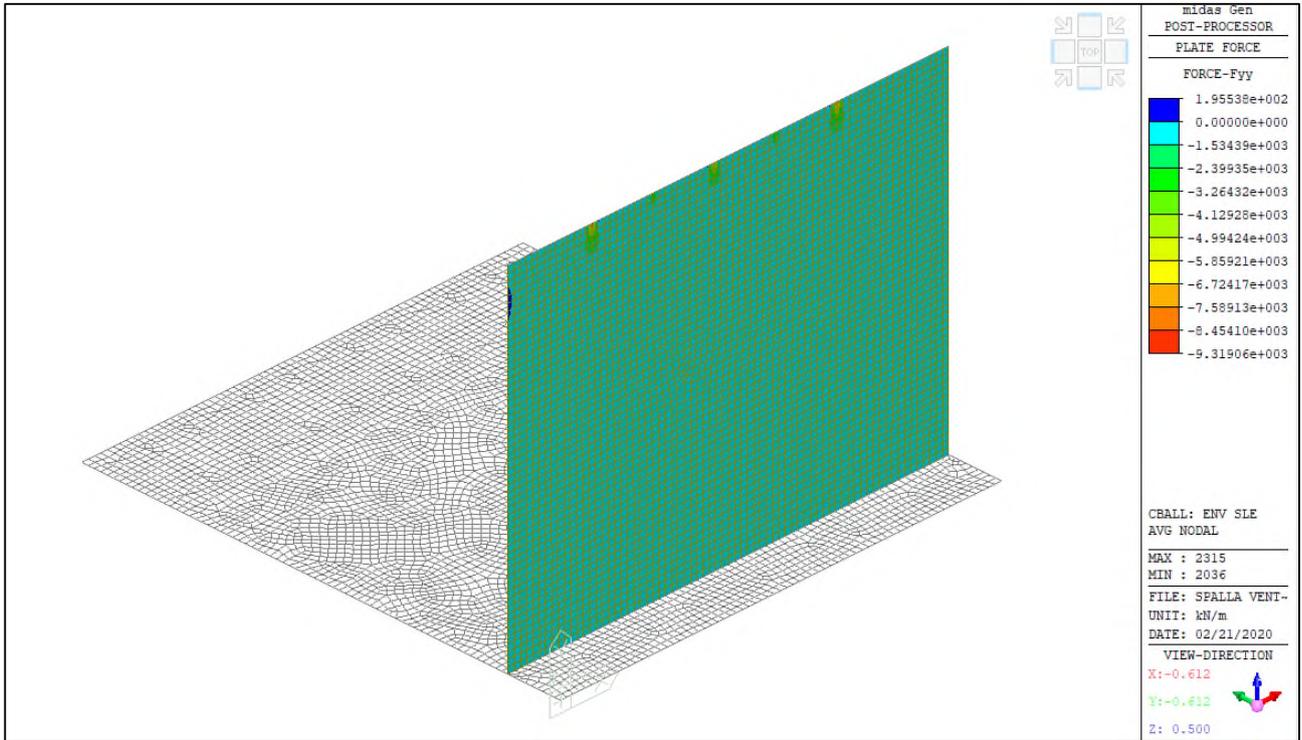
ENV-SLE RARA- Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



ENV-SLE RARA– Fyy (kN/m) – Spalla

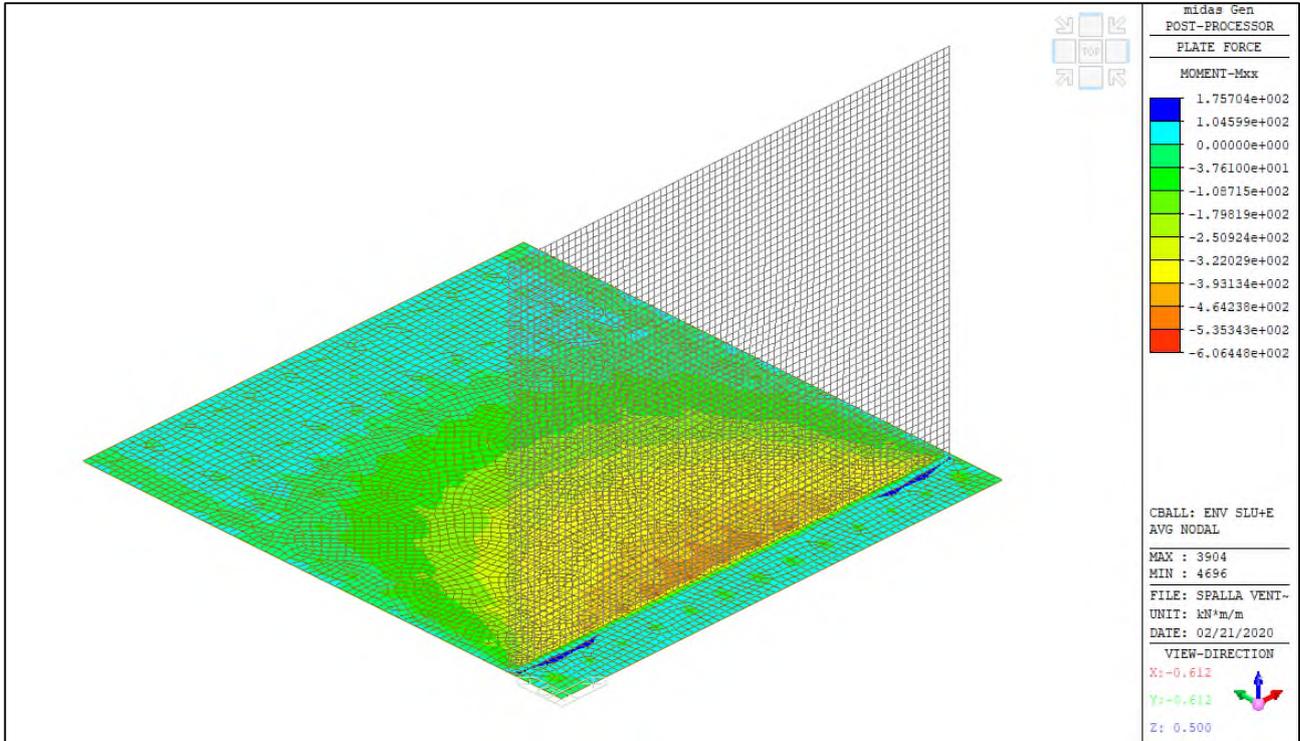


Comune di Vado Ligure

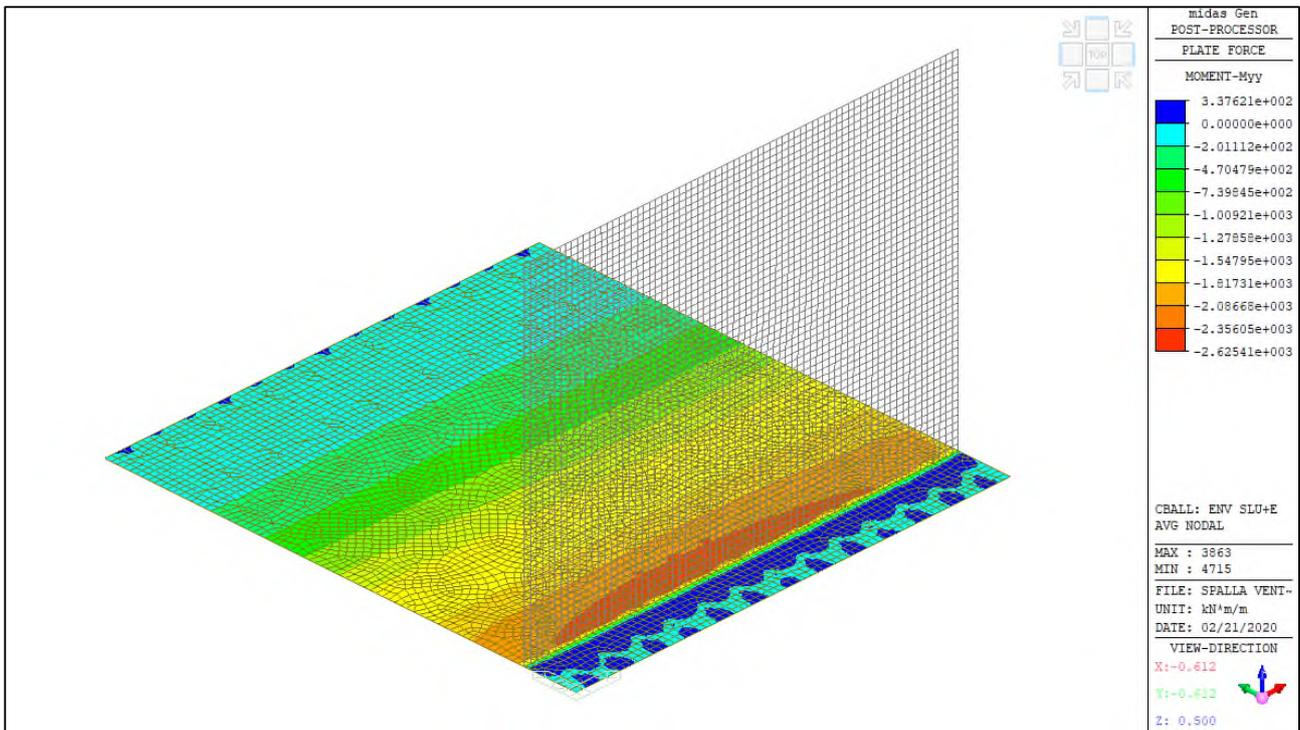
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni

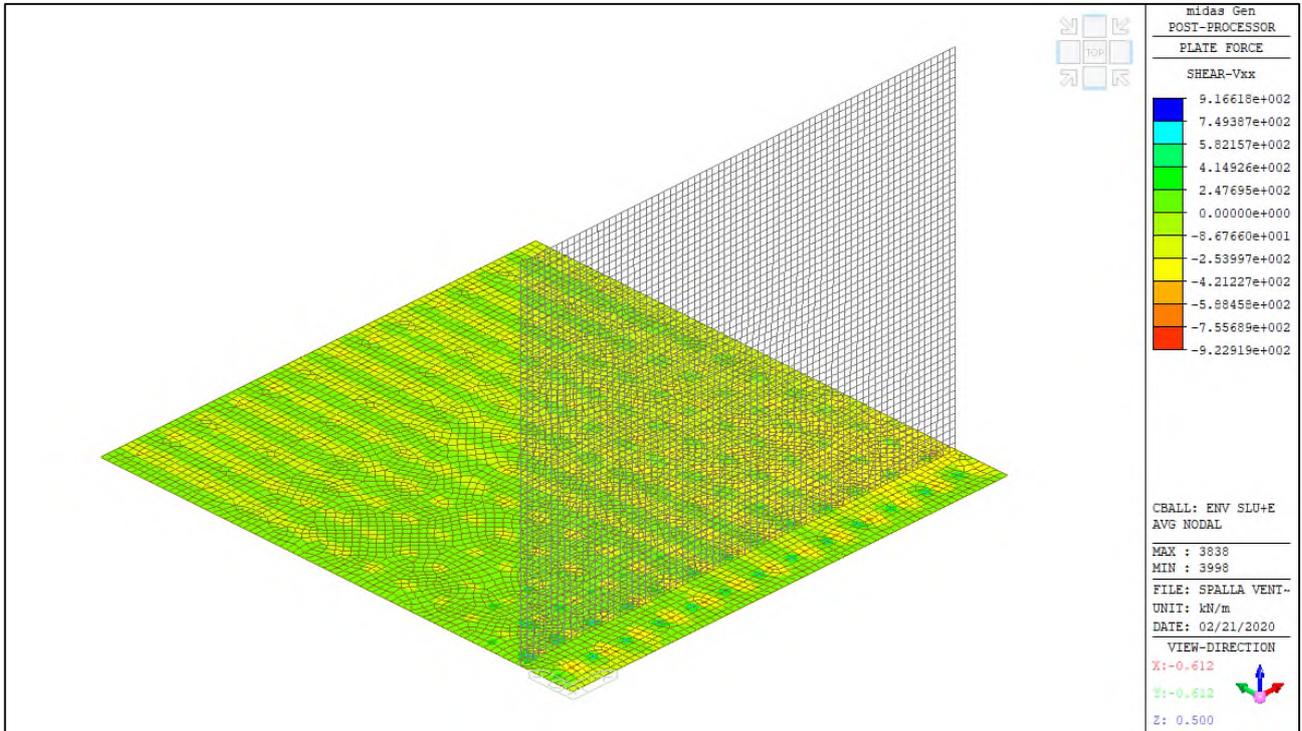
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



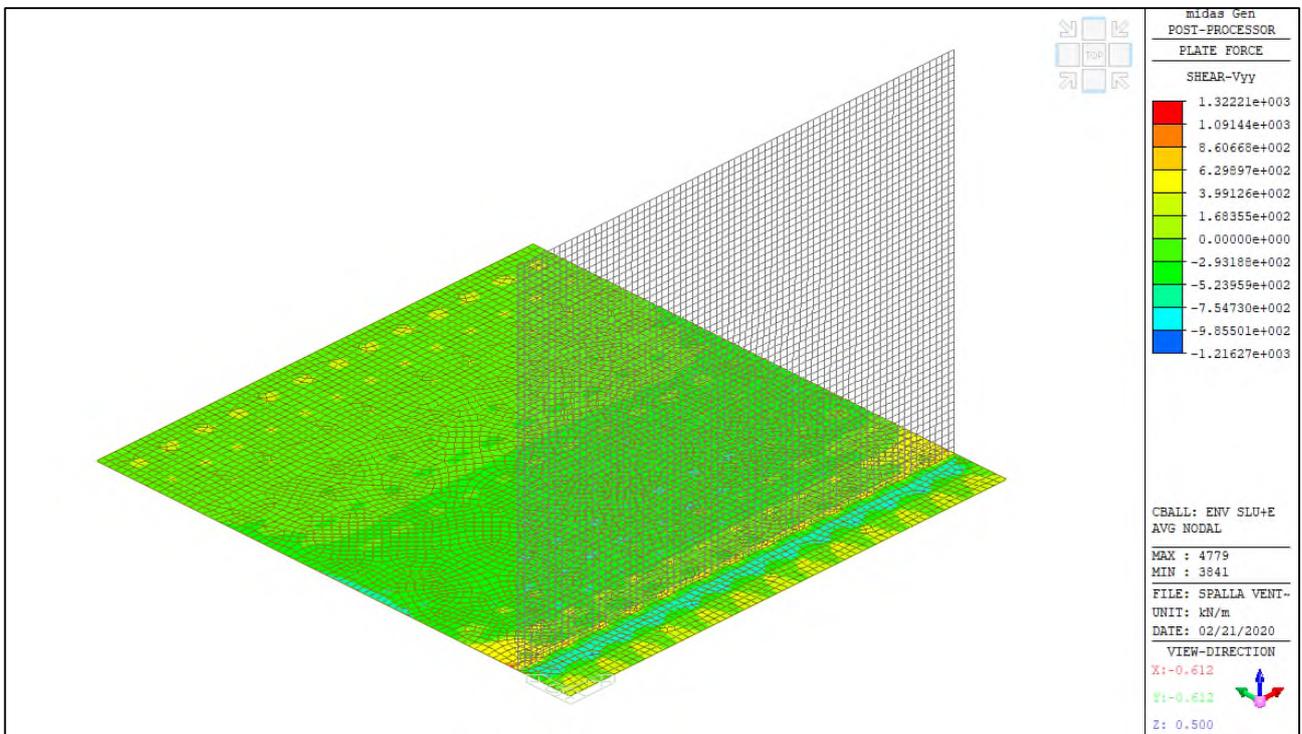
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



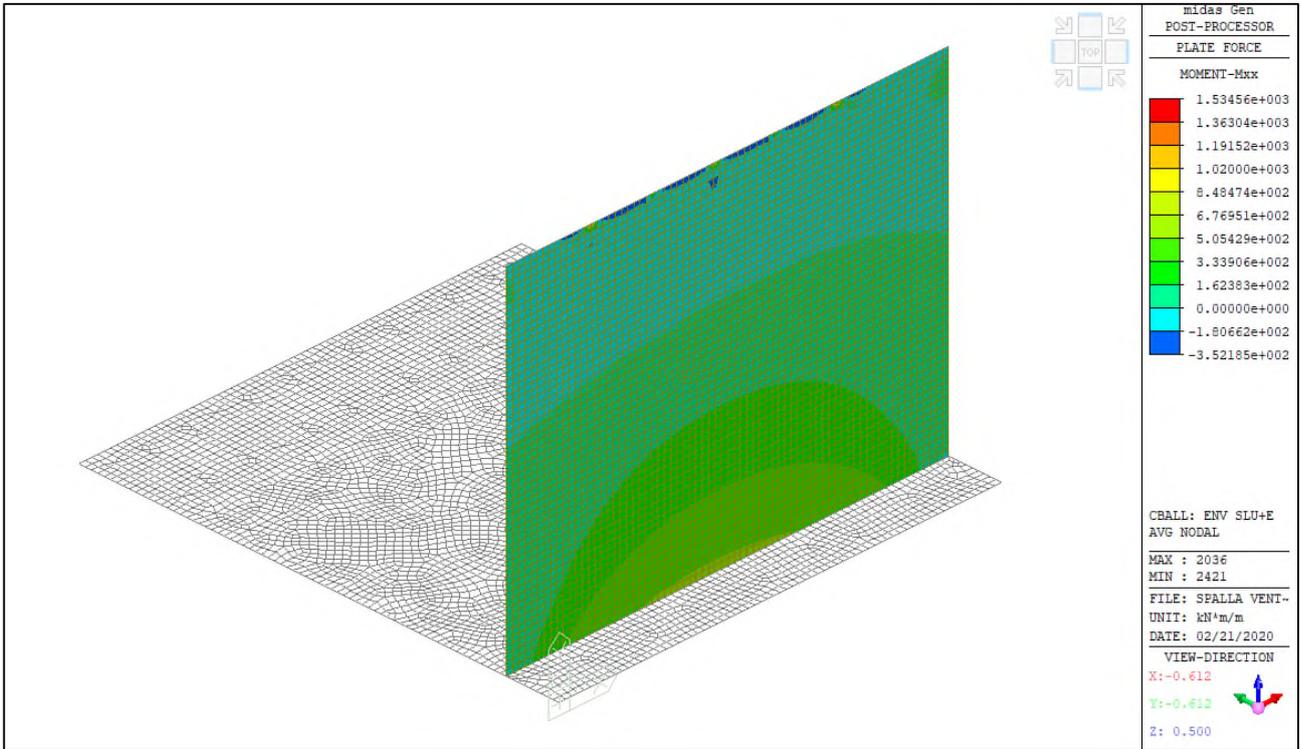
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



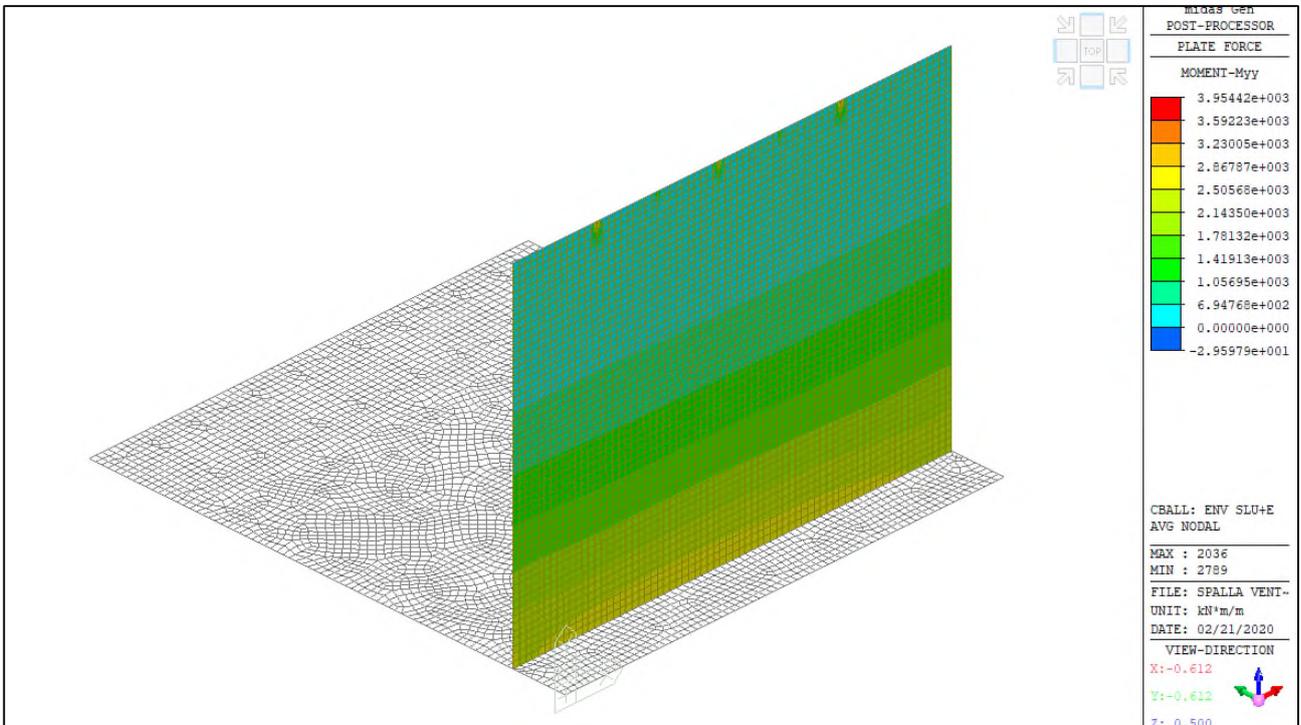
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



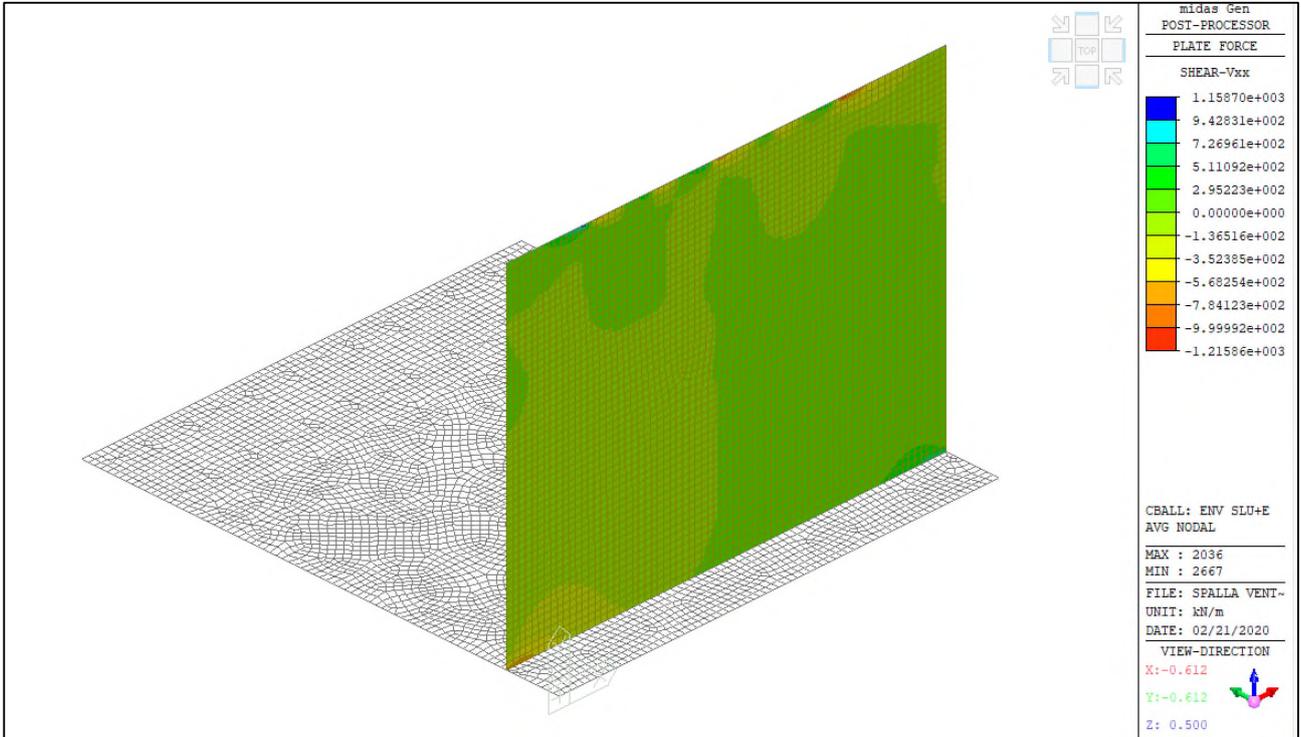
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



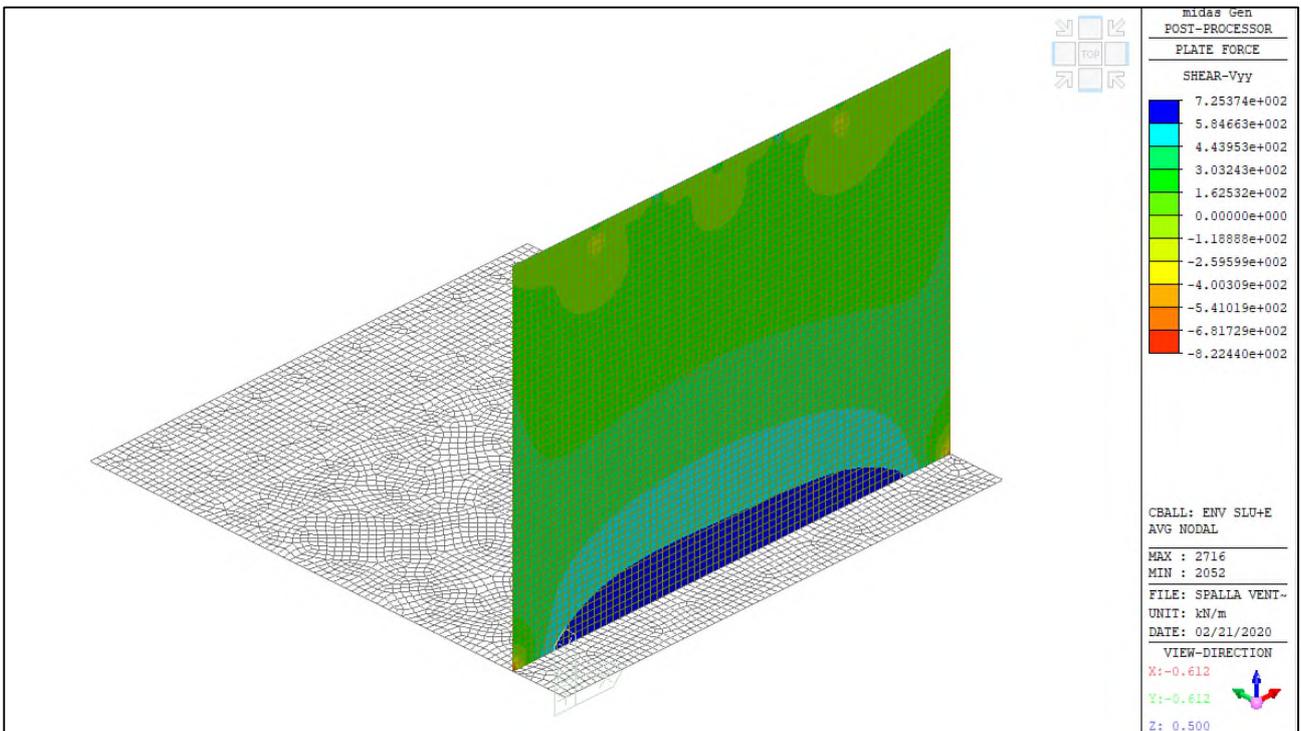
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

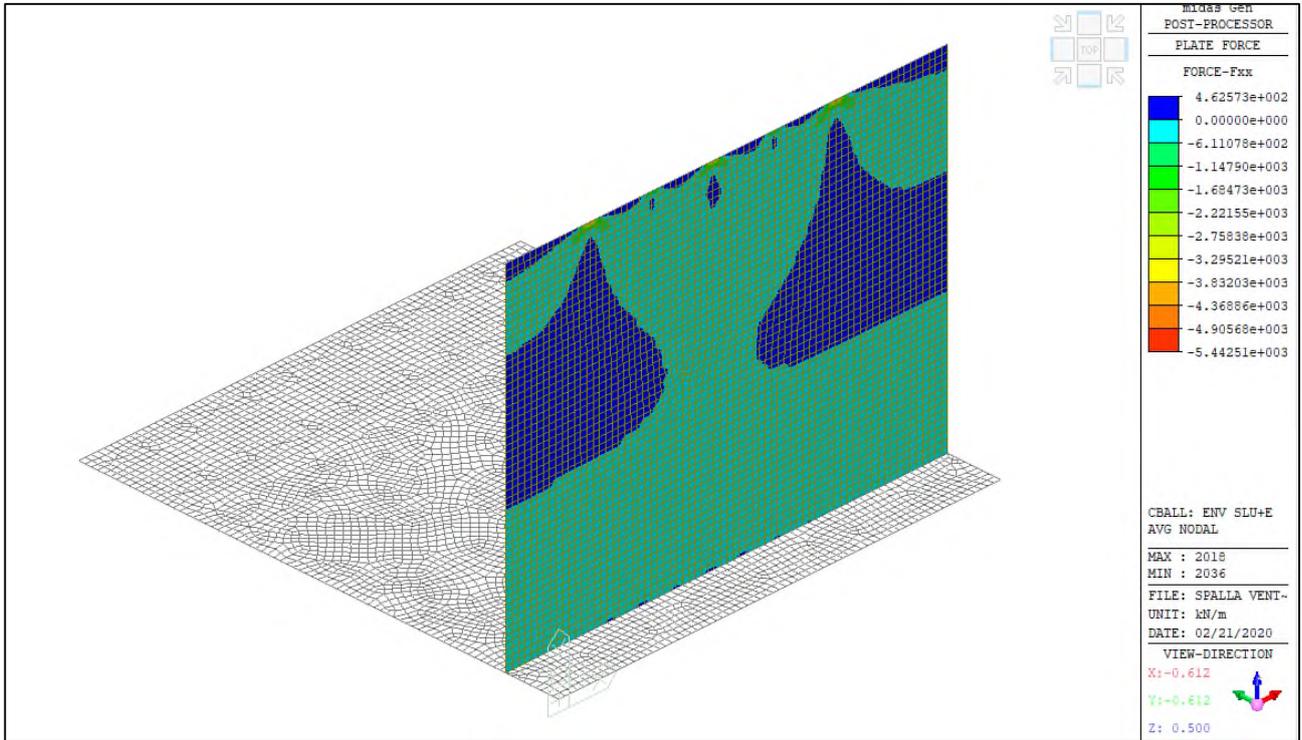
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



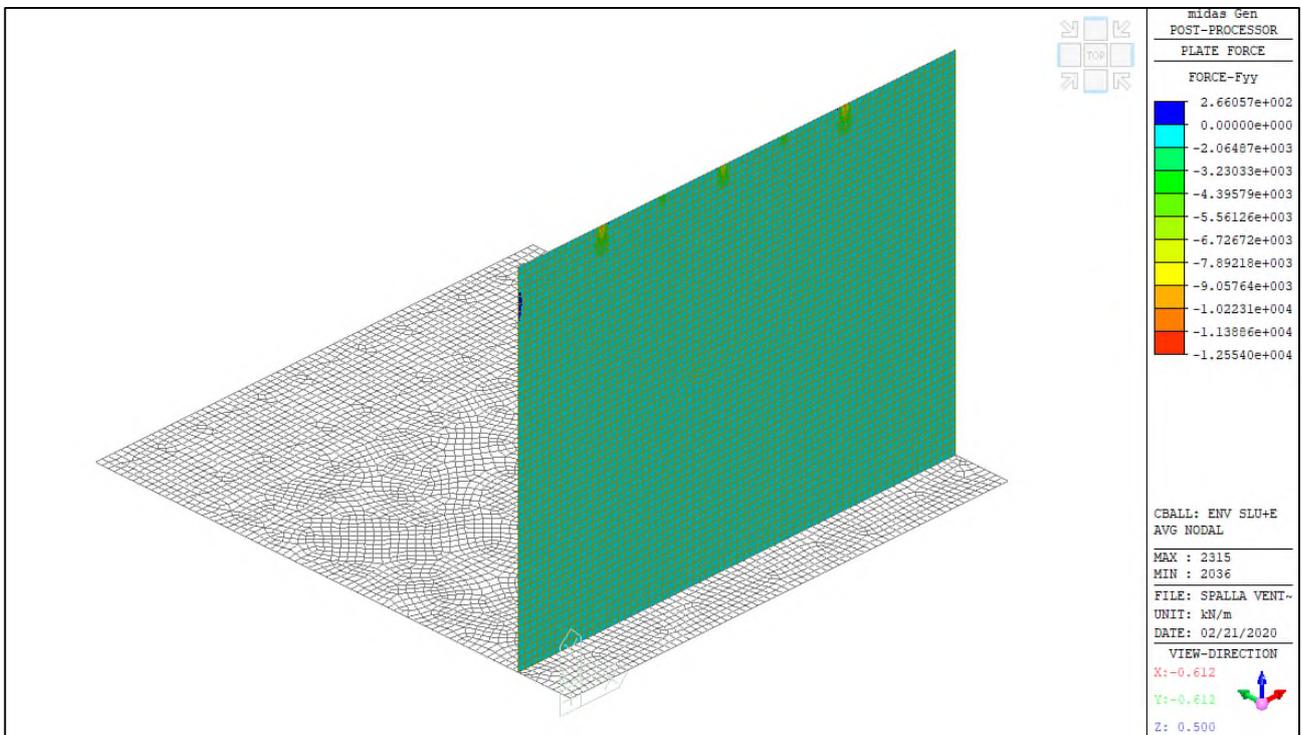
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



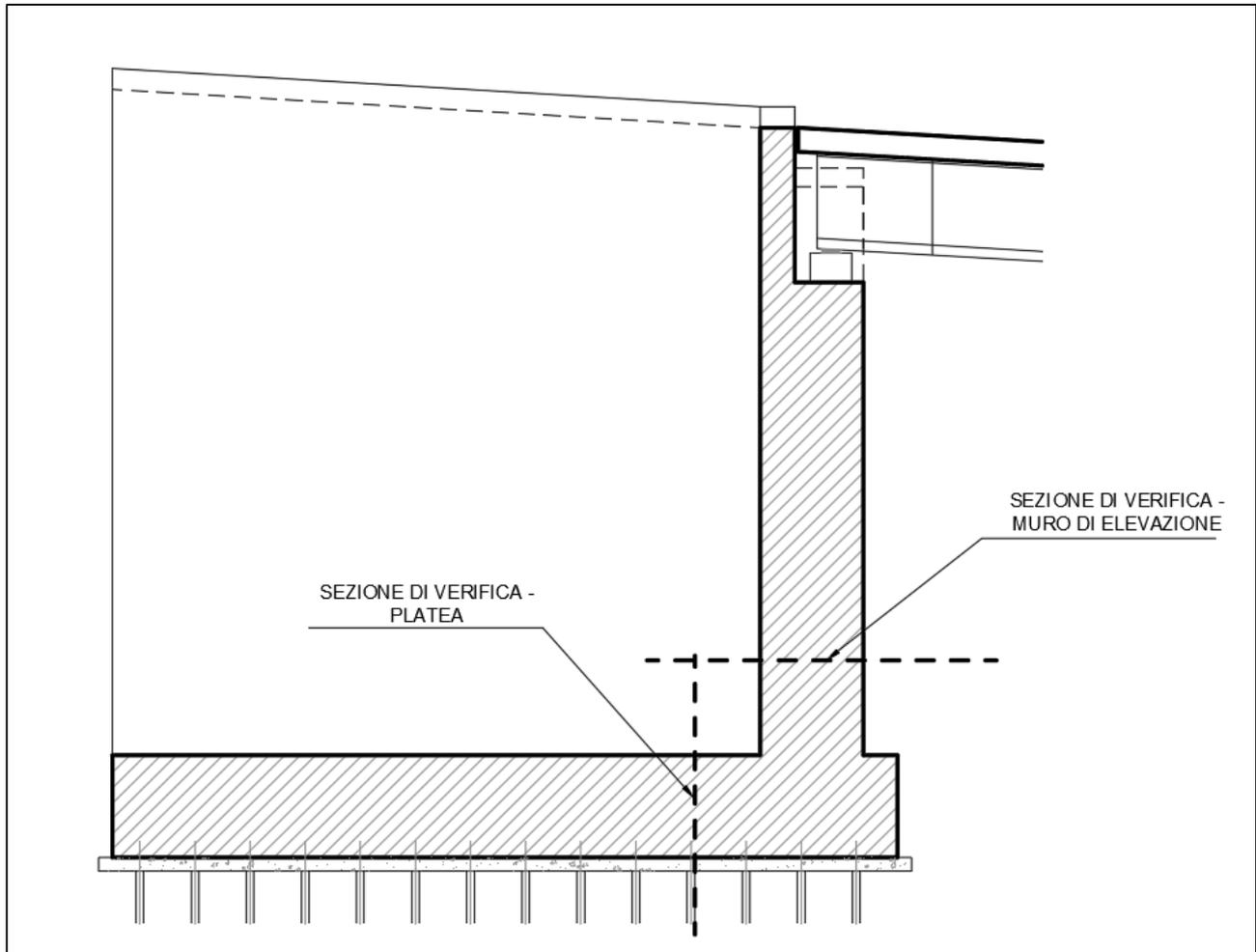
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Fyy (kN/m) – Spalla

8.3 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A

Di seguito si mostrano le due sezioni di verifica per la platea di fondazione e il muro di elevazione.



Identificazione sezioni di verifica

Cautelativamente, le verifiche sono state condotte solamente nelle sezioni dove si manifestano le massime sollecitazioni per una fascia di 1.00m. Nella seguente tabella vengono riportate le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica delle due sezioni.

SEZIONE	SLE QP [kNm/m]		SLE F [kNm/m]		SLE R [kNm/m]		SLU [kNm/m]	
	M _{xx}	M _{yy}						
PLATEA	330.6	1278.1	350.9	1510.5	400.8	1601.8	606.4	2625.4
ELEVAZIONE	917	1448.5	1000.5	1869.7	1156.6	2939.7	1534.5	3954.4



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ inferiori e superiori in direzione x
- $\Phi 30/20$ inferiori in direzione y
- $\Phi 32/10$ superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 14/20 \times 40$

Armatura platea direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.0+1.5 = 6.5\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	5.0	143.5	129.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 606.40 [kNm]	M _{Ek} 400.8 [kNm]	M _{Ek} 350.9 [kNm]	M _{Ek} 330.6 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 613.20 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 1923.4 [kNm]	M _{cr} 931.4 [kNm]	M _{cr} 931.4 [kNm]	M _{cr} 931.4 [kNm]
FS 3.17	y _n -44.34 [cm]	y _n -44.34 [cm]	y _n -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -1.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.3 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -18.1 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -15.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -14.9 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 84.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 74.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 69.8 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
		S _{r,max} - [cm]	S _{r,max} - [cm]
		W _k - [mm]	W _k - [mm]



Armatura platea direzione y

Armatura interna: copriferro 5.0+3.0+1.5 = 9.5cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.0	140.4	126.4
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	9.5	35.34	
10	32	140.4	80.42	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 2625.40 [kNm]	MEk 1601.8 [kNm]	MEk 1510.5 [kNm]	MEk 1278.1 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 1322.20 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 4155.3 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]
FS 1.58	tensioni e fessure		
	yn -30.80 [cm]	yn -30.80 [cm]	yn -30.80 [cm]
	σ _{c,min} -4.8 [MPa]	σ _{c,min} -4.5 [MPa]	σ _{c,min} -3.8 [MPa]
	σ _{s,min} -56.8 [MPa]	σ _{s,min} -53.5 [MPa]	σ _{s,min} -45.3 [MPa]
	σ _{s,max} 157.4 [MPa]	σ _{s,max} 148.5 [MPa]	σ _{s,max} 125.6 [MPa]
	tensioni e fessure		
	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
	ε _{sm-ε_{cm}} 0.51 [‰]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.40 [‰]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.40 [‰]
	S _{r,max} 43.4 [cm]	S _{r,max} 43.4 [cm]	S _{r,max} 43.4 [cm]
	W _k 0.223 [mm]	W _k 0.223 [mm]	W _k 0.173 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	150	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	9.6	cm
altezza utile	d	=	140	cm
braccio coppia interna	z	=	126.4	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	14	mm
passo	s	=	40	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	7.70	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	10	
diametro	ϕ_1	=	32	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	80.4	cm ²

materiali

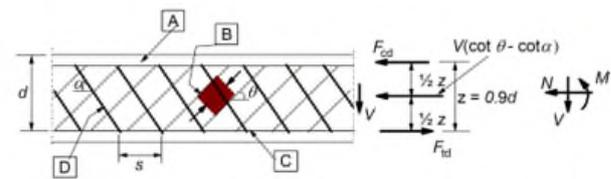
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	=	24.9	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c	=	1.5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc}	=	0.85	
tensione di calcolo	f_{cd}	=	14.1	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	ν	=	0.540	
tensione di calcolo bielle	νf_{cd}	=	7.6	MPa

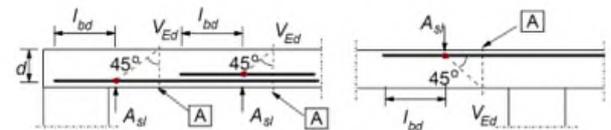
acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk}	=	450.0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3	MPa

legenda



A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement



A - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	1322.2	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	562.8	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	1867.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	3896.3	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			duttile	
traslazione armatura long.	al	=	124.0	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 30/10$ lato terra in direzione y
- $\Phi 30/20$ lato controterra in direzione y
- Spilli $\Phi 14/20 \times 40$

Armatura muro di elevazione direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.5+1.5 = 7.0$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	5.5	143.0	128.7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	7.0	35.34	
5	30	143.0	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 1534.50 [kNm]	MEk 1156.6 [kNm]	MEk 1000.5 [kNm]	MEk 917 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 1215.90 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 1925.2 [kNm]	Mcr 1126.0 [kNm]	Mcr 1126.0 [kNm]	Mcr 1126.0 [kNm]
FS 1.25	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -4.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.9 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.5 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -51.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -44.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -41.0 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 245.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 212.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 194.4 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]
		$S_{r,max}$ - [cm]	$S_{r,max}$ - [cm]
		W_k - [mm]	W_k - [mm]

Armatura muro di elevazione direzione y

Armatura interna: copriferro 5.5+3.0+1.5 = 10.0cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.5	140.0	126.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	10.0	35.34	
10	30	140.0	70.69	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 3954.40 [kNm]	M _{Ek} 2939.7 [kNm]	M _{Ek} 1869.7 [kNm]	M _{Ek} 1448.5 [kNm]
N _{Ed} -1060.00 [kN]	N _{Ek} -790 [kN]	N _{Ek} -790 [kN]	N _{Ek} -620 [kN]
V _{Ed} 822.40 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 209.8 [kNm]	M _{dec} 209.8 [kNm]	M _{dec} 164.7 [kNm]
M _{Rd} 4345.3 [kNm]	M _{cr} 1423.6 [kNm]	M _{cr} 1423.6 [kNm]	M _{cr} 1378.5 [kNm]
FS 1.10	γ _n -26.82 [cm]	γ _n -22.91 [cm]	γ _n -22.77 [cm]
	σ _{c,min} -9.8 [MPa]	σ _{c,min} -6.4 [MPa]	σ _{c,min} -4.9 [MPa]
	σ _{s,min} -116.2 [MPa]	σ _{s,min} -77.0 [MPa]	σ _{s,min} -59.7 [MPa]
	σ _{s,max} 279.6 [MPa]	σ _{s,max} 160.8 [MPa]	σ _{s,max} 124.2 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} 0.49 [%]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.37 [%]
		s _{r,max} 46.9 [cm]	s _{r,max} 46.9 [cm]
		w _k 0.231 [mm]	w _k 0.175 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	150	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	7	cm
altezza utile	d	=	143	cm
braccio coppia interna	z	=	128.7	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	14	mm
passo	s	=	40	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	7.70	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	5	
diametro	ϕ_1	=	30	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	35.3	cm ²

materiali

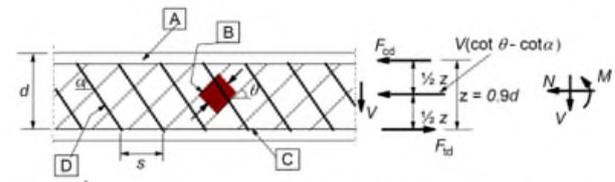
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	=	33.2	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c	=	1.5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc}	=	0.85	
tensione di calcolo	f_{cd}	=	18.8	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v	=	0.520	
tensione di calcolo bielle	$v f_{cd}$	=	9.8	MPa

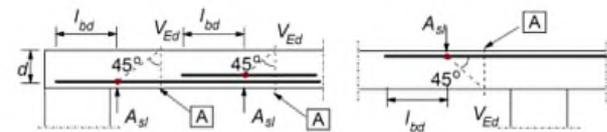
acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk}	=	450.0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3	MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	1215.9	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	475.6	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	1901.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	5096.2	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			duttile	
traslazione armatura long.	a_l	=	126.3	cm



8.4 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione sono realizzati in acciaio S355, con un diametro pari a 168.3mm, uno spessore di 10mm ed una lunghezza di 15.00m. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale, trasversale nonché la verifica strutturale del micropalo.

PONTE BOSSARINO 2

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VENTIMIGLIA

Calcolo della capacità portante del micropalo

$$Q = Q_s = \pi \alpha D L q_s$$

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

	Strato 1	Strato 2	Strato 3
tipo di terreno	SC1	SC2	SC3
spessore dello strato	s [m] 5	6	0
coefficiente amplificativo perforazione	α [-] 1	1	1
diametro equivalente perforazione	d_e [m] 0.24	0.24	0.24
N_{SPT} medio	N_{SPT} [-] XX	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	- Gravità	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	- XX	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q_s [kPa] 150	205	375
portata laterale media dello strato	Q_{si} [kN] 565.5	927.4	0.0

DATI GEOMETRICI:

diametro della perforazione	D	0.24	[m]
lunghezza del micropalo	L	11	[m]
diametro esterno tubolare	d	168.3	[mm]
spessore tubolare	t	10	[mm]
diametro interno tubolare	d_{int}	148.3	[mm]
area sezione tubolare	A	4973.1	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	1564.0	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	185.9	[cm ³]
peso tubolare	P	39.0	[kg/m]

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MINIMI

	Strato 1	Strato 2	Strato 2
tipo di terreno	SC1	SC2	SC3
spessore dello strato	s [m] 5	6	0
coefficiente amplificativo perforazione	α [-] 1	1	1
diametro equivalente perforazione	d_e [m] 0.24	0.24	0.24
N_{SPT} minimo	N_{SPT} [-] XX	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	- Gravità	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	- XX	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q_s [kPa] 150	205	375
portata laterale media dello strato	Q_{si} [kN] 565.5	927.4	0.0

PONTE BOSSARINO 2

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VENTIMIGLIA

Calcolo della capacità portante del micropalo

$$Q = Q_s = \pi \alpha D L q_s$$

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A COMPRESIONE:

MEDIA: $(R_{c,cal})_{media}$ 1492.9 [kN]

MINIMA: $(R_{c,cal})_{minima}$ 1492.9 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:

$$R_{c,k} = \text{Min}\{R_{c,cal med}/\xi_3, R_{c,cal min}/\xi_4\}$$

$R_{c,k}$ 904.8 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

$$R_{c,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$$

COEFFICIENTI DI NORMATIVA:

Combinazione di calcolo	Azioni		Resistenze (pali trivellati)		
	γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	$\gamma_{s, traz}$
A1+M1+R1	1.3	1.5	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.0	1.3	1.70	1.45	1.60
A1+M1+R3	1.3	1.5	1.35	1.15	1.25
SISMICA	1.0	1.0	1.35	1.15	1.25

VERTICALI INDAGATE:

numero di verticali indagate	n^*	2
fattore di correlazione	ξ_3	1.65
fattore di correlazione	ξ_4	1.55

Resistenza $R_{c,d}$ 786.8 [kN]

Azione agente N_d 540.6 [kN]

Fattore Sicurezza FS 1.5 [-]

Verifica capacità portante verticale del micropalo

:Documento P280_D_OMG_RC_004_A.docx

59/ 103

**PONTE BOSSARINO 2**

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VENTIMIGLIA

Calcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	11	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	0.24	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	168.3	[mm]
Spessore del tubolare	t _{tubolare}	10	[mm]
Tipo di acciaio	S	355	[-]
Momento di plasticizzazione	M _y	77.5	[kNm]

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	21	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	25	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.46	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.37	[-]

VERTICALI INDAGATE:

numero di verticali indagate	n°	2
fattore di correlazione	ξ ₃	1.65
fattore di correlazione	ξ ₄	1.55

CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:

H _{1,medio}	2250.3	[kN]
H _{1,minimo}	2168.0	[kN]

$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	757.1	[kN]
H _{2,minimo}	729.7	[kN]

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO H₃:

H _{3,medio}	100.2	[kN]
H _{3,minimo}	98.9	[kN]

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO:

H _{medio}	100.2	[kN]	PALO
H _{minimo}	98.9	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3, H_{min}/\xi_4)$$

H _k	60.7	[kN]
----------------	------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	46.7	[kN]
H _{agente}	42.9	[kN]

VERIFICA: H_d > H_{agente} **VERIFICATO**

Verifica capacità portante trasversale del micropalo

**PONTE BOSSARINO 2****MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VENTIMIGLIA***Calcolo della resistenza strutturale del tubolare***DATI GEOMETRICI:**

diámetro esterno del tubolare	d	168.3	[mm]
spessore del tubolare	t	10.0	[mm]
diámetro interno del tubolare	d _{int}	148.3	[mm]
area della sezione del tubolare	A	4973.1	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	1564.0	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	185.9	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	125.5	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ _{M0}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progett	f _{yd}	338.1	[MPa]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)

tensione di snervamento no	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessore	d/t	16.8	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	

SOLLECITAZIONI AGENTI:

momento flettente di calcolo	M _{Ed}	36.1	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	42.9	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	540.6	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	36.1	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	42.9	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	540.6	[kN]

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:

tensione normale	σ _{x,Ed}	194.2	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	17.2	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	196.5	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	1.7	VERIFICATO

Resistenza strutturale del micropalo

9. VERIFICA SPALLA LATO GENOVA

L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MIDAS GEN.

Le varie parti della struttura sono state schematizzate mediante elementi di tipo plate.

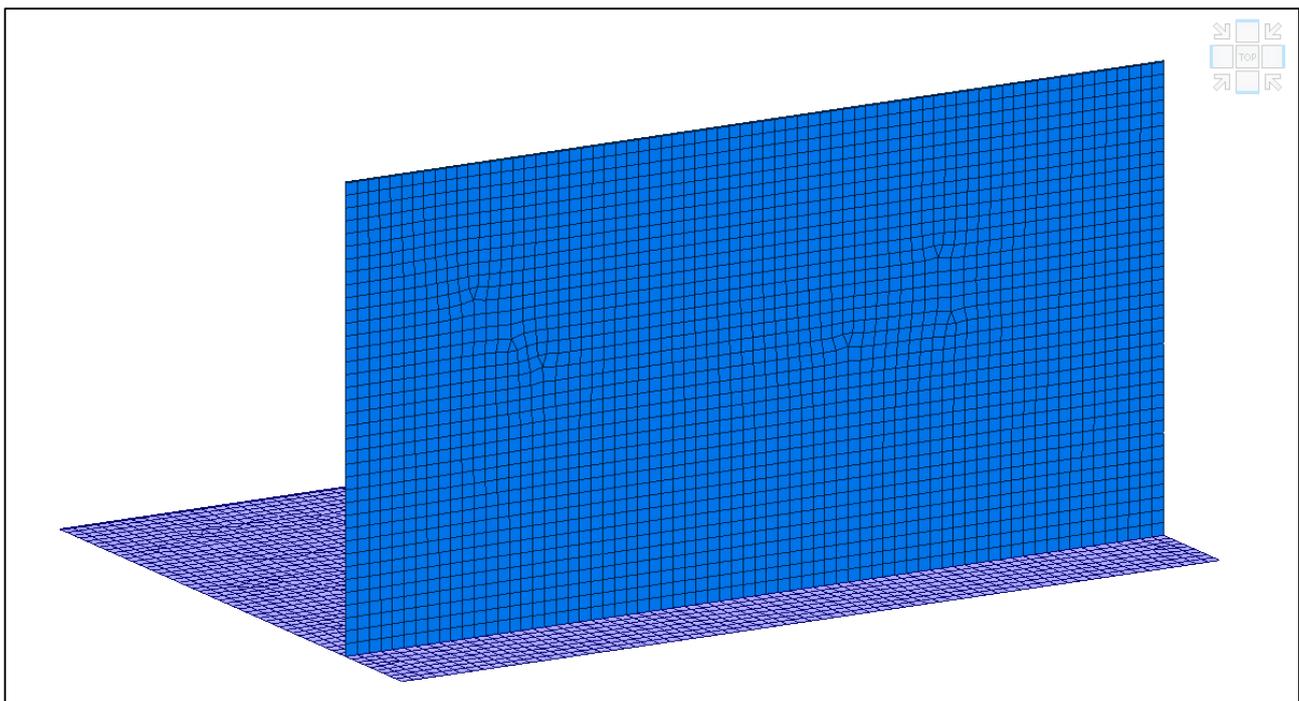
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

9.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

9.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 150 cm e da una platea di fondazione dello spessore di 150 cm. In sommità è presente un paraghiaia di spessore pari a 50 cm.

E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare. I vari elementi sono stati schematizzati assumendo diverse caratteristiche geometriche per le varie sezioni previste.



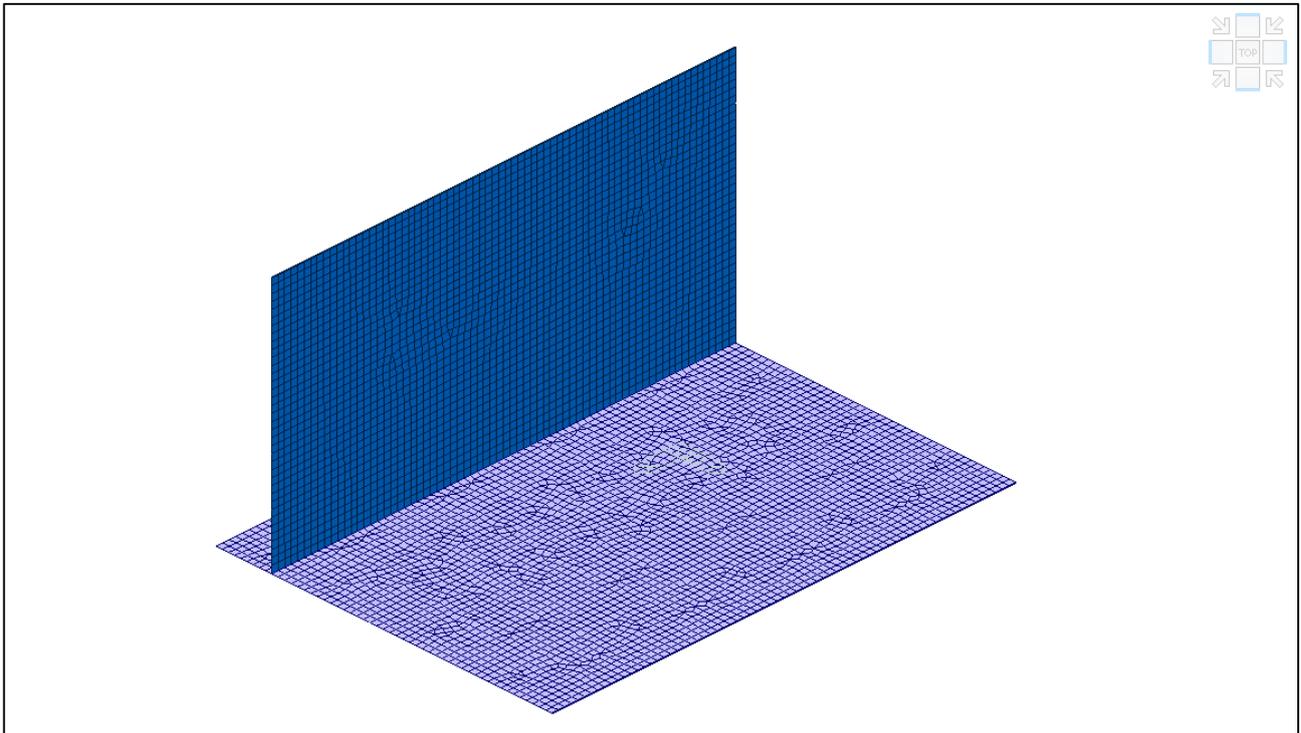
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Genova



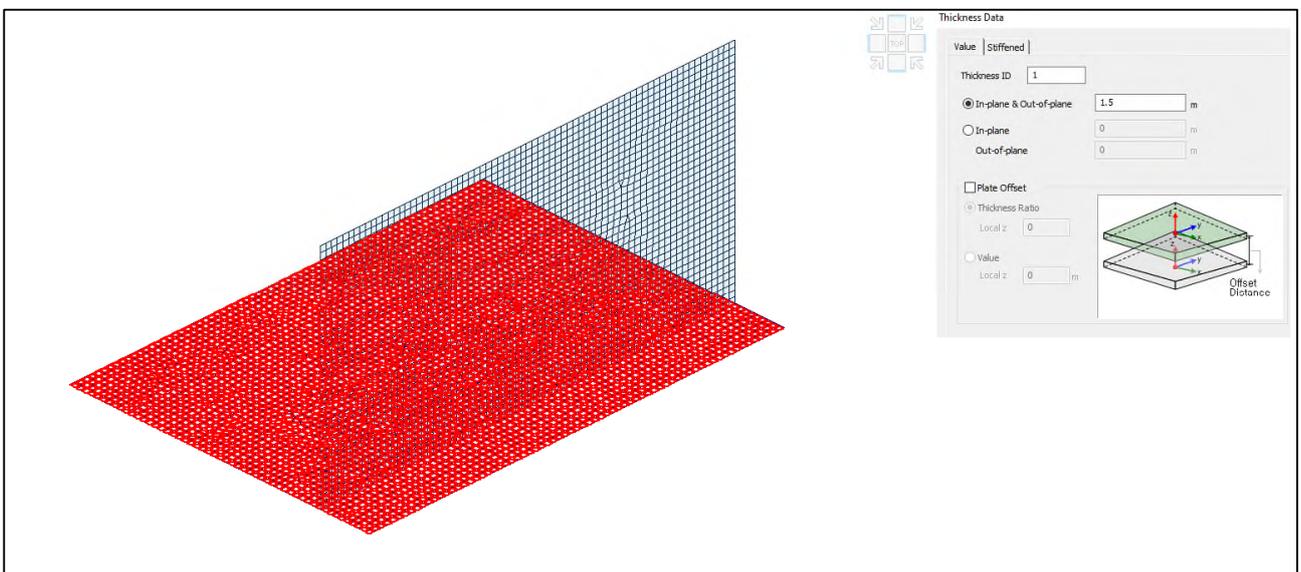
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

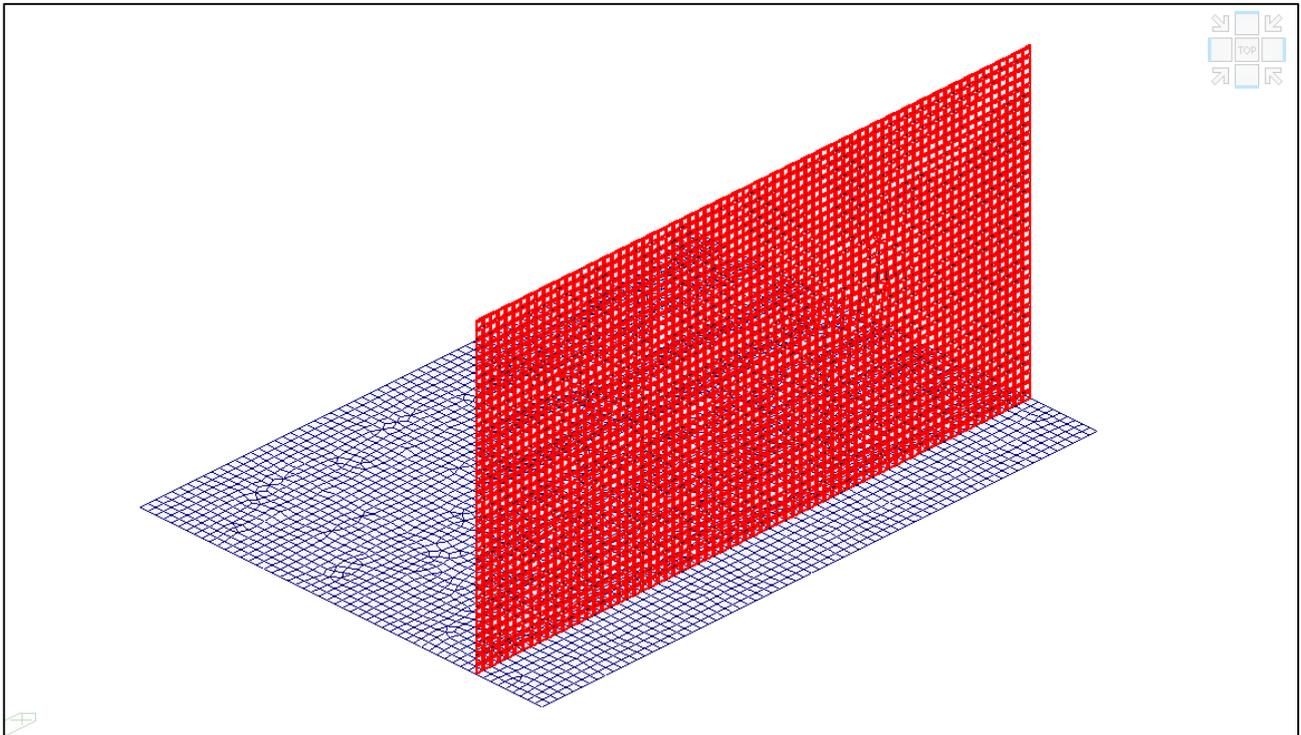
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Genova



Modello FEM - Identificazione platea spessore 1.50m in calcestruzzo C25/30

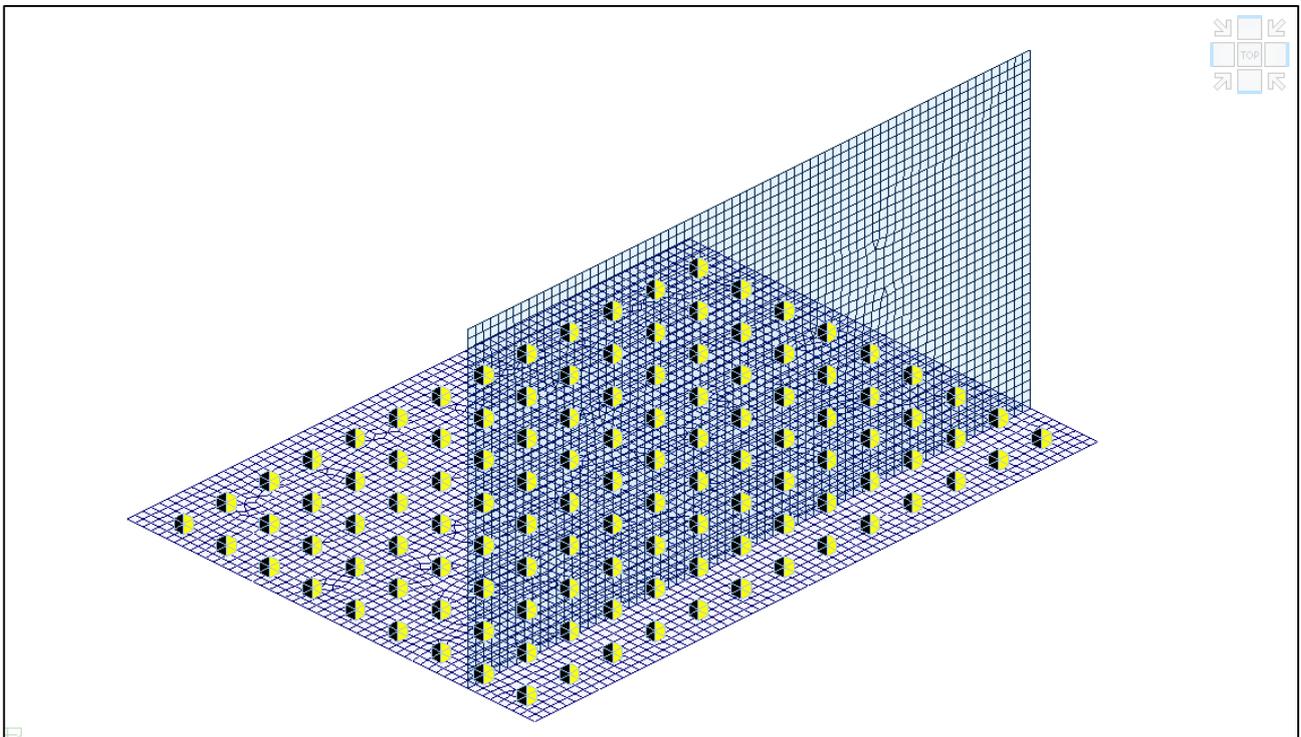


Modello FEM - Identificazione platea spessore 1.50m in calcestruzzo C32/40

9.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei micropali. I valori delle costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del micropalo, sono i medesimi di quelli calcolati per la spalla lato Ventimiglia.

Nella successiva immagine sono riportati i vincoli considerati in corrispondenza dei pali.

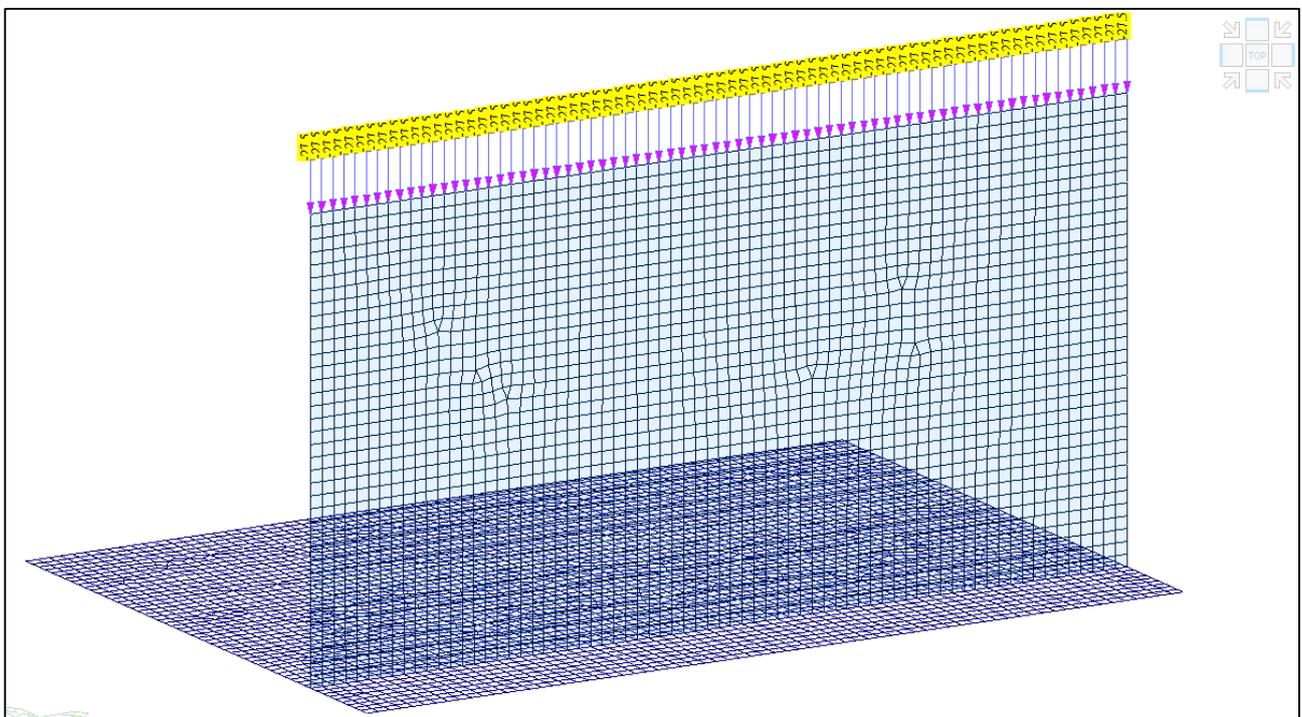


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei micropali

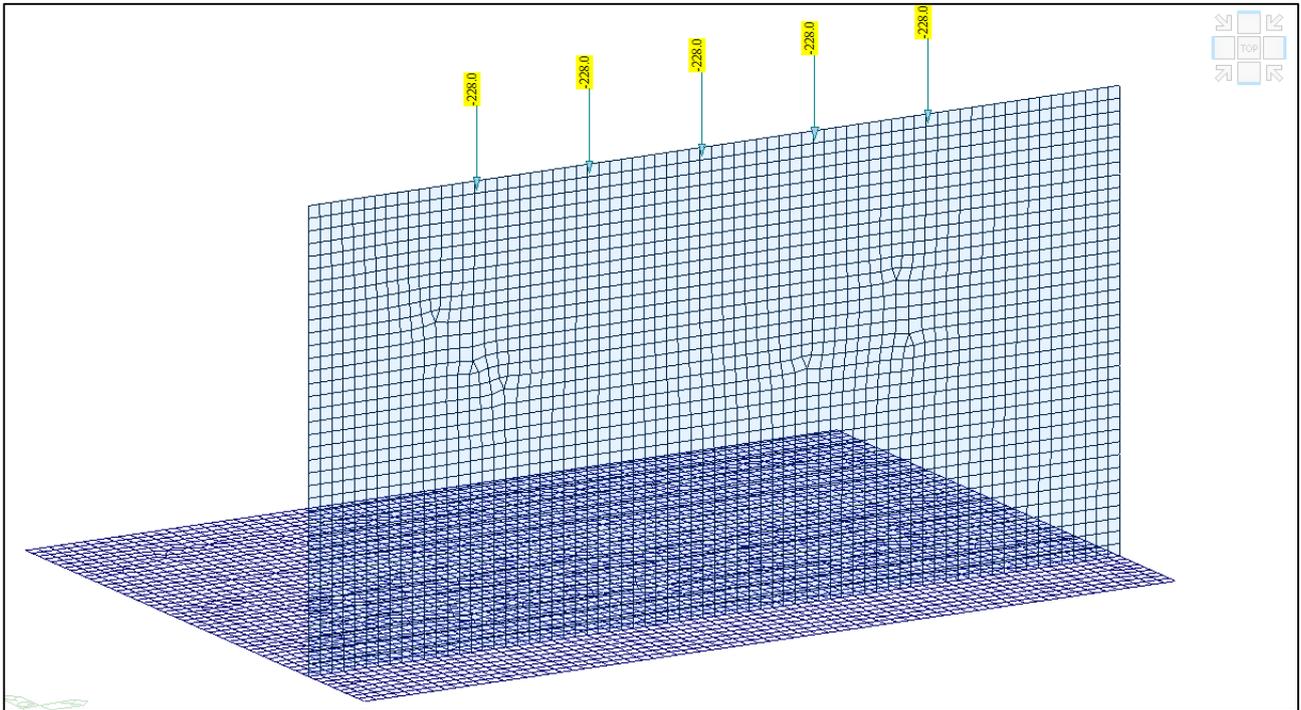
9.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

Nel presente paragrafo vengono descritte le condizioni di carico agenti sulla spalla. Si distinguono gli scarichi provenienti dall’impalcato ricavati da uno studio precedente e i carichi agenti direttamente sulla spalla. I carichi orizzontali derivanti dall’impalcato sono stati applicati in modo da massimizzare l’effetto ribaltante della spalla; in questo modo vengono massimizzate le sollecitazioni dei pali.

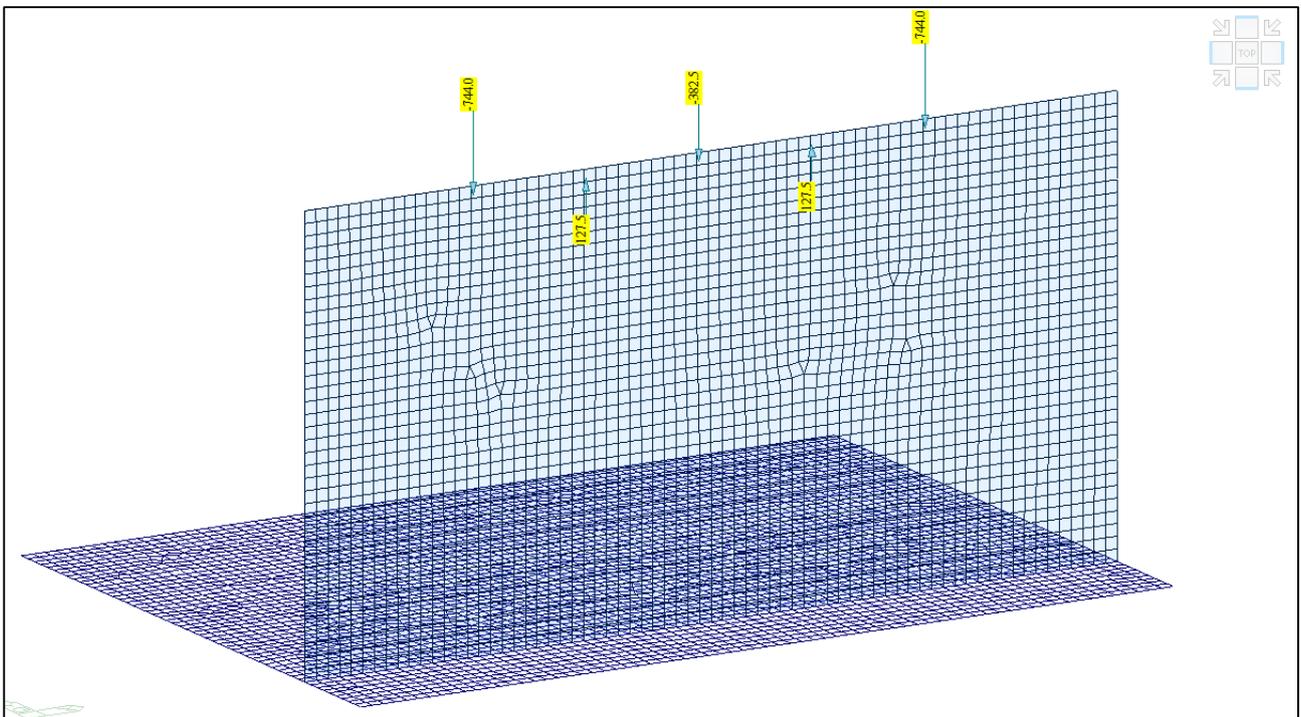
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 1.50m.



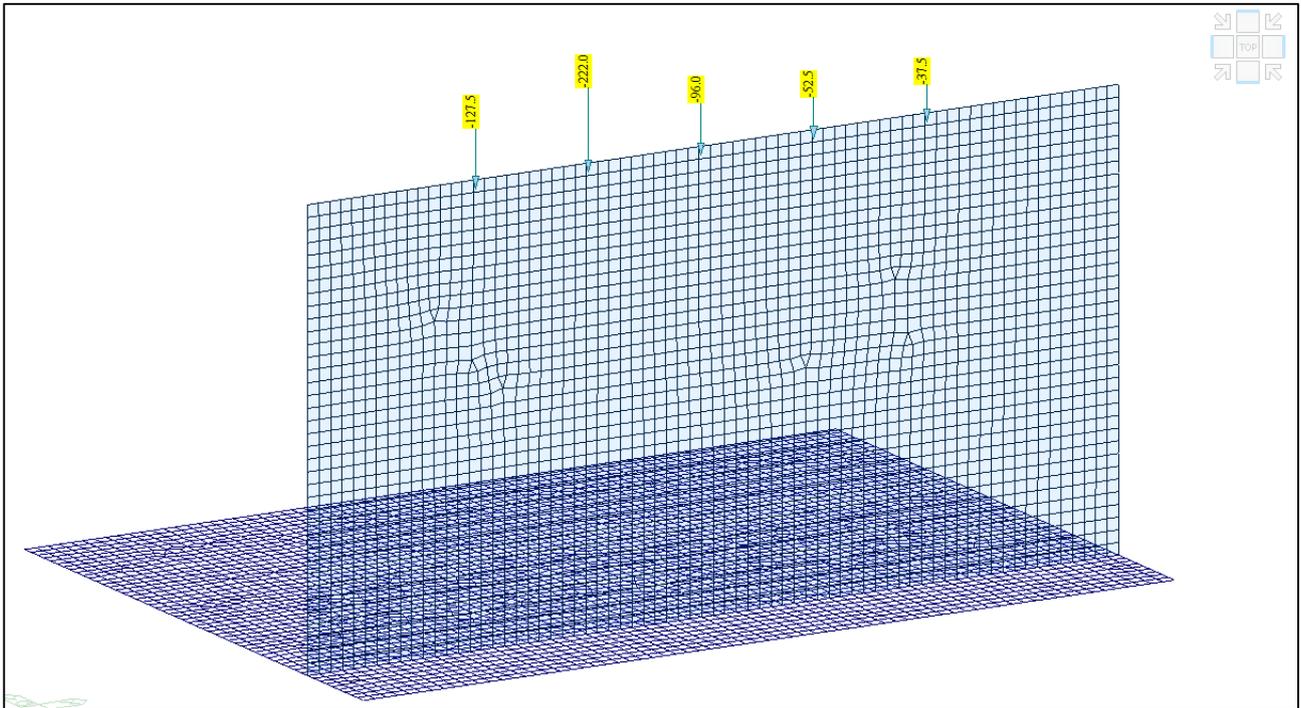
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Paraghiaia



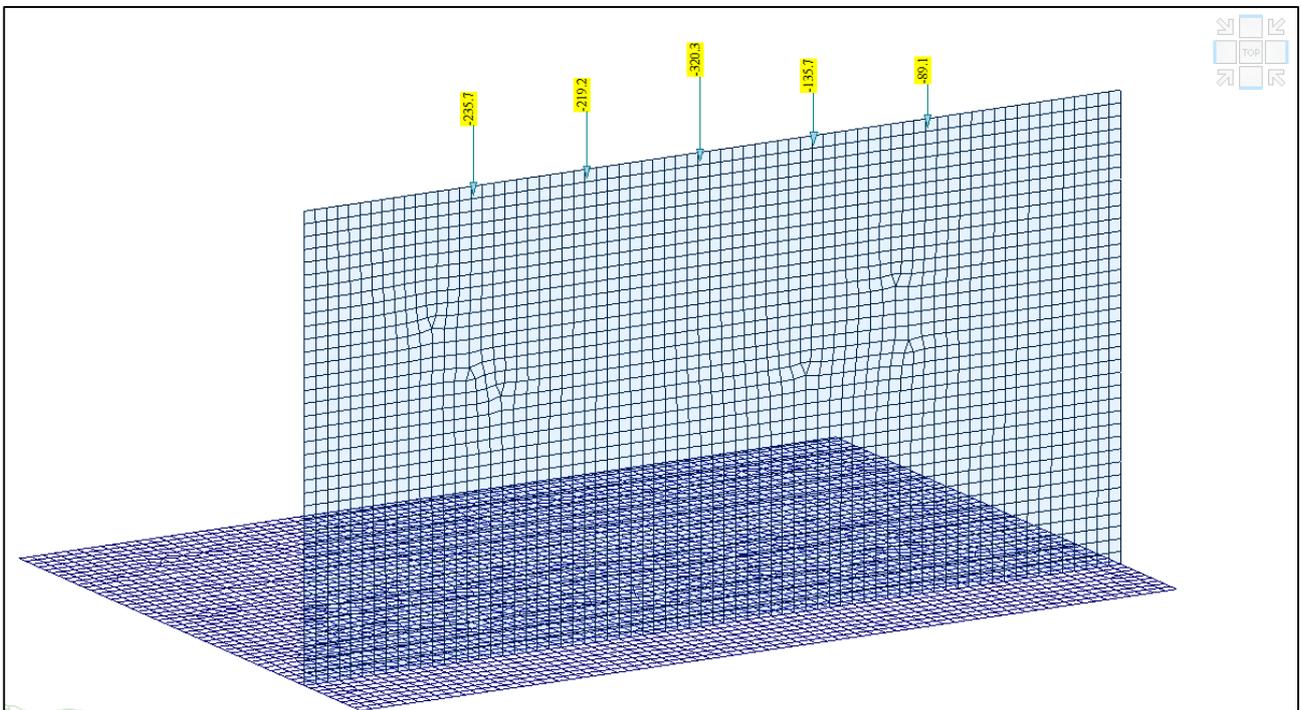
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



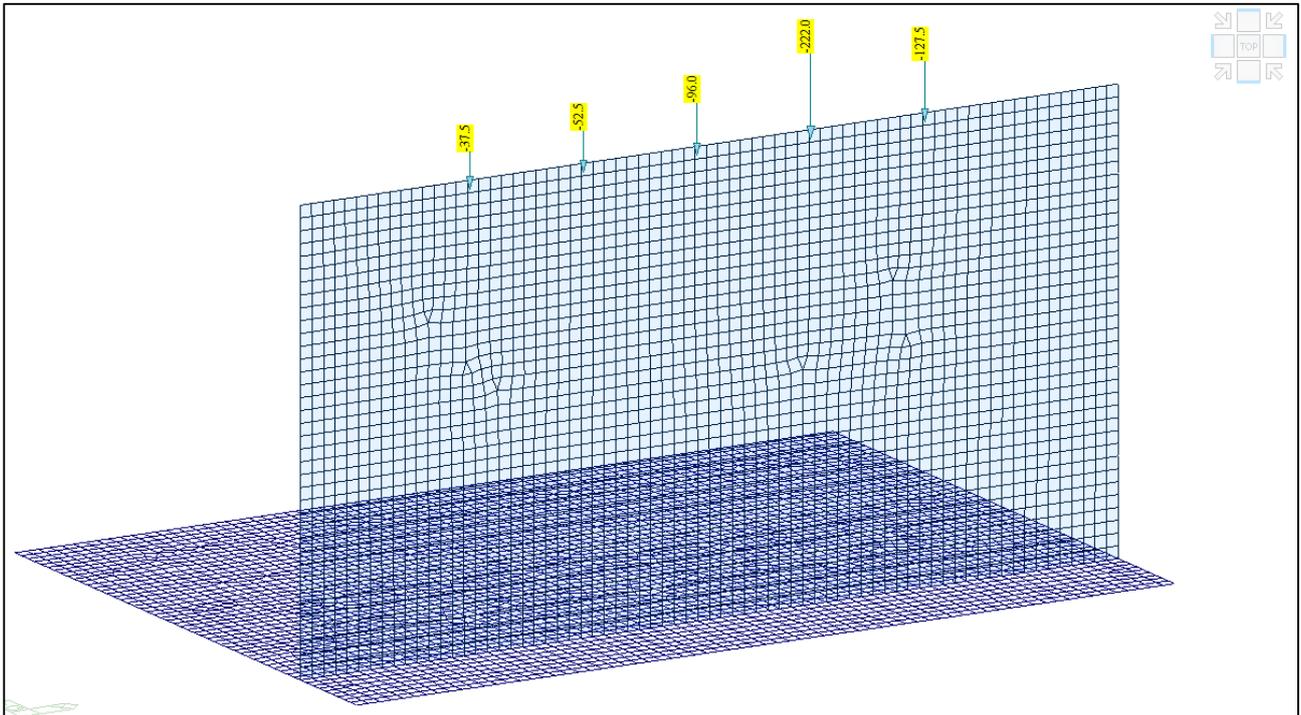
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



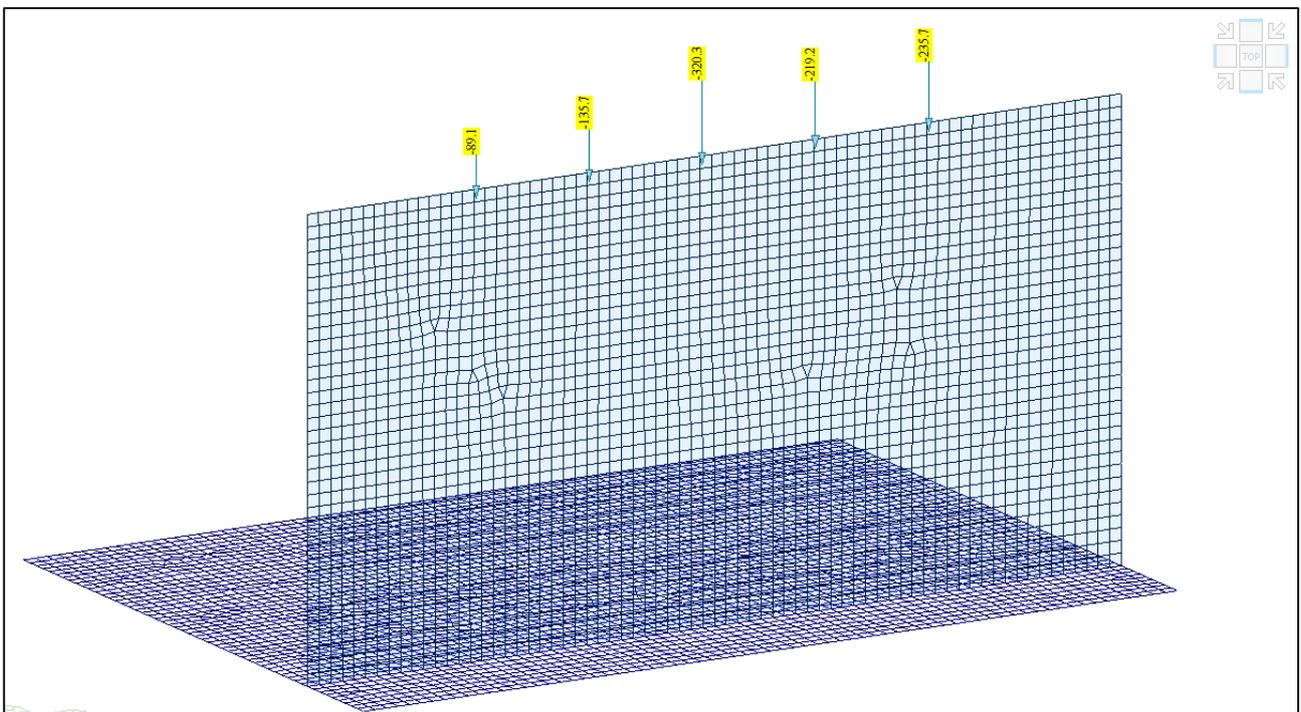
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 1



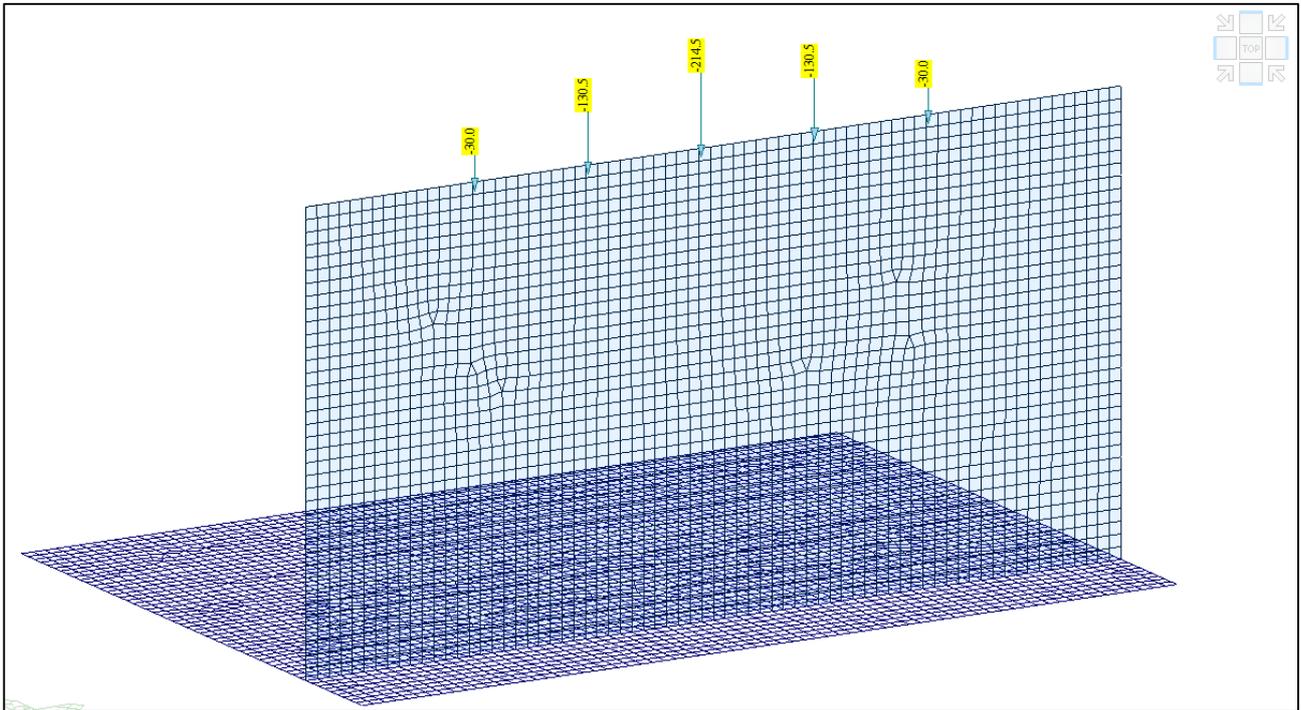
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 1



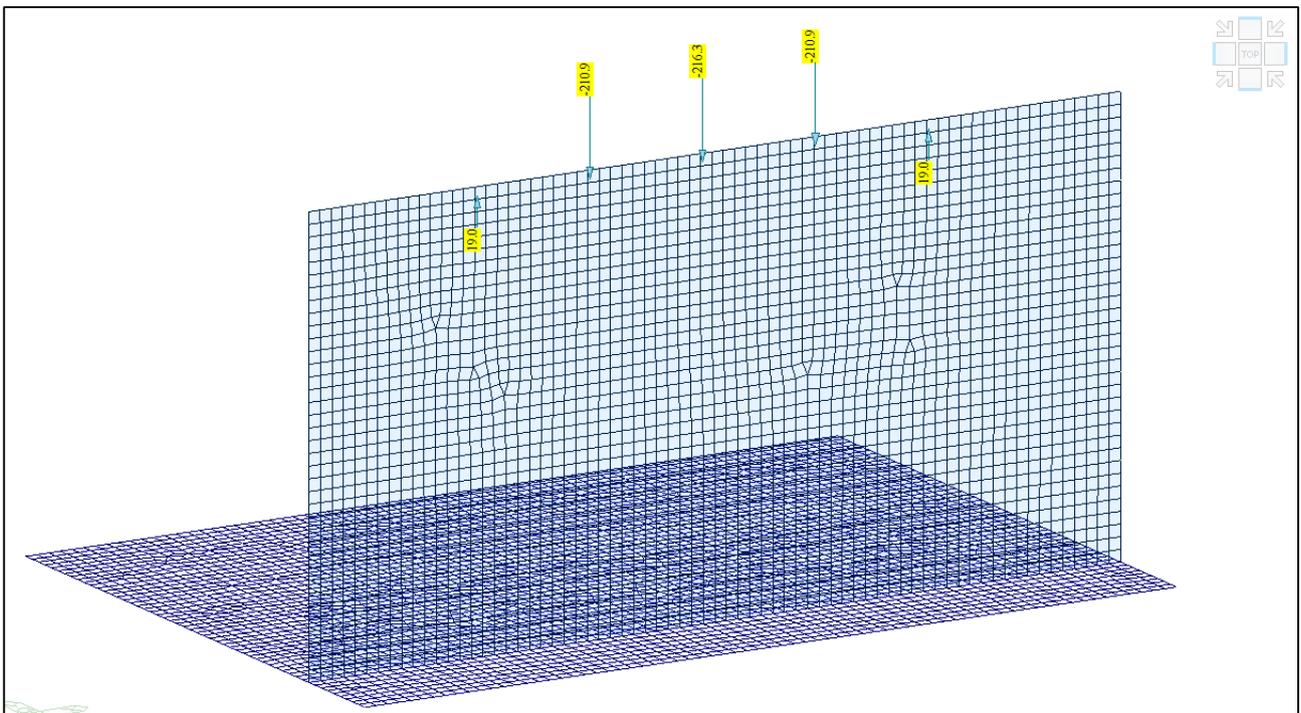
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 2



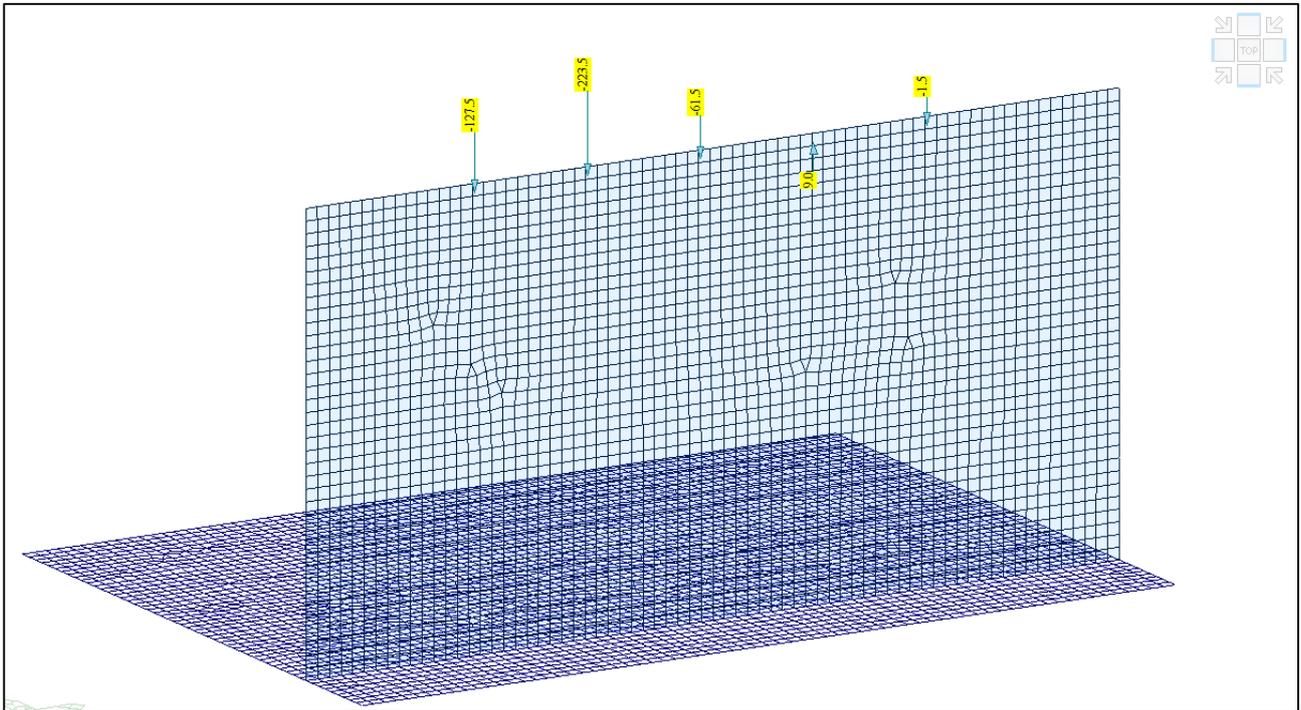
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 2



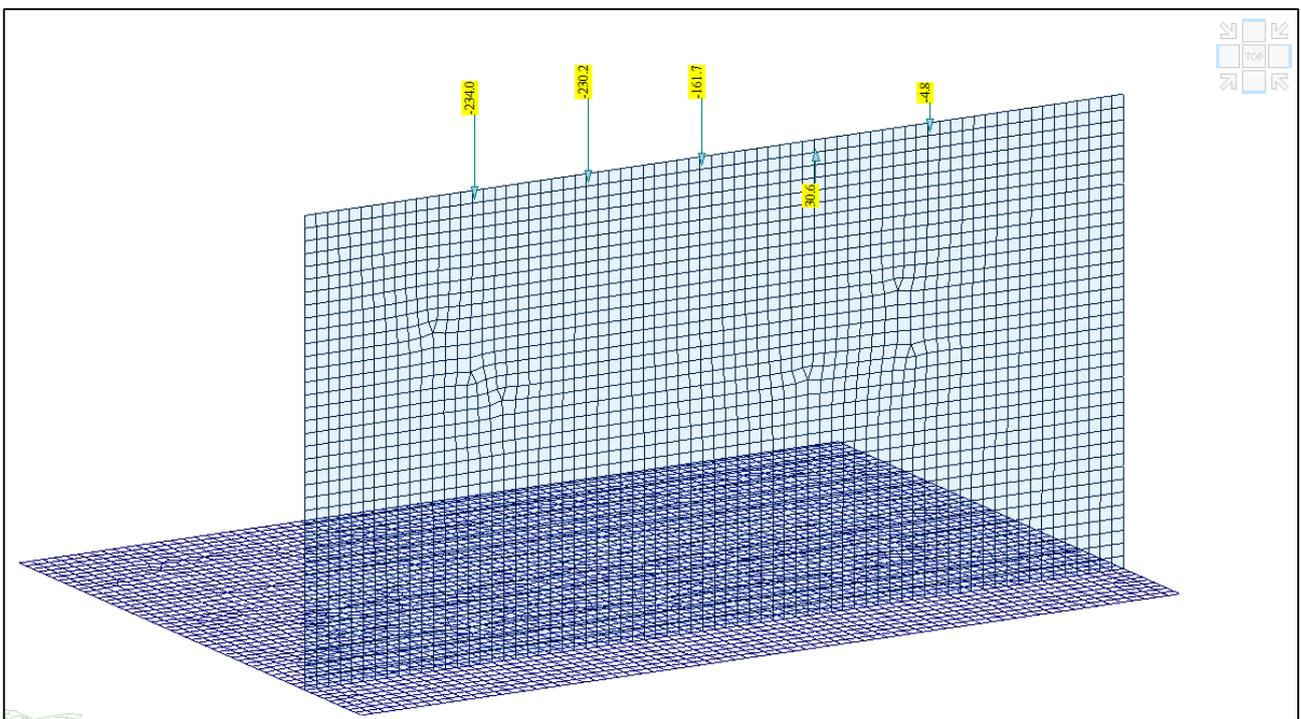
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 3



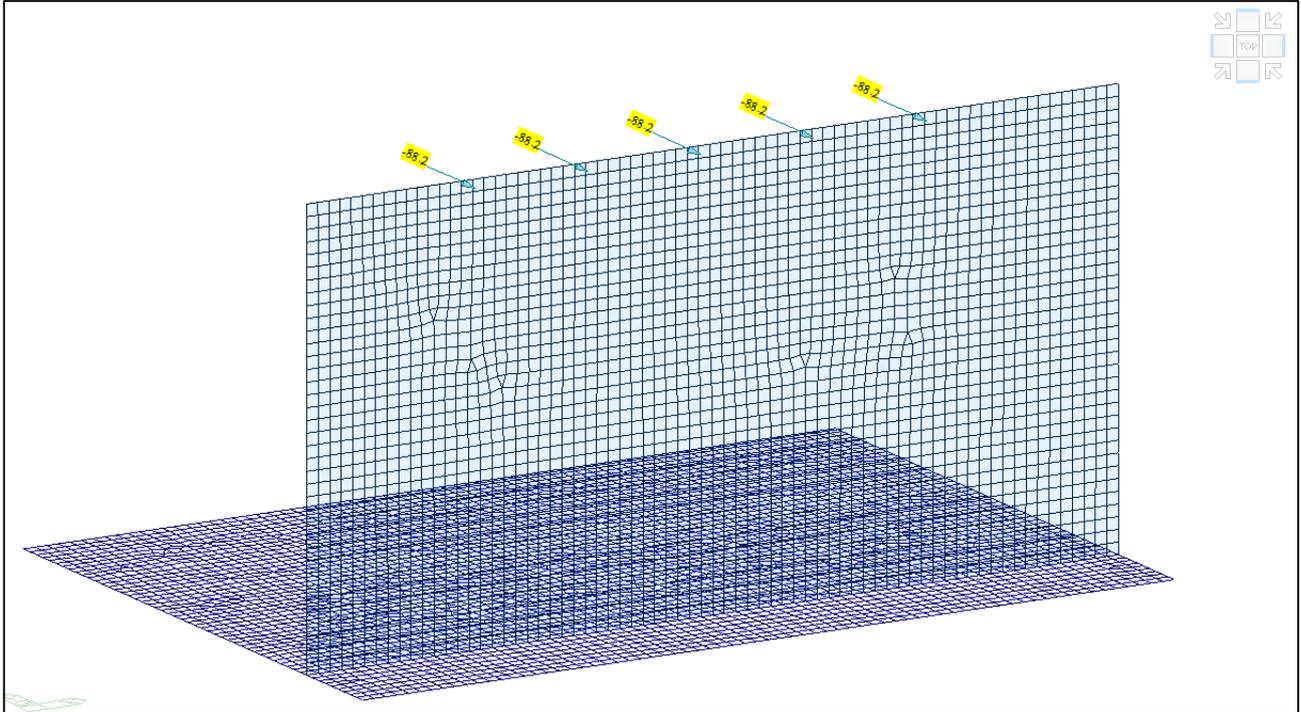
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 3



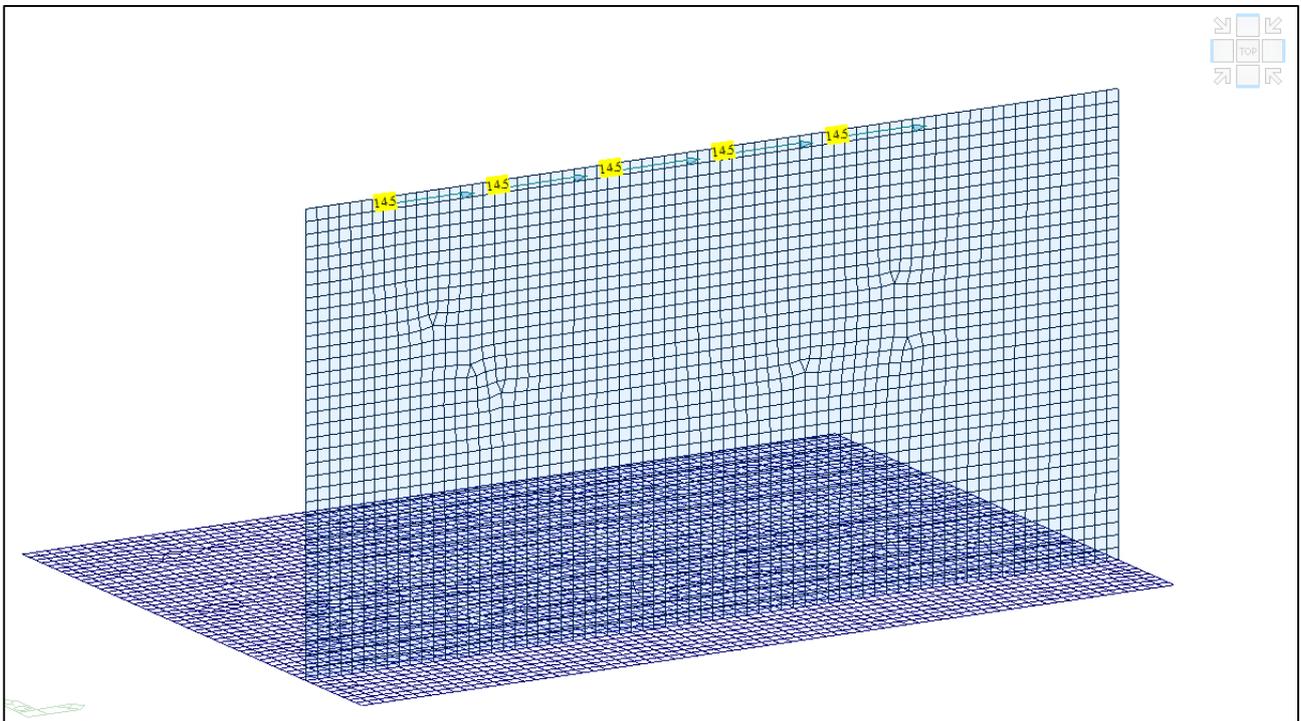
Modello FEM – Condizione di carico Mobile 4



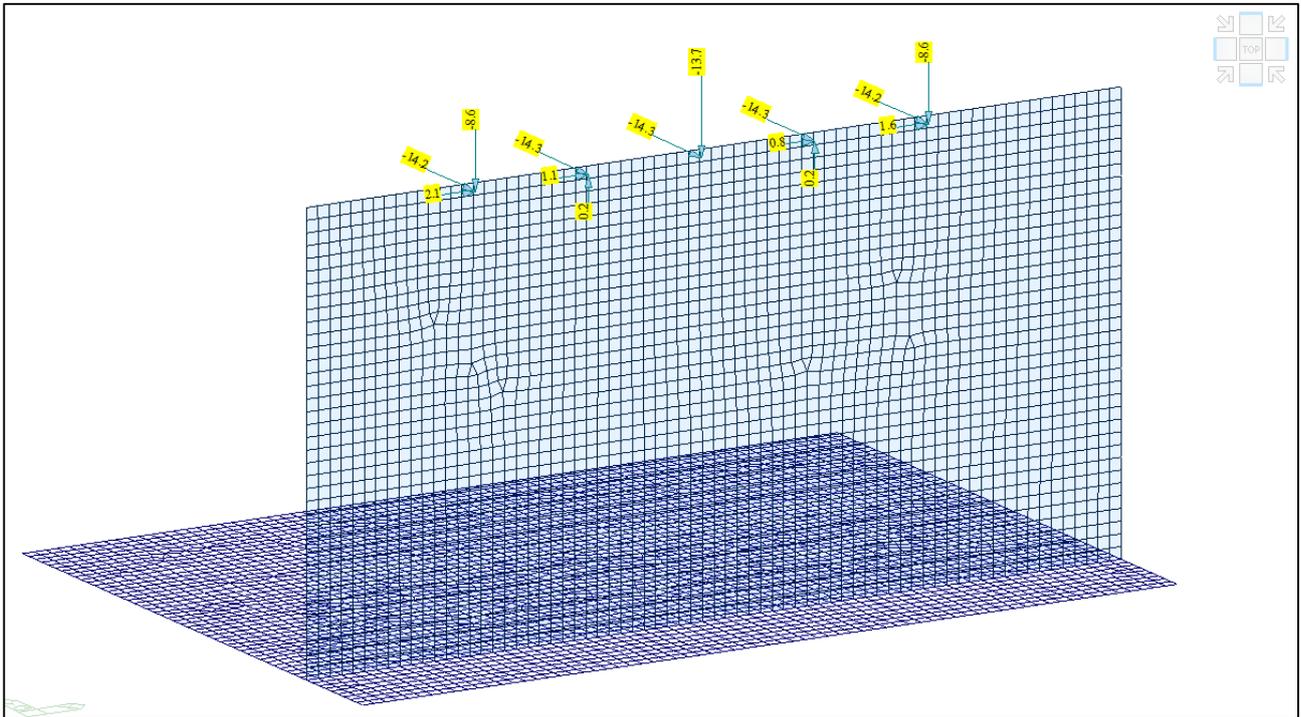
Modello FEM – Condizione di carico Mobile tandem 4



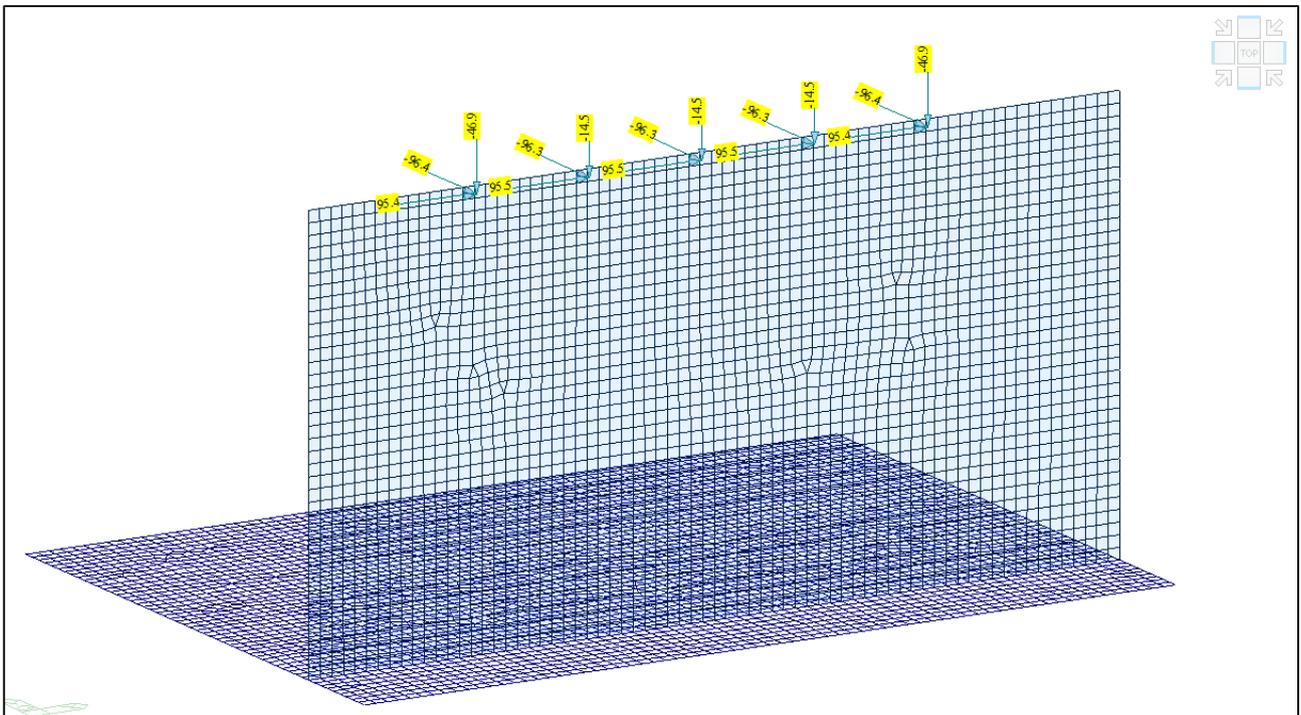
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



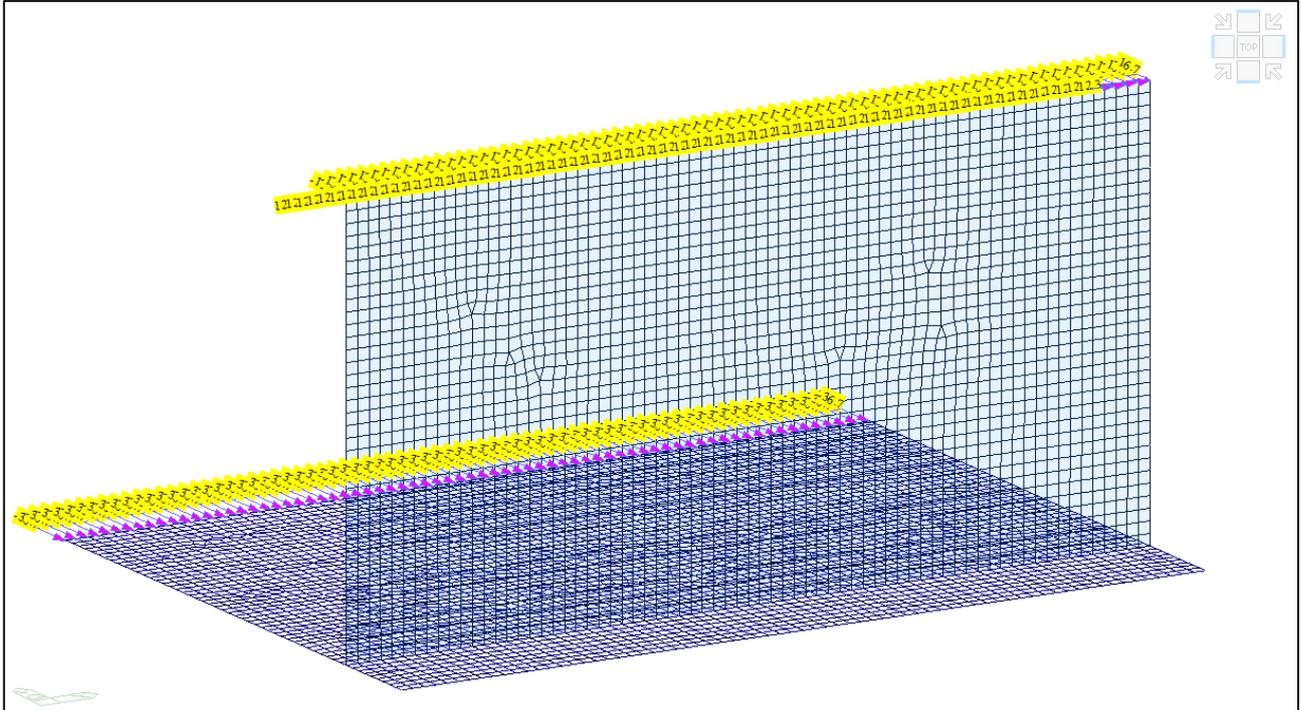
Modello FEM – Condizione di carico Vento



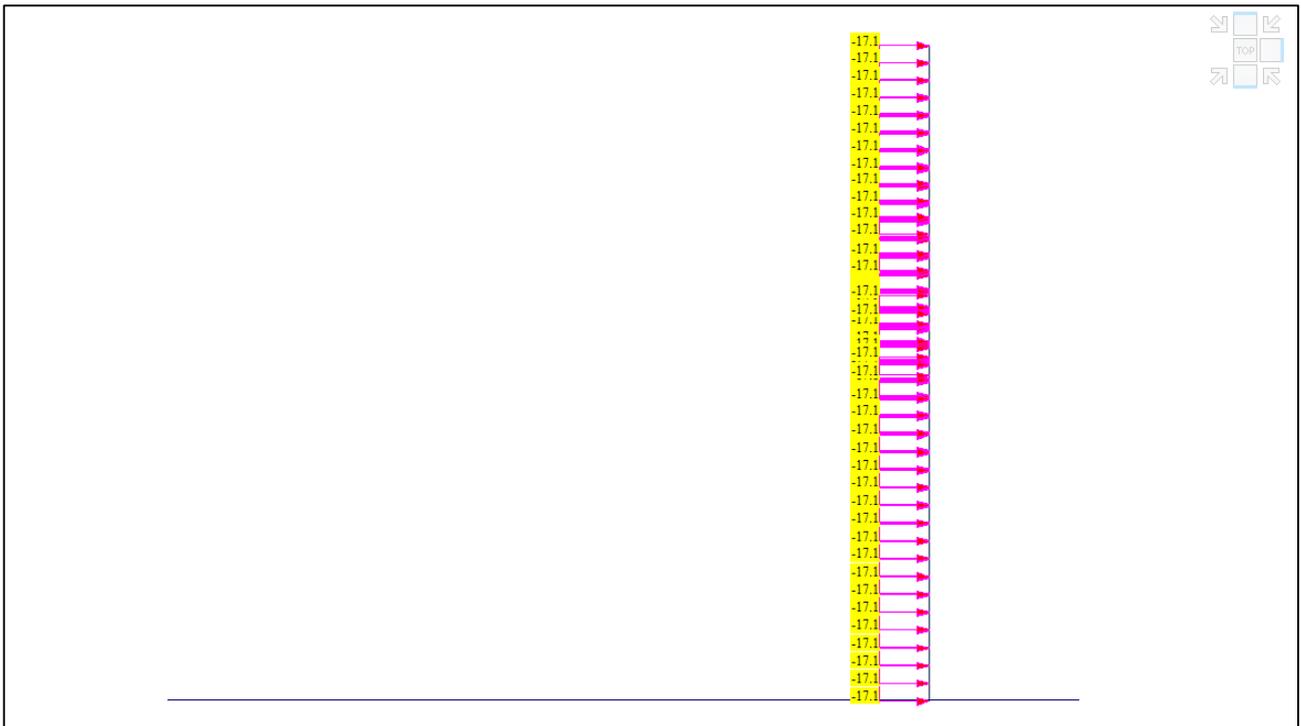
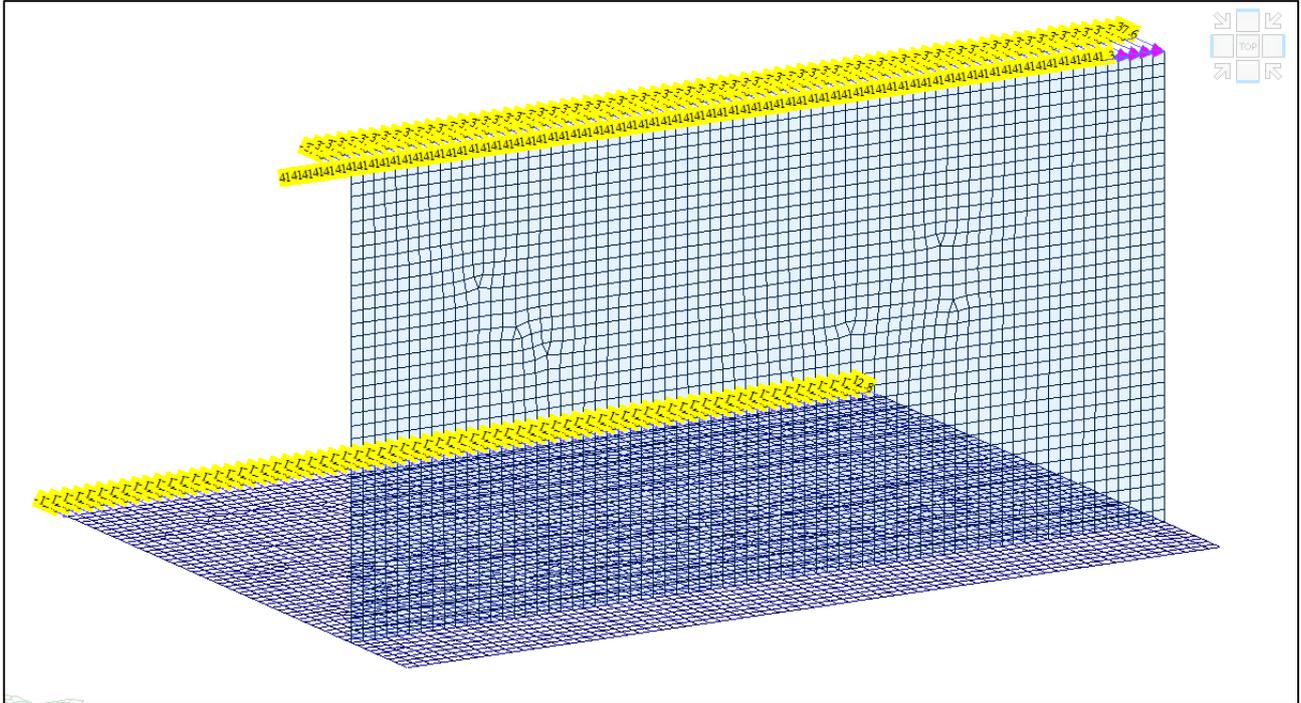
Modello FEM – Condizione di carico Termico



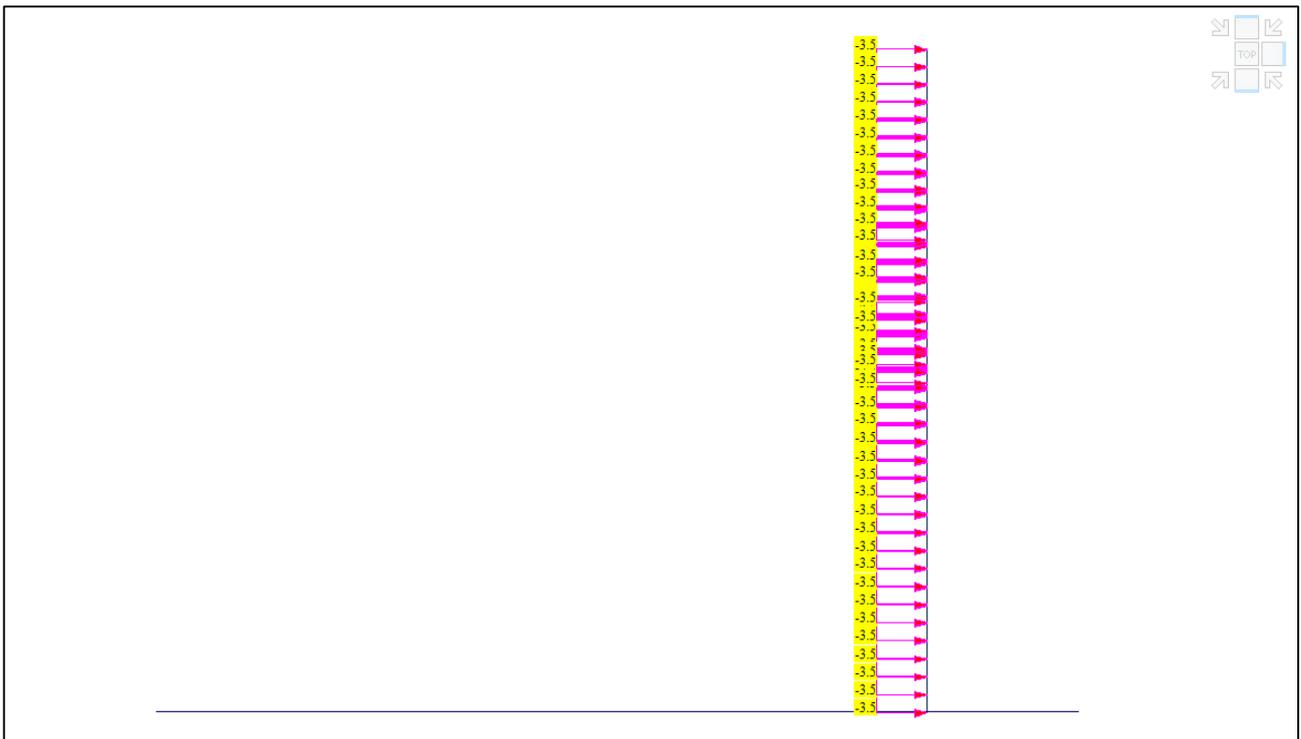
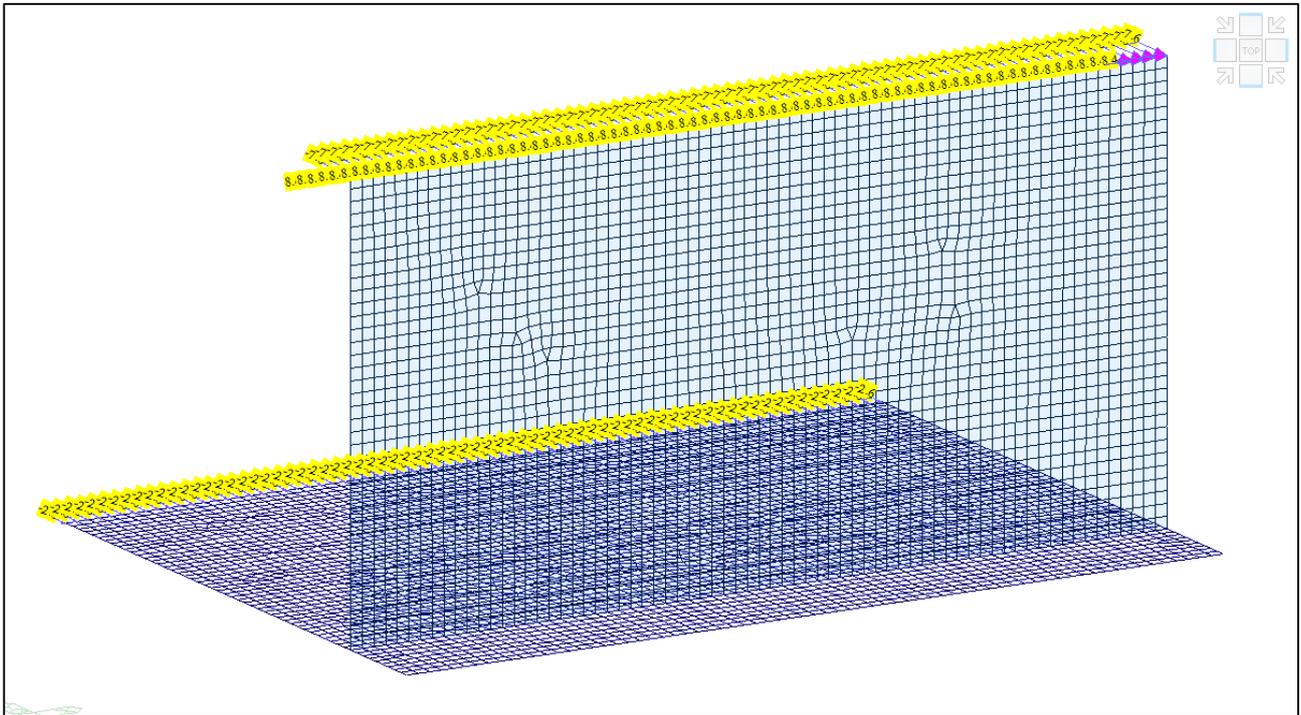
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



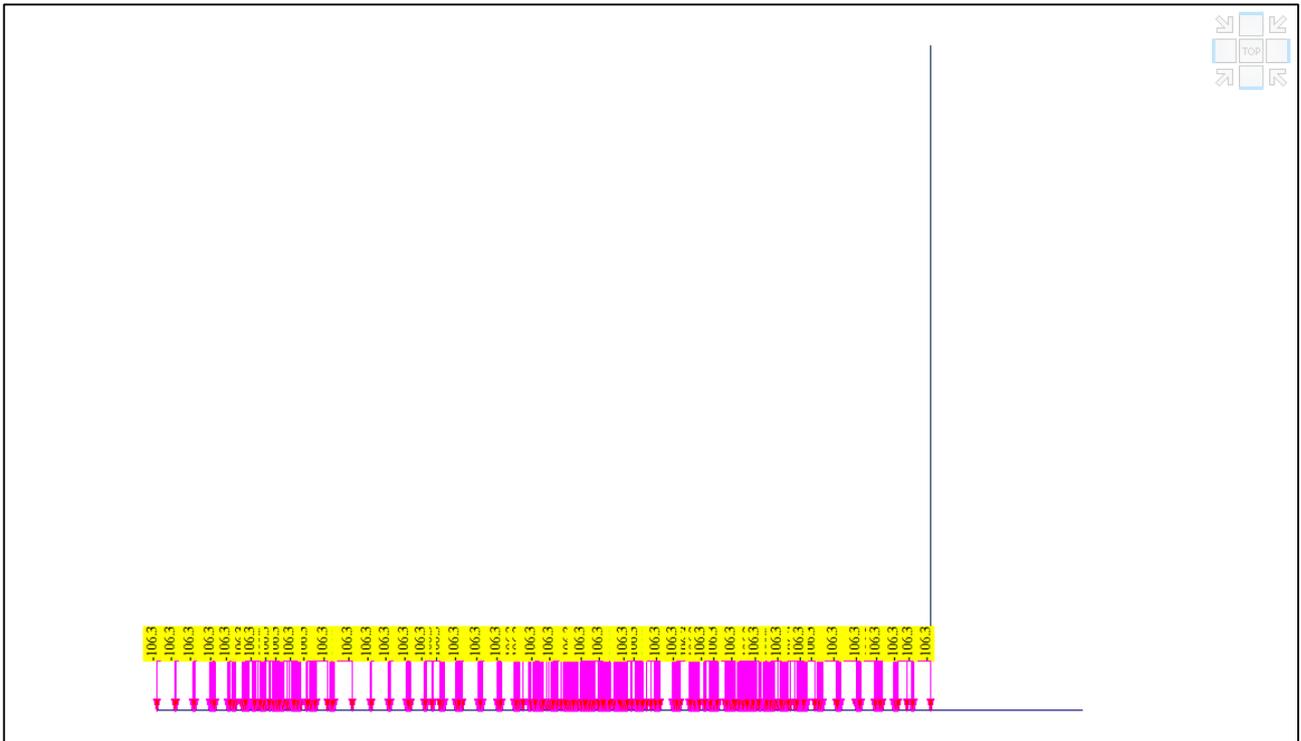
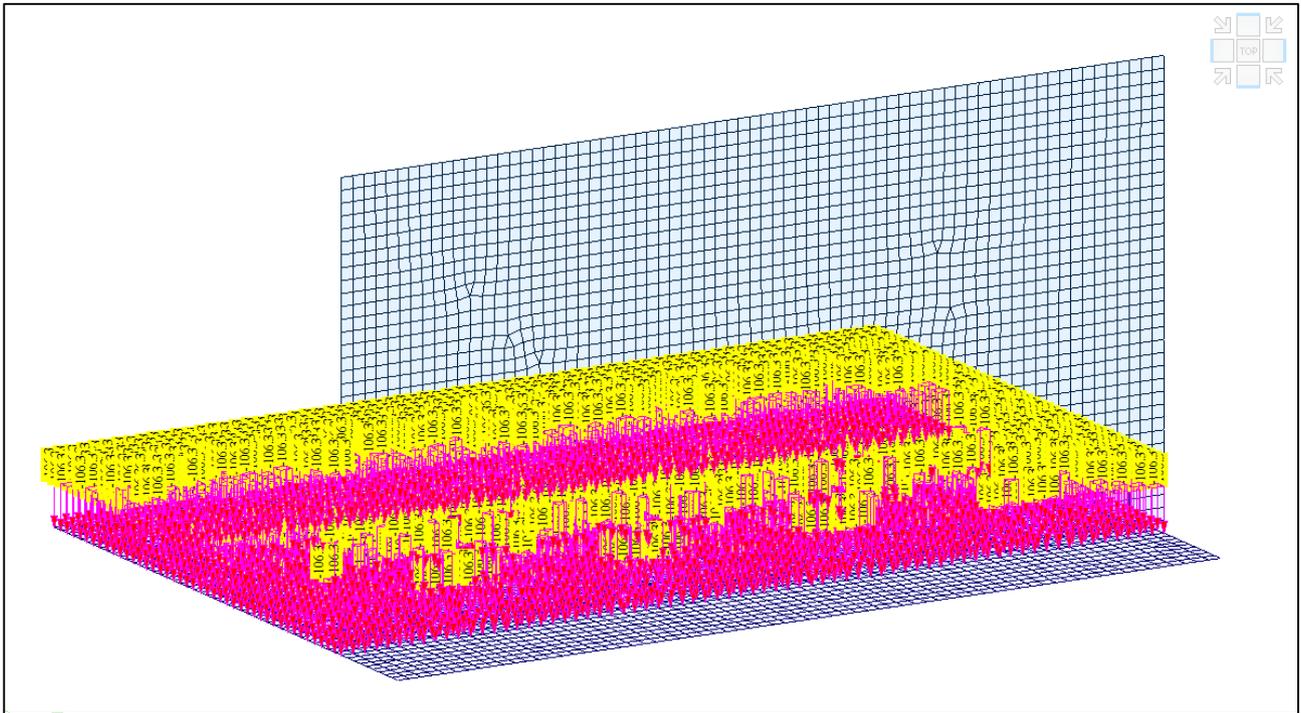
Modello FEM – Condizione di carico Spinta delle terre



Modello FEM – Condizione di carico Spinta di Wood



Modello FEM – Condizione di carico Spinta sovraccarico



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



9.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

- SLU: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi "statici"; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLU".
• SLE RARA: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Rara; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE".
• SLE FREQUENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Frequente; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE-F".
• SLE QUASI PERMANENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Quasi Permanente; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-SLE-QP".
• E: Combinazione sismica connessi all'azione sismica E; l'inviluppo di queste è la combinazione denominata "ENV-E".

Infine è stata generata la combinazione "ENV-SLU+E" (che risulta essere l'inviluppo dello "ENV-SLU" + "ENV-E").

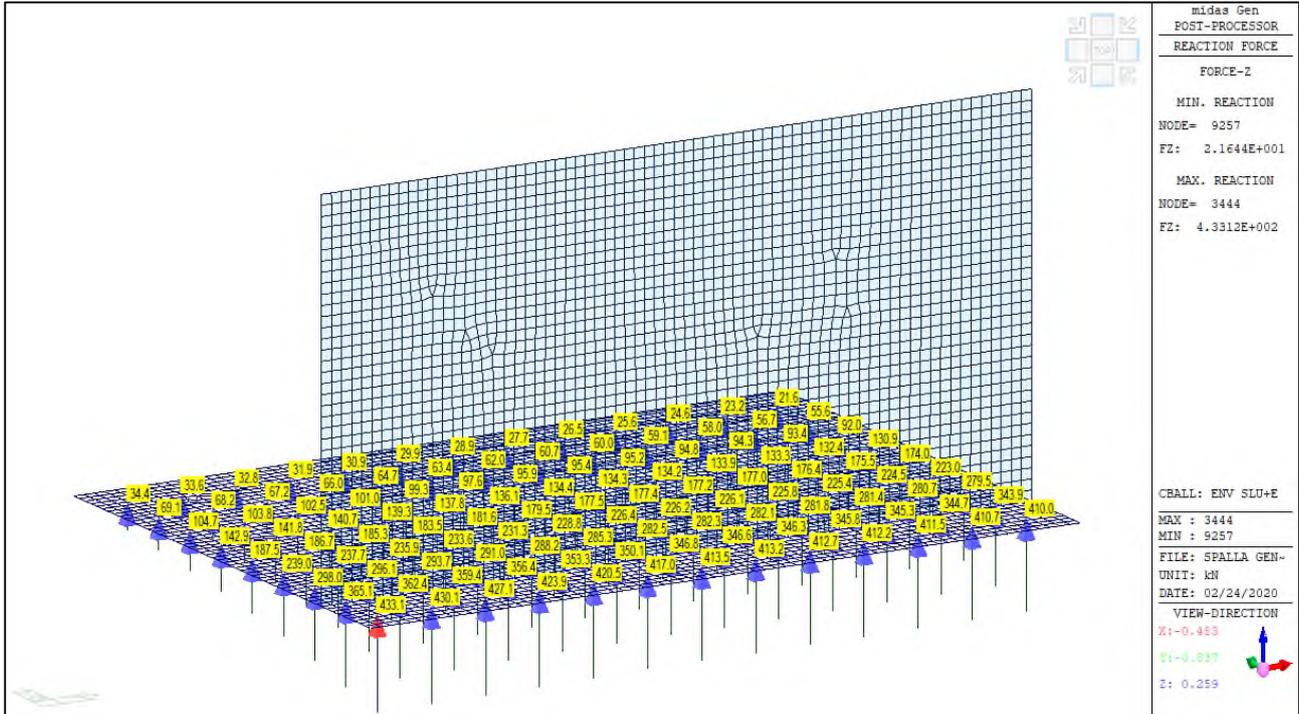
Di seguito si riportano i valori tabellati

Table with columns: No, Nome, Azione, Tipo, Peso proprio (gk1), Peso proprio (impalcato) (1), Permanenza (1), Carico mobile (1) (1), Carico mobile 1 (1) (1), Carico mobile 2 (1) (1), Carico mobile 3 (1) (1), Carico mobile 4 (1) (1), Carico mobile 5 (1) (1), Carico mobile 6 (1) (1), Carico mobile 7 (1) (1), Carico mobile 8 (1) (1), Carico mobile 9 (1) (1), Carico mobile 10 (1) (1), Carico mobile 11 (1) (1), Carico mobile 12 (1) (1), Carico mobile 13 (1) (1), Carico mobile 14 (1) (1), Carico mobile 15 (1) (1), Carico mobile 16 (1) (1), Carico mobile 17 (1) (1), Carico mobile 18 (1) (1), Carico mobile 19 (1) (1), Carico mobile 20 (1) (1), Carico mobile 21 (1) (1), Carico mobile 22 (1) (1), Carico mobile 23 (1) (1), Carico mobile 24 (1) (1), Carico mobile 25 (1) (1), Carico mobile 26 (1) (1), Carico mobile 27 (1) (1), Carico mobile 28 (1) (1), Carico mobile 29 (1) (1), Carico mobile 30 (1) (1), Carico mobile 31 (1) (1), Carico mobile 32 (1) (1), Carico mobile 33 (1) (1), Carico mobile 34 (1) (1), Carico mobile 35 (1) (1), Carico mobile 36 (1) (1), Carico mobile 37 (1) (1), Carico mobile 38 (1) (1), Carico mobile 39 (1) (1), Carico mobile 40 (1) (1), Carico mobile 41 (1) (1), Carico mobile 42 (1) (1), Carico mobile 43 (1) (1), Carico mobile 44 (1) (1), Carico mobile 45 (1) (1), Carico mobile 46 (1) (1), Carico mobile 47 (1) (1), Carico mobile 48 (1) (1), Carico mobile 49 (1) (1), Carico mobile 50 (1) (1), Carico mobile 51 (1) (1), Carico mobile 52 (1) (1), Carico mobile 53 (1) (1), Carico mobile 54 (1) (1), Carico mobile 55 (1) (1), Carico mobile 56 (1) (1), Carico mobile 57 (1) (1), Carico mobile 58 (1) (1), Carico mobile 59 (1) (1), Carico mobile 60 (1) (1), Carico mobile 61 (1) (1), Carico mobile 62 (1) (1), Carico mobile 63 (1) (1), Carico mobile 64 (1) (1), Carico mobile 65 (1) (1), Carico mobile 66 (1) (1), Carico mobile 67 (1) (1), Carico mobile 68 (1) (1), Carico mobile 69 (1) (1), Carico mobile 70 (1) (1), Carico mobile 71 (1) (1), Carico mobile 72 (1) (1), Carico mobile 73 (1) (1), Carico mobile 74 (1) (1), Carico mobile 75 (1) (1), Carico mobile 76 (1) (1), Carico mobile 77 (1) (1), Carico mobile 78 (1) (1), Carico mobile 79 (1) (1), Carico mobile 80 (1) (1), Carico mobile 81 (1) (1), Carico mobile 82 (1) (1), Carico mobile 83 (1) (1), Carico mobile 84 (1) (1), Carico mobile 85 (1) (1), Carico mobile 86 (1) (1), Carico mobile 87 (1) (1), Carico mobile 88 (1) (1), Carico mobile 89 (1) (1), Carico mobile 90 (1) (1), Carico mobile 91 (1) (1), Carico mobile 92 (1) (1), Carico mobile 93 (1) (1), Carico mobile 94 (1) (1), Carico mobile 95 (1) (1), Carico mobile 96 (1) (1), Carico mobile 97 (1) (1), Carico mobile 98 (1) (1), Carico mobile 99 (1) (1), Carico mobile 100 (1) (1).

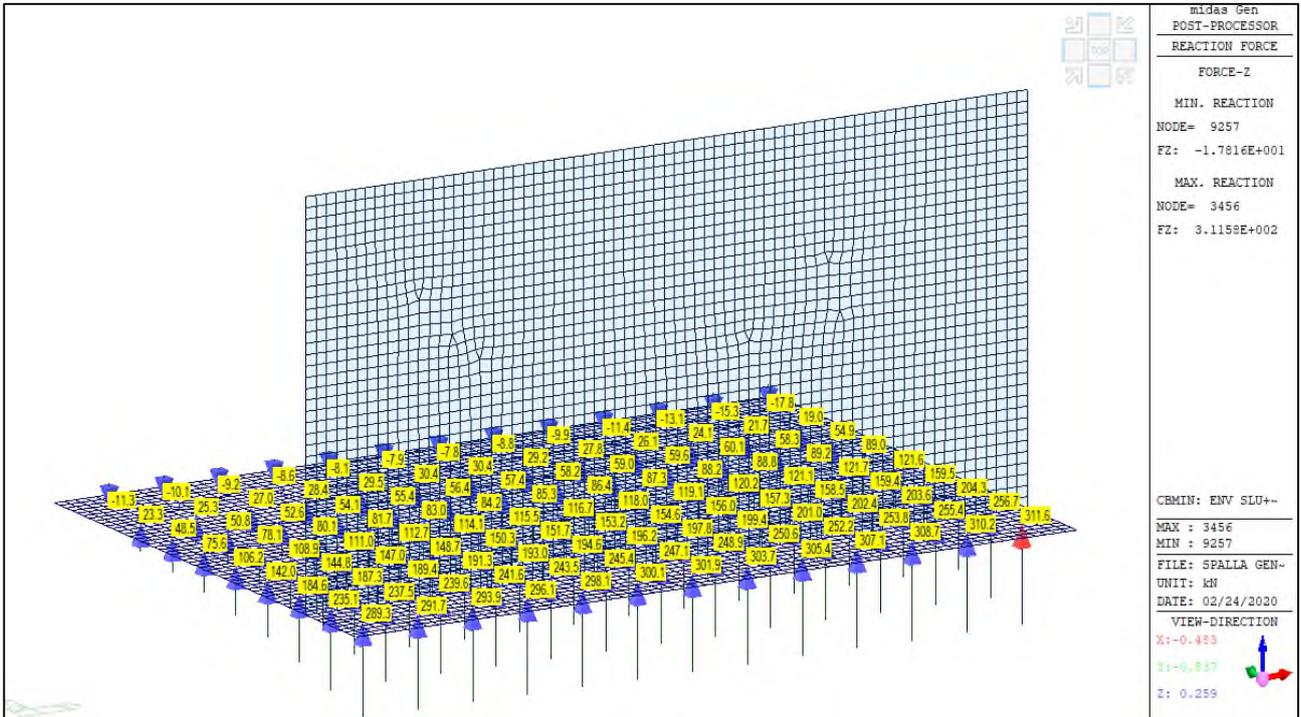
9.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

9.2.1 REAZIONI VINCOLARI

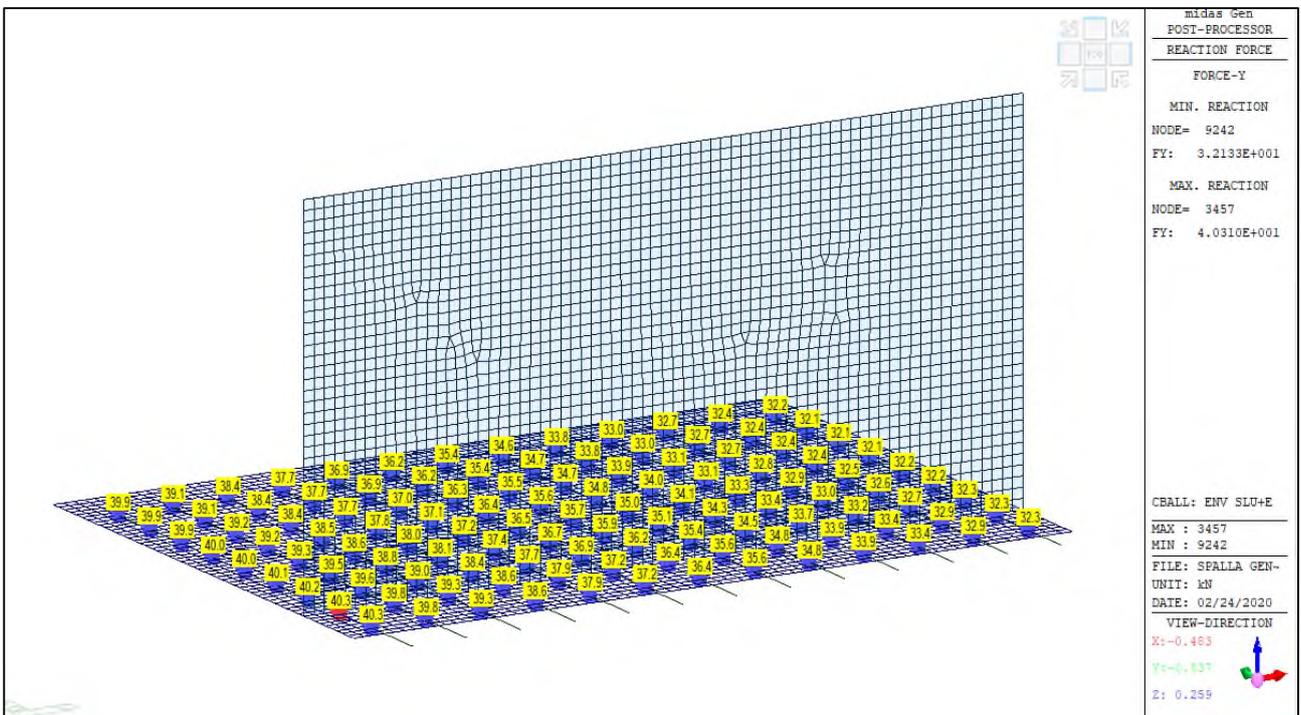
Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano agli stati limite SLU+E necessarie per la verifica dei micropali



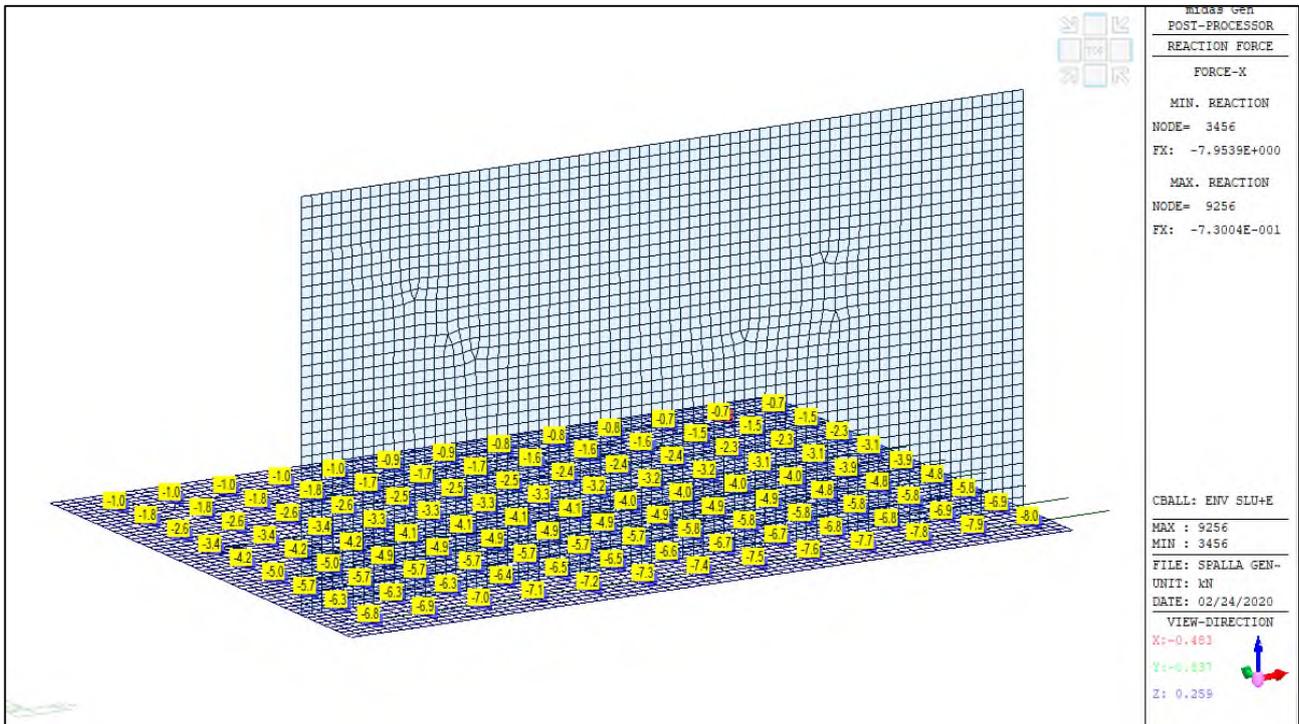
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) minime



ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime

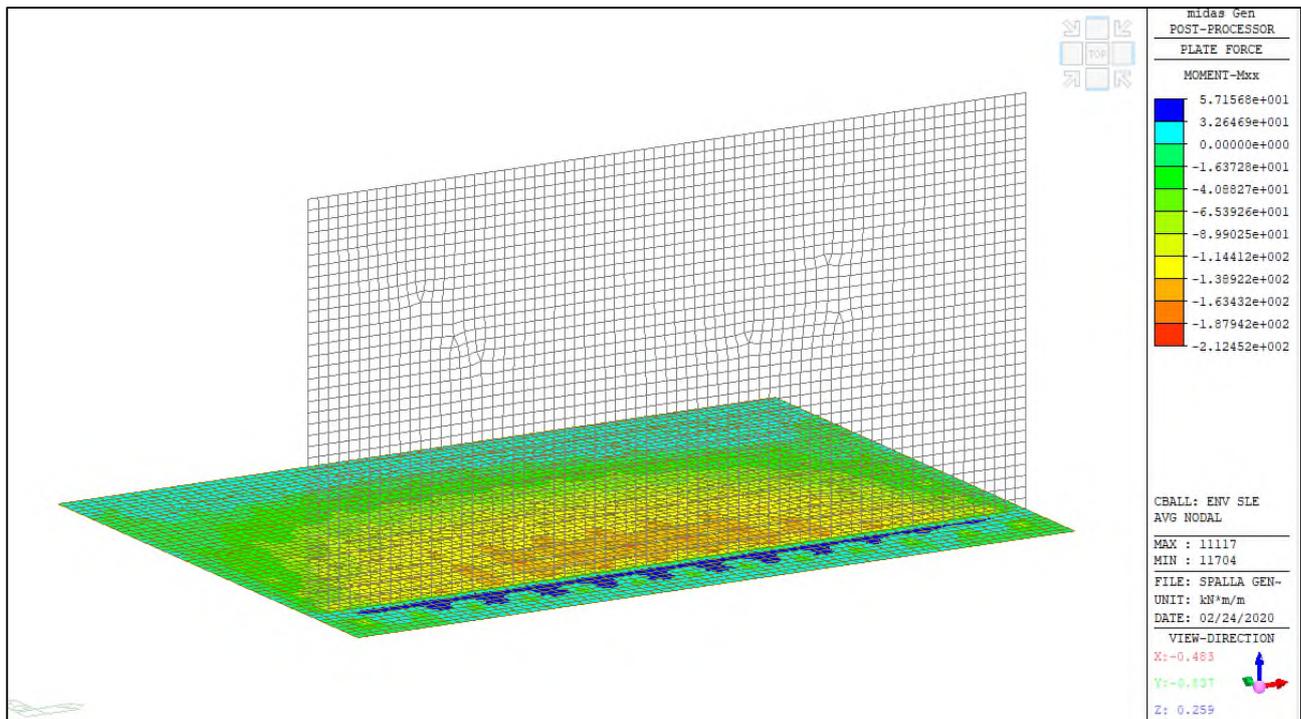


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

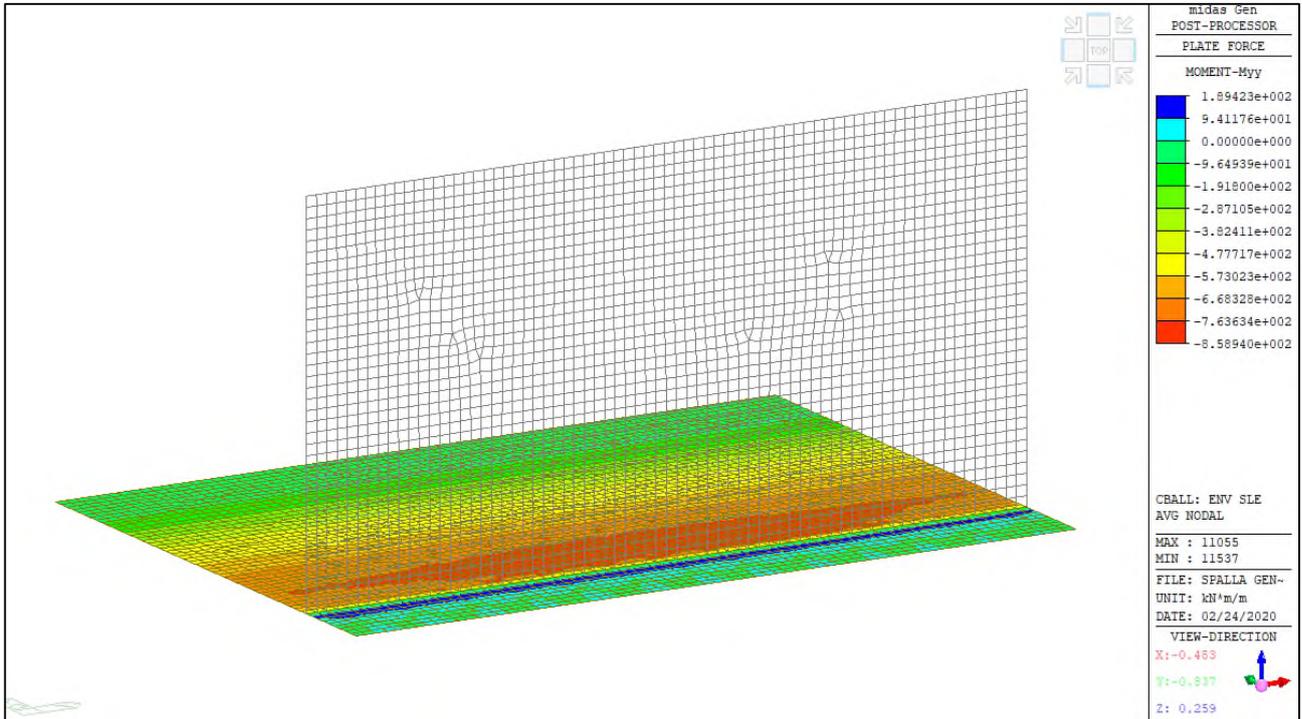


9.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

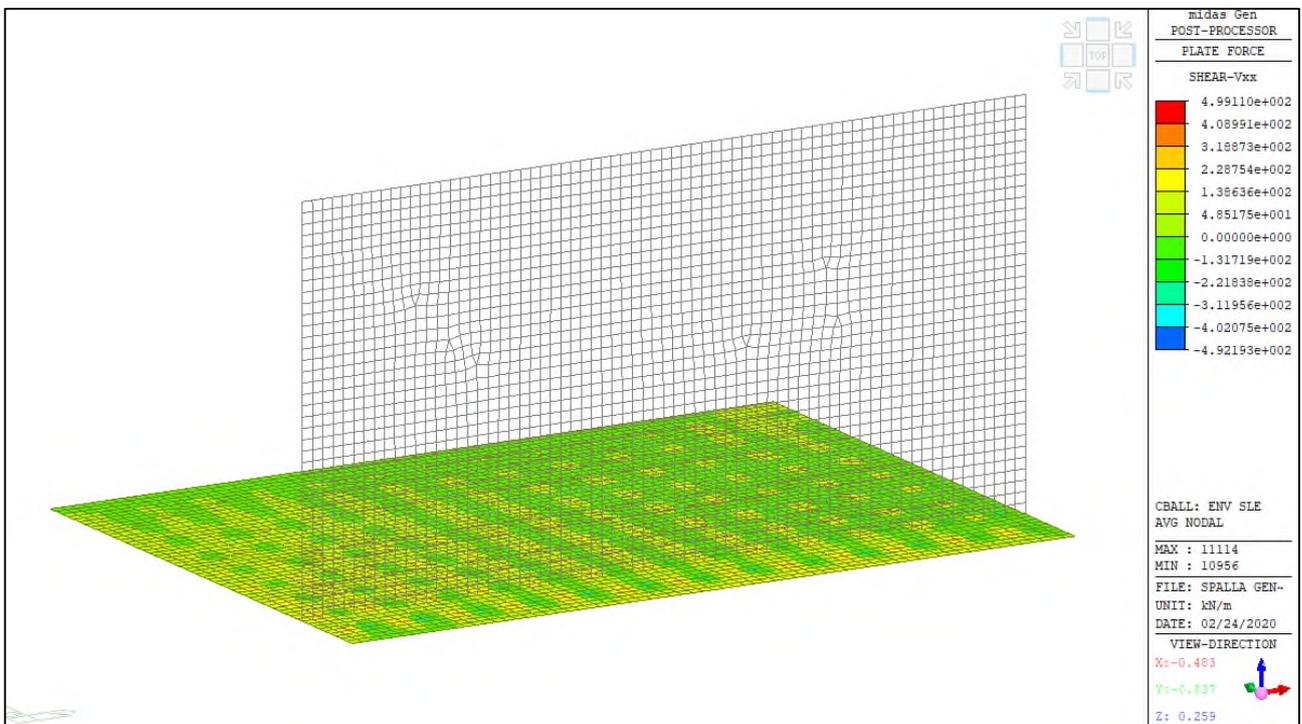
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



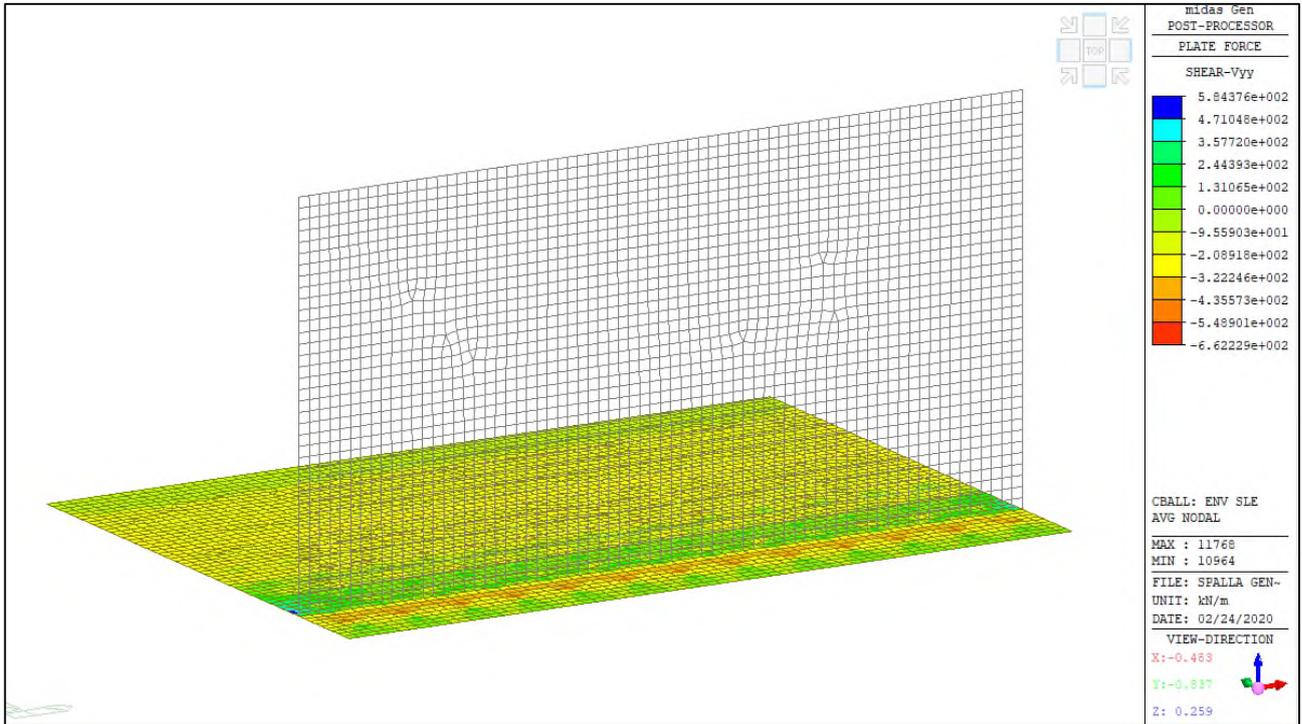
ENV-SLE RARA – Mxx (kNm/m) – Platea



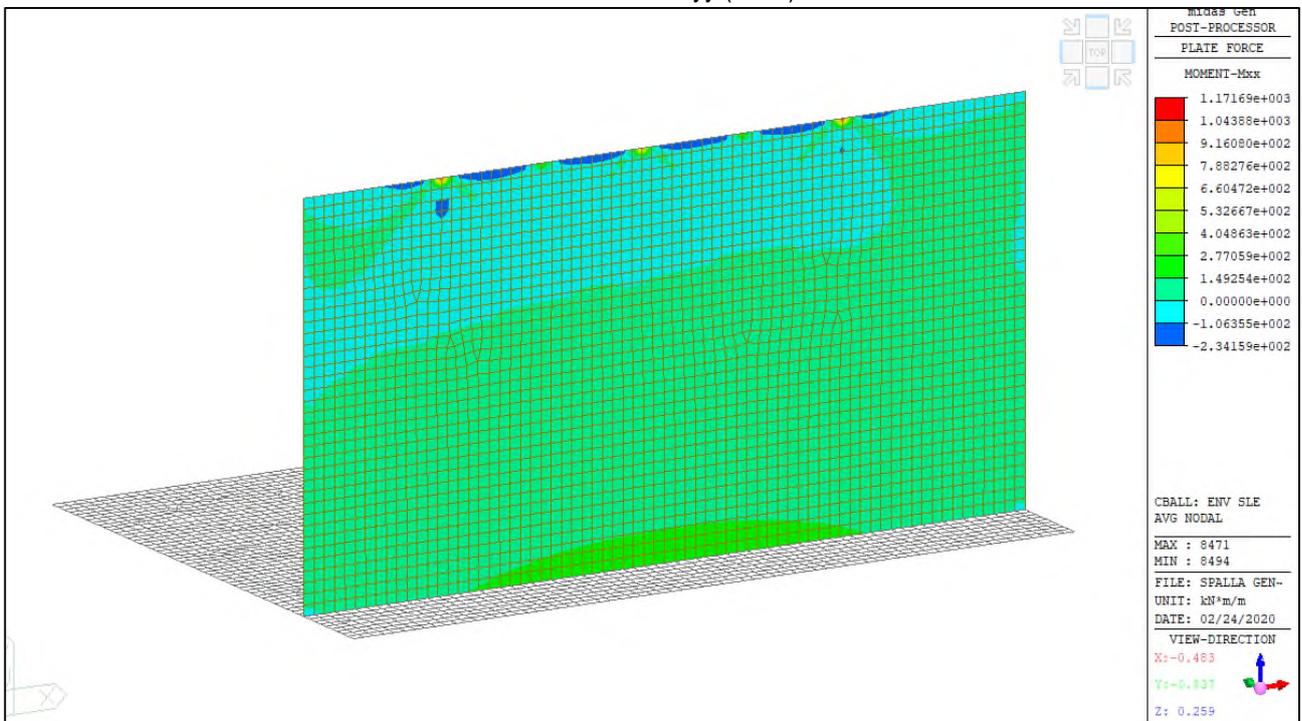
ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA – Vxx (kN/m) – Platea



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



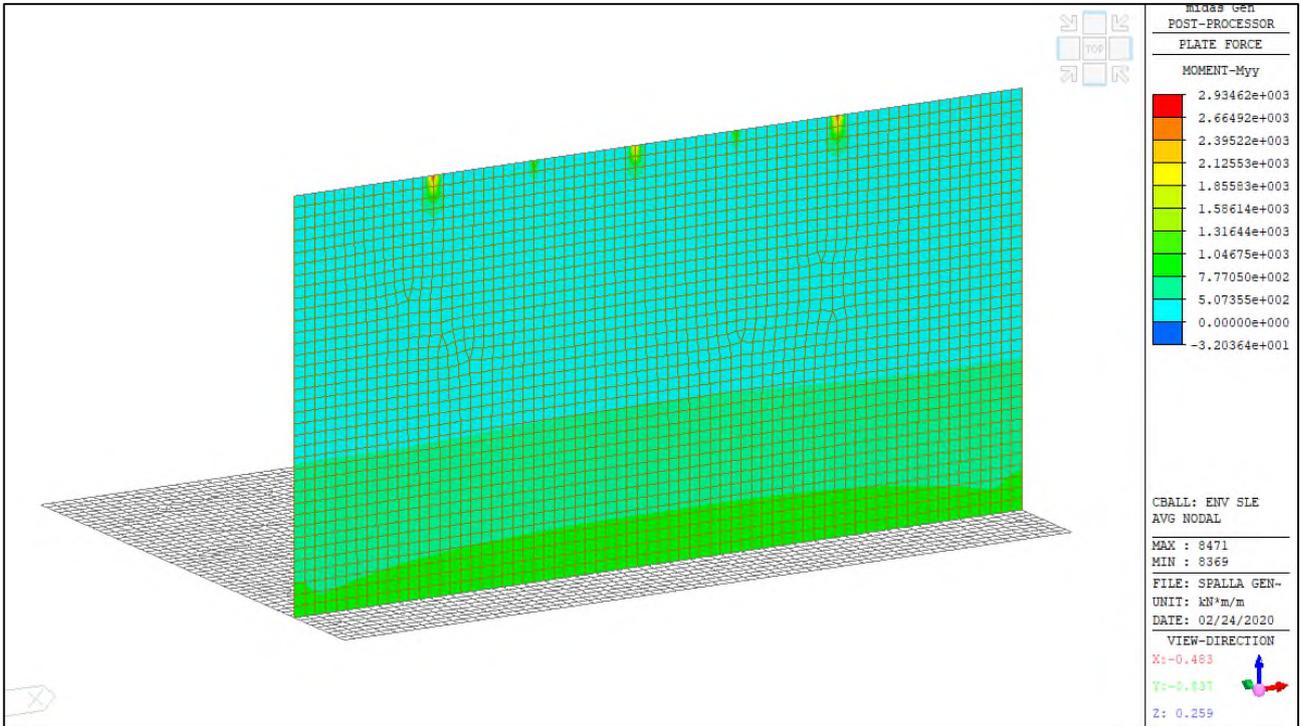
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



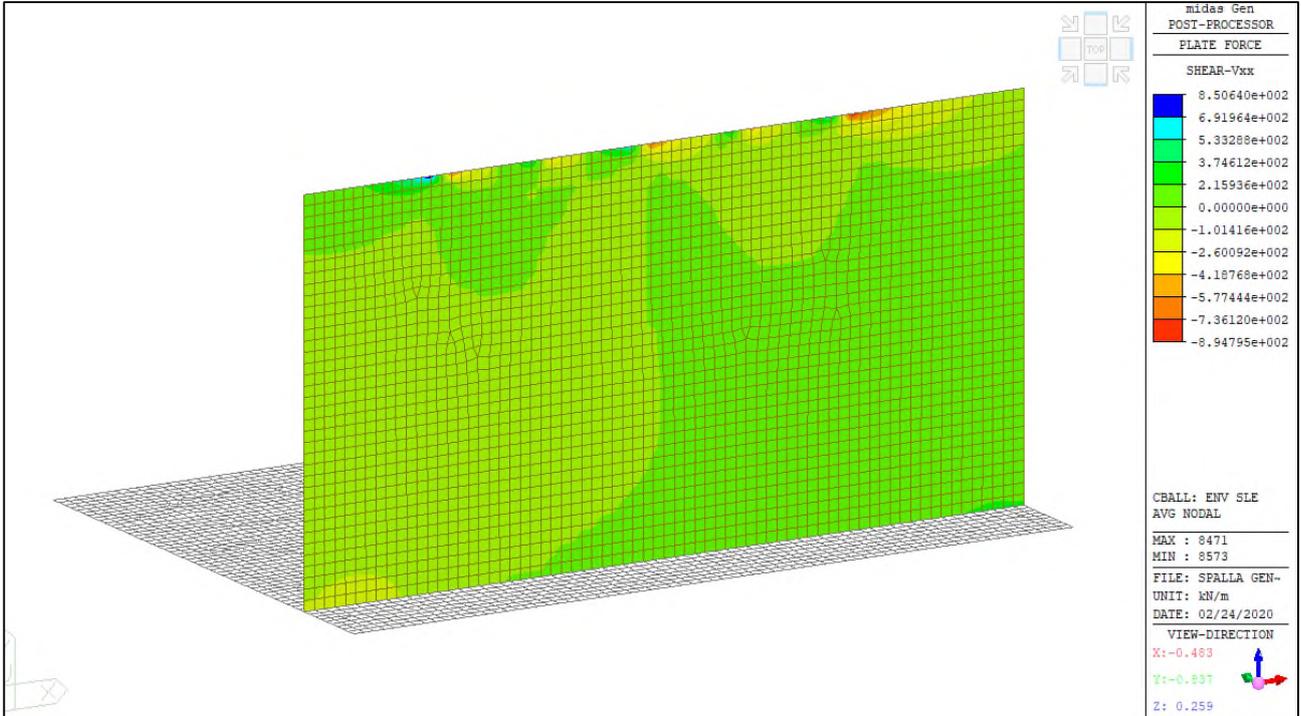
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

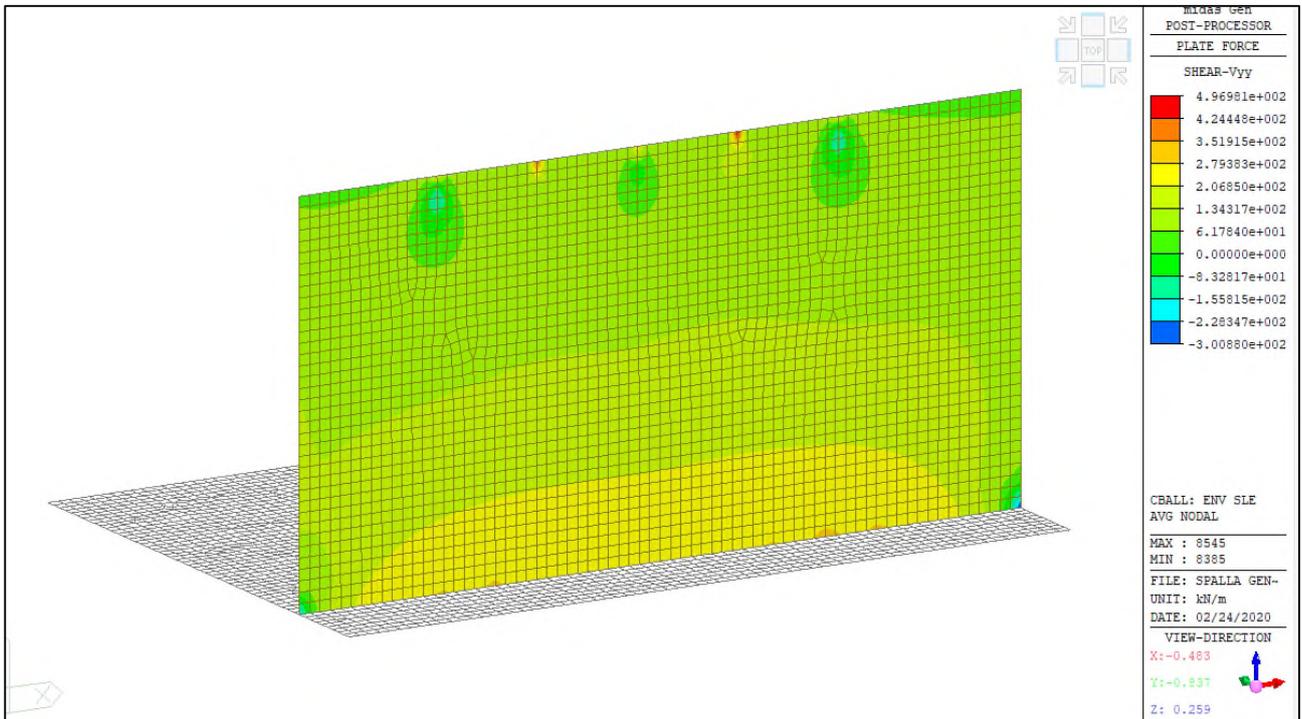
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



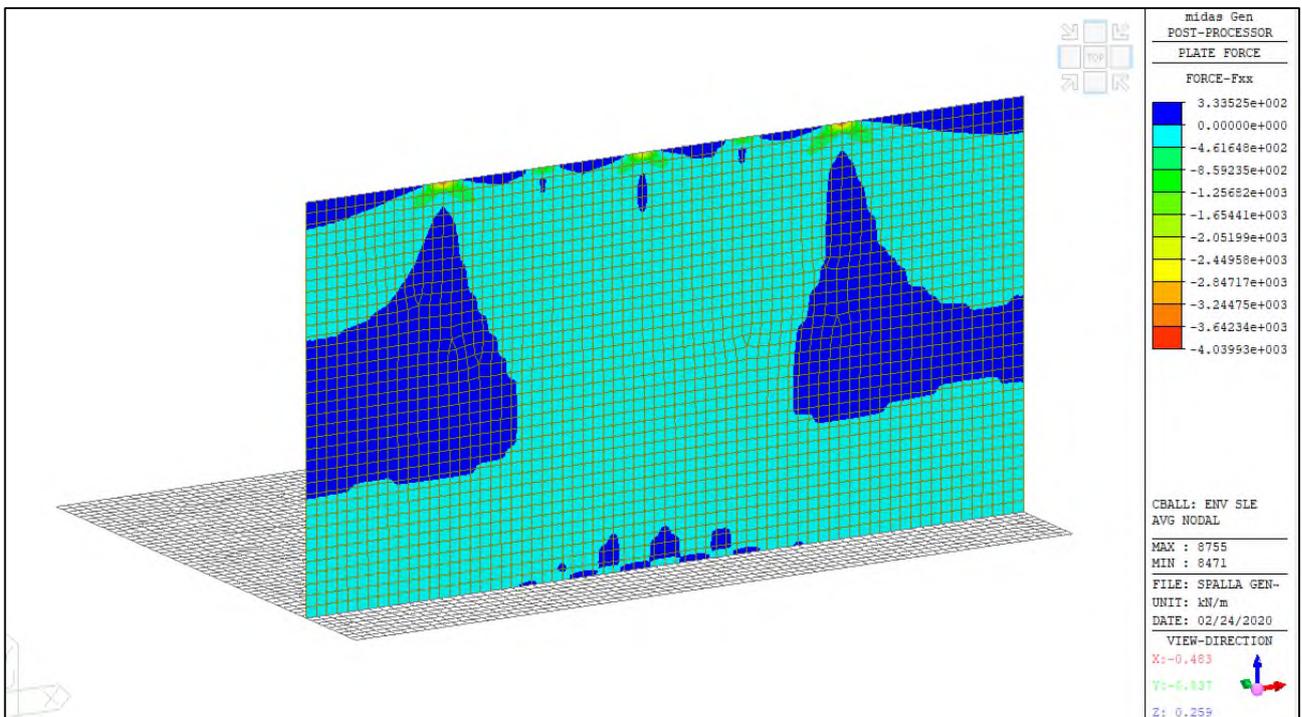
ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Spalla



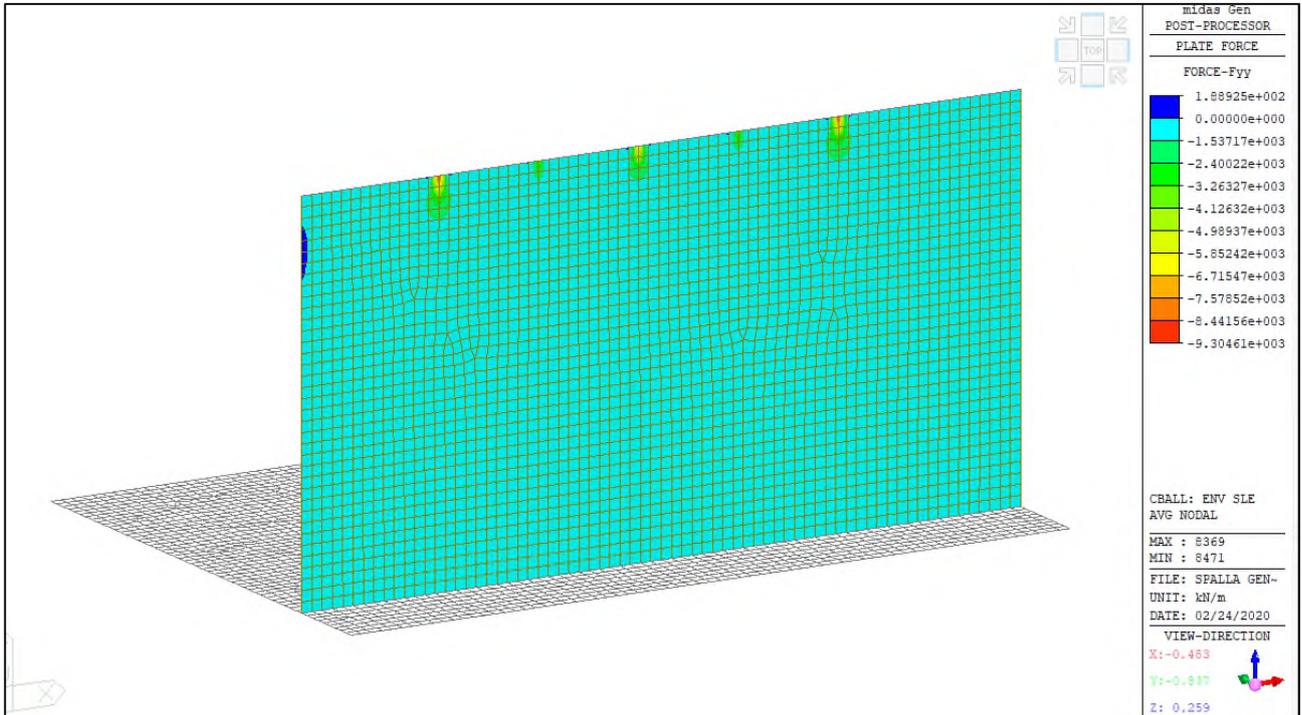
ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



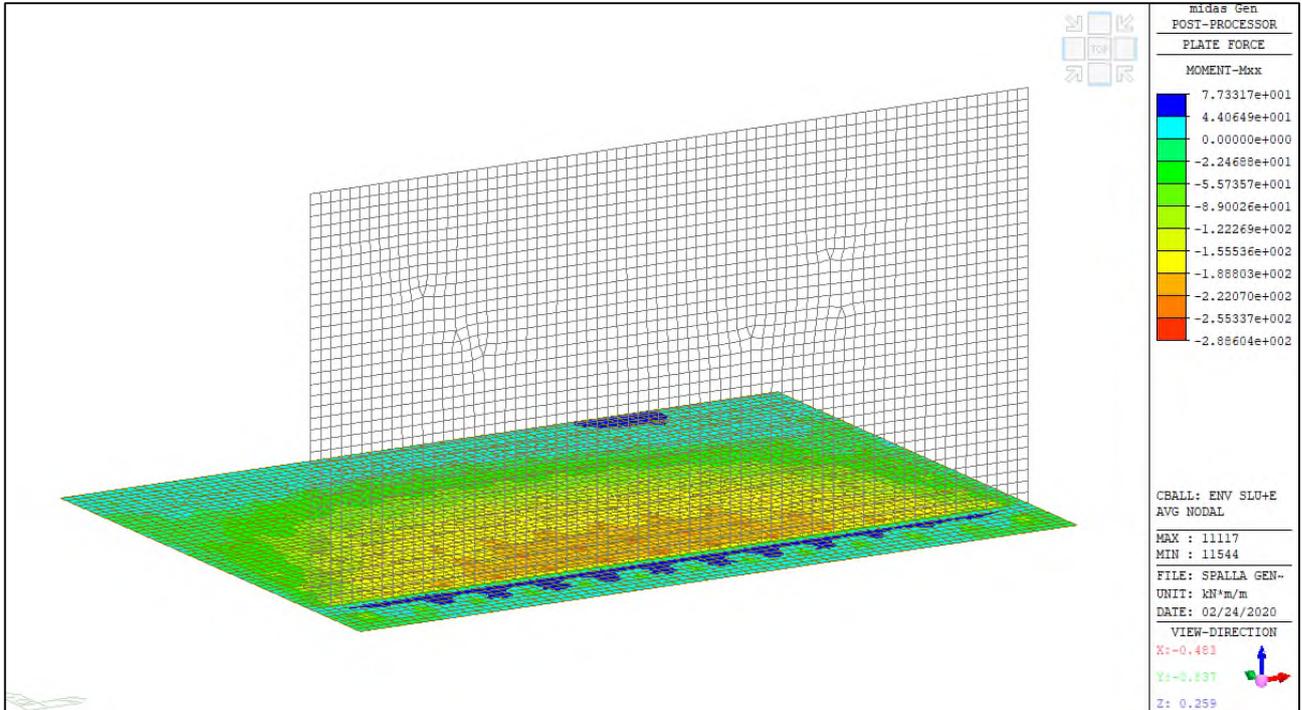
ENV-SLE RARA- Fxx (kN/m) – Spalla



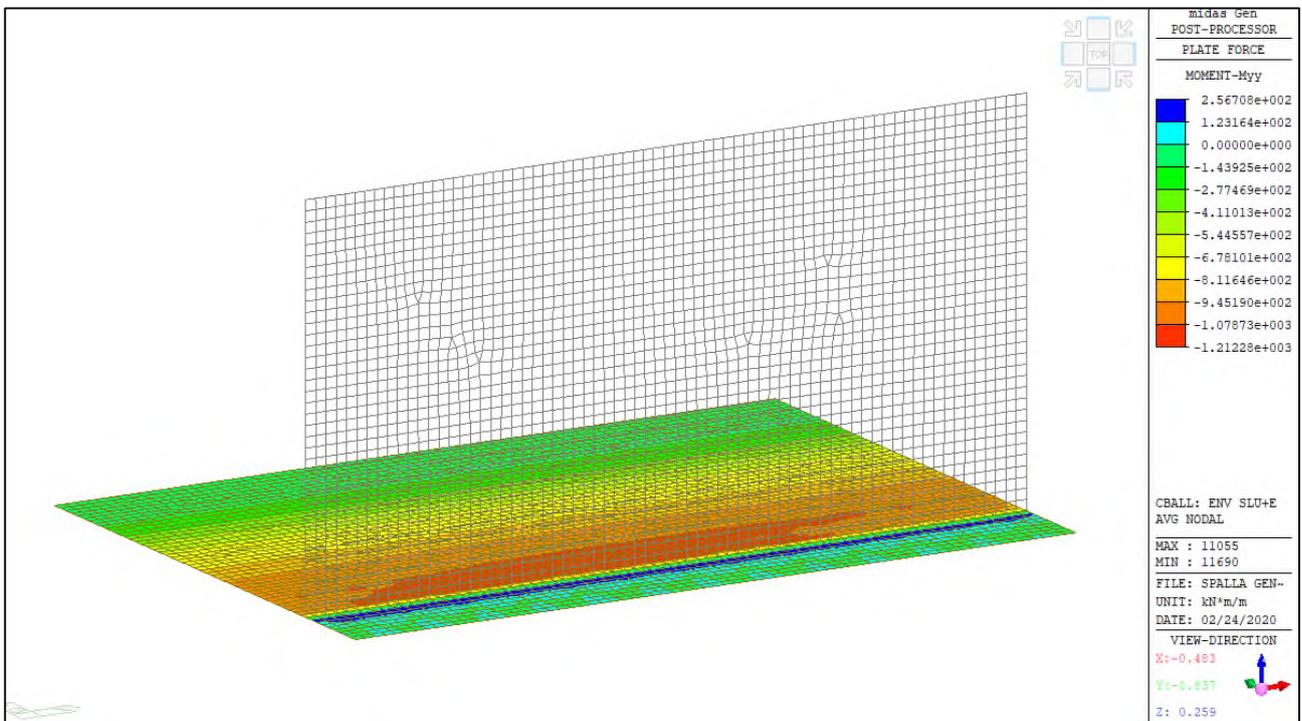
ENV-SLE RARA– Fyy (kN/m) – Spalla



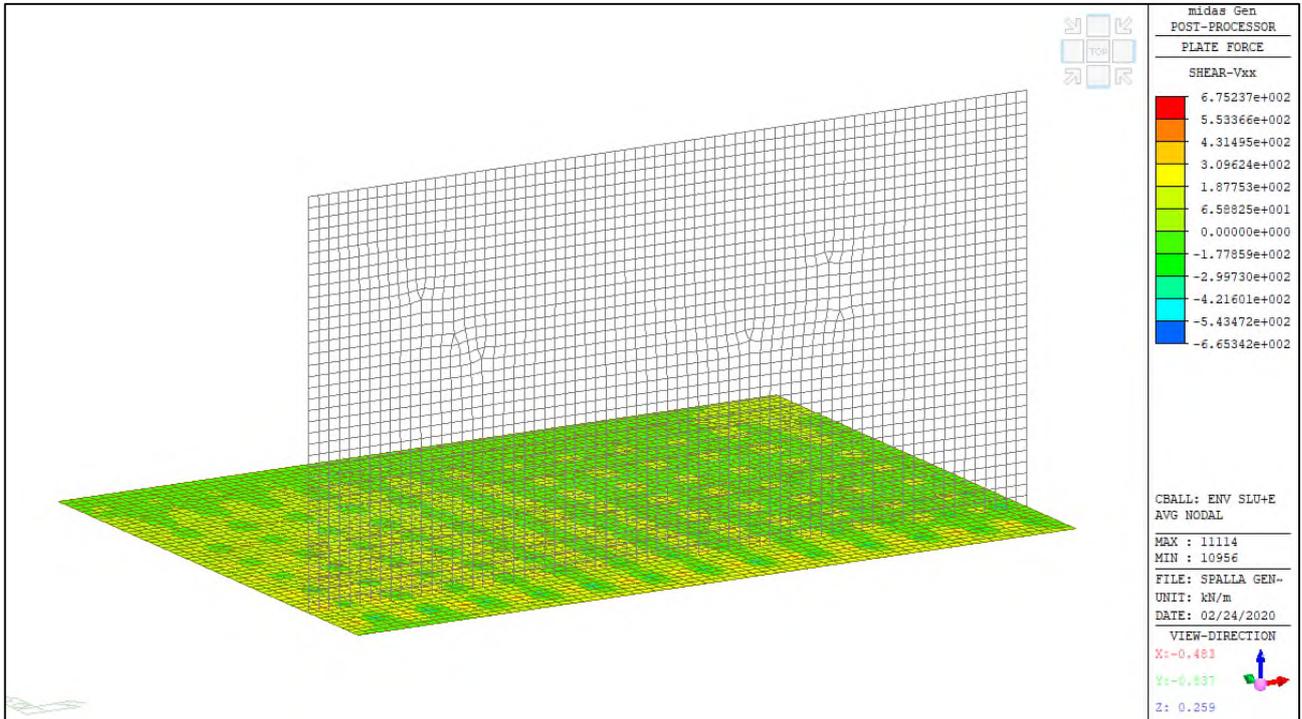
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



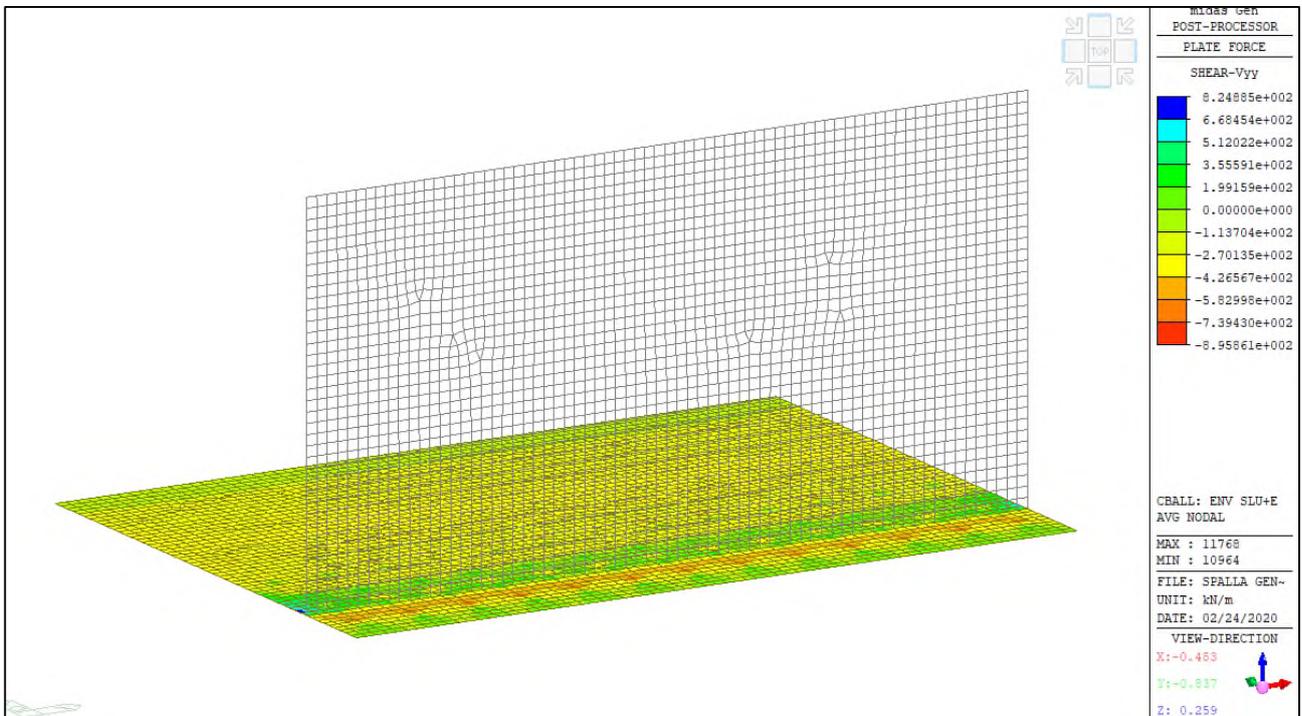
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



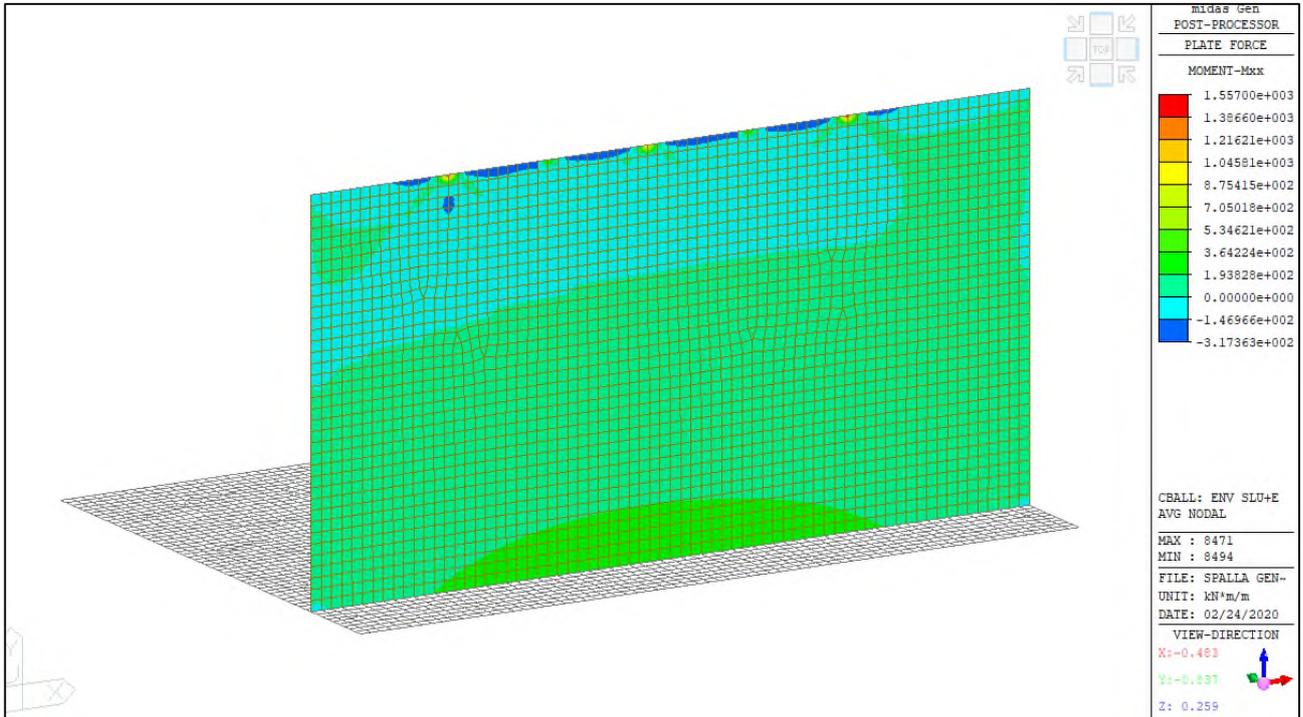
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



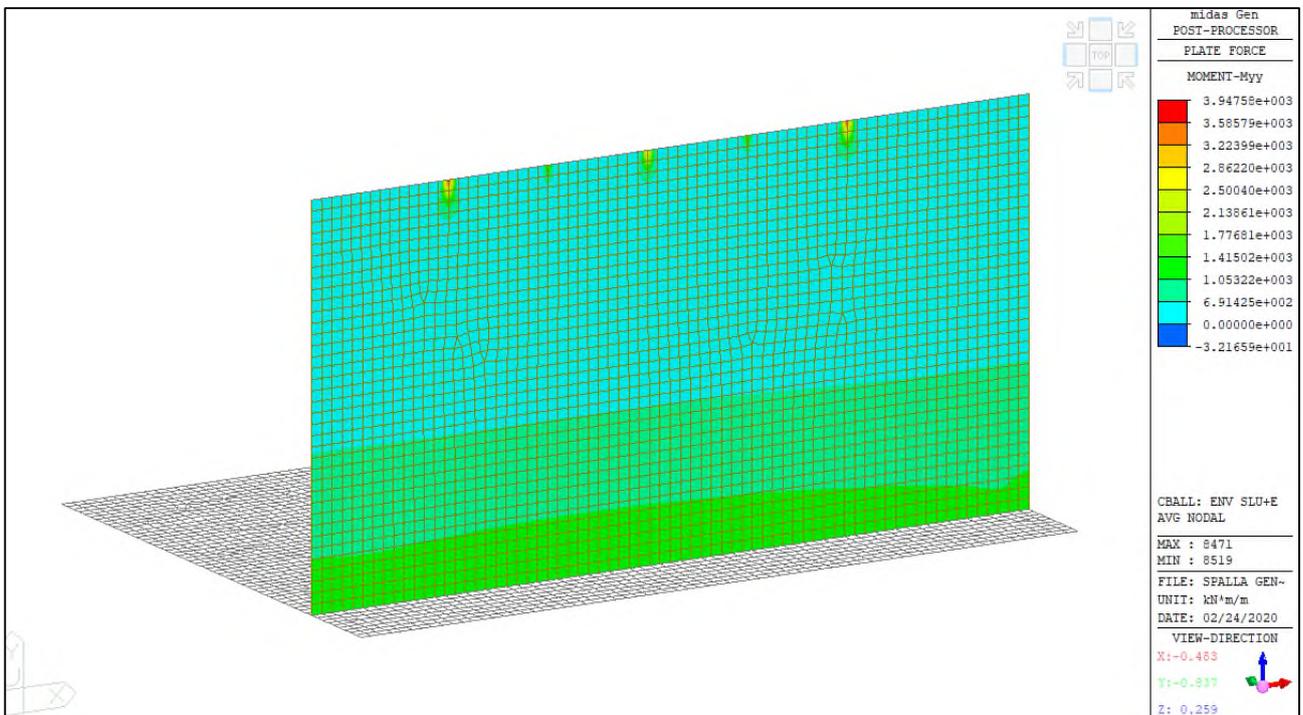
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

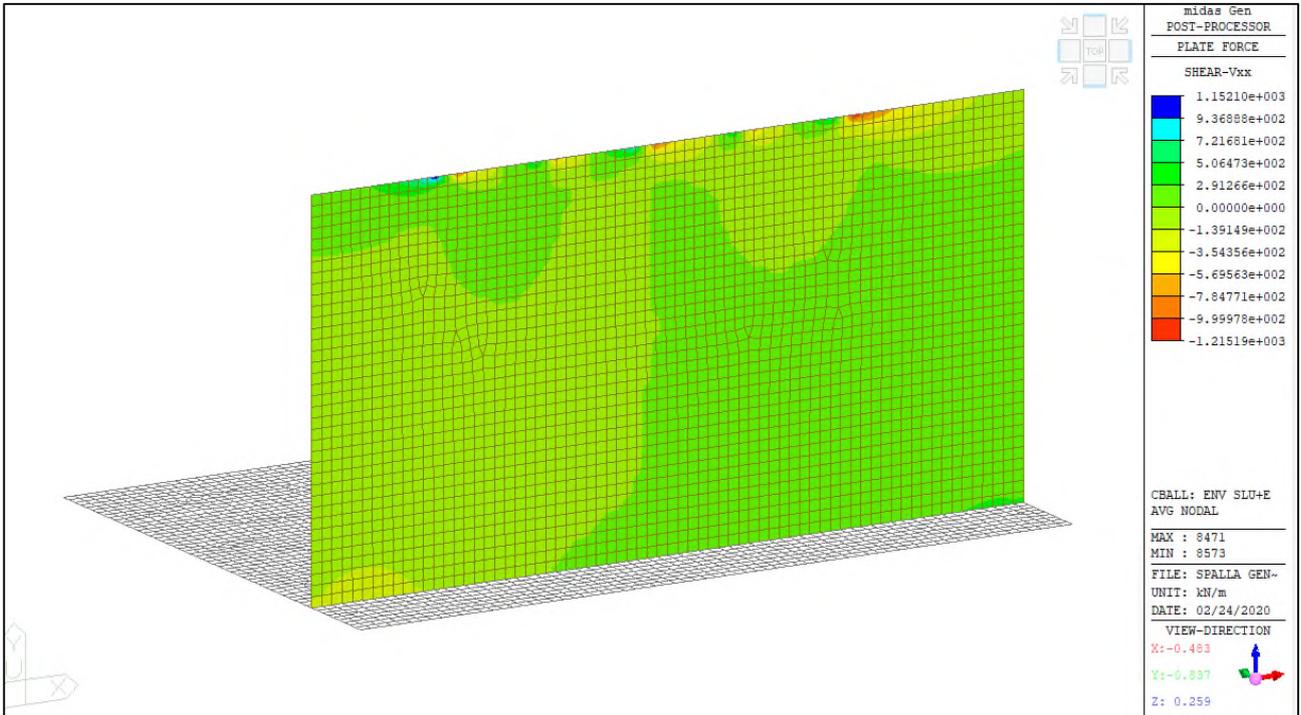
Ponte “Bossarino 2” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e Fondazioni



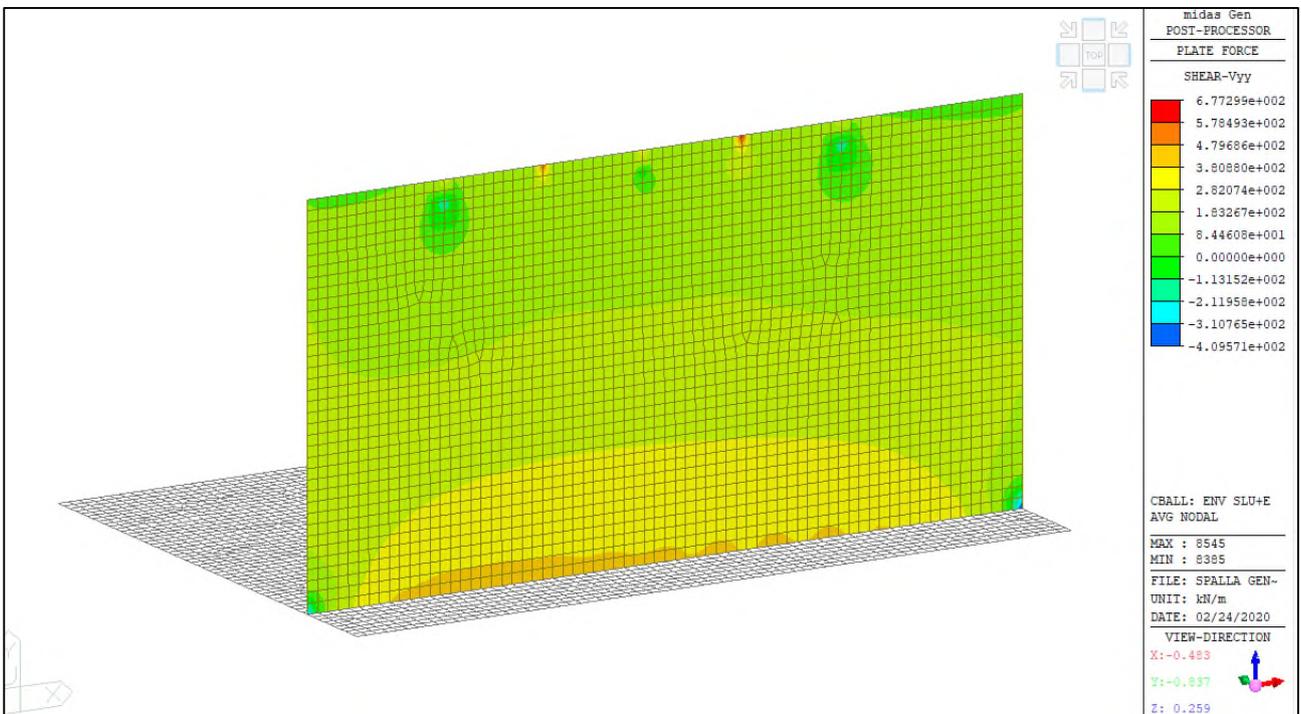
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



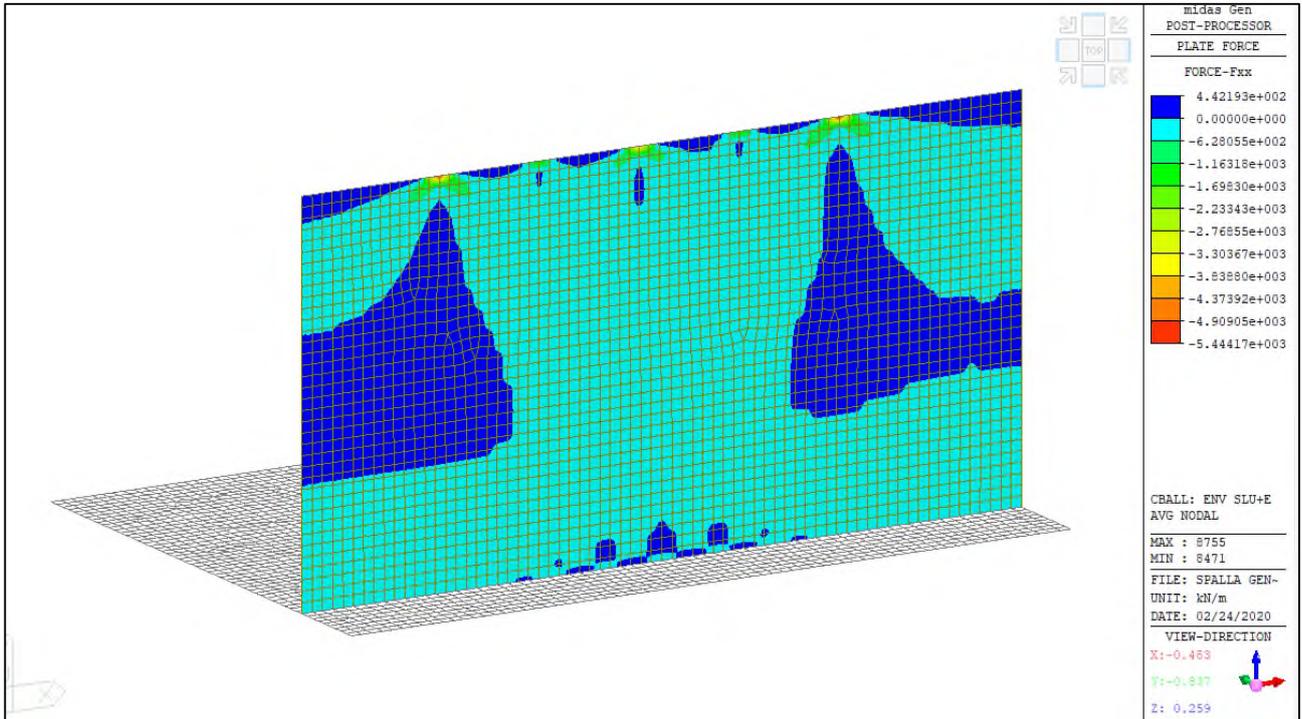
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



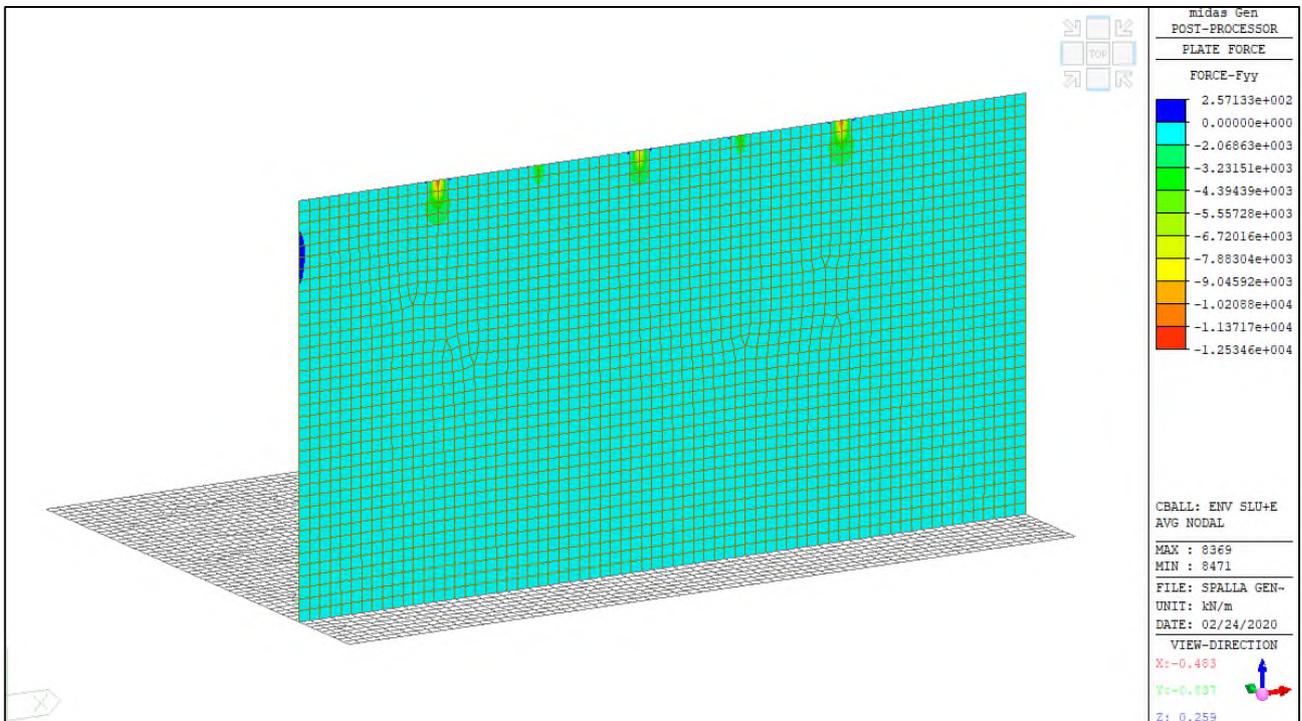
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



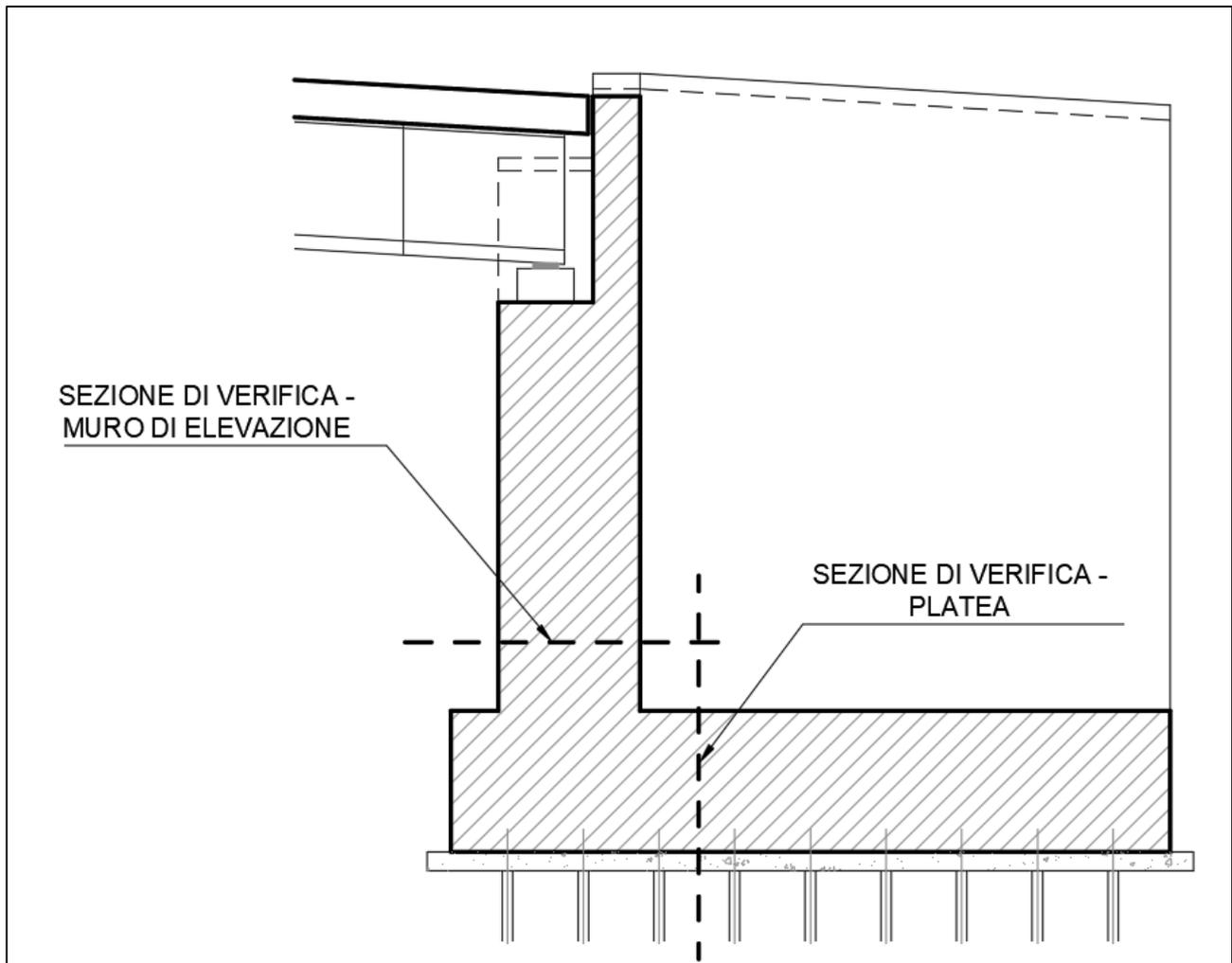
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Fyy (kN/m) – Spalla

9.3 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A

Di seguito si mostrano le due sezioni di verifica per la platea di fondazione e il muro di elevazione.



Identificazione sezioni di verifica

Cautelativamente, le verifiche sono state condotte solamente nelle sezioni dove si manifestano le massime sollecitazioni per una fascia di 1.00m. Nella seguente tabella vengono riportate le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica delle due sezioni.

SEZIONE	SLE QP [kNm/m]		SLE F [kNm/m]		SLE R [kNm/m]		SLU [kNm/m]	
	M _{xx}	M _{yy}						
PLATEA	172.9	668.4	196.7	729.3	212.4	858.9	288.6	1212.3
ELEVAZIONE	902.5	1682.3	982.7	2076.1	1171.7	2934.6	1557	3947.6



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ inferiori e superiori in direzione x
- $\Phi 30/20$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 14/20 \times 40$

Armatura platea direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.0+1.5 = 6.5\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	5.0	143.5	129.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 288.60 [kNm]	MEk 212.4 [kNm]	MEk 196.7 [kNm]	MEk 172.9 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 675.20 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 1923.4 [kNm]	Mcr 931.4 [kNm]	Mcr 931.4 [kNm]	Mcr 931.4 [kNm]
FS 6.66	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -0.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -0.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -0.7 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -9.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -8.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -7.8 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 44.8 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 41.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 36.5 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
		$s_{r,max}$ - [cm]	$s_{r,max}$ - [cm]
		w_k - [mm]	w_k - [mm]



Armatura platea direzione y

Armatura esterna: copriferro 5.0+3.0+1.5 = 9.5cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.0	140.5	126.5
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	9.5	35.34	
5	30	140.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 1212.30 [kNm]	M _{Ek} 858.9 [kNm]	M _{Ek} 729.3 [kNm]	M _{Ek} 668.4 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 895.90 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 1872.4 [kNm]	M _{cr} 920.1 [kNm]	M _{cr} 920.1 [kNm]	M _{cr} 920.1 [kNm]
FS 1.54	γ _n -44.34 [cm]	γ _n -44.34 [cm]	γ _n -44.34 [cm]
	σ _{c,min} -3.5 [MPa]	σ _{c,min} -2.9 [MPa]	σ _{c,min} -2.7 [MPa]
	σ _{s,min} -35.9 [MPa]	σ _{s,min} -30.5 [MPa]	σ _{s,min} -27.9 [MPa]
	σ _{s,max} 186.3 [MPa]	σ _{s,max} 158.2 [MPa]	σ _{s,max} 145.0 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	ε _{sm-ε_{cm}} - [%]
		s _{r,max} - [cm]	s _{r,max} - [cm]
		W _k - [mm]	W _k - [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare
secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	100	cm
altezza	H =	150	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	9.5	cm
altezza utile	d =	141	cm
braccio coppia interna	z =	126.5	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	5	
diametro	ϕ =	14	mm
passo	s =	40	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	7.70	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	5	
diametro	ϕ_1 =	30	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	35.3	cm ²

materiali

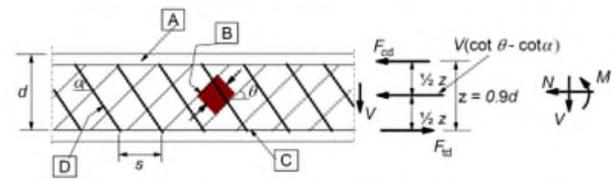
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} =	24.9	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c =	1.5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} =	0.85	
tensione di calcolo	f_{cd} =	14.1	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	ν =	0.540	
tensione di calcolo bielle	νf_{cd} =	7.6	MPa

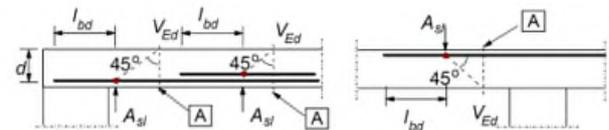
acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk} =	450.0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s =	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391.3	MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} =	895.9	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	428.0	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	1868.6	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	3899.1	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione		duatile	
traslazione armatura long.	a _l =	124.1	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 30/10$ lato terra in direzione y
- $\Phi 30/20$ lato controterra in direzione y
- Spilli $\Phi 14/20 \times 40$

Armatura muro di elevazione direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.5+1.5 = 7.0$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	5.5	143.0	128.7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	7.0	35.34	
5	30	143.0	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 1557.00 [kNm]	M _{Ek} 1171.7 [kNm]	M _{Ek} 982.7 [kNm]	M _{Ek} 902.5 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 1215.20 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 1925.2 [kNm]	M _{cr} 1126.0 [kNm]	M _{cr} 1126.0 [kNm]	M _{cr} 1126.0 [kNm]
FS 1.24	y _n -44.34 [cm]	y _n -44.34 [cm]	y _n -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -4.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.5 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -52.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -43.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -40.3 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 248.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 208.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 191.3 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]
		S _{r,max} - [cm]	S _{r,max} - [cm]
		W _k - [mm]	W _k - [mm]



Armatura muro di elevazione direzione y

Armatura interna: copriferro 5.5+3.0+1.5 = 10.0cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.5	140.0	126.0
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	10.0	35.34	
10	30	140.0	70.69	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7.70

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 3947.60 [kNm]	M _{Ek} 2934.6 [kNm]	M _{Ek} 2076.1 [kNm]	M _{Ek} 1682.3 [kNm]
N _{Ed} -1080.00 [kN]	N _{Ek} -920 [kN]	N _{Ek} -920 [kN]	N _{Ek} -800 [kN]
V _{Ed} 677.30 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 244.3 [kNm]	M _{dec} 244.3 [kNm]	M _{dec} 212.4 [kNm]
M _{Rd} 4355.3 [kNm]	M _{cr} 1457.5 [kNm]	M _{cr} 1457.5 [kNm]	M _{cr} 1425.7 [kNm]
FS 1.10			
	y _n -25.73 [cm]	y _n -22.40 [cm]	y _n -21.54 [cm]
	σ _{c,min} -9.8 [MPa]	σ _{c,min} -7.1 [MPa]	σ _{c,min} -5.8 [MPa]
	σ _{s,min} -117.6 [MPa]	σ _{s,min} -86.0 [MPa]	σ _{s,min} -70.2 [MPa]
	σ _{s,max} 271.4 [MPa]	σ _{s,max} 176.3 [MPa]	σ _{s,max} 139.7 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} 0.57 [‰]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.42 [‰]
		S _{r,max} 47.5 [cm]	S _{r,max} 47.5 [cm]
		W _k 0.269 [mm]	W _k 0.199 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare
secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	100	cm
altezza	H =	150	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	7	cm
altezza utile	d =	143	cm
braccio coppia interna	z =	128.7	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	5	
diametro	ϕ =	14	mm
passo	s =	40	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	7.70	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	5	
diametro	ϕ_1 =	30	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	35.3	cm ²

materiali

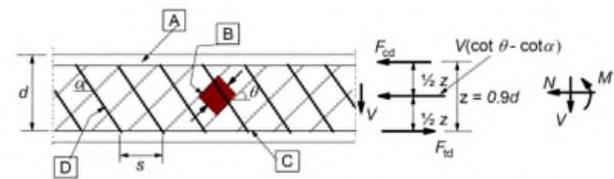
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} =	33.2	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c =	1.5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} =	0.85	
tensione di calcolo	f_{cd} =	18.8	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	ν =	0.520	
tensione di calcolo bielle	νf_{cd} =	9.8	MPa

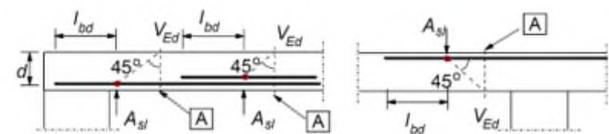
acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk} =	450.0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s =	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} =	391.3	MPa

legenda



[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} =	1215.2	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	475.6	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	1901.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	5096.2	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione		duttile	
traslazione armatura long.	a_l =	126.3	cm



9.4 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione sono realizzati in acciaio S355, con un diametro pari a 168.3mm, uno spessore di 10mm ed una lunghezza di 15.00m. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale, trasversale nonché la verifica strutturale del micropalo.

PONTE BOSSARINO 2

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA

Calcolo della capacità portante del micropalo

$$Q = Q_s = \pi \alpha D L q_s$$

DATI GEOMETRICI:

diámetro della perforazione	D	0.24	[m]
lunghezza del micropalo	L	11	[m]
diámetro esterno tubolare	d	168.3	[mm]
spessore tubolare	t	10	[mm]
diámetro interno tubolare	d _{int}	148.3	[mm]
area sezione tubolare	A	4973.1	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	1564.0	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	185.9	[cm ³]
peso tubolare	P	39.0	[kg/m]

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

		Strato 1	Strato 2	Strato 3
tipo di terreno		SC1	SC2	SC3
spessore dello strato	s [m]	5	6	0
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1	1
diámetro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24	0.24
N _{SPT} medio	N _{SPT} [-]	XX	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	150	205	375
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	565.5	927.4	0.0

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MINIMI

		Strato 1	Strato 2	Strato 2
tipo di terreno		SC1	SC2	SC3
spessore dello strato	s [m]	5	6	0
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1	1
diámetro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24	0.24
N _{SPT} minimo	N _{SPT} [-]	XX	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	150	205	375
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	565.5	927.4	0.0

PONTE BOSSARINO 2

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA

Calcolo della capacità portante del micropalo

$$Q = Q_s = \pi \alpha D L q_s$$

COEFFICIENTI DI NORMATIVA:

Combinazione di calcolo	Azioni		Resistenze (pali trivellati)		
	γ _G	γ _Q	γ _b	γ _s	γ _s traz
A1+M1+R1	1.3	1.5	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.0	1.3	1.70	1.45	1.60
A1+M1+R3	1.3	1.5	1.35	1.15	1.25
SISMICA	1.0	1.0	1.35	1.15	1.25

VERTICALI INDAGATE:

numero di verticali indagate	n°	2
fattore di correlazione	ξ ₃	1.65
fattore di correlazione	ξ ₄	1.55

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A COMPRESIONE:

MEDIA: (R_{c,cal})_{media} 1492.9 [kN]

MINIMA: (R_{c,cal})_{minima} 1492.9 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:

$$R_{c,k} = \text{Min}\{R_{c,cal\ med}/\xi_3, R_{c,cal\ min}/\xi_4\}$$

R_{c,k} 904.8 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

$$R_{c,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$$

Resistenza	R _{c,d}	786.8	[kN]
Azione agente	N _d	433.1	[kN]
Fattore Sicurezza	FS	1.8	[-]

Verifica capacità portante verticale a compressione del micropalo

:Documento P280_D_OMG_RC_004_A.docx

100/ 103

**PONTE BOSSARINO 2**MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOV*Calcolo della capacità portante del micropalo*

$$Q = Q_s = \pi \alpha D L q_s$$

COEFFICIENTI DI NORMATIVA:

Combinazione di calcolo	Azioni		Resistenze (pali trivellati)		
	γ_G	γ_Q	γ_b	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
A1+M1+R1	1.3	1.5	1.00	1.00	1.00
A2+M1+R2	1.0	1.3	1.70	1.45	1.60
A1+M1+R3	1.3	1.5	1.35	1.15	1.25
SISMICA	1.0	1.0	1.35	1.15	1.25

VERTICALI INDAGATE:

numero di verticali indagate	n°	2
fattore di correlazione	ξ_3	1.65
fattore di correlazione	ξ_4	1.55

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A TRAZIONE:

MEDIA: $(R_{t,cal})_{media}$ 1492.9 [kN]

MINIMA: $(R_{t,cal})_{minima}$ 1492.9 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:

$$R_{t,k} = \text{Min}\{R_{t,cal\ med}/\xi_3, R_{t,cal\ min}/\xi_4\}$$

$R_{t,k}$ 904.8 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_s}$$

Resistenza $R_{t,d}$ 723.8 [kN]

Azione agente N_d 17.8 [kN]

Fattore Sicurezza FS 40.7 [-]

Verifica capacità portante verticale a trazione del micropalo

**PONTE BOSSARINO 2****MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA***Calcolo del carico trasversale limite***Terreni incoerenti (Broms 1964)****DATI GEOMETRICI:**

Lunghezza del palo	L	10	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	0.24	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	168.3	[mm]
Spessore del tubolare	t _{tubolare}	10	[mm]
Tipo di acciaio	S	355	[-]
Momento di plasticizzazione	M _y	77.5	[kNm]

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ ^t	21	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	25	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.46	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.37	[-]

VERTICALI INDAGATE:

numero di verticali indagate	n°	2
fattore di correlazione	ξ ₃	1.65
fattore di correlazione	ξ ₄	1.55

CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:

H _{1,medio}	1859.8	[kN]
H _{1,minimo}	1791.7	[kN]

$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	627.7	[kN]
H _{2,minimo}	605.0	[kN]

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO H₃:

H _{3,medio}	100.2	[kN]
H _{3,minimo}	98.9	[kN]

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO:

H _{medio}	100.2	[kN]	PALO
H _{minimo}	98.9	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3, H_{min}/\xi_4)$$

H _k	60.7	[kN]
----------------	------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	46.7	[kN]
H _{agente}	41.1	[kN]

VERIFICA: H_d > H_{agente} **VERIFICATO**

Verifica capacità portante trasversale del micropalo

**PONTE BOSSARINO 2**MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVACalcolo della resistenza strutturale del tubolare**DATI GEOMETRICI:**

diametro esterno del tubolare	d	168.3	[mm]
spessore del tubolare	t	10.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d _{int}	148.3	[mm]
area della sezione del tubolare	A	4973.1	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	1564.0	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	185.9	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	125.5	[cm ³]

tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ _{MO}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progett	f _{yd}	338.1	[MPa]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (Tab. 4.2.V - NTC 2018)

tensione di snervamento no	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessor	d/t	16.8	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	

SOLLECITAZIONI AGENTI:

momento flettente di calcolo	M _{Ed}	34.59	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	41.1	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	433.1	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	34.59	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	41.1	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	433.1	[kN]

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:

tensione normale	σ _{x,Ed}	186.1	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	16.5	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	188.3	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	1.8	VERIFICATO

Resistenza strutturale del micropalo