



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

VIADOTTO AURELIA BIS

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 013	A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

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

**PONTE "AURELIA BIS"
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E FONDAZIONI**

A	Febbraio 2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT	
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato	
			Documento: P280_D_OMG_RC_013_A.docx			



INDICE

1.	INTRODUZIONE	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
4.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI	9
5.	MATERIALI.....	10
5.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	10
5.2	CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	10
5.2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI.....	10
5.2.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI.....	11
6.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	12
7.	CARICHI DI PROGETTO.....	13
7.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	13
7.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	13
7.3	CARICHI PERMANENTI	13
7.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_2)	14
7.5	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	14
7.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	15
7.7	AZIONE CENTRIFUGA.....	15
7.8	AZIONE DEL VENTO.....	15
7.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO	17
7.9	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	18
7.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	18
7.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})	18
7.10	SPINTA DELLE TERRE	18
7.11	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	19
7.12	RICOPRIMENTO.....	19
7.13	SOTTOSPINTA IDRAULICA	19
7.14	AZIONI SISMICHE	19
7.14.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	20
7.14.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	21



7.14.3	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD).....	22
8.	VERIFICA SPALLA A	23
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	23
8.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	23
8.1.2	VINCOLI	25
8.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	27
8.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	38
8.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	39
8.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	39
8.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	42
8.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	54
8.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	61
9.	VERIFICA SPALLA B	65
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	65
9.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	65
9.1.2	VINCOLI	67
9.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	69
9.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	80
9.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	81
9.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	81
9.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	84
9.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	95
9.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	102
10.	VERIFICA PILA 2	106
10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	106
10.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	106
10.1.2	VINCOLI	109
10.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	110
10.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	118
10.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	120
10.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	120
10.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	123
10.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	131
10.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	141
11.	VERIFICA PILA 5	145
11.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	145
11.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	145



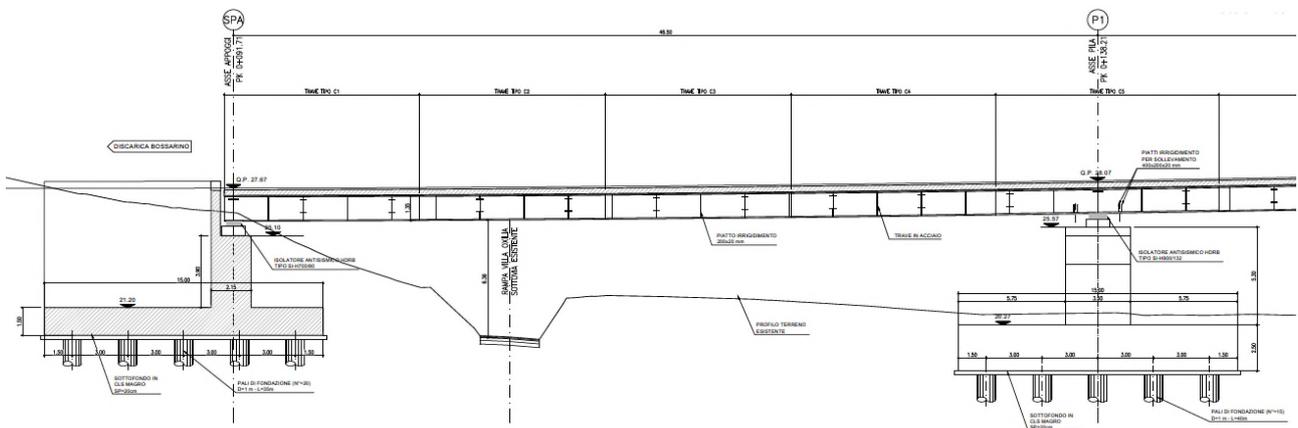
11.1.2	VINCOLI	147
11.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	148
11.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	157
11.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	159
11.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	159
11.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	162
11.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	170
11.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	180
12.	VERIFICA PILA 6	184
12.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	184
12.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	184
12.1.2	VINCOLI	187
12.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	189
12.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	198
12.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	200
12.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	200
12.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	203
12.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	211
12.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	221

1. INTRODUZIONE

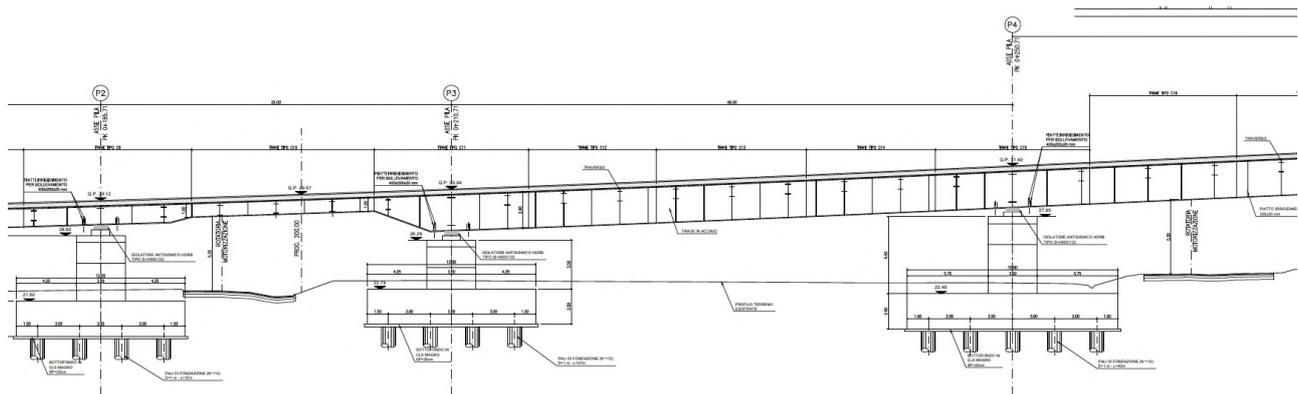
La presente relazione viene redatta nell’ambito del Progetto Definitivo del “Nuovo Svincolo Autostradale” da realizzarsi lungo la “Autostrada dei Fiori” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Nella presente relazione sono descritte le geometrie, i carichi e le verifiche strutturali e geotecniche delle spalle e delle pile inerenti la realizzazione del “Ponte Aurelia Bis”, posto lungo il tratto bidirezionale del ramo di svincolo Casello-Vado Ligure, necessario per il collegamento dell’arteria principale locale e il casello autostradale di futura costruzione.

Le verifiche strutturali dell’impalcato sono presenti nella relazione specifica di progetto P280_D_OMG_RC_011.



Ponte Aurelia Bis – Spalla A e Pila 1



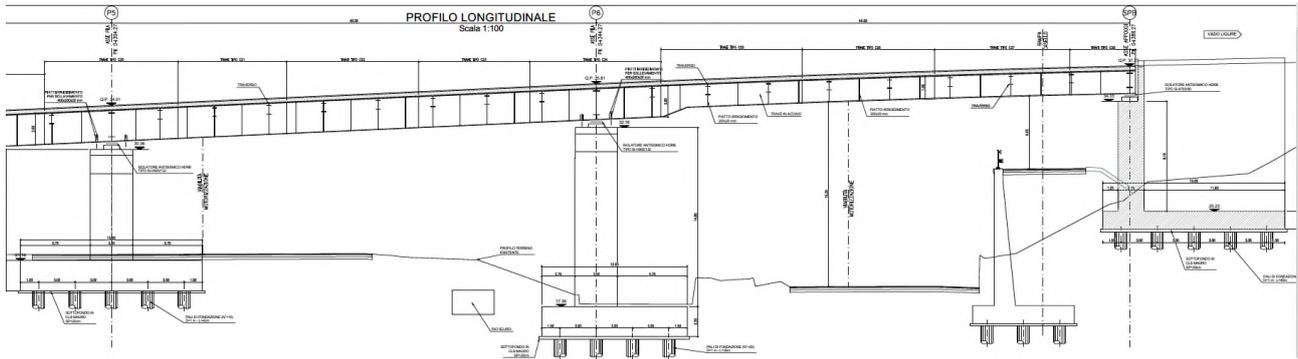
Ponte Aurelia Bis – Pile 2, 3, 4



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



Ponte Aurelia Bis – Pile 5, 6 e Spalla B



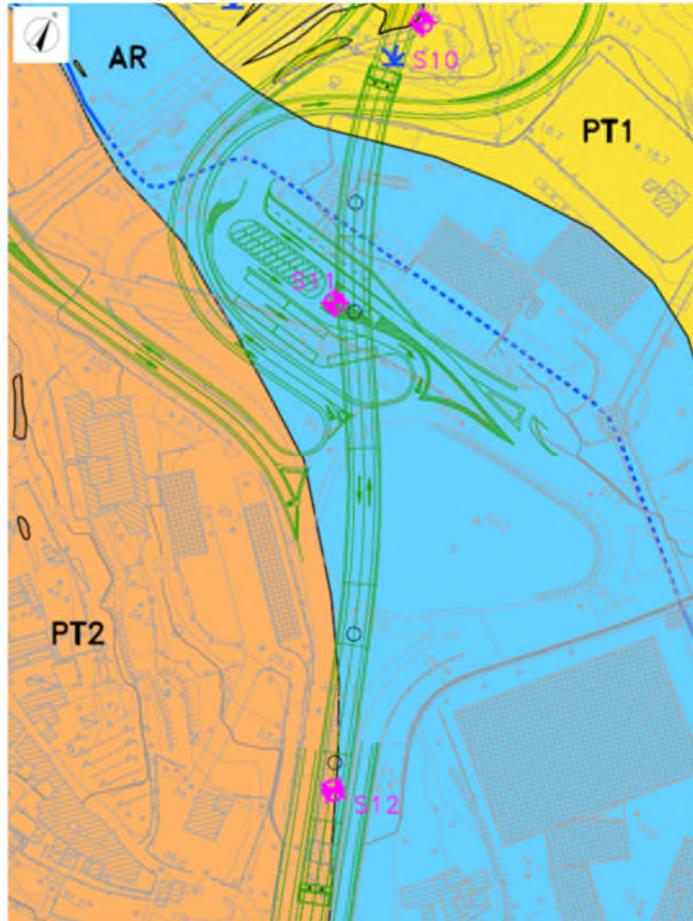
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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, il viadotto che si collegherà con l’Aurelia bis superficialmente attraversa i depositi pleistocenici, i depositi alluvionali recenti e in alcuni punti su materiali di riporto delle aree urbanizzate che andrà a scavalcare. In profondità le fondazioni poggiano principalmente sui depositi pleistocenici e sui materiali di riporto antropici. In questa area, la soggiacenza media è pari a circa 5 m dal piano campagna che corrisponde ad una quota assoluta di circa 15 m s.l.m..



ELEMENTI GEOLOGICI

DISCARICA	DEPOSITI PLEISTOCENICI
DDC Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento	PT2 Depositi antichi di origine continentale (Pleistocene Medio) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)
RITOMBAMENTO	PT1 Depositi antichi di origine deltata (Pleistocene Medio e Basso) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)
RT Terreni rimaneggiati di ritombamento della struttura della galleria ferroviaria “Tana”, spessore max di circa 20m (lavori eseguiti nel 1968-1970)	COPERTURA
RIPORTI	COP Copertura detritica discontinua di spessore mediamente compreso fra 2m e 5m
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	METASEDIMENTI PERMIANI
B Terreni riportati all’epoca degli scavi di sbiancamento 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	MSP Rocca affiorante (a) e/o sub-affiorante (b) in scassate condizioni geomecchaniche (molto alterata e fratturata) con copertura detritica discontinua di spessore fino a 3m di spessore (Permiano)
C Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale	ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI
RILEVATI	LA Limite geologico certo (a) o presunto (b)
RIL Rilevati autostradali e stradali	MVS Giacitura stratificazione e/o scistosità principale
DEPOSITI ALLUVIONALI	MVS Giacitura sub-verticale
AR Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)	MI Immersione asse di piega
AT Depositi alluvionali terrazzati (Quaternario medio-recente)	S Sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato per il Progetto Definitivo (2019)
	F 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/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Riperti grossolani (RIP1)	Ghiaia sabbioso limosa, mediamente addensata	18-19	30-32	-	40-60
Depositi pleistocenici continentali ferrettizzati (GPT)	Ghiaie-brecce alterate, localmente deb. cementate	19-20	30-32	2-10	50-80
Depositi pleistocenici di delta (LPT1)	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, alterati poco consistenti	17-18	21-22	5-10	15-20
Depositi pleistocenici di delta (LPT2)	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, mediamente consistenti	18.5-19.5	23-25	10-15	30-60



5. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione delle sottostrutture e delle fondazioni per il ponte oggetto della presente relazione.

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

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le seguenti 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

5.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

5.2.1 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



5.2.2 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. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Trattasi di un viadotto a 7 campate ponte con andamento planimetrico in parte in retto e in parte in curve successive per una lunghezza complessiva tra gli assi di spalle pari a $46.5+47.5+25.0+40.0+52.5+40.0+44.0 \text{ m} = 295.5 \text{ m}$. Il minimo raggio di curvatura misurato all'asse dell'impalcato è pari a 203 m. Nel dettaglio, vengono descritte solamente le caratteristiche delle strutture di supporto dell'impalcato, ovvero spalle e pile.

Queste sono previste in c.a. ordinario e si configurano come muri di sostegno fondati su basamenti rettangolari o simili. La particolarità delle pile sta nel fatto che il fusto in elevazione a sezione circolare è coronato in sommità da un pulvino a forma di trapezio isoscele rovescio che supporta direttamente i quattro dispositivi di vincolo dell'impalcato afferente.

Data la similarità tra le diverse pile, le analisi condotte per la pila 2 sono valide anche per la pila 3, mentre quelle condotte per la pila 5 valgono anche per le pile 1 e 4. La pila 6 presenta delle caratteristiche proprie in quanto la geometria della platea risulta vincolata dalla presenza del Rio Scuro.

Più in dettaglio, le pile sono composte sostanzialmente in modo analogo tra loro con un fusto ad altezza variabile e specializzato con la variabilità orografica del sito su cui sorge l'opera; i fusti sono coronati dai pulvini i quali sono attrezzati con risalti con funzione di ritegni fine corsa; i fusti sono a loro volta impostati su platee di fondazione di forma in pianta rettangolare: le pile n. 2 e 3 presentano una platea di fondazione di dimensione $9\text{m} \times 12\text{m}$ e spessore 2.5m; le pile n. 1, 4 e 5 presentano una platea di fondazione di dimensione $9\text{m} \times 15\text{m}$ e spessore 2.5m; la pila n. 6 presenta una platea di fondazione di dimensione $12\text{m} \times 15\text{m}$ e sempre di spessore 2.5m. Il fusto ha raggio pari a 175 cm. I pulvini sono orientati secondo gli assi di allineamento degli appoggi, in modo da ridurre effetti indesiderati di azioni parassite agli appoggi ed hanno una base pari a 350cm, la sezione presenta una altezza variabile pari a 200cm in mezzzeria e pari a 50cm agli estremi.

Le spalle si compongono di un muro frontale su cui sono in diretto appoggio i dispositivi di vincolo dell'impalcato, dello spessore complessivo di 215 cm, e di un muro para-ghiaia retrostante l'impalcato di spessore contenuto e pari a 50 cm, la platea di base ha uno spessore di 1.5m. La spalla maggiore lato Casello (spalla 2) presenta un muro di spalla con altezza di 8.4 m.

Il muro para-ghiaia ha la funzione di proteggere l'impalcato dal terreno retrostante la spalla. Completano la struttura i muri d'ala laterali, impostati sul basamento, con la funzione di contenere le spinte laterali del terrapieno adiacente.

Tutte le platee di base sono fondate su pali trivellati di diametro 100cm disposti secondo una maglia regolare di $3\text{m} \times 3\text{m}$, in particolare si hanno: 20 pali sotto la spalla A di lunghezza 35m, 12 pali sotto le pile 2 e 3 di lunghezza 37m, 15 pali sotto le pile 1, 4 e 5 di lunghezza 37m, 20 pali sotto la pila 6 di lunghezza 40m e 30 pali sotto la spalla B di lunghezza 40m.



7. CARICHI DI PROGETTO

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

- peso proprio strutturale di impalcato;
- 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.

7.1 PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA

Per il calcolo del peso proprio degli elementi in carpenteria metallica è stato considerato il peso di volume dell'acciaio pari a $\rho_{fe} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ incrementato del 25% per tenere conto degli irrigidimenti, dei giunti saldati, dei pioli di connessione, ecc.

7.2 PESO PROPRIO SOLETTA

Il peso della soletta e delle lastre predalle risulta pari a:

- soletta (sp. 24+6): $0,30 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

7.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Velette 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: $= 2 \times 4,00 \text{ kN/m}$
- Tubazioni e impianti di evacuazione: $= 2 \times 0,50 \text{ kN/m}$
- Pavimentazione, sp. 10 cm: $= 3,00 \text{ kN/m}^2$

7.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_2)

Gli effetti della viscosità, associati alle azioni di lunga durata (carichi permanenti portati non strutturali ed effetti del ritiro) sono valutati con il metodo algebrizzato AAEM (Age Adjusted Effective Modulus) semplificato mediante l'adozione di moduli elastici del calcestruzzo corretti come segue:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(\infty, t_0)}$$

Dove:

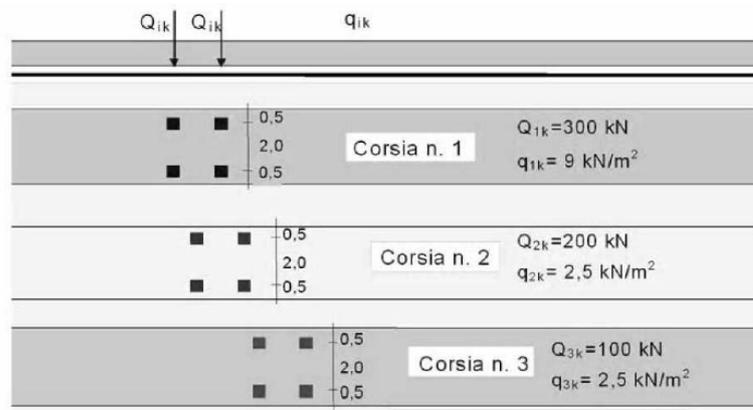
$E_{c0} = 33.643 \text{ N/mm}^2$ è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo assunto per l'impalcato in progetto;

ψ_L è un coefficiente correttivo che dipende dal tipo di azione (v. prospetto seguente).

Valori del coefficiente ψ_L suggeriti dall'EC4	
Carichi permanenti dopo che la connessione travi-soletta sia divenuta efficace	$\psi_L = 1,10$
Effetti isostatici (primari) ed iperstatici (secondari) del ritiro	$\psi_L = 0,55$

7.5 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 (larghezza corsia convenzionale 3,00 m) come indicato nel prospetto seguente.

	Carico singolo asse ($Q_{i,k}$)	Carico uniforme ($q_{i,k}$)
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
Corsia n. 3	100 kN (50 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;



- b) Due corsie di carico su impalcato con distribuzione eccentrica;
- c) Impalcato a pieno carico (tre corsie di carico su impalcato).

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 mezzzeria e in continuità su pile oltre ai massimi tagli e massimi scarichi agli appoggi.

7.6 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:

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

Nel caso specifico, essendo la lunghezza della campata pari a 297 m, la forza di frenamento vale: $q_3 = 900 \text{ kN}$.

7.7 AZIONE CENTRIFUGA

Il ponte in oggetto presenta andamento planimetrico curvilineo irregolare con differenti raggi di curvatura; il valore minimo tra i raggi che costruiscono il tracciato è circa pari a 200 m.

L'azione centrifuga è pertanto pari a (cfr. tab. 5.1.III): $Q_4 = 0.2 Q_v$

essendo Q_v il carico complessivo dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 presenti sul ponte.

Essendo presenti tre corsie convenzionali il carico totale agli assi tandem è pari a (cfr. tabella 5.1.II):

$$Q_4 = 0.2 \times 1200 = 240 \text{ kN}$$

7.8 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:

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

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

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			
	mare	costa	
	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

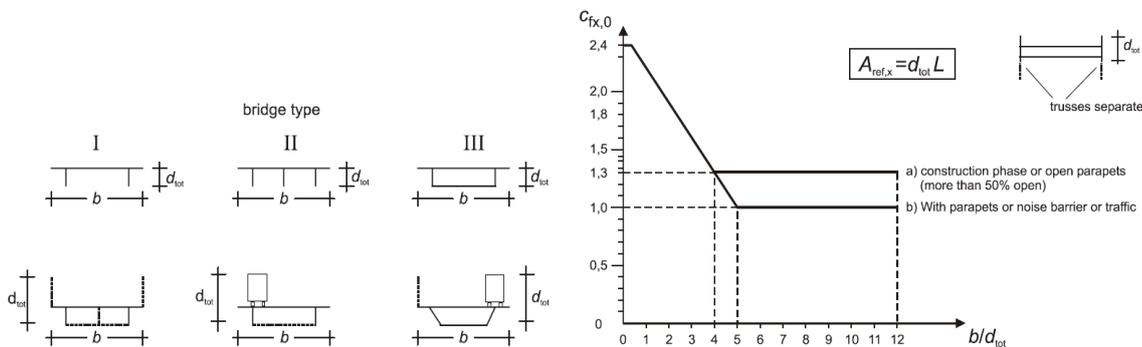
Si passa a valutare il coefficiente di esposizione c_e alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

$$c_{e1} = c_e(z = 17,80 \text{ m}) = 0,20^2 \cdot 1,00 \cdot \ln\left(\frac{17,80}{0,10}\right) \times \left[7 + 1,00 \cdot \ln\left(\frac{17,80}{0,10}\right)\right] = 2,525$$

Nel dimensionamento delle strutture di impalcato, si precisa che l'azione del vento sarà applicata con riferimento all'altezza massima pari a 2,60 + 0,30 + 0,15 m e considerando la larghezza totale di impalcato pari a 11,90 m.

7.8.1 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 impalcati da ponte

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

- | | |
|---|--------|
| 1. Altezza massima impalcato | 2,90 m |
| 2. Altezza pavimentazione cumulata alla pendenza trasv. | 0,49 m |
| 3. Altezza cordolo laterale sopra pavimento | 0,10 m |
| 4. Altezza barriera di protezione | 5,00 m |
| 5. Altezza convenzionale della colonna di carico | 3,00 m |

Vento a ponte scarico/carico

$d = 11,90$ m $h_{tot} = 1+2+3+4 = 8,49$ m $d/h_{tot} = 1,402$ $c_p = 2,08$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 2,525 \times 2,08 = 3,26 \frac{kN}{m^2}$$

7.9 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.

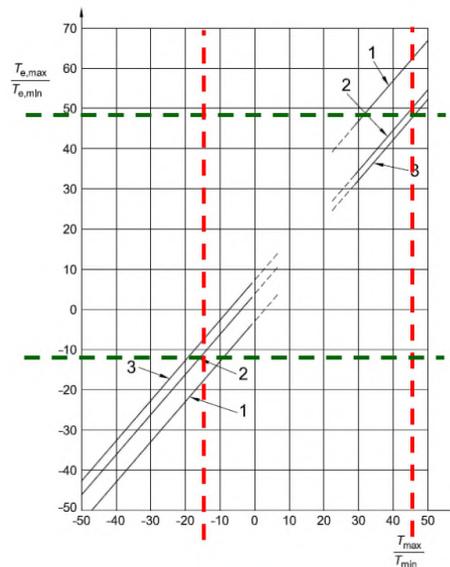
7.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN})

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.):

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

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

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



a cui corrisponde complessivamente un’escursione pari a: $\Delta_{TN} = 60.3 \text{ °C}$

7.9.2 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 $\Delta T_s = \pm 10 \text{ °C}$.

7.10 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 $p = k_0 \gamma z$.



7.11 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.

7.12 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.

7.13 SOTTOSPINTA IDRAULICA

Dove presente è una linea di falda superiore rispetto al piano di imposta dell'elemento è stata considerata la spinta di Archimede, diretta dal basso verso l'alto dovuta al volume immerso di fondazione.

La spinta ha un andamento costante su tutta la faccia inferiore della soletta e, definita con H il valore dell'altezza di immersione dell'elemento, vale: $p = \gamma_w H$.

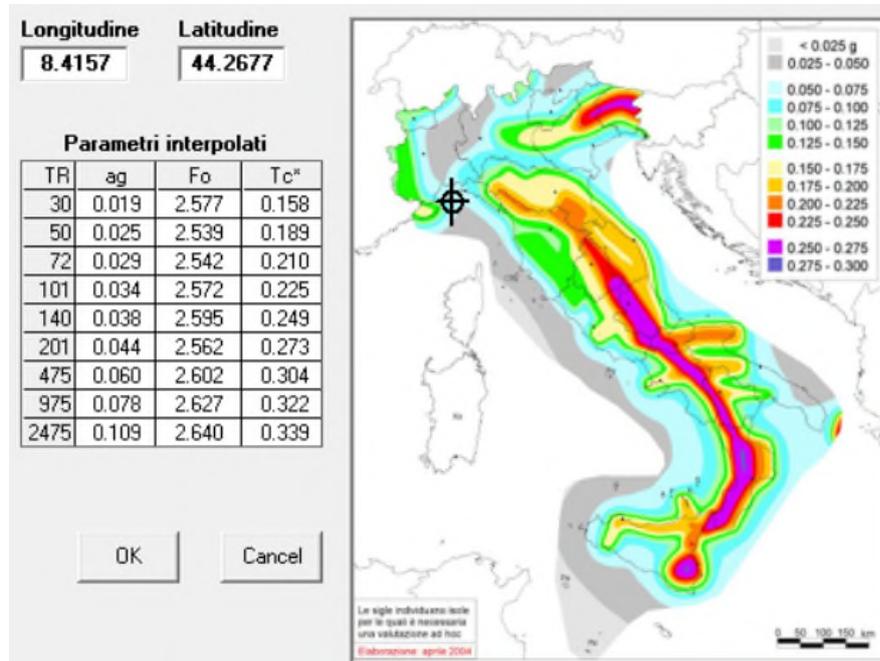
7.14 AZIONI SISMICHE

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:	D
Caratteristiche topografiche:	T1

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:

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

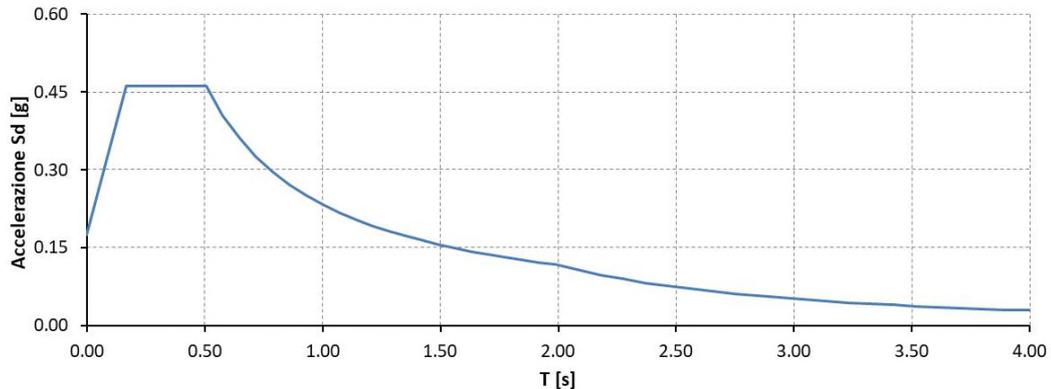
L’analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

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.

7.14.1 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

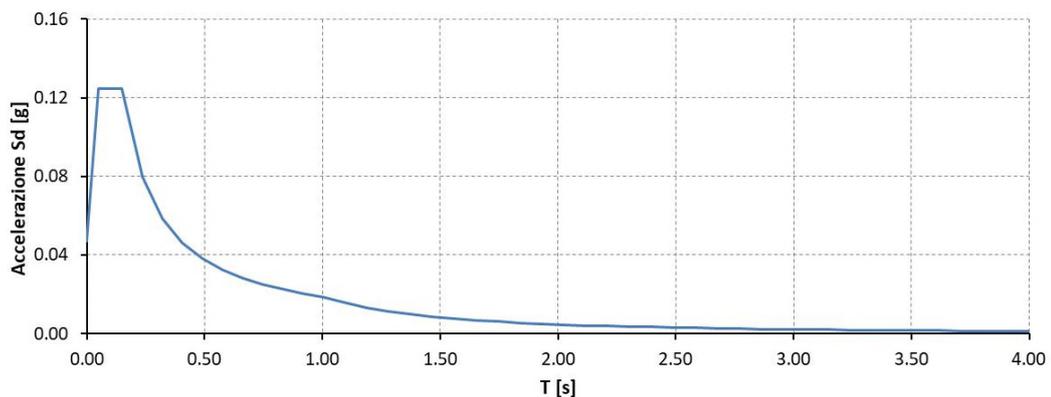
Nel caso di **ponti con isolamento sismico**, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Poiché si prevede di adottare isolatori elastomerici a miscela dura e a elevato smorzamento ($\xi_{esi} = 15\%$) il fattore η di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 15}} = 0,707$$

7.14.2 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 della componente verticale



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

7.14.3 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:

$$E = S_s * S_t * a_{g/g} * \gamma * H$$

8. VERIFICA SPALLA A

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.

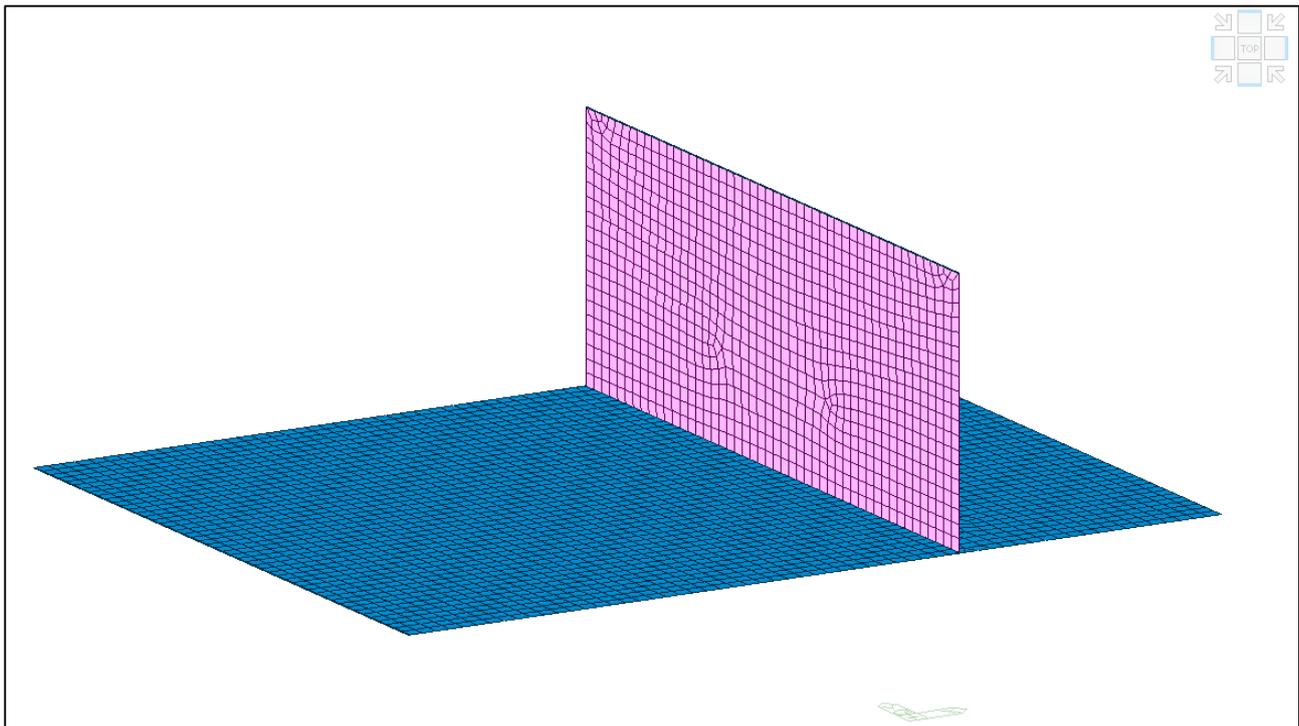
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

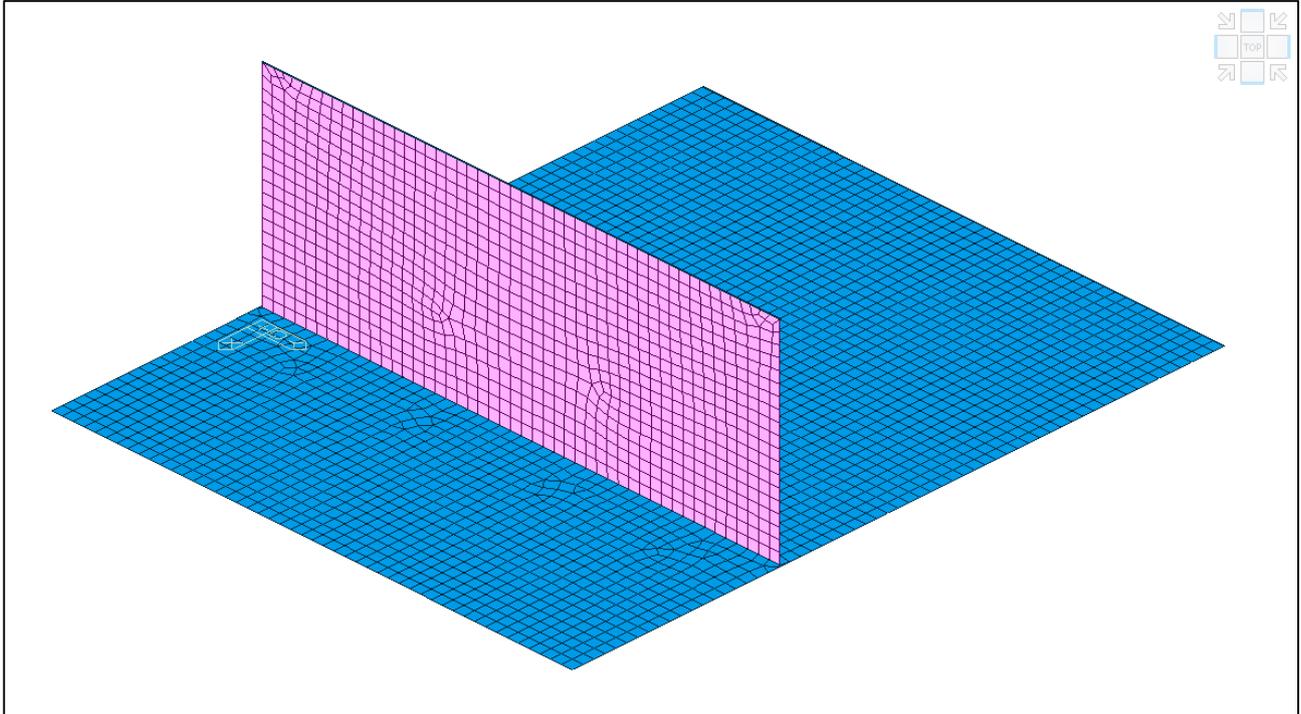
8.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 215 cm e da una platea di fondazione dello spessore di 150cm. In sommità è presente un paraghiaia di spessore pari a 50 cm.

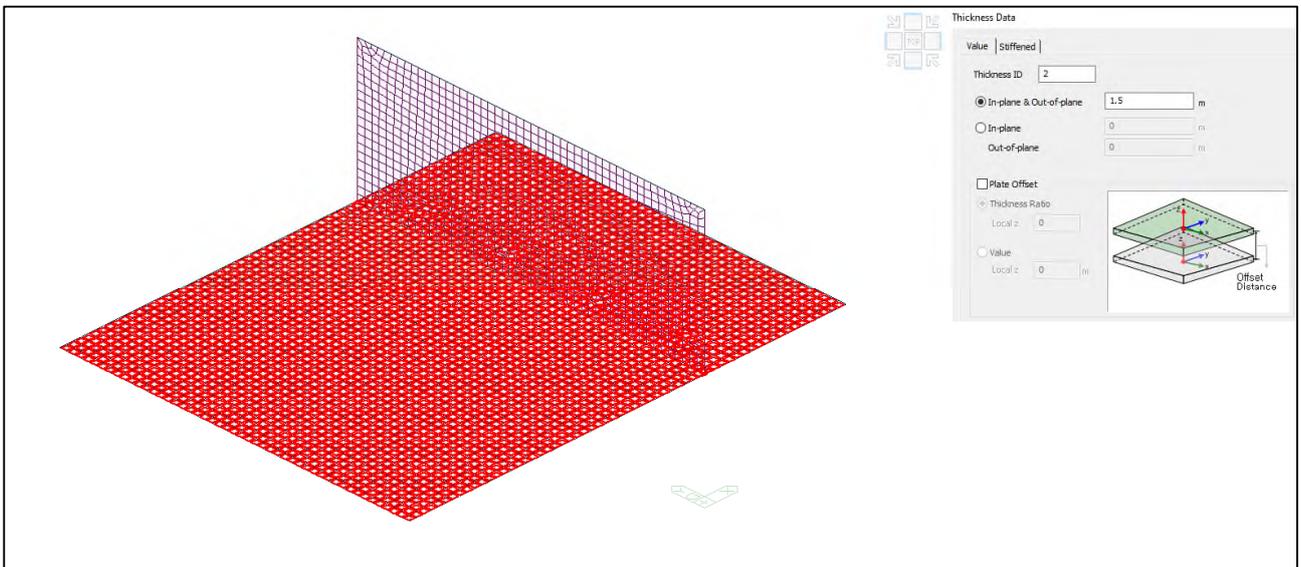
E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare. I vari elementi sono stati schematizzati assumendo diverse caratteristiche geometriche per le varie sezioni previste.



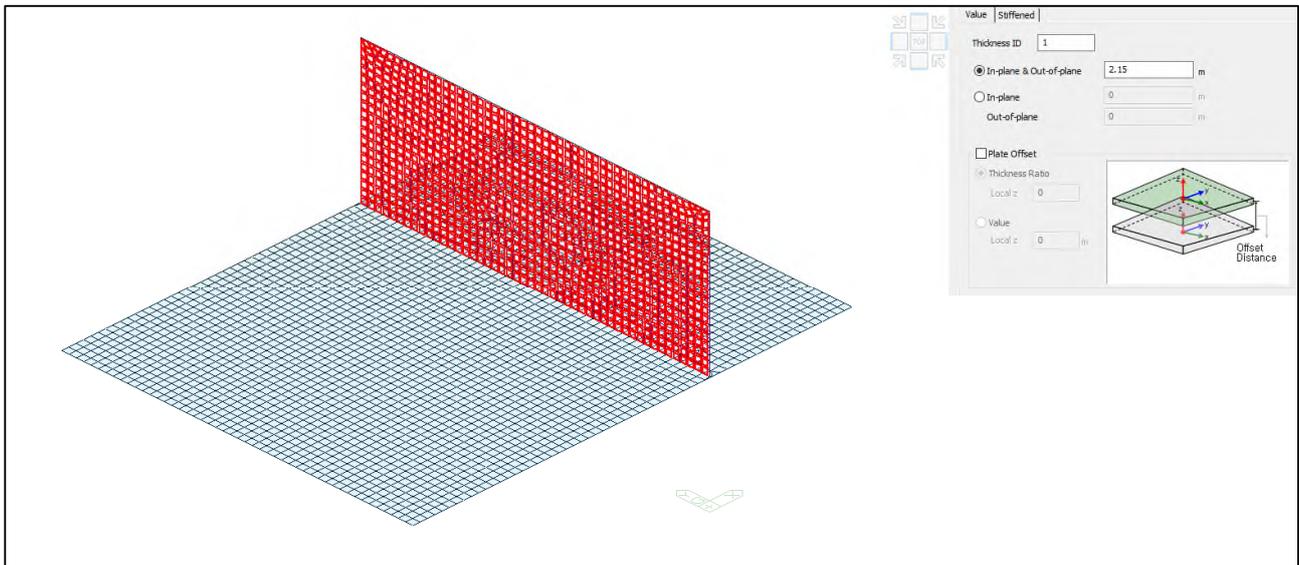
Modello FEM - Vista 1 – Spalla A



Modello FEM - Vista 2 – Spalla A



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



Modello FEM – Identificazione spalla spessore 2.15m in calcestruzzo C32/40

8.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei pali. Le costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del palo, 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 palo in calcestruzzo armato sono riassunte nella tabella seguente.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI PALI		
E [MPa]	Modulo elastico	31500
D [mm]	Diametro palo	1000
A [mm ²]	Area palo	785398
I [mm ⁴]	Momento d'inerzia	4.91 * 10 ¹⁰
L [m]	Lunghezza palo	35.00

$$K_V = 706858 \frac{kN}{m} \quad K_H = 72499.2 \frac{kN}{m}$$

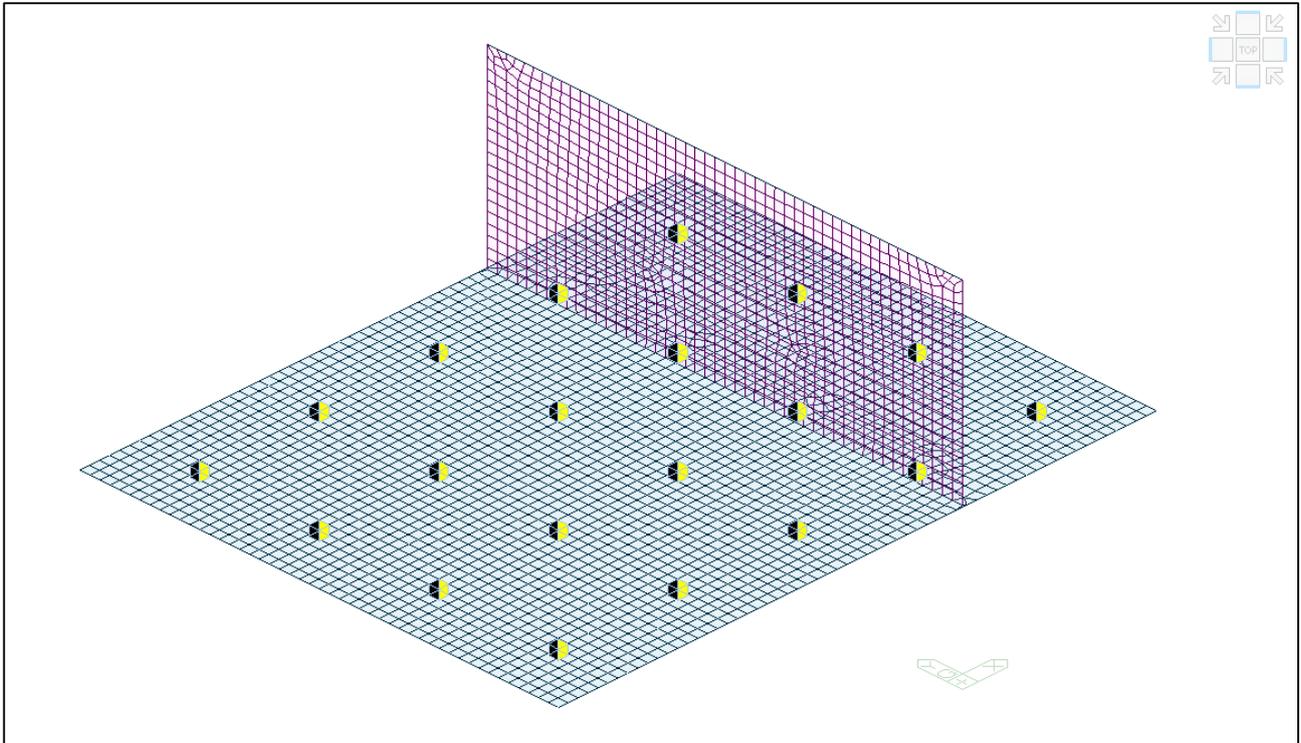


Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

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

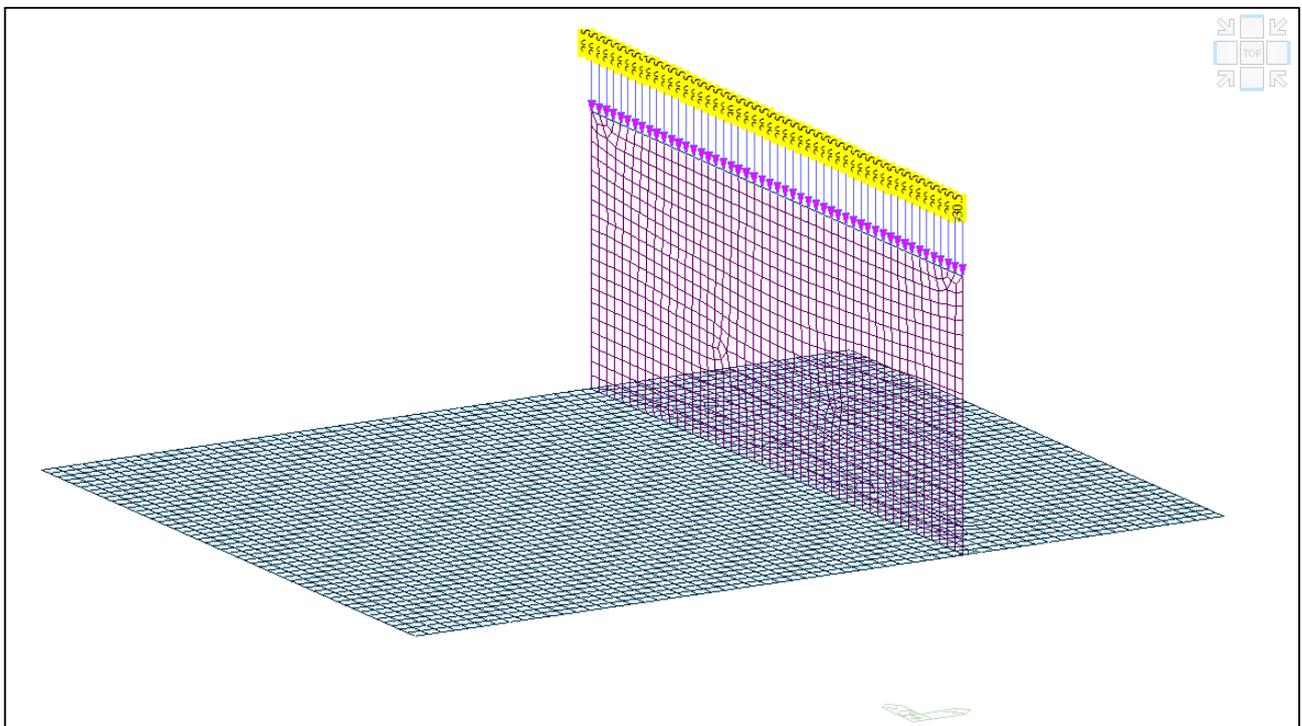


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

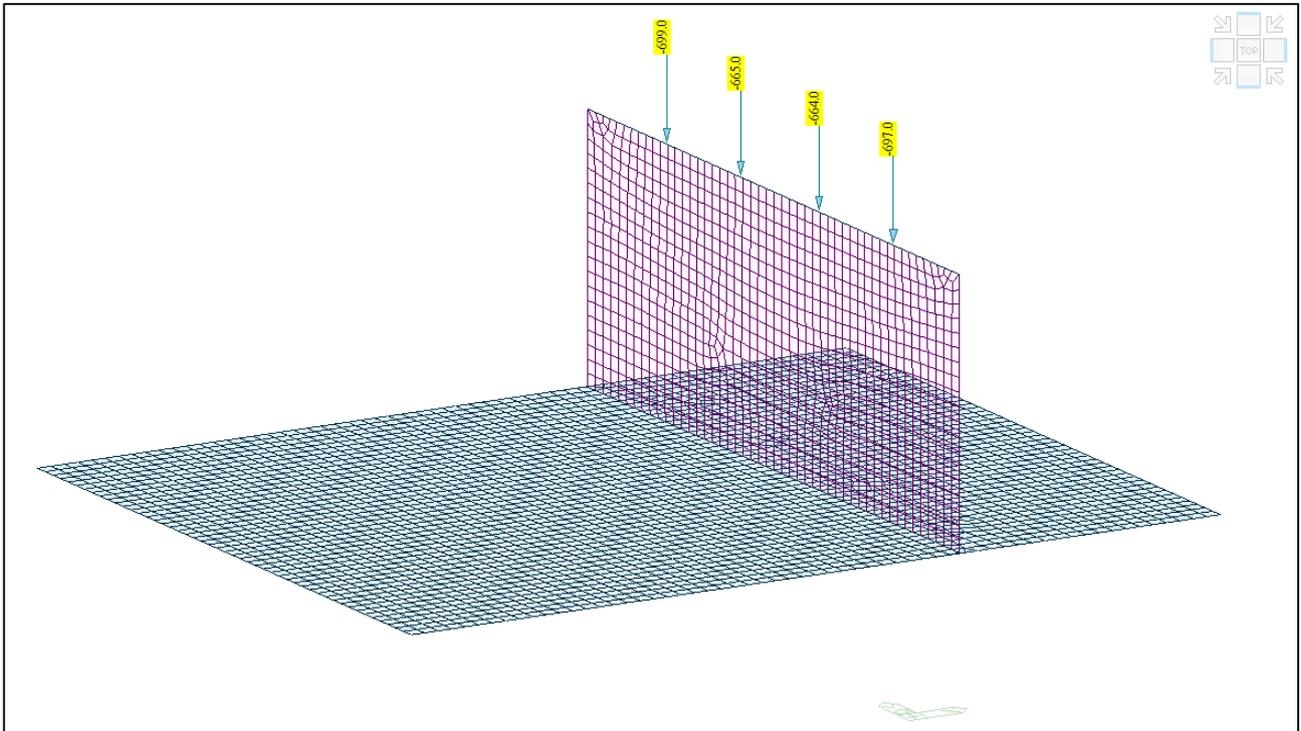
8.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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.

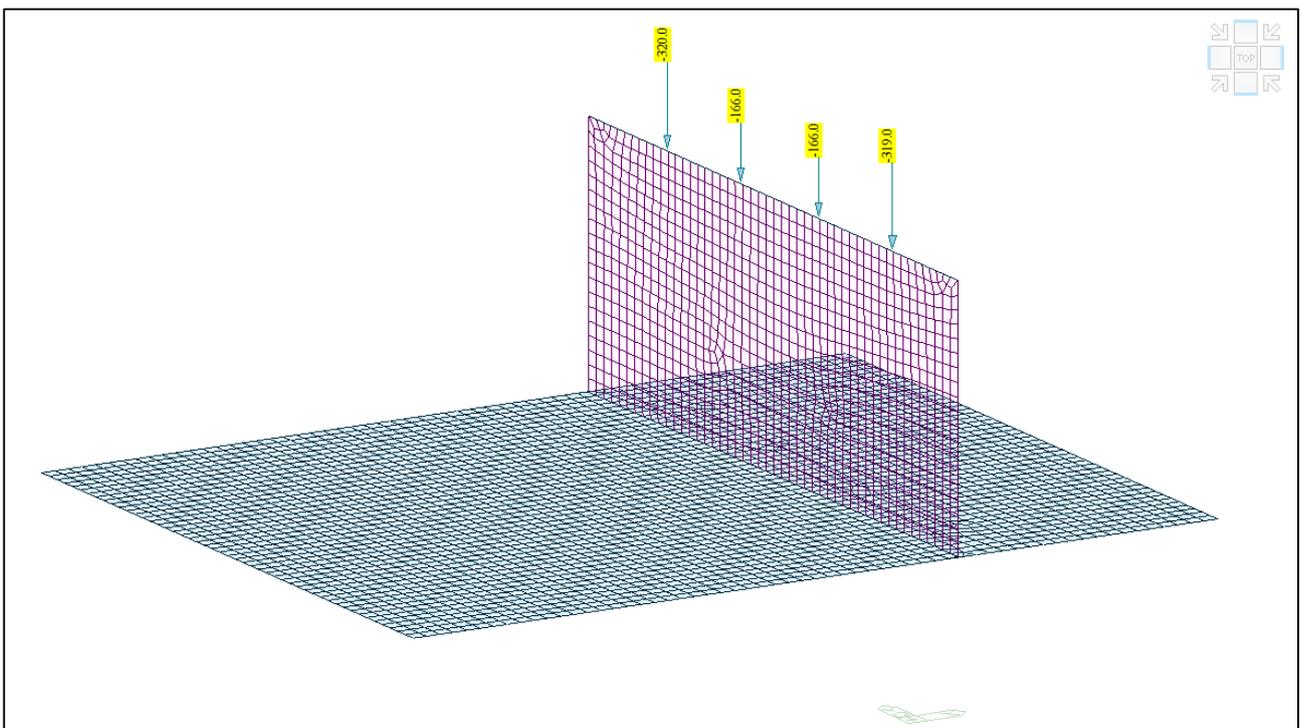
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 2.15m.



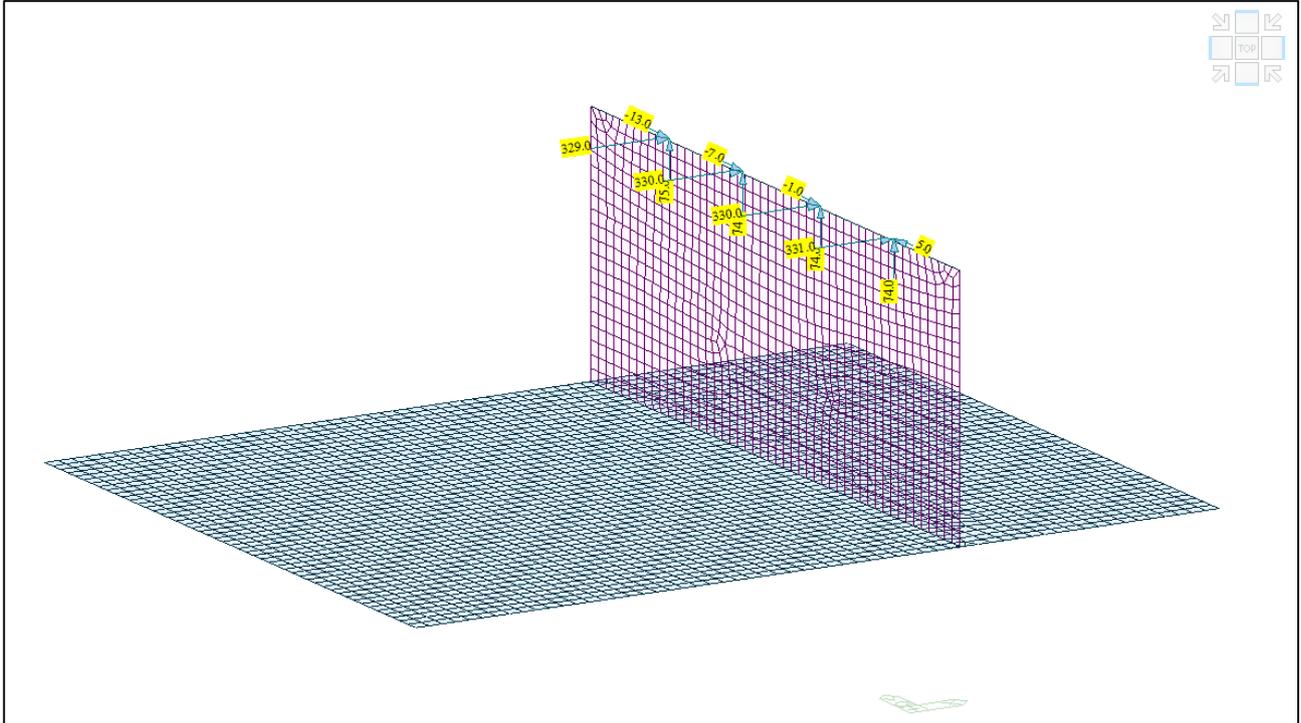
Modello FEM – Condizione di carico Peso Paraghiaia



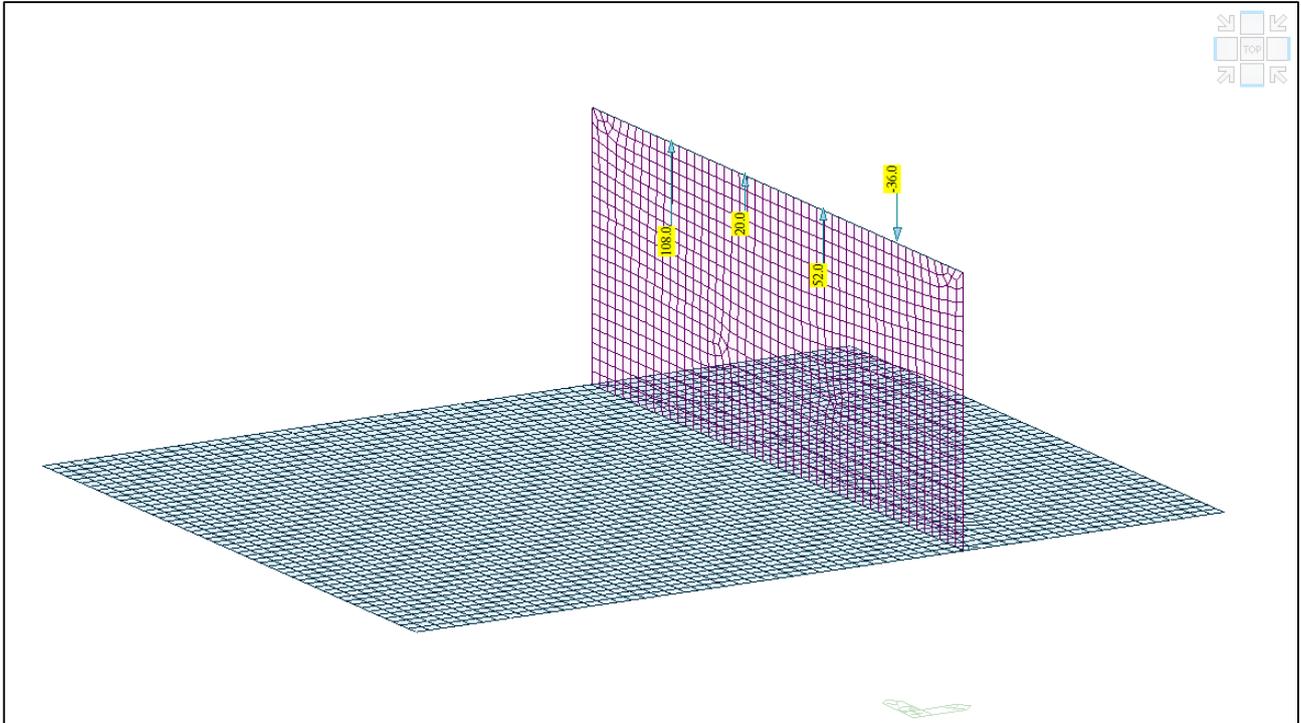
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



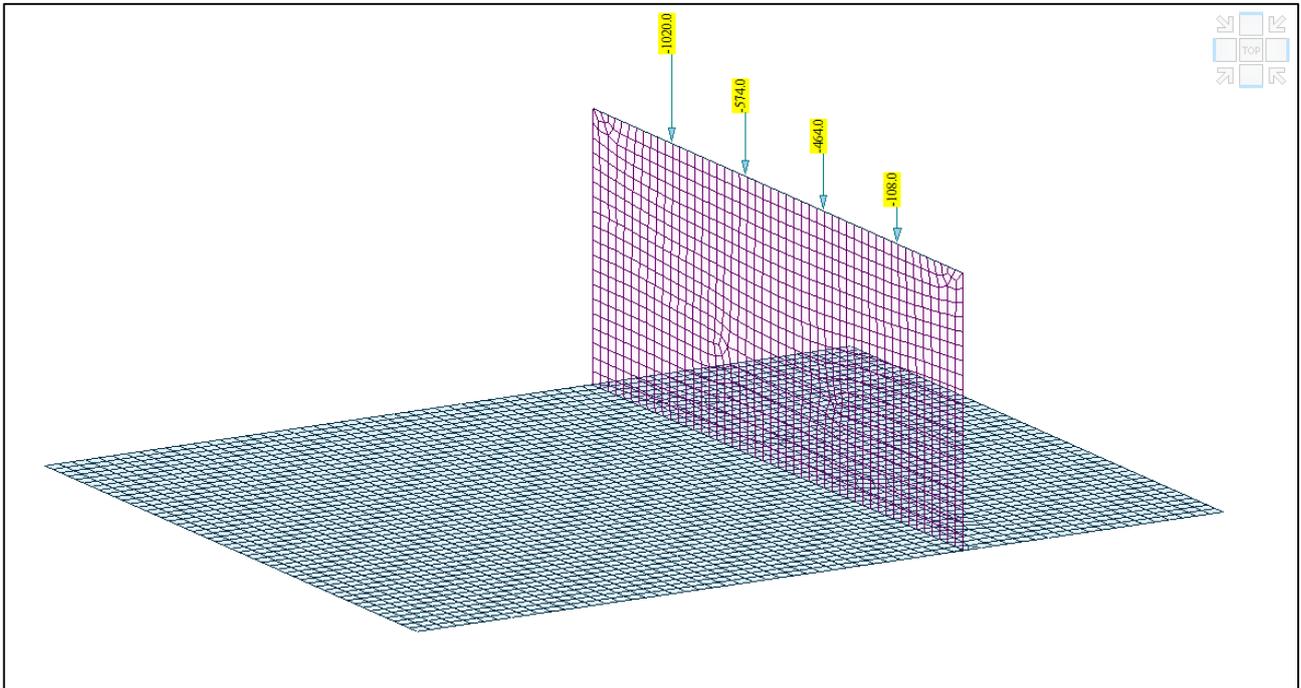
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



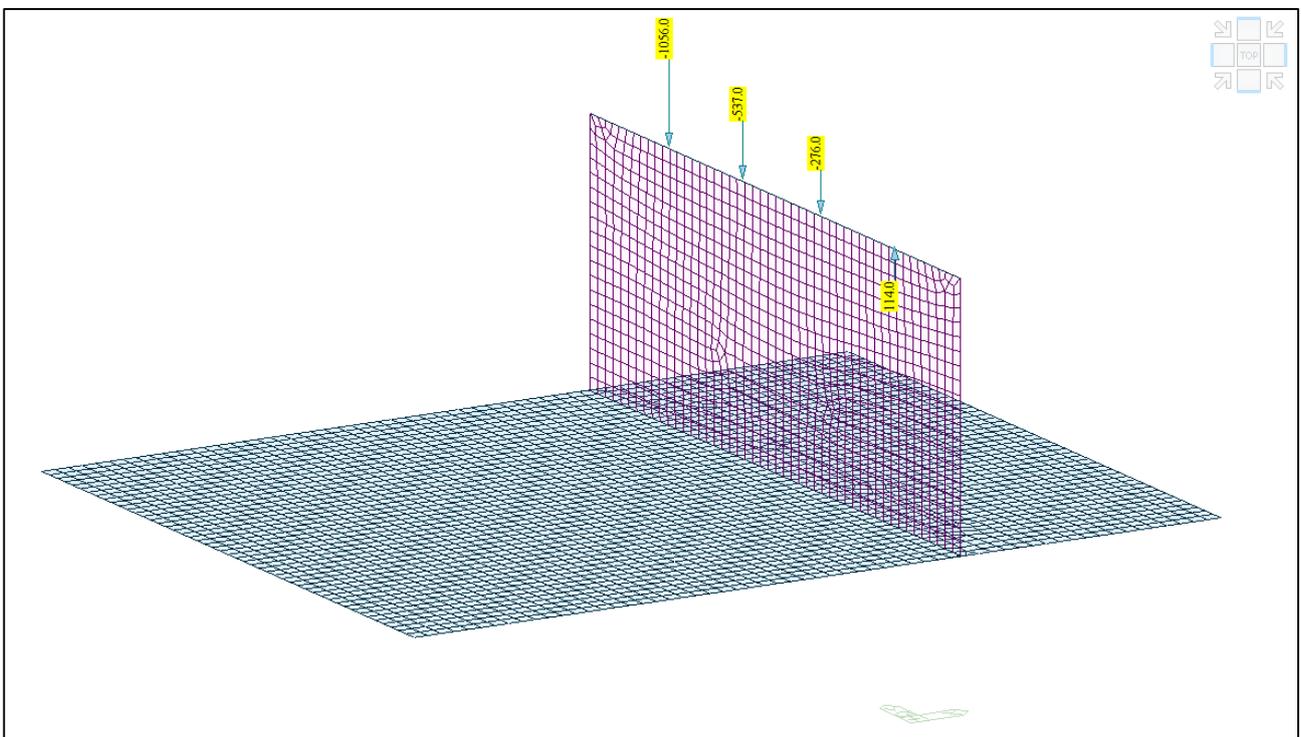
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



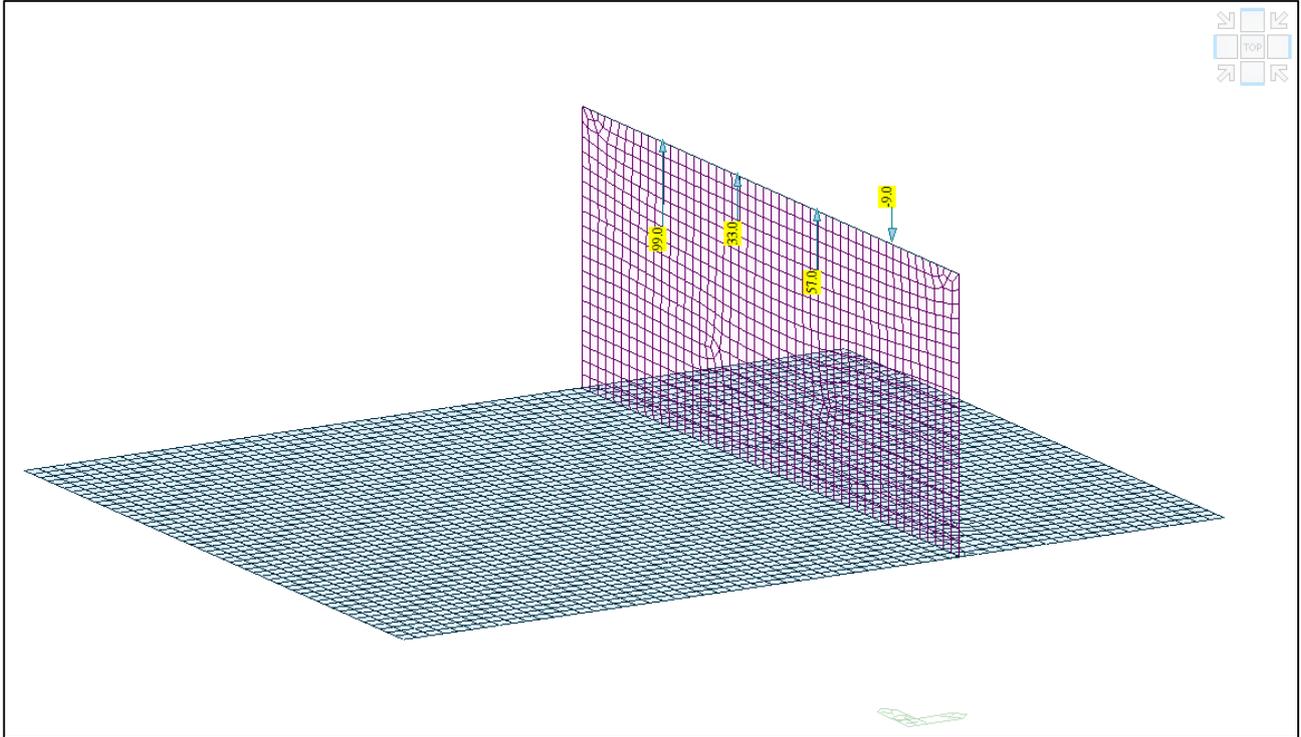
Modello FEM – Condizione di carico DistrB2



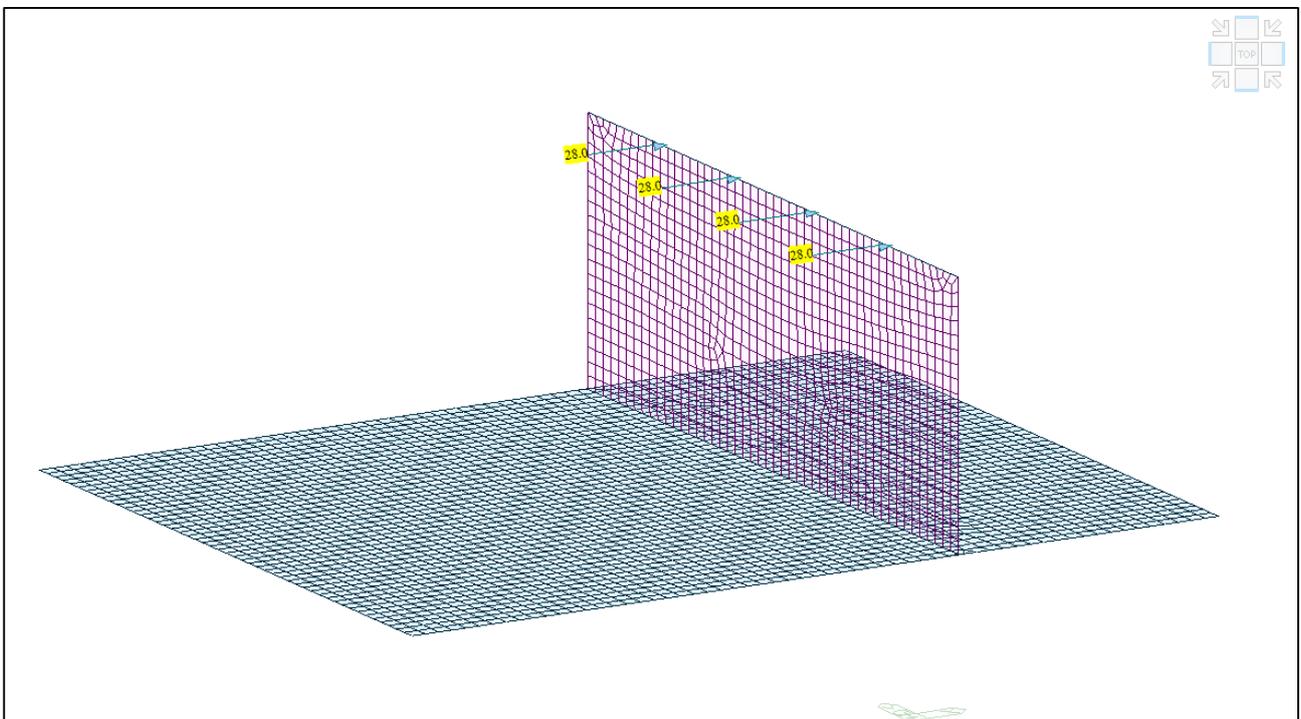
Modello FEM – Condizione di carico DistrD1



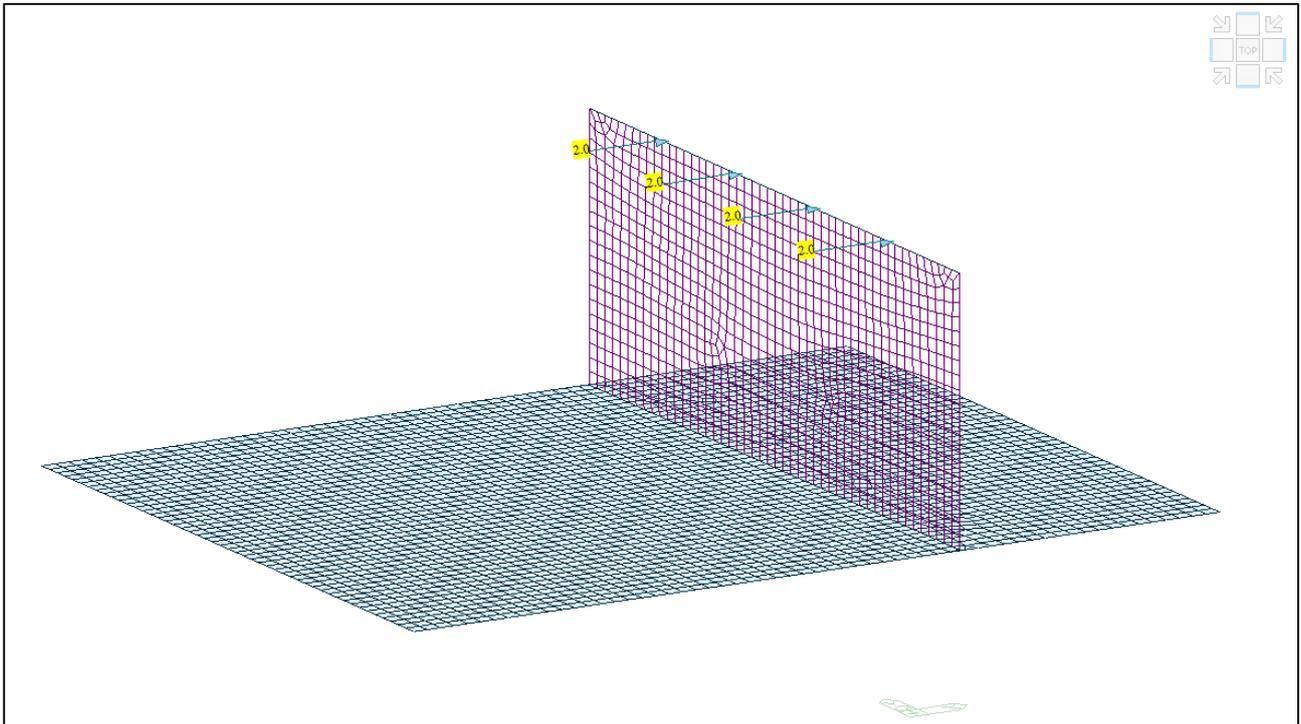
Modello FEM – Condizione di carico DistrB7



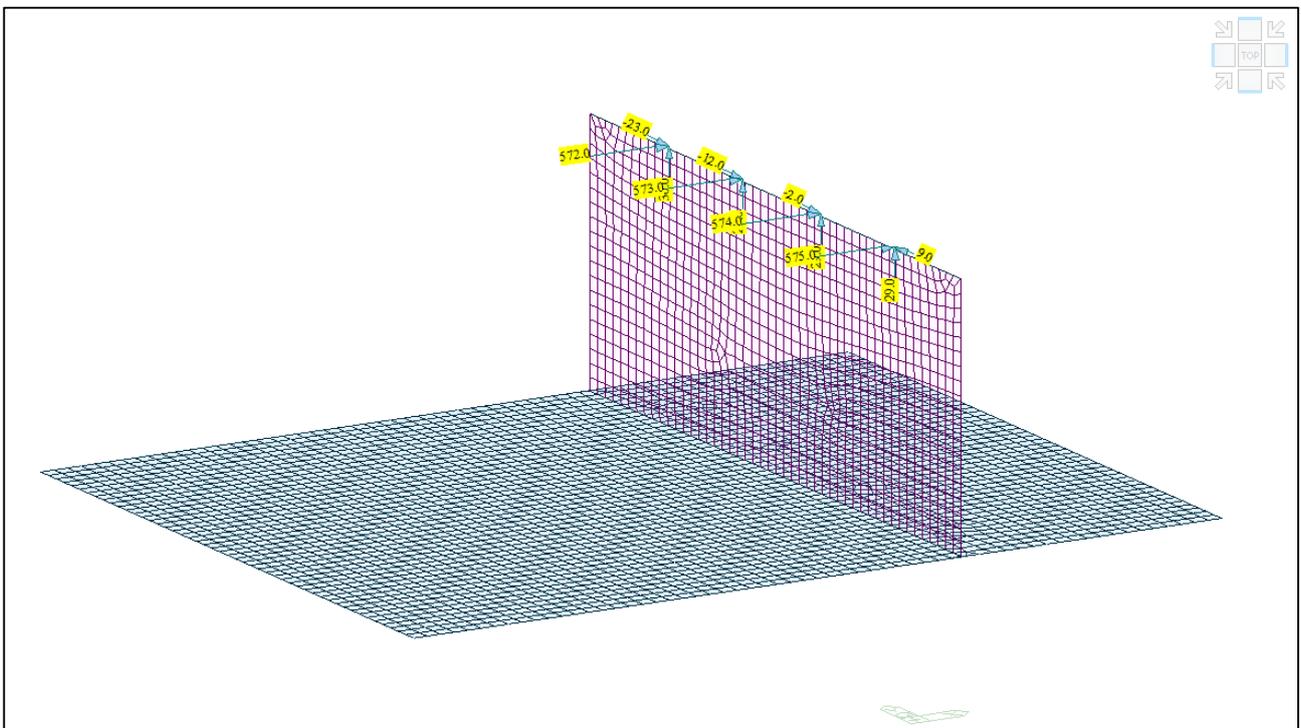
Modello FEM – Condizione di carico DistrD2



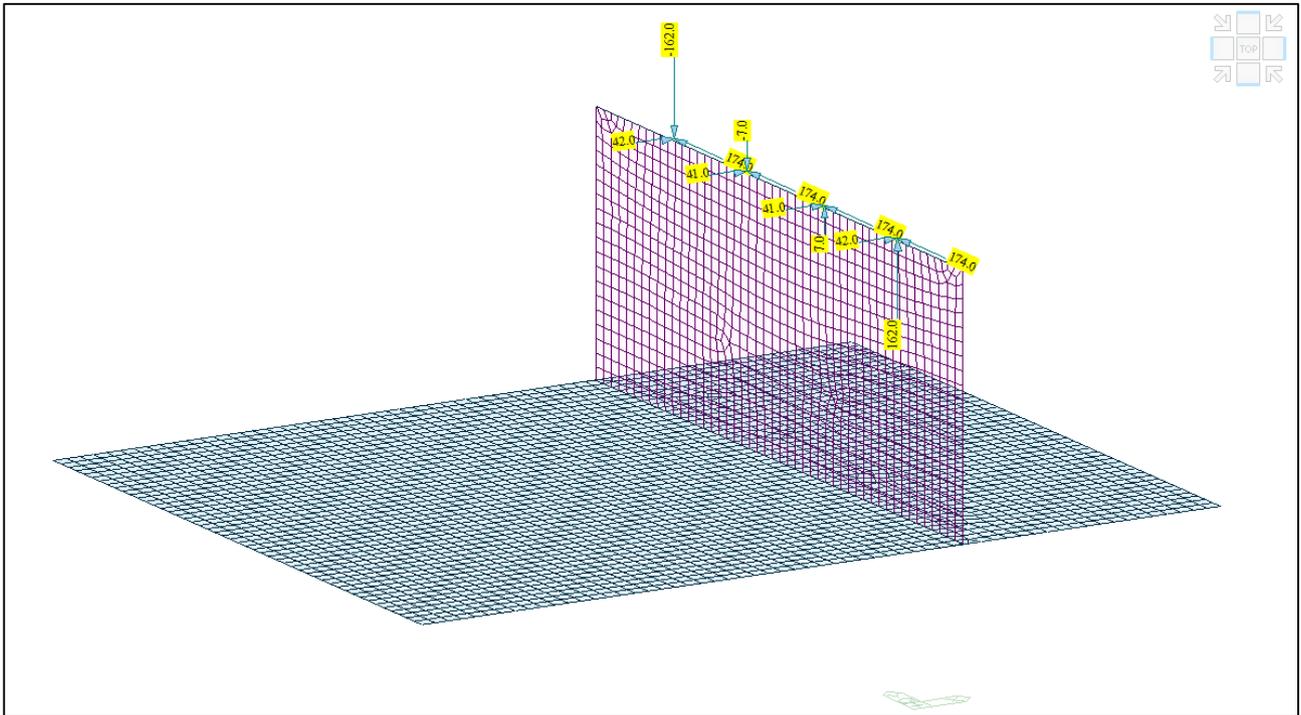
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



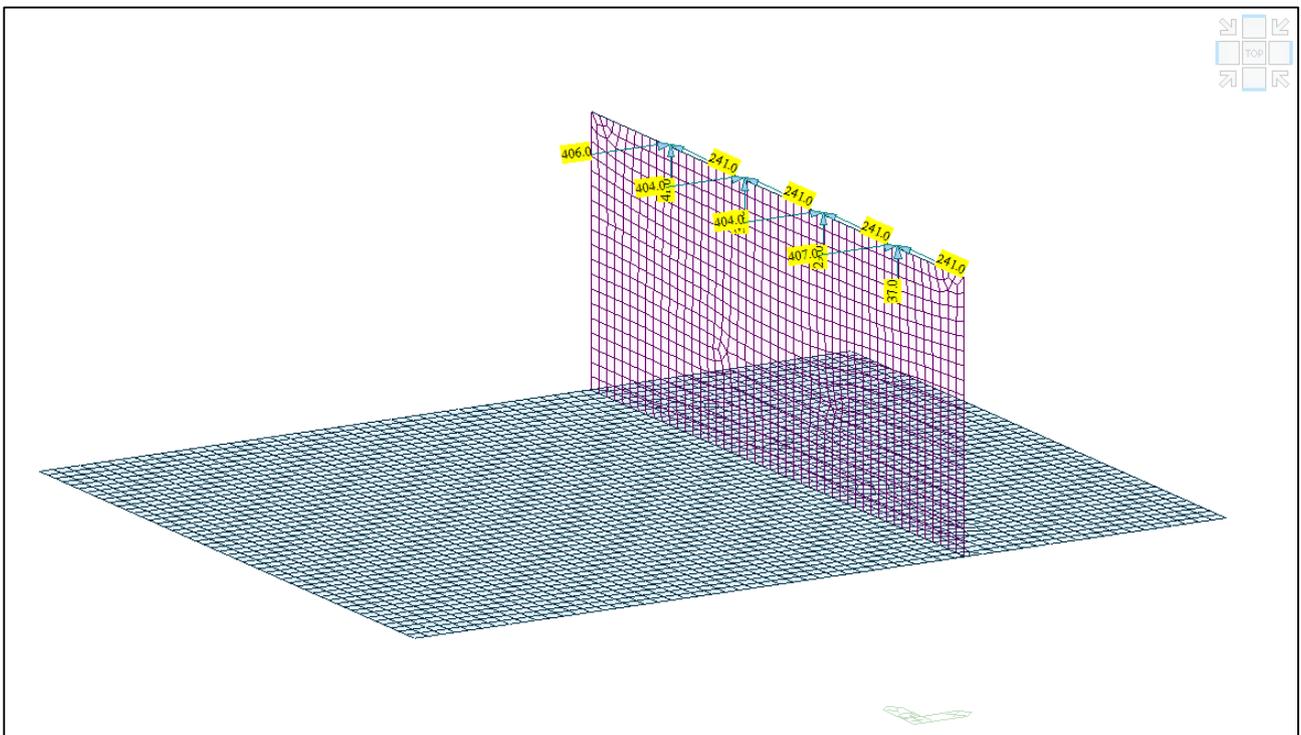
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



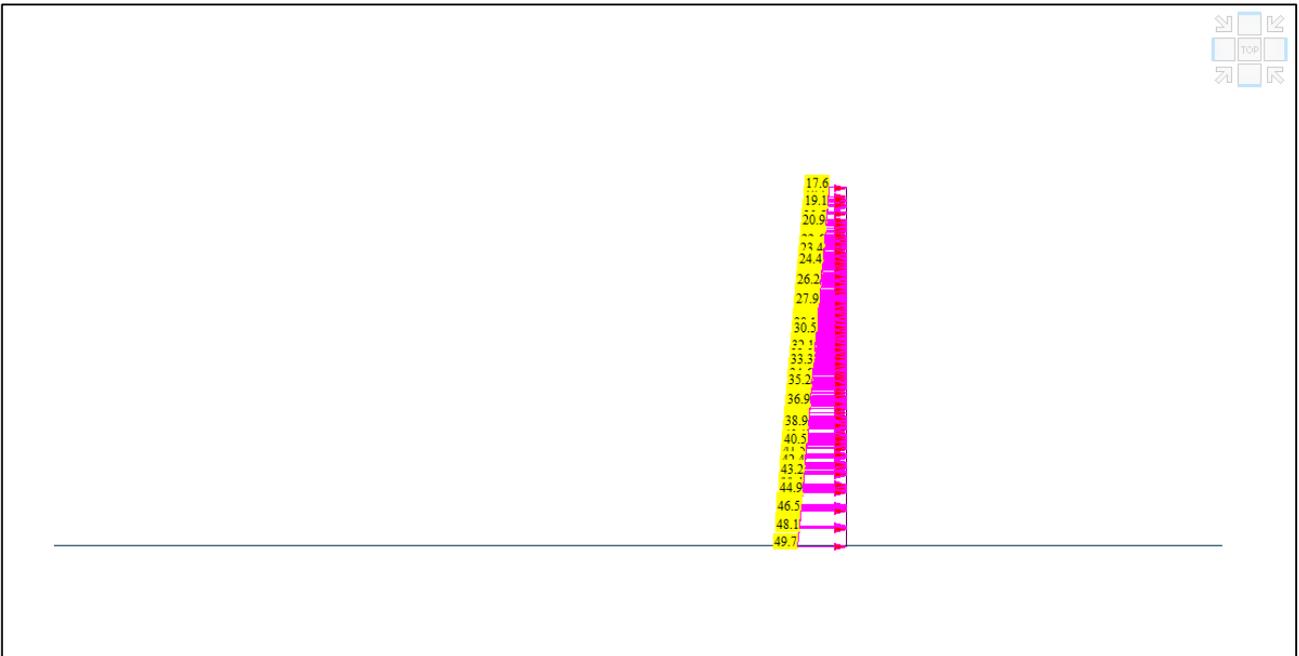
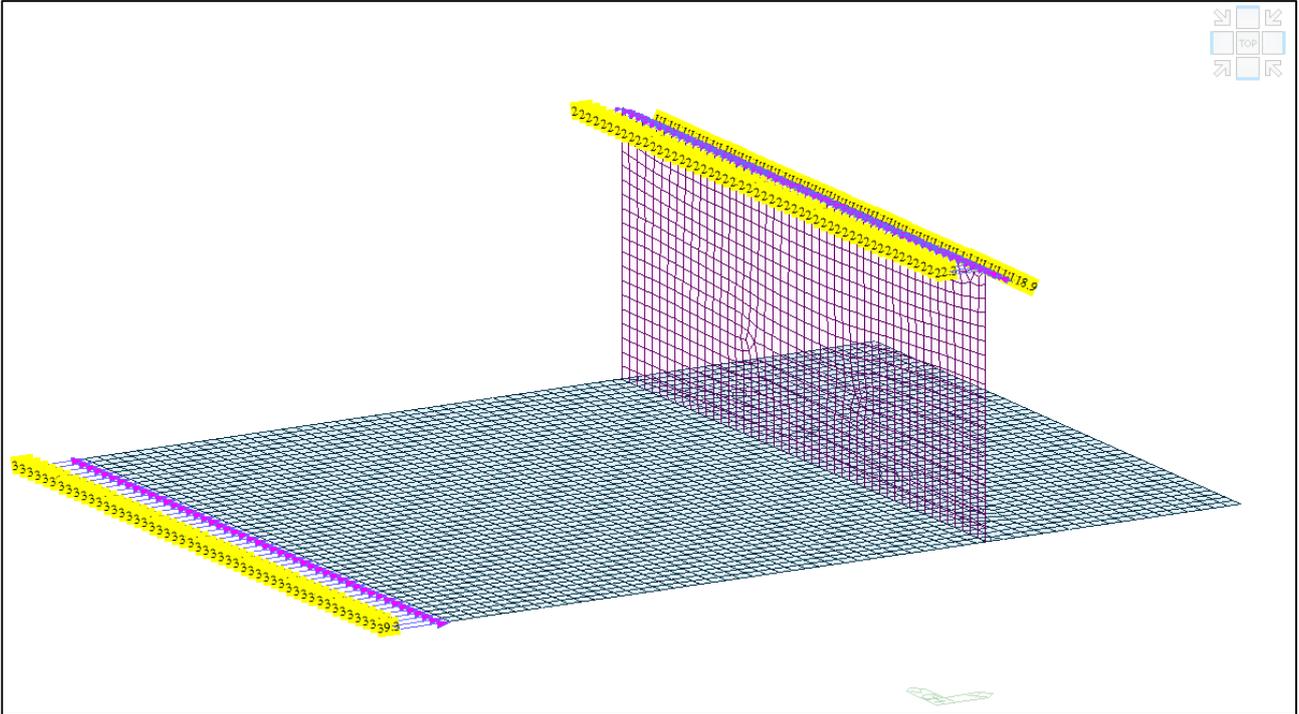
Modello FEM – Condizione di carico Termico



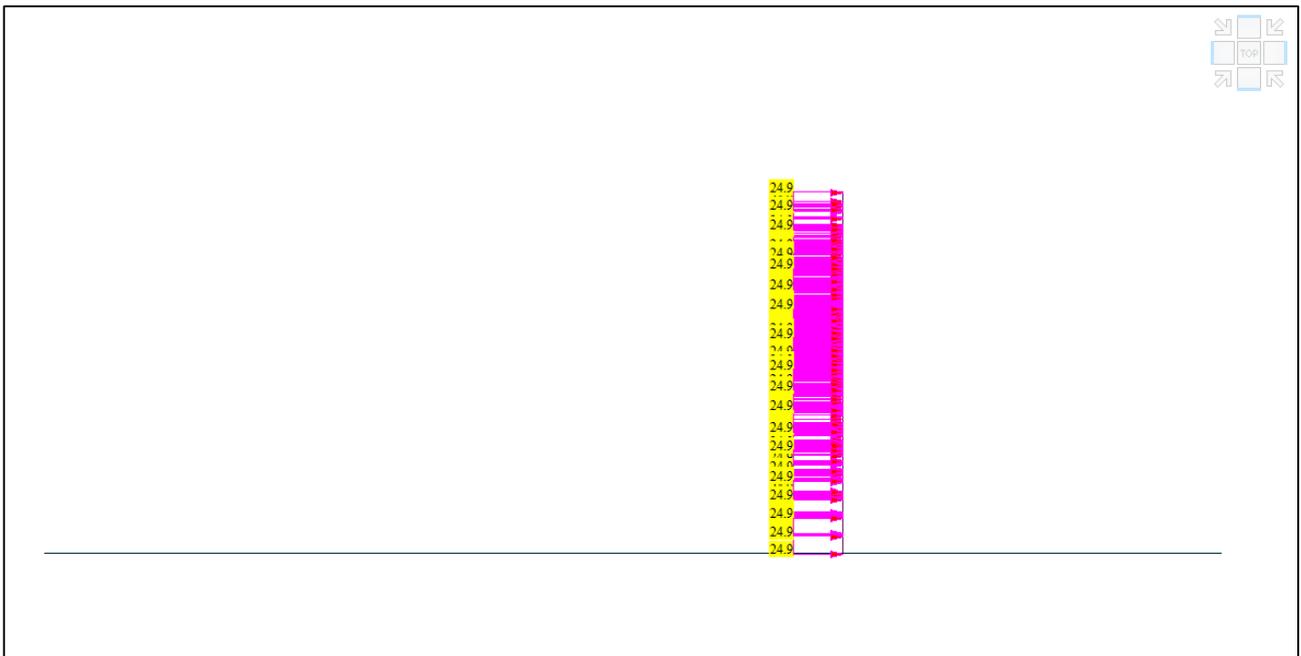
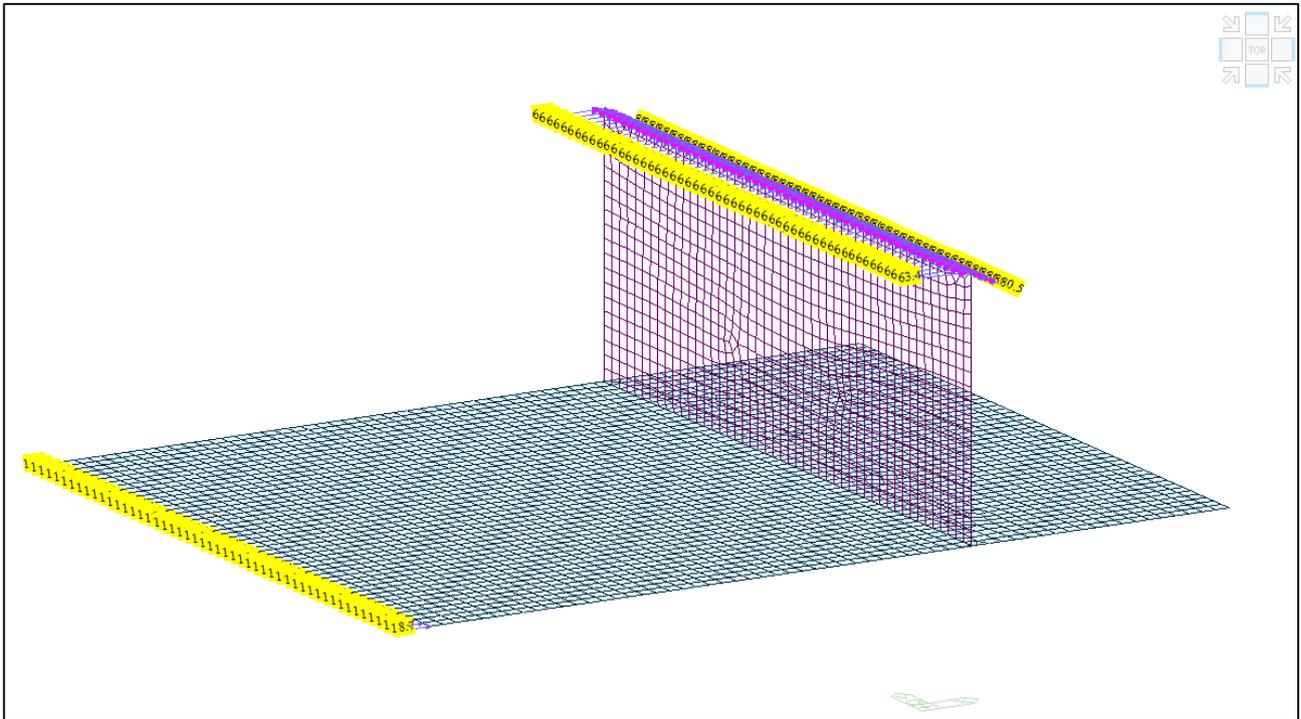
Modello FEM – Condizione di carico Vento



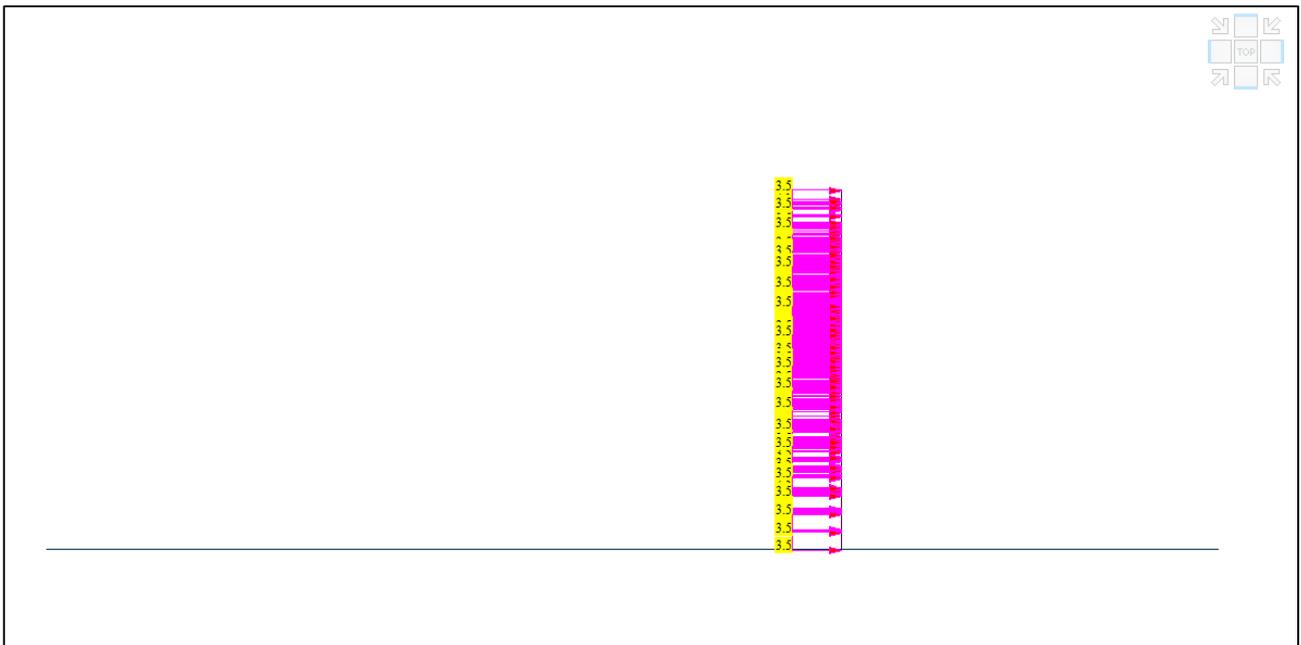
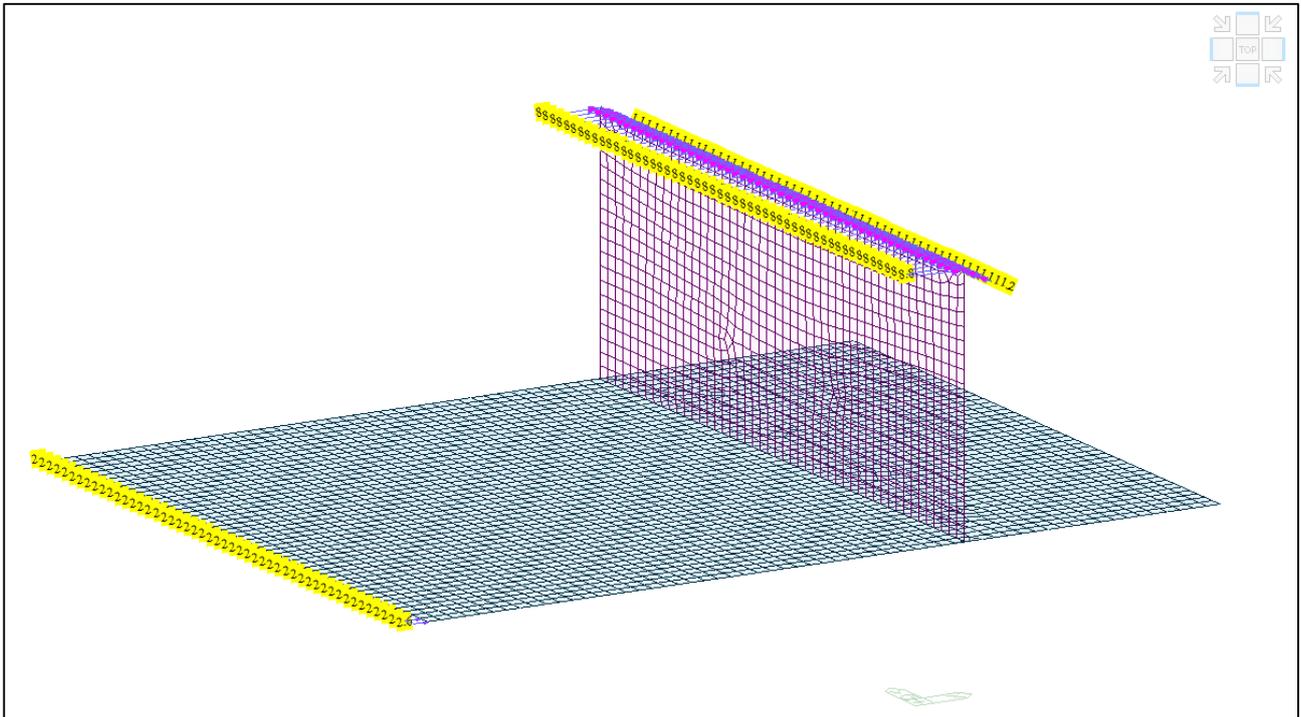
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



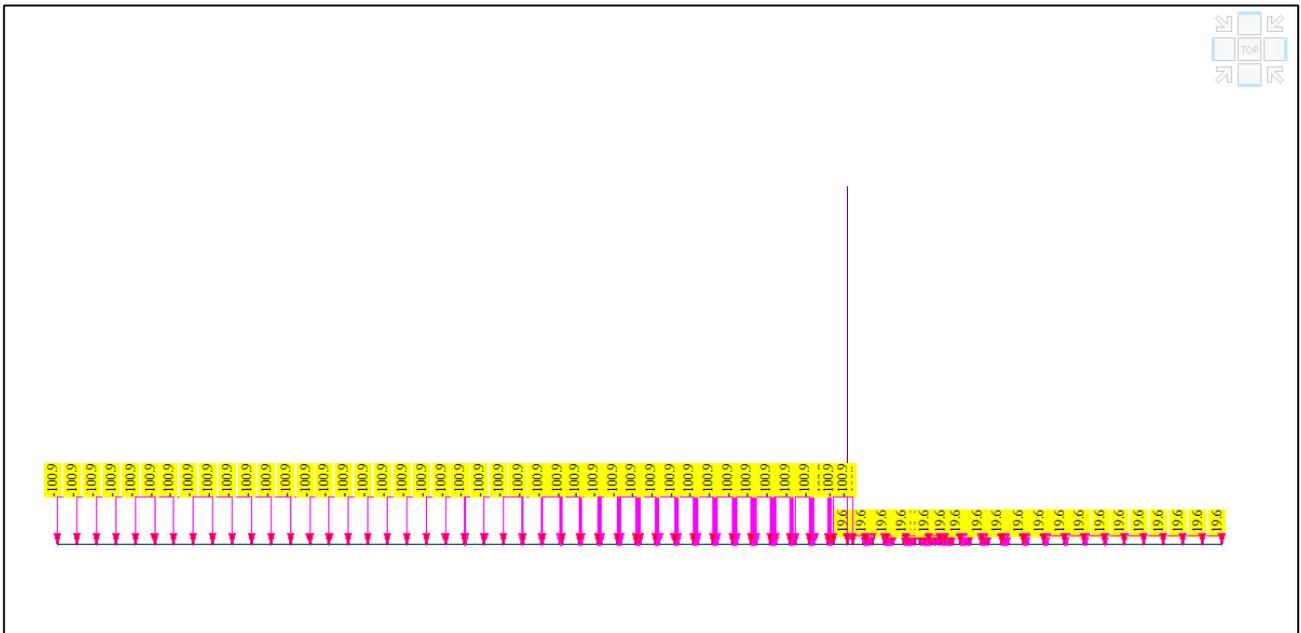
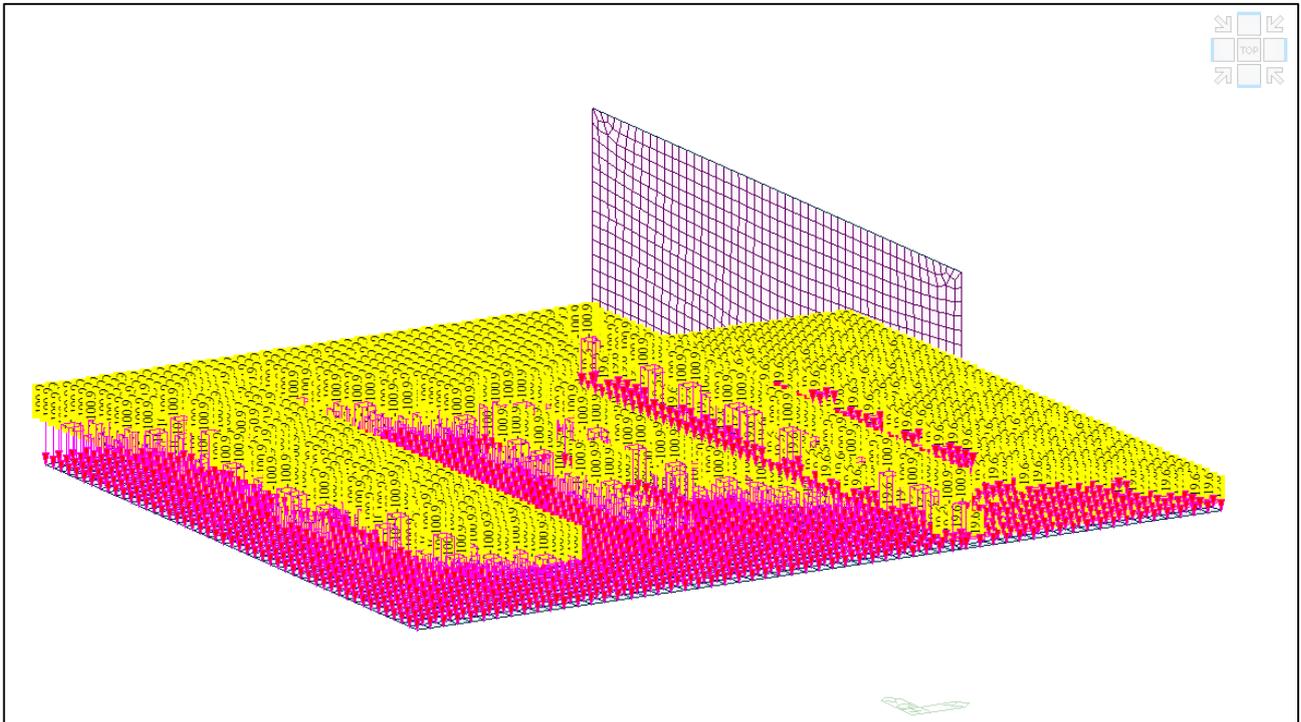
Modello FEM – Condizione di carico Spinta delle terre



Modello FEM – Condizione di carico Spinta Wood



Modello FEM – Condizione di carico Spinta Sovraccarico



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



8.1.4COMBINAZIONI 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

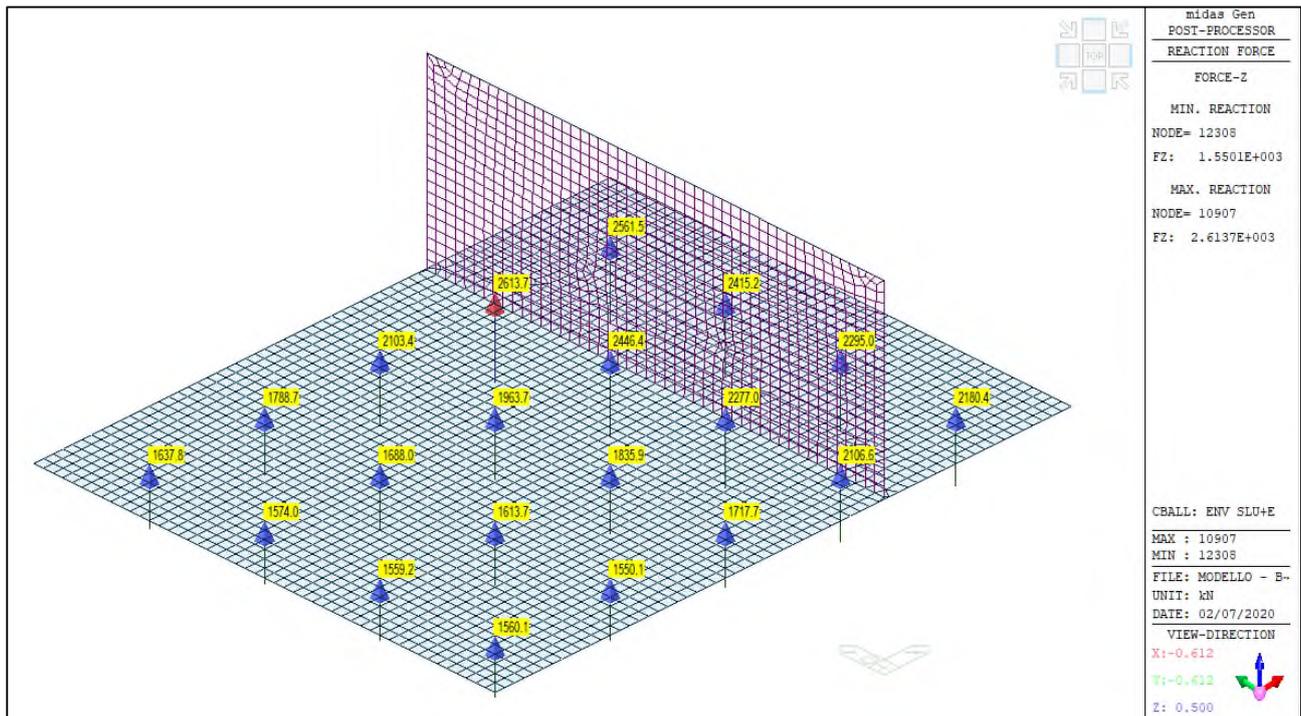
Table with columns: No, Nome, Active, Type, Peso proprio spalla(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistrD1(ST), DistrD2(ST), DistrB1(ST), DistrD2(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma(ST), Spinta della terra(ST), Spinta di Wood(ST), Spinta sovraccarico(ST), Ricoprimento(ST)



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 pali



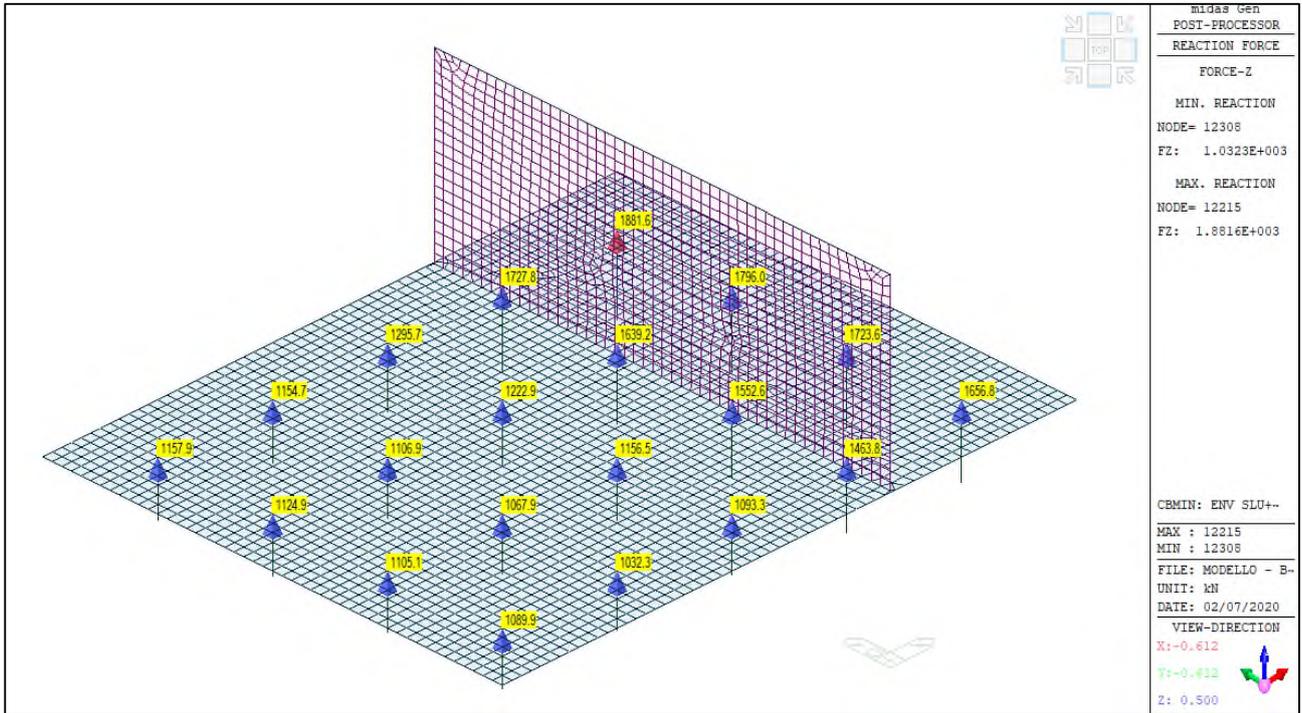
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



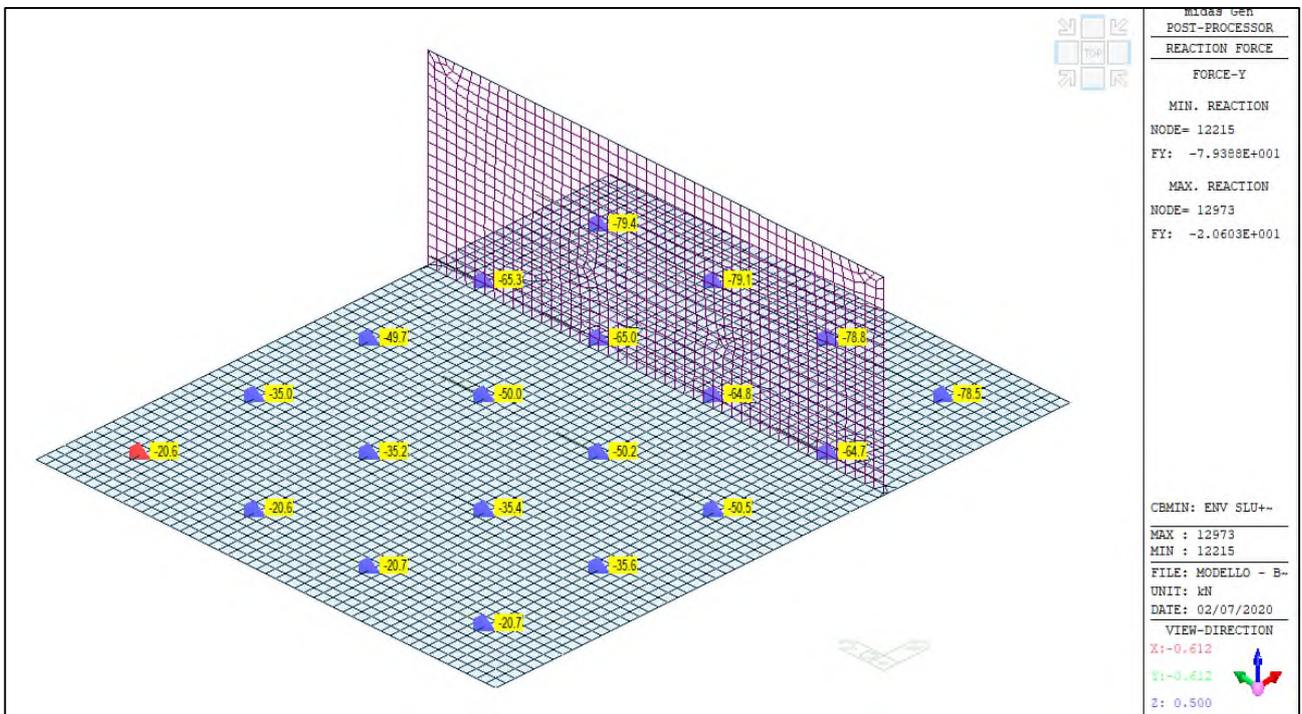
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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



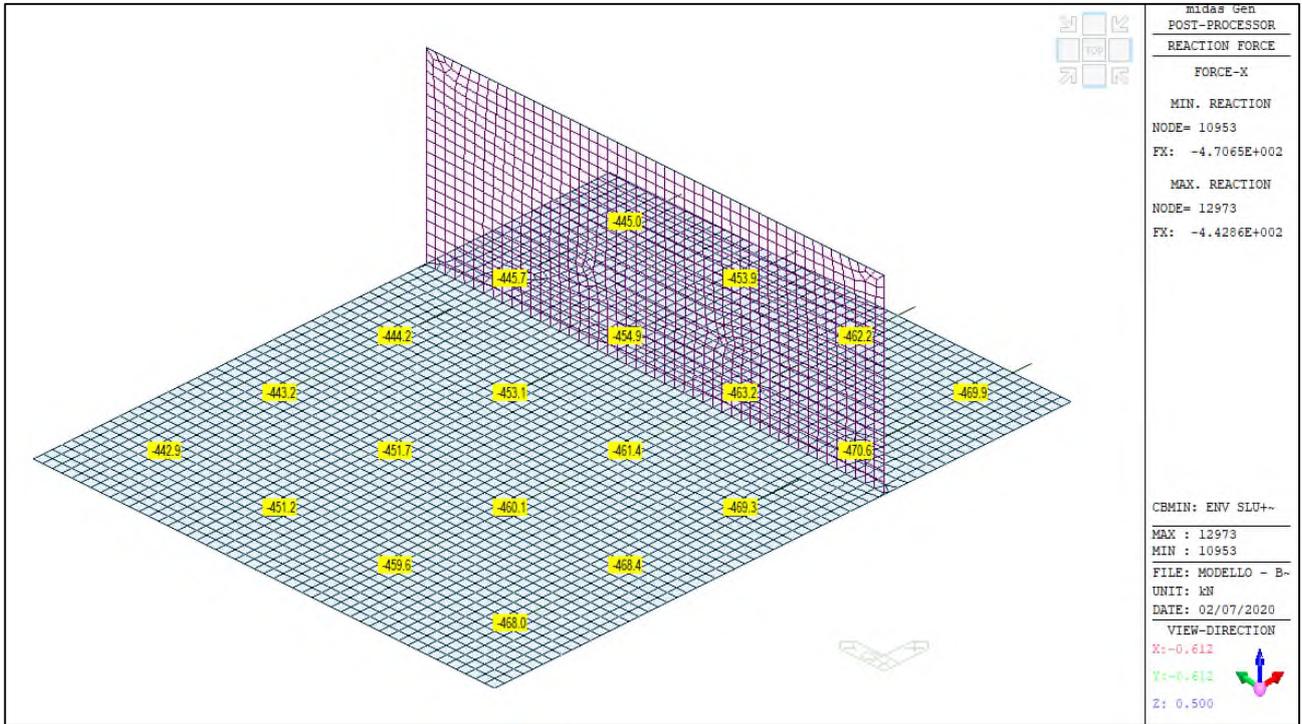
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

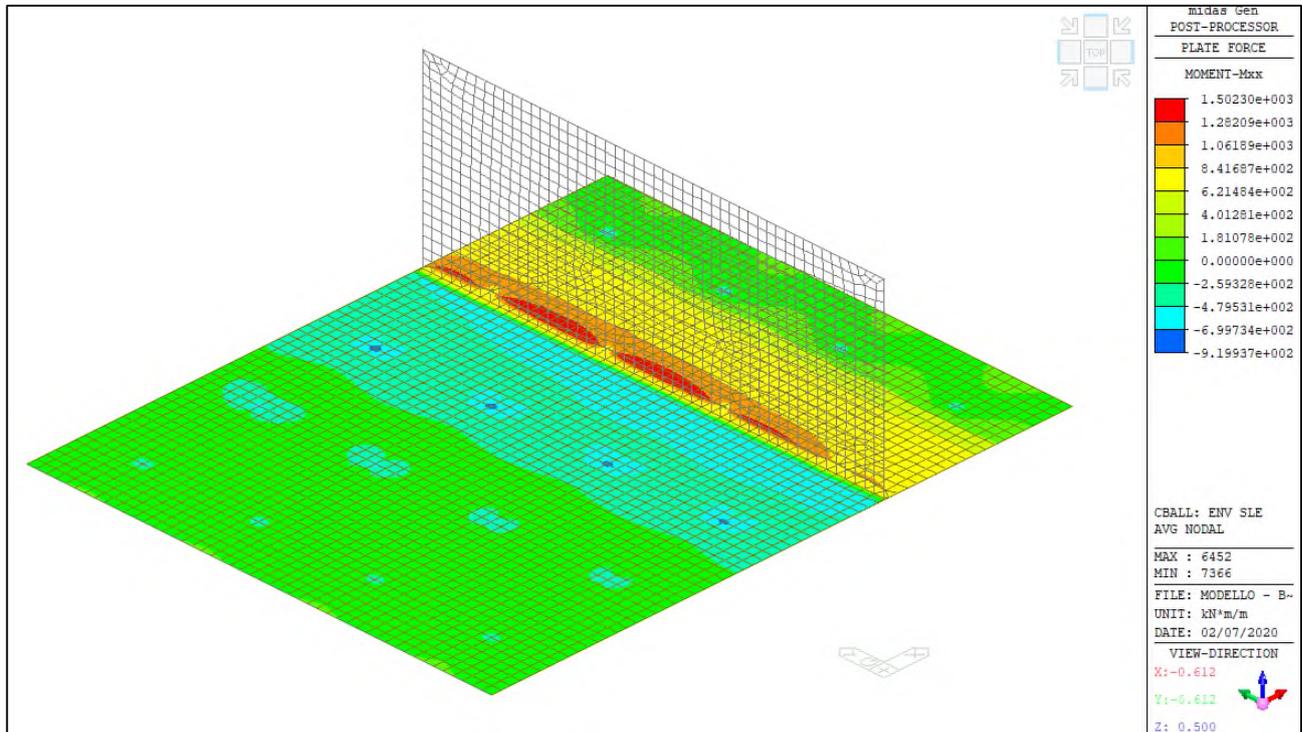


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime



8.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

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



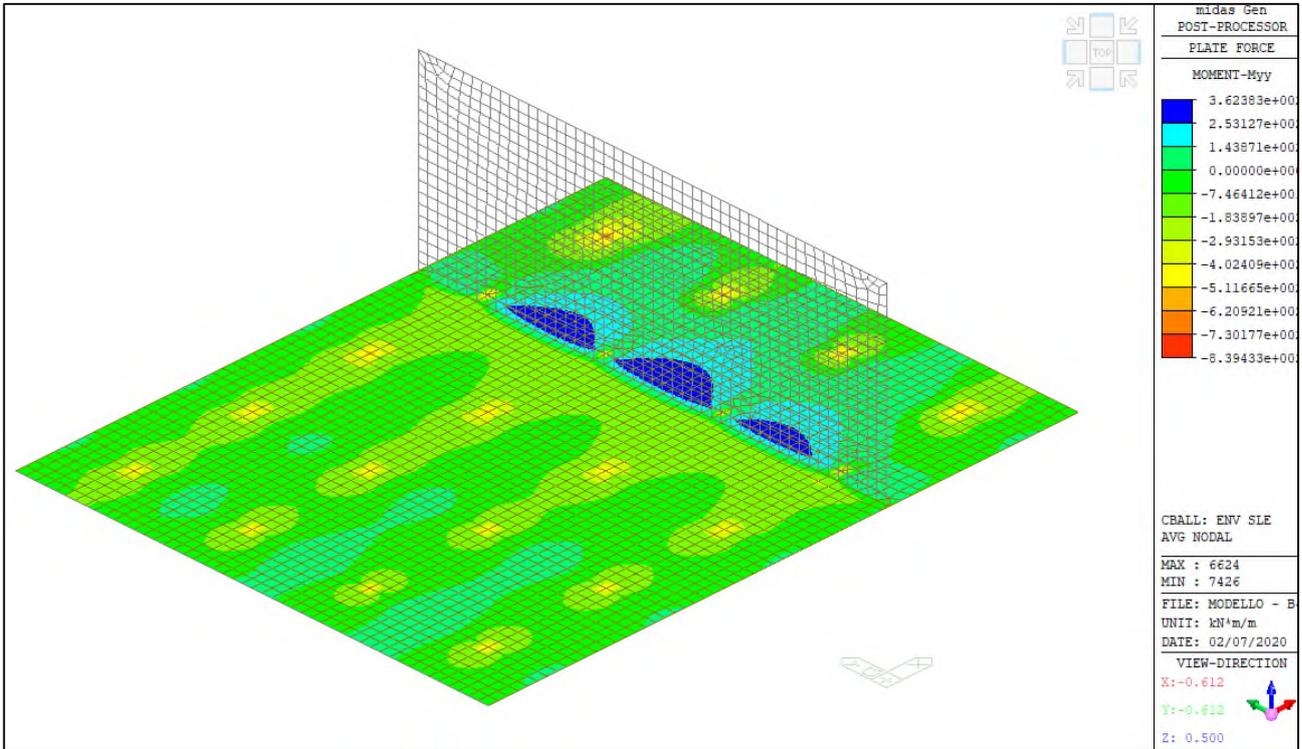
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Platea



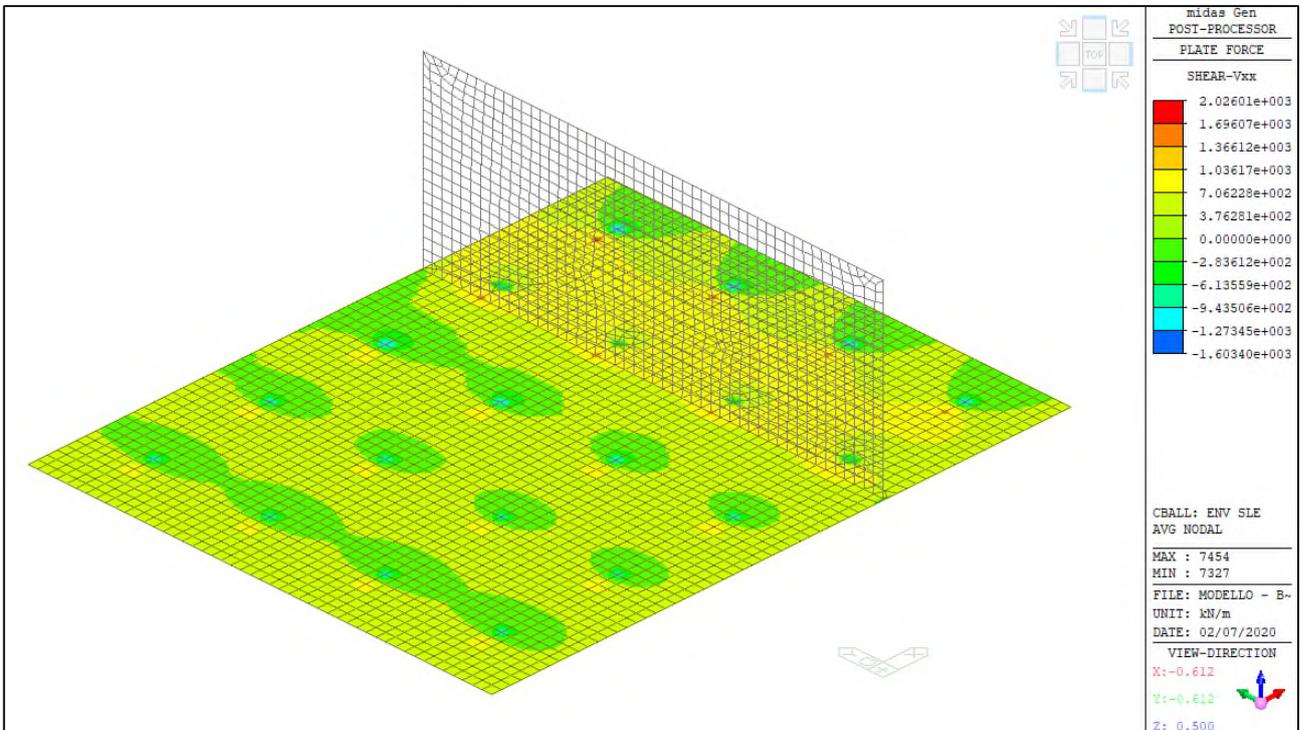
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



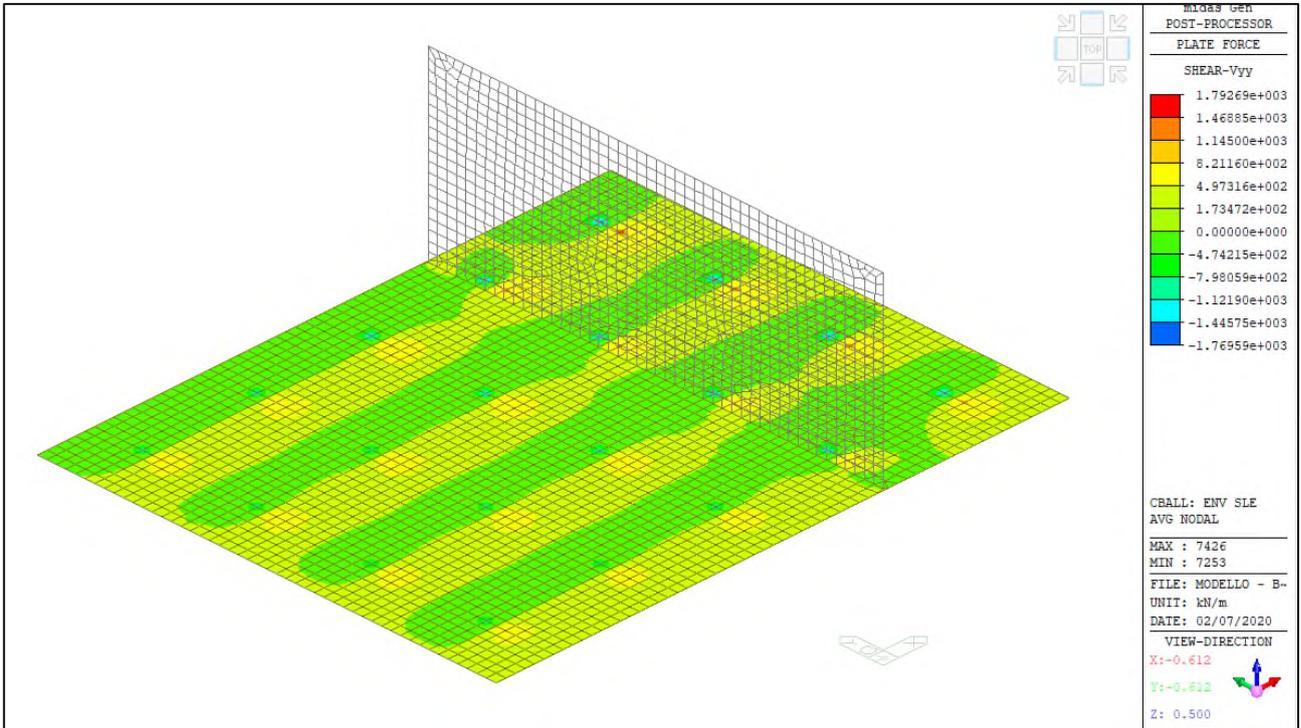
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Platea



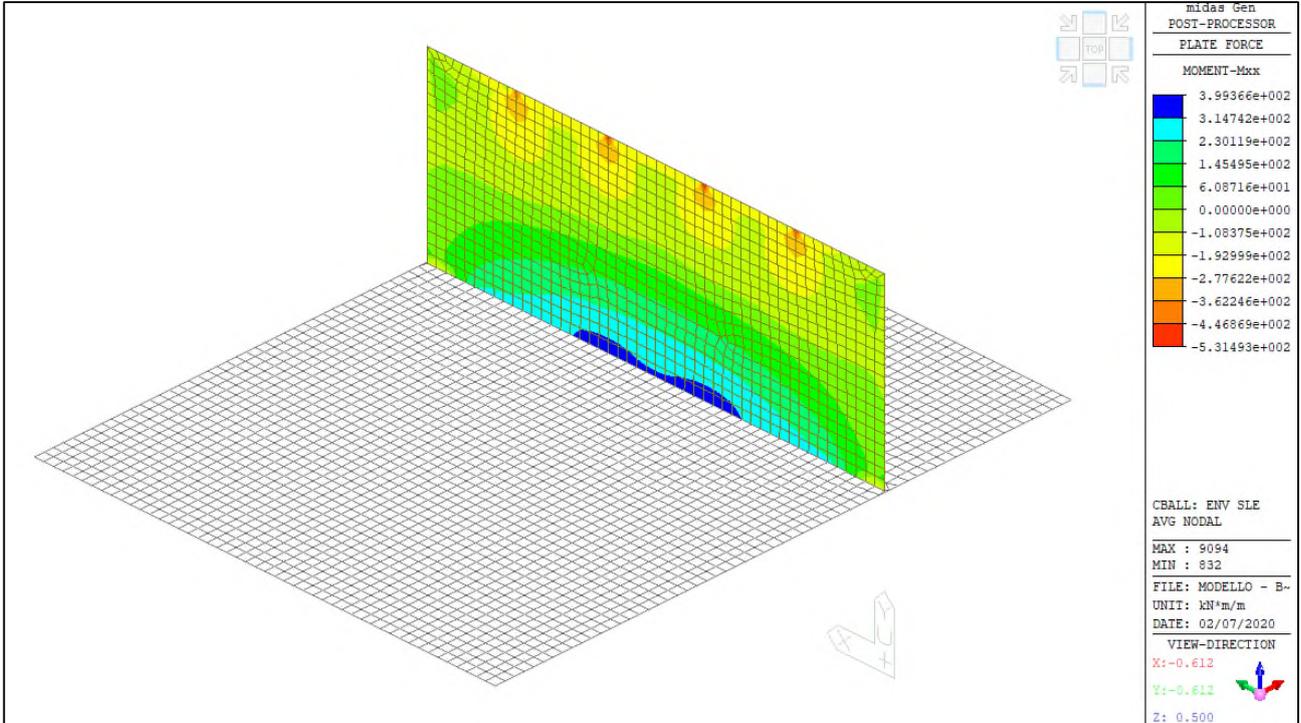
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



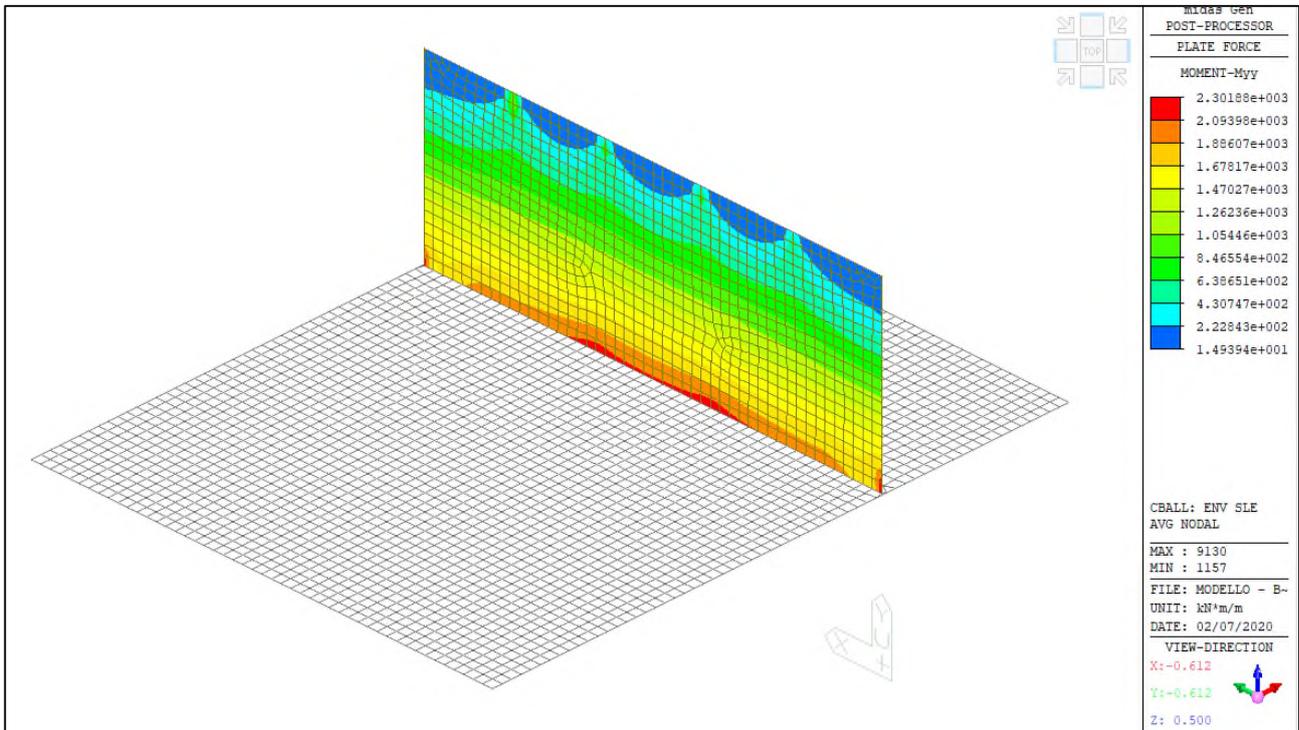
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



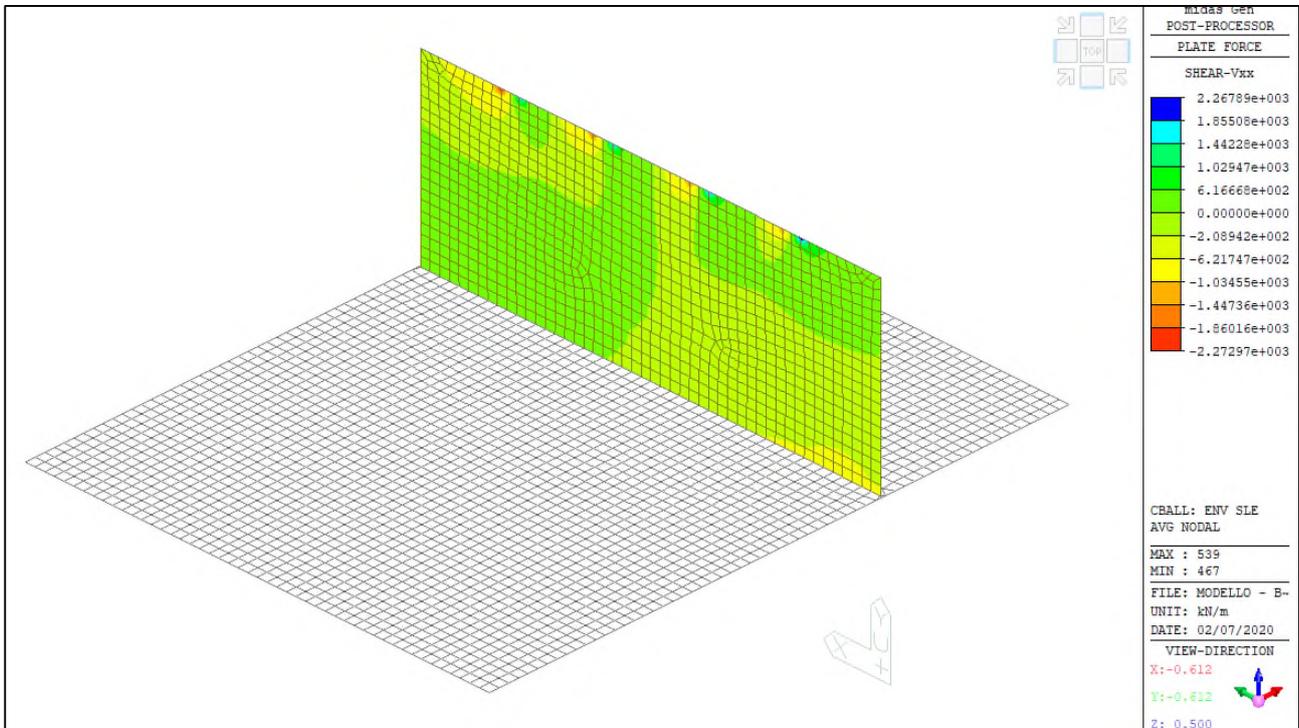
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Spalla



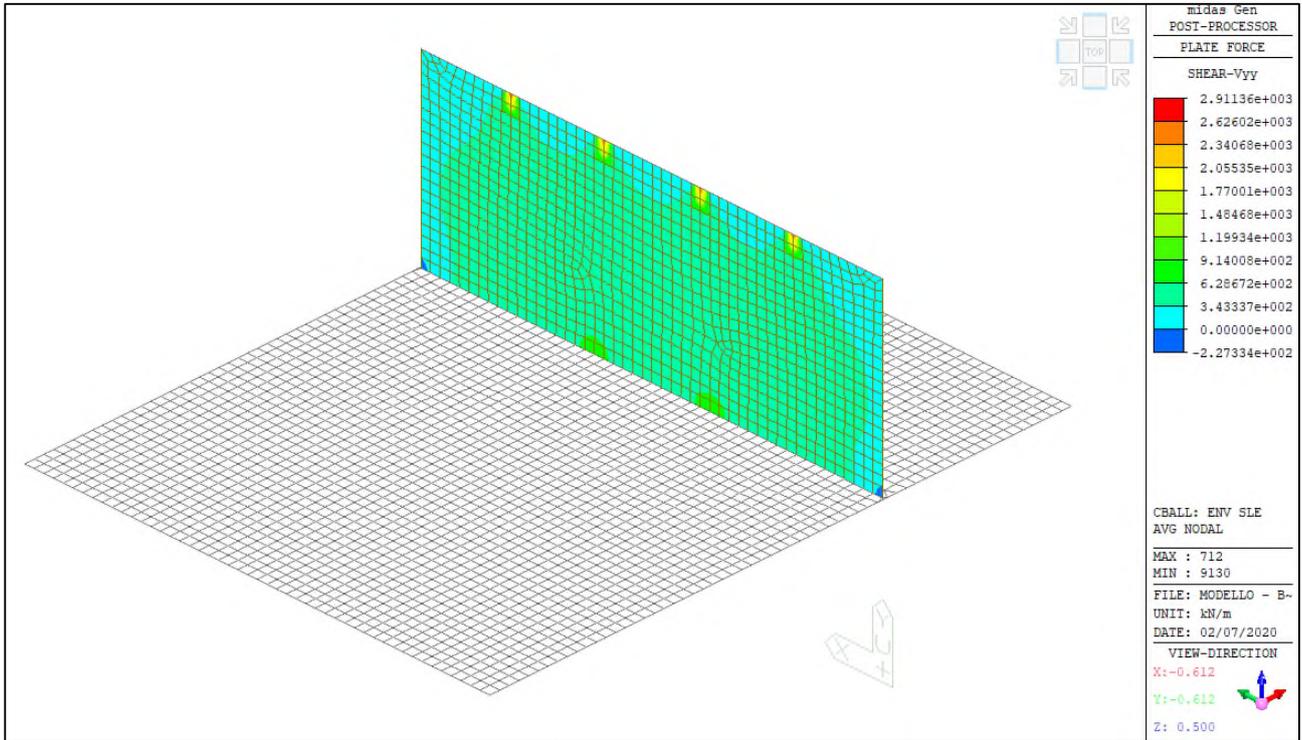
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Spalla



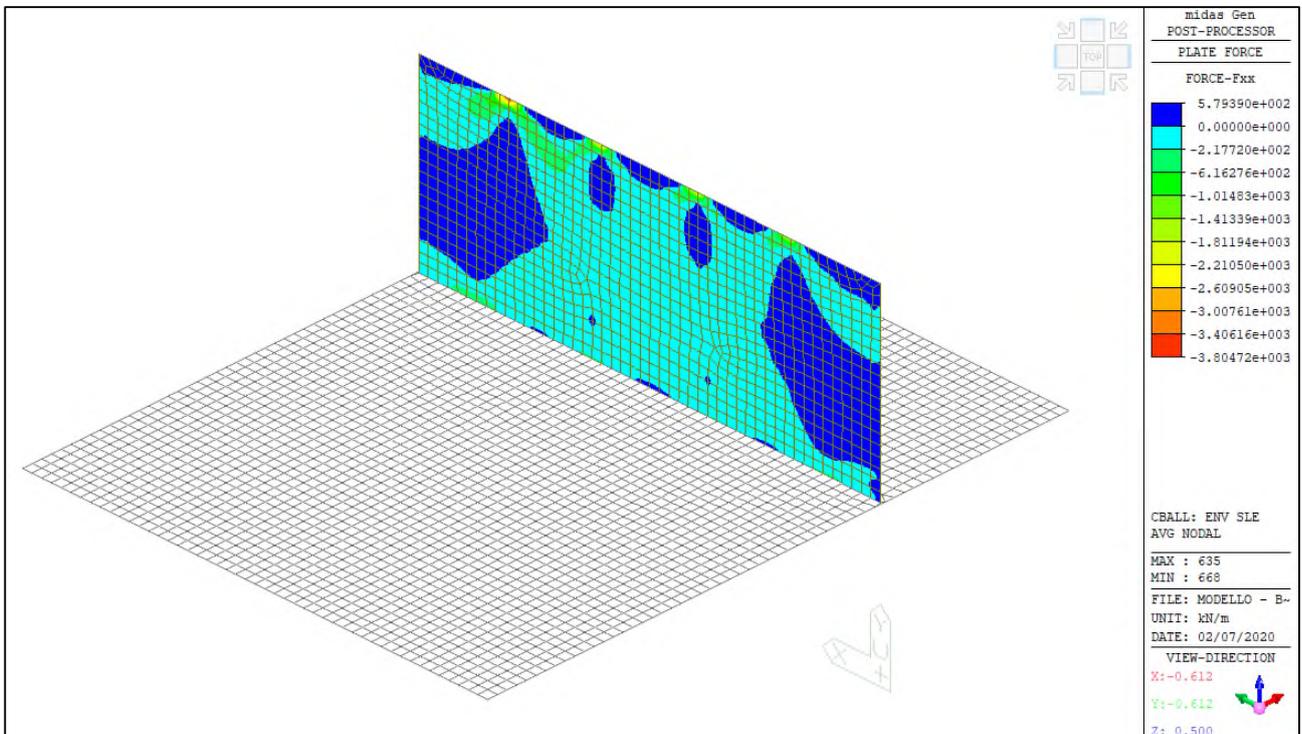
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



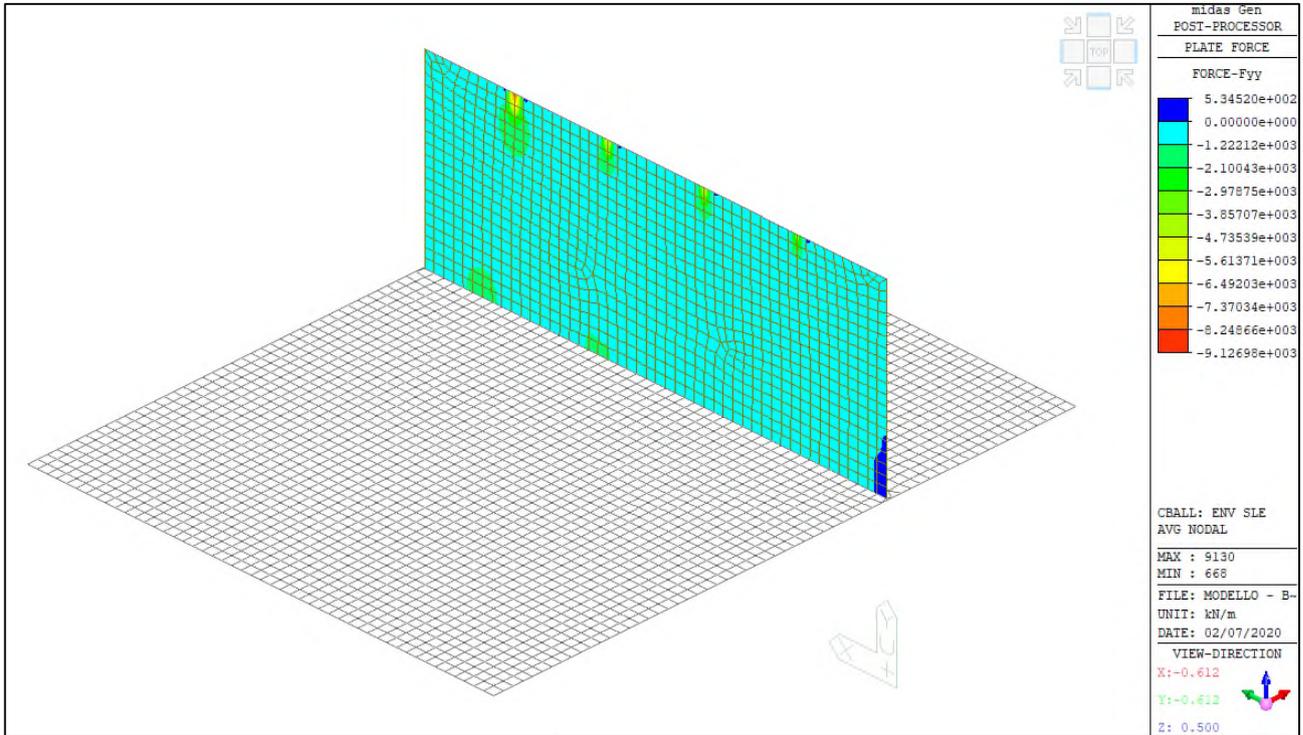
ENV-SLE RARA- Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Fyy (kN/m) - Spalla

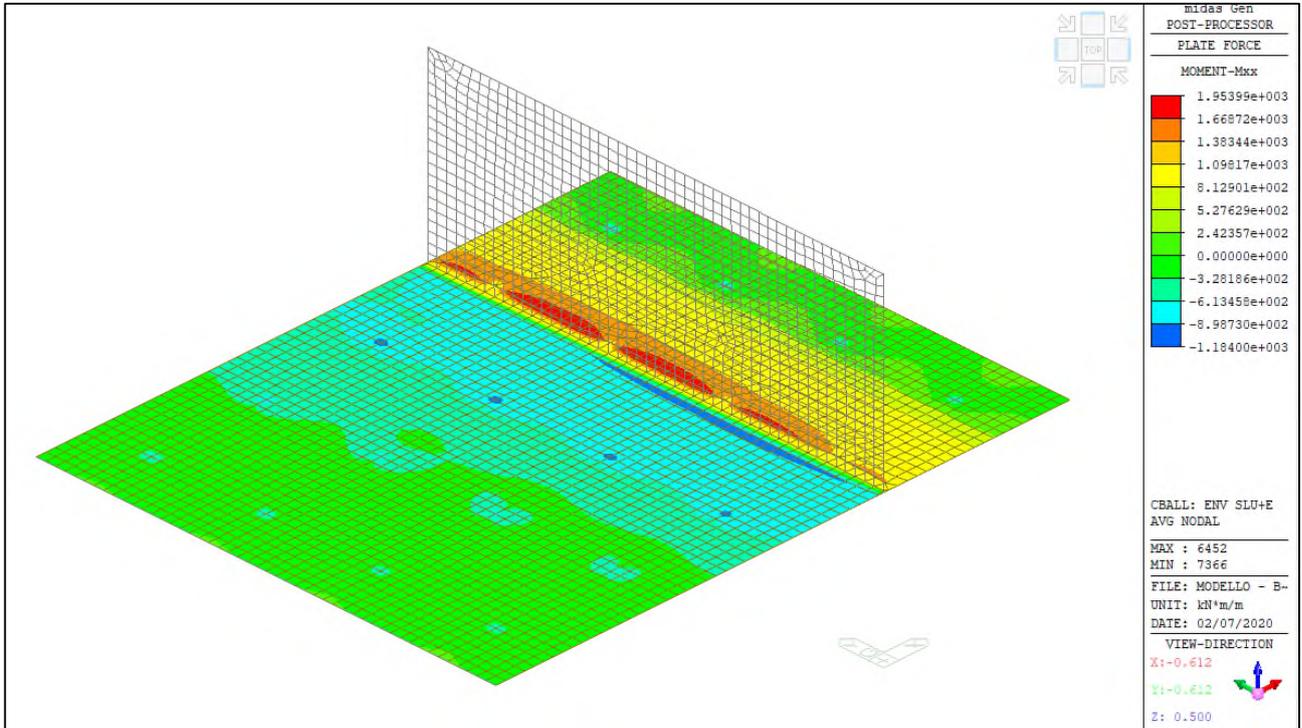


Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

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



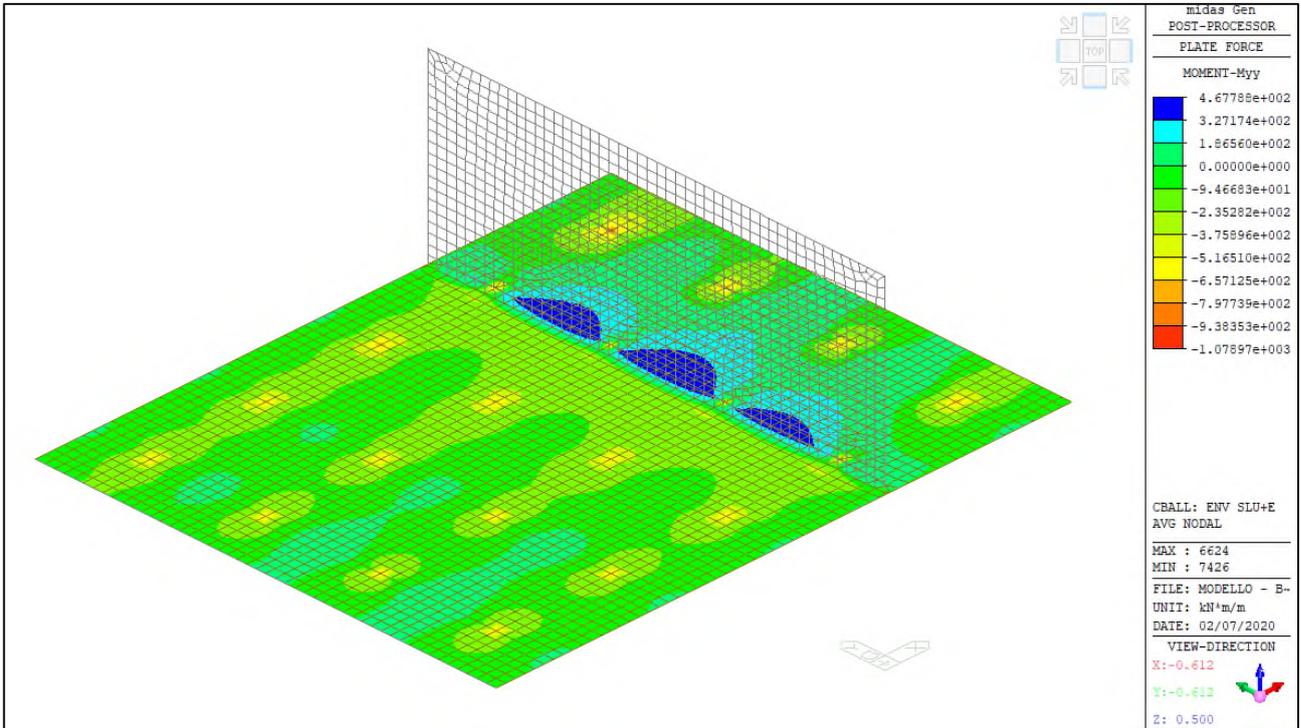
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



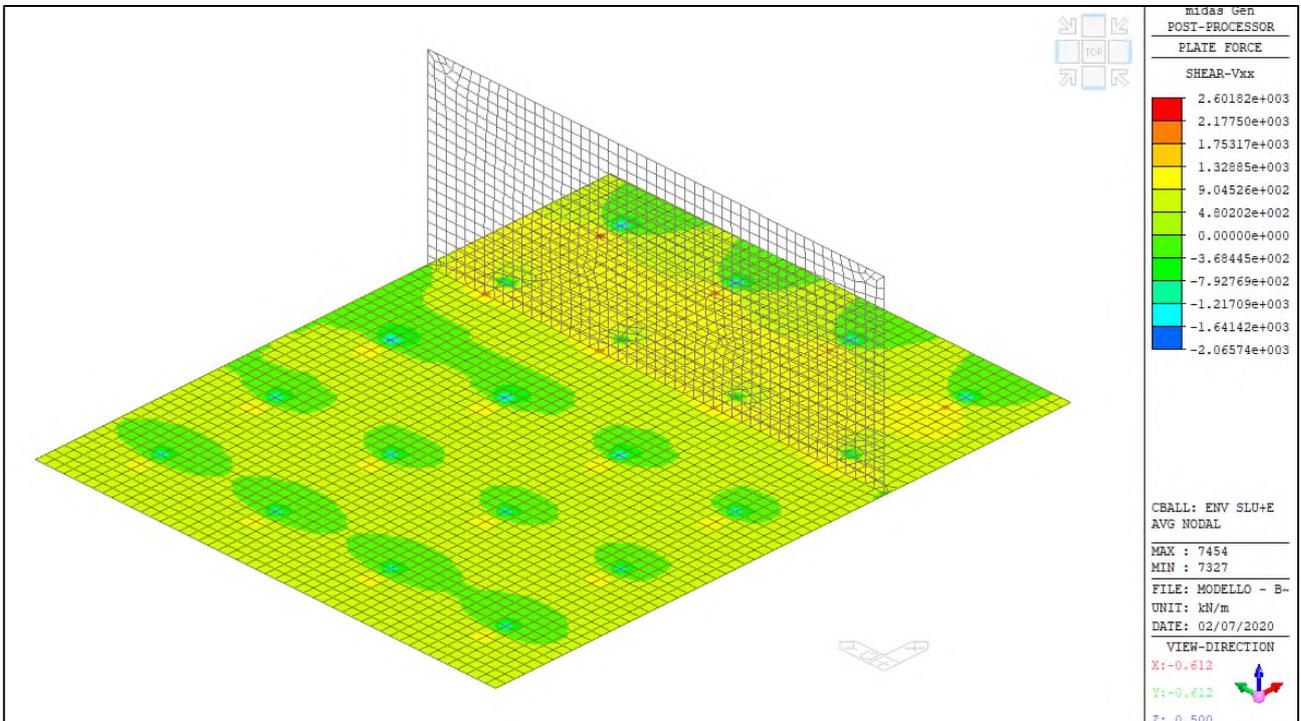
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



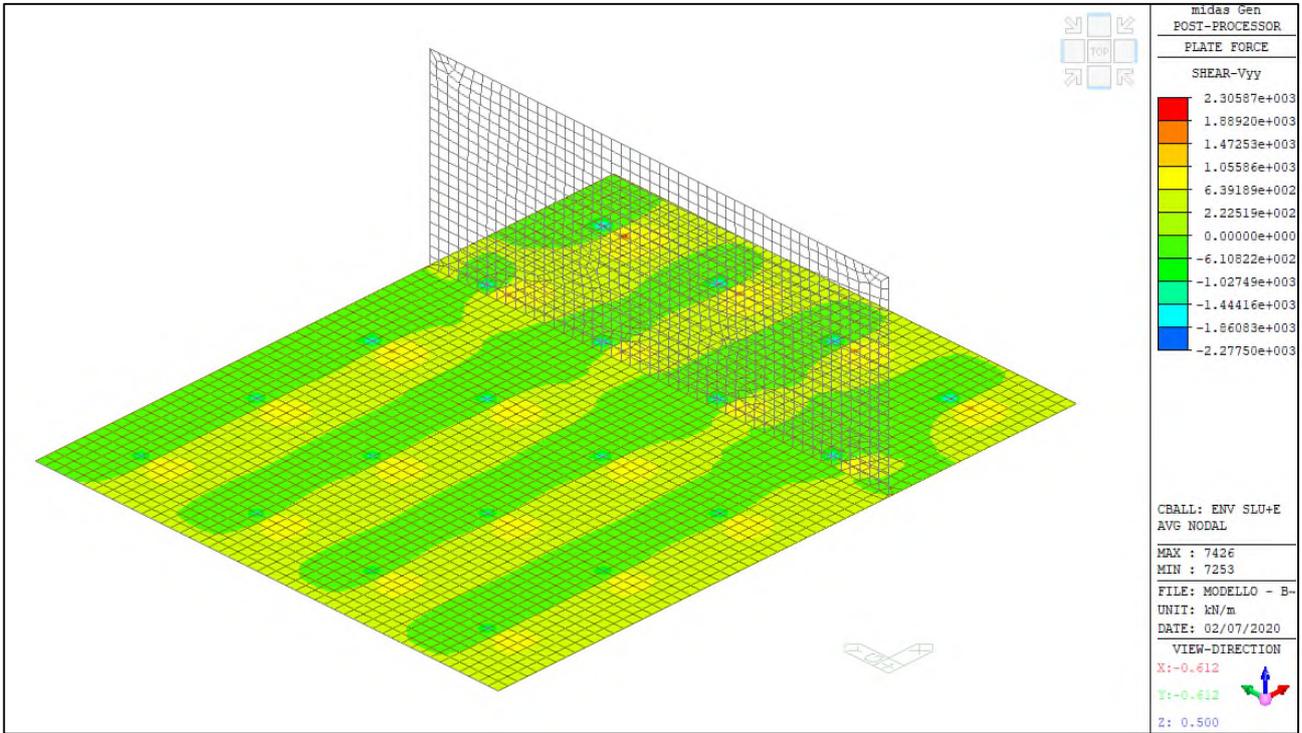
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



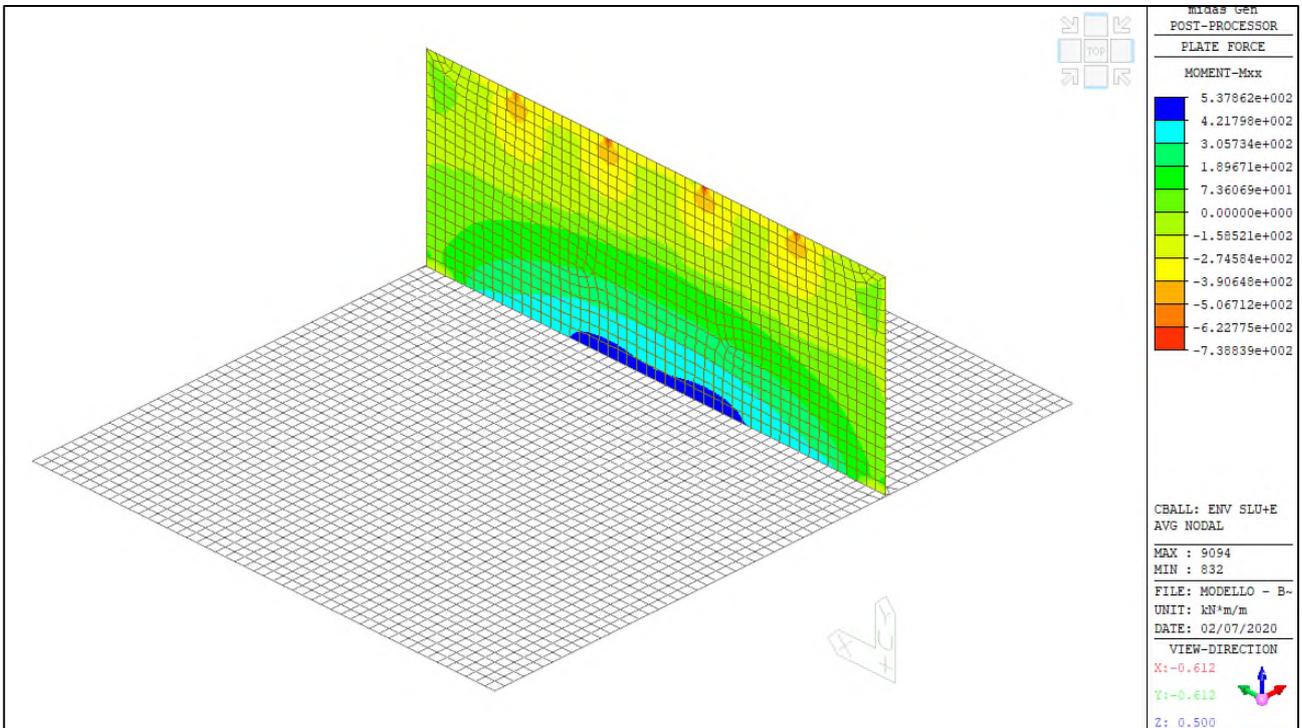
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



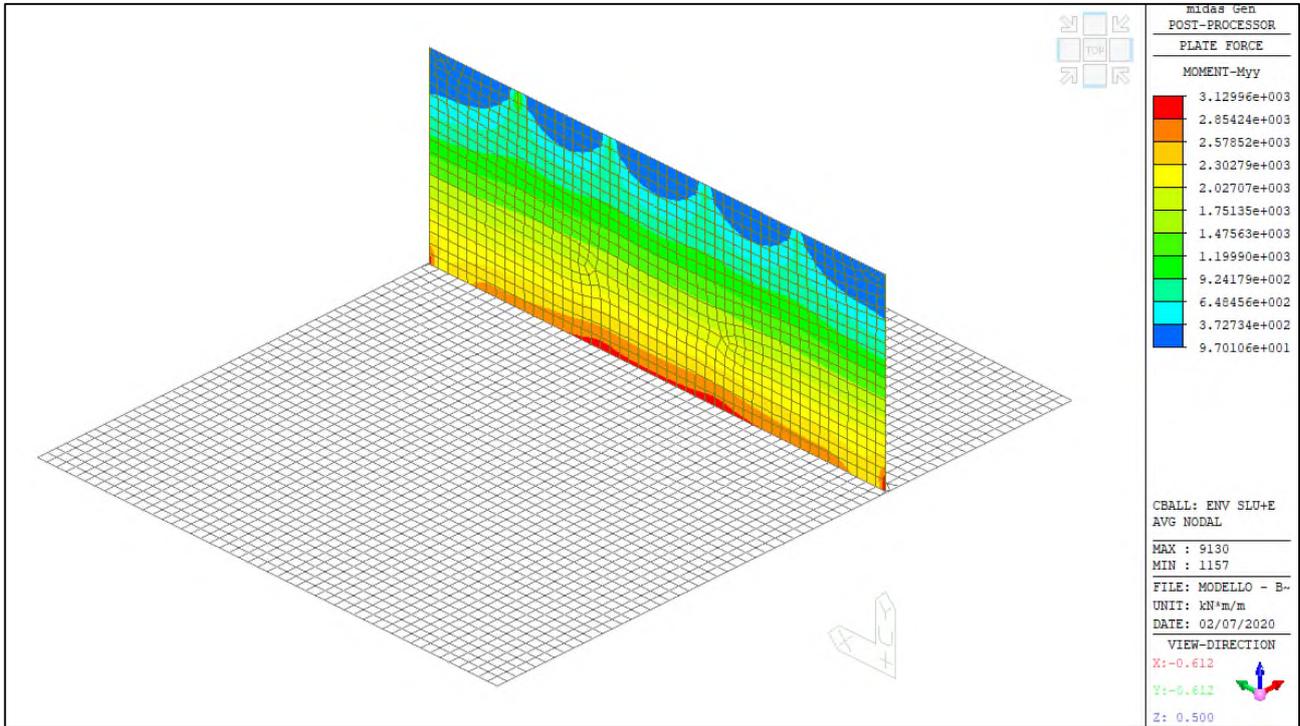
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



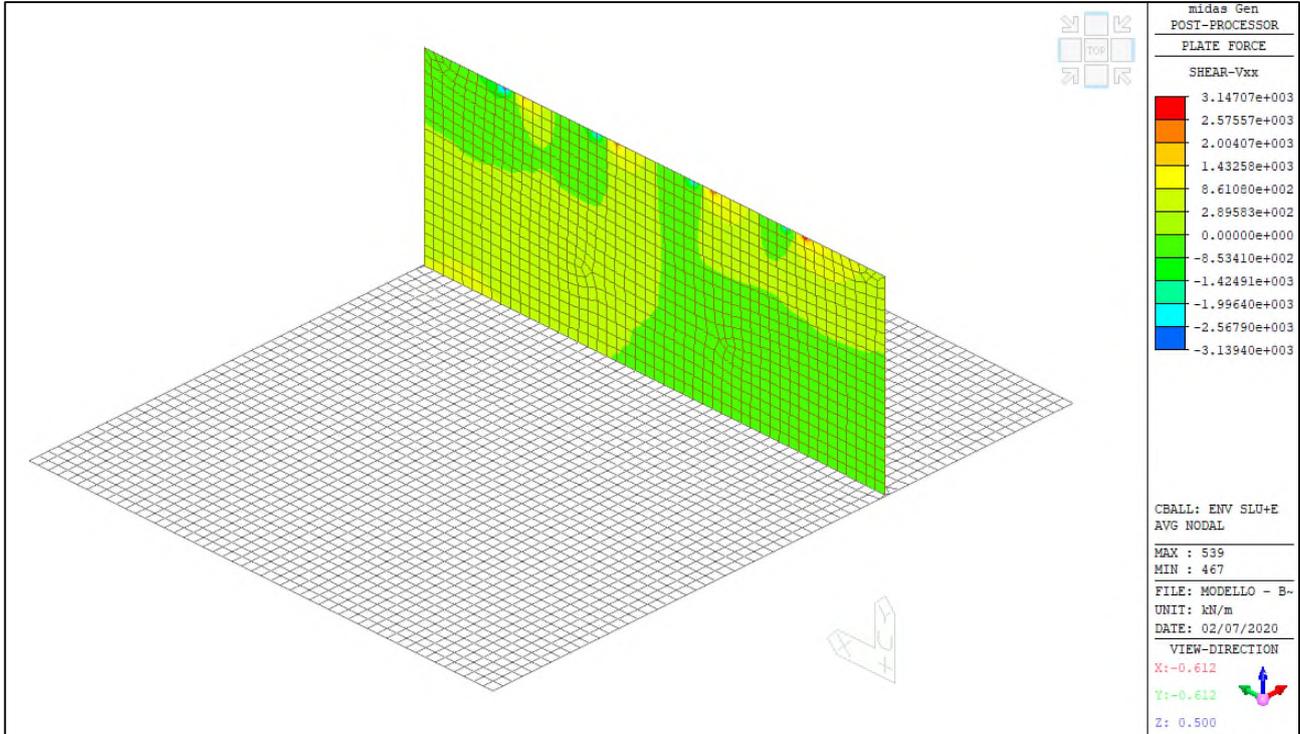
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



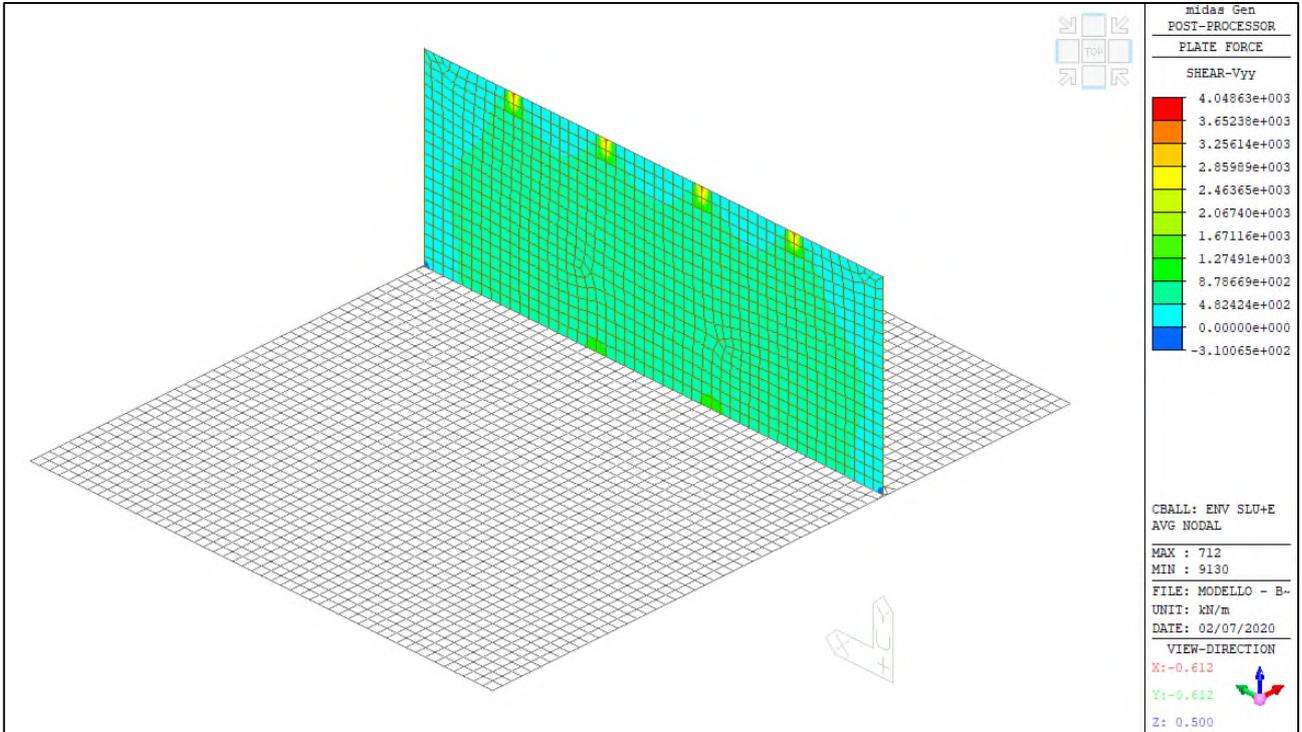
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



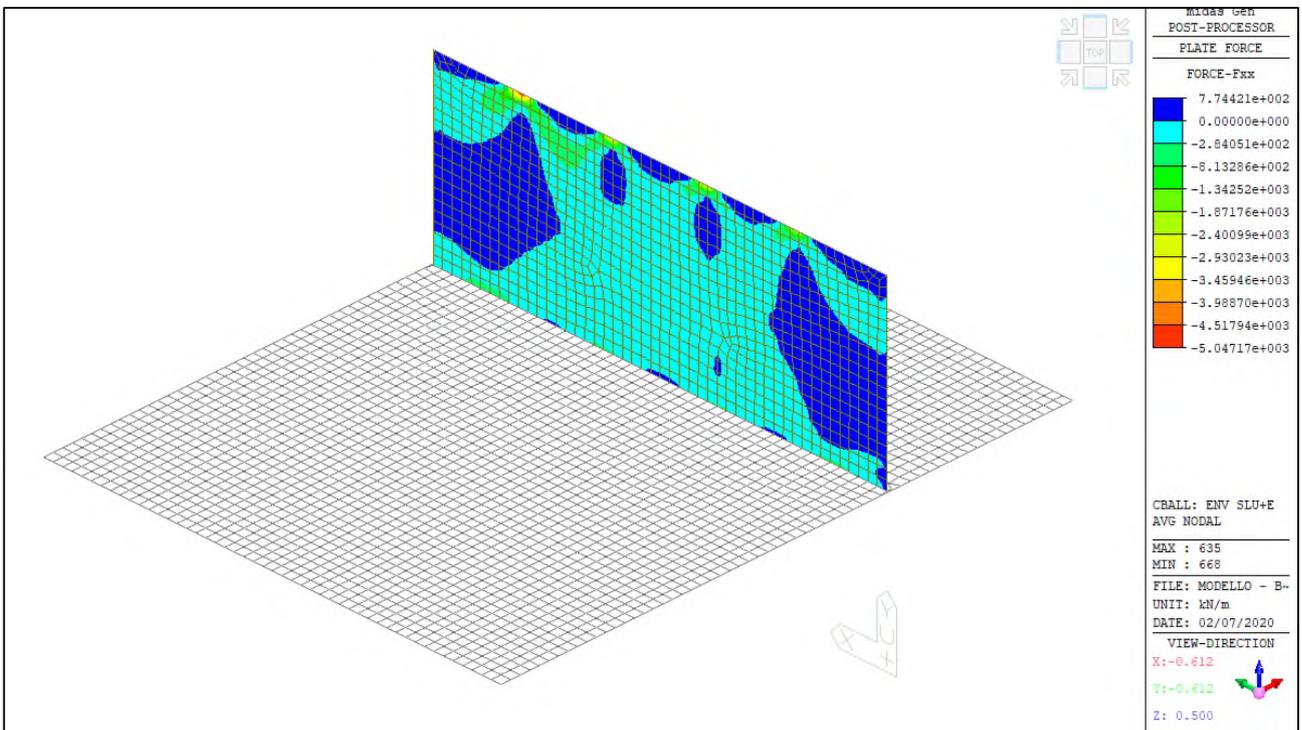
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



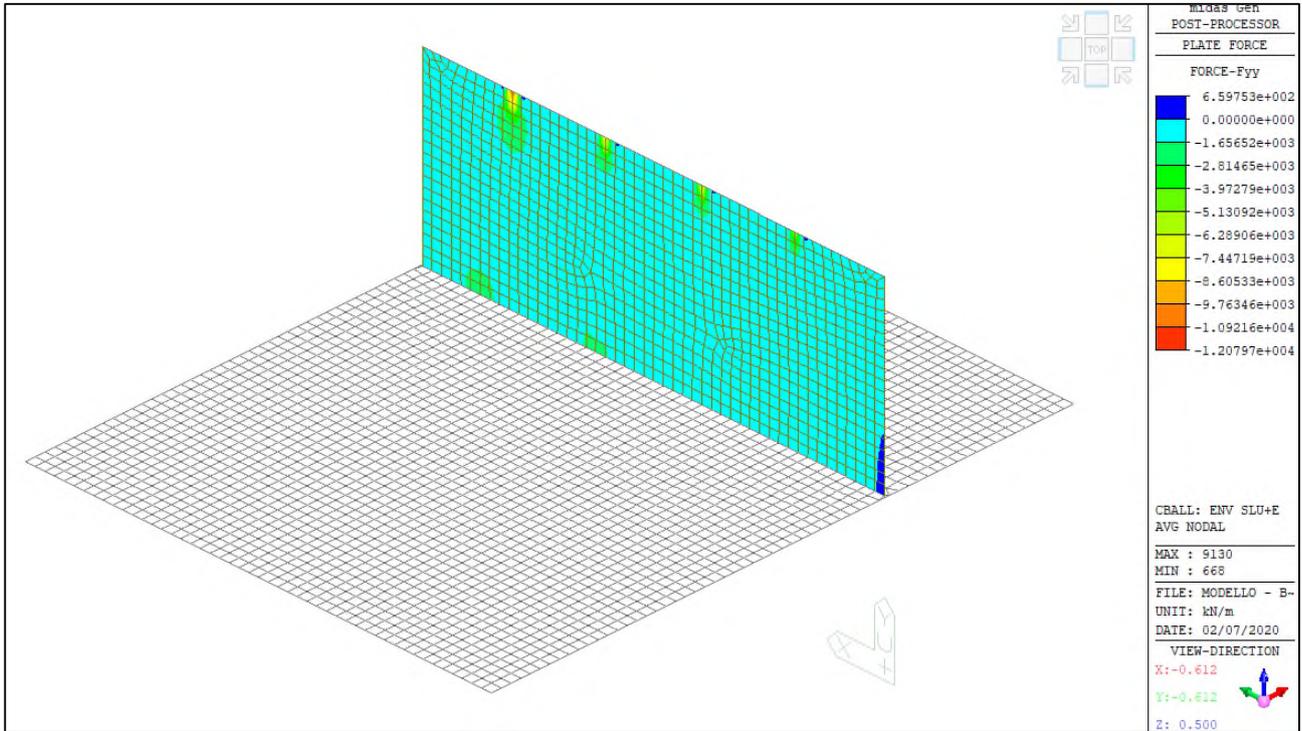
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

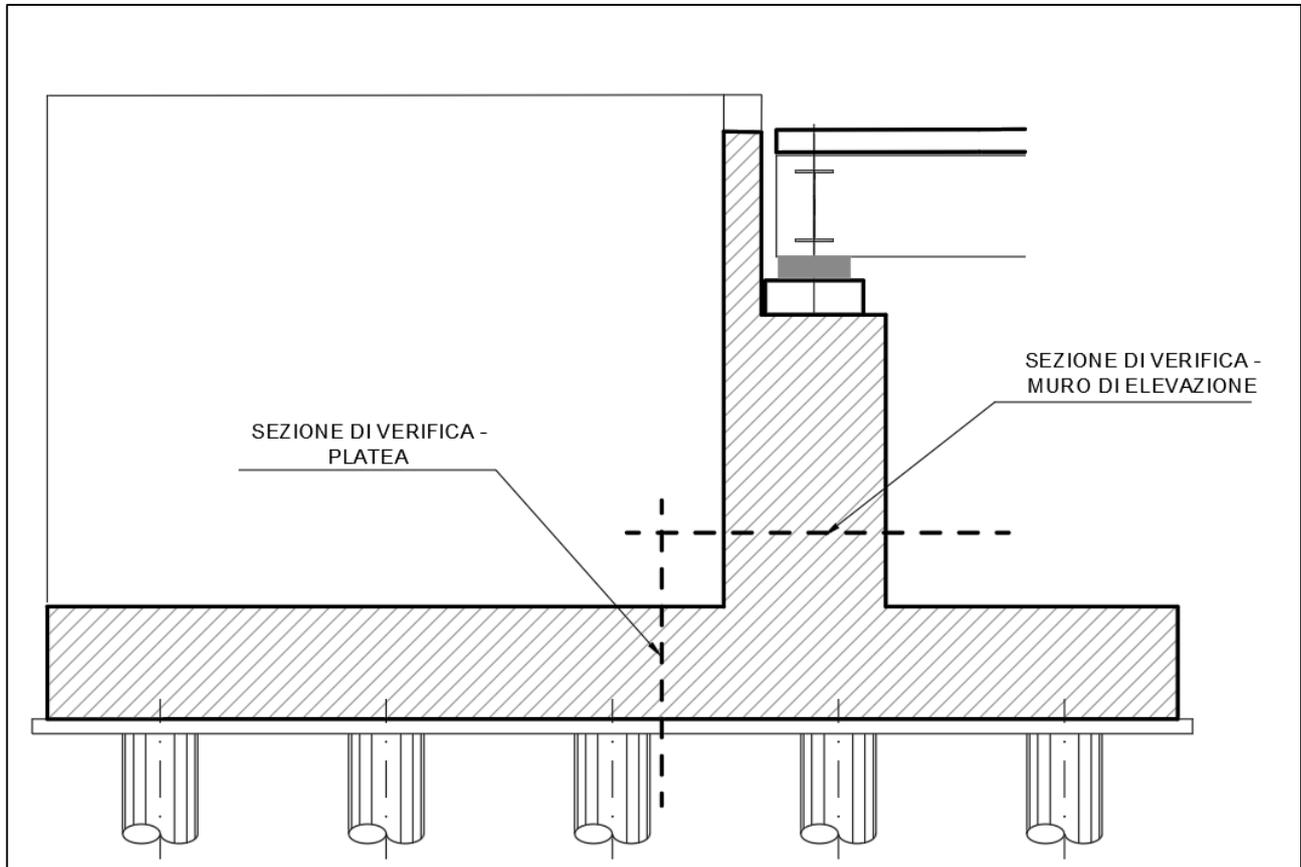
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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}	M_{xx}	M_{yy}	M_{xx}	M_{yy}	M_{xx}	M_{yy}
PLATEA	899.1	739.4	1072.4	817.5	1502.3	839.4	1954	1079
ELEVAZIONE	313.3	1715.7	520.1	2260.7	531.5	2301.9	738.9	3130



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 32/20$ 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 interna: copriferro $5.0+3.0+1.6= 9.6\text{cm}$

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	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	9.6	40.21	
5	32	140.4	40.21	
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 1954.00 [kNm]	MEk 1502.3 [kNm]	MEk 1072.4 [kNm]	MEk 899.1 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2301.80 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 2121.0 [kNm]	Mcr 936.3 [kNm]	Mcr 936.3 [kNm]	Mcr 936.3 [kNm]
FS 1.09	yn -42.85 [cm]	yn -42.85 [cm]	yn -42.85 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -5.7 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.4 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -59.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -42.8 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -35.9 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 287.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 205.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 172.1 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.64 [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
		$S_{r,max}$ 59.7 [cm]	$S_{r,max}$ - [cm]
		W_k 0.384 [mm]	W_k - [mm]



Armatura platea direzione y

Armatura esterna: copriferro 5.0+1.5= 6.5cm

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	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
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 1079.00 [kNm]	MEk 839.4 [kNm]	MEk 817.5 [kNm]	MEk 739.4 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2305.80 [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 1.78	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	σ _{c,min} -3.2 [MPa]	σ _{c,min} -3.1 [MPa]	σ _{c,min} -2.8 [MPa]
	σ _{s,min} -37.9 [MPa]	σ _{s,min} -36.9 [MPa]	σ _{s,min} -33.4 [MPa]
	σ _{s,max} 177.1 [MPa]	σ _{s,max} 172.5 [MPa]	σ _{s,max} 156.0 [MPa]
	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
	ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	ε _{sm-ε_{cm}} - [%]	ε _{sm-ε_{cm}} - [%]
	S _{r,max} - [cm]	S _{r,max} - [cm]	S _{r,max} - [cm]
	W _k - [mm]	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 =	9.6	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	mm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	7.70	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	5	
diametro	ϕ_1 =	32	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	40.2	cm ²

materiali

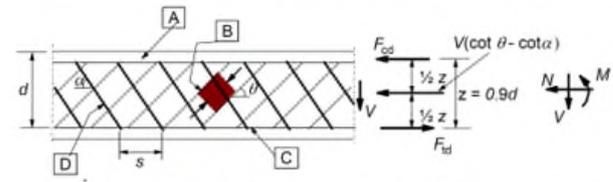
calcestruzzo

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

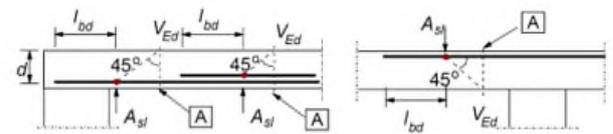
acciaio

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} =	2301.8	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	446.7	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	2378.6	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	3321.4	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione			duttile
traslazione armatura long.	a_l =	158.0	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 32/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 32/10$ interni in direzione y
- $\Phi 32/20$ esterni in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Armatura muro di elevazione direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.5+1.6 = 7.1$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	215	5.5	207.9	187.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	7.1	40.21	
5	32	207.9	40.21	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 738.90 [kNm]	M _{Ek} 531.5 [kNm]	M _{Ek} 520.1 [kNm]	M _{Ek} 313.3 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 3147.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 3203.9 [kNm]	M _{cr} 2262.2 [kNm]	M _{cr} 2262.2 [kNm]	M _{cr} 2262.2 [kNm]
FS 4.34	y _n -67.23 [cm]	y _n -67.23 [cm]	y _n -67.23 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -1.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -0.6 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -13.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -13.1 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -7.9 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 67.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 66.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 39.8 [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 muro di elevazione direzione y

Armatura interna copriferro $5.5+3.2+1.6 = 10.3$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	215	8.7	204.7	184.2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	32	204.7	80.42	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 3130.00 [kNm]	MEk 2301.9 [kNm]	MEk 2260.7 [kNm]	MEk 1715.7 [kNm]
NEd -710.00 [kN]	NEk -650 [kN]	NEk -630 [kN]	NEk -560 [kN]
VEd 3500.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 247.7 [kNm]	Mdec 240.0 [kNm]	Mdec 213.4 [kNm]
MRd 6871.6 [kNm]	Mcr 2670.6 [kNm]	Mcr 2663.0 [kNm]	Mcr 2636.3 [kNm]
FS 2.20	yn -38.27 [cm]	yn -38.47 [cm]	yn -35.91 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -4.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.0 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -51.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -50.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -38.8 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 118.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 116.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 84.3 [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]
		Wk - [mm]	Wk - [mm]

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

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	215	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	10.3	cm
altezza utile	d	=	205	cm
braccio coppia interna	z	=	184.2	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	40	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	10.05	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

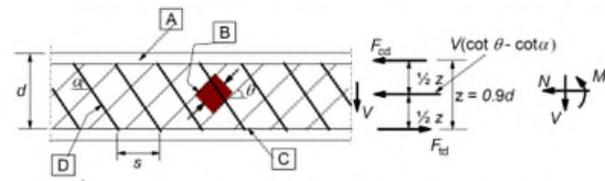
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	=	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

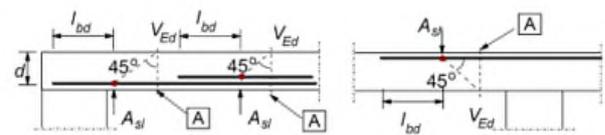
acciaio

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

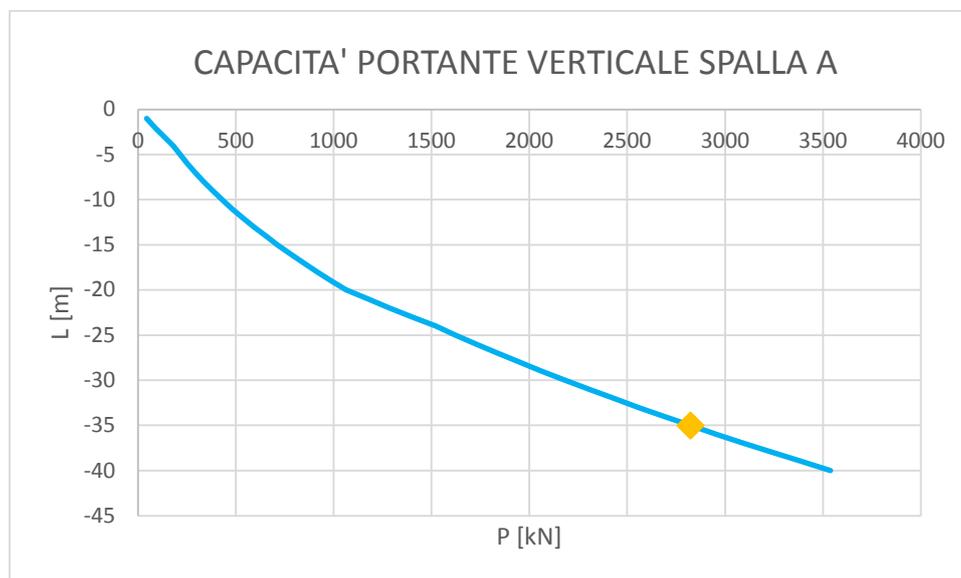
sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	3500	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	-710	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	860.4	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3555.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	7295.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			ductile	
traslazione armatura long.	al	=	180.8	cm

8.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 1000mm disposti secondo una maglia regolare 3m x 3m per un totale di 20 pali. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale. Le verifiche sono state condotte in accordo con NTC2018.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 2613.7 kN. Pertanto, si utilizzano pali di lunghezza pari a 35.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 2820.8 kN.



Capacità portante verticale dei pali

**AURELIA BIS**PALI DI FONDAZIONE SPALLA ACalcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	35	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	1000	[mm]

Momento di plasticizzazione	M _y	2122.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ ^t	9	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.37	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	23	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.29	[-]

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}	39193.9	[kN]
H _{1,minimo}	37870.9	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	13125.3	[kN]
H _{2,minimo}	12684.3	[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}	1090.8	[kN]
H _{3,minimo}	1078.4	[kN]

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

DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO:

H _{medio}	1090.8	[kN]	PALO
H _{minimo}	1078.4	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	661.1	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	508.5	[kN]
H _{agente}	477.25	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 30Φ30 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/20

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
2613.7	477.25	2386.25

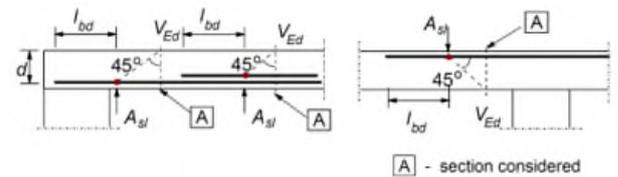
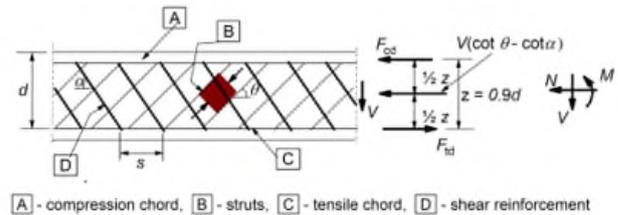
Si riporta di seguito la verifica strutturale dei pali di fondazione.

Verifica strutturale pali di fondazione

Per la verifica a taglio delle Staffe è stata considerata una sezione corrispondente al quadrato inscritto nella circonferenza del palo di fondazione.

verifica a taglio di una sezione rettangolare	
secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 70.7 cm
altezza	H = 70.7 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 8.2 cm
altezza utile	d = 62.5 cm
braccio coppia interna	z = 56.3 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 2
diametro	ϕ = 12 mm
passo	s = 20 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A_{sw} = 2.26 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n_1 = 10
diametro	ϕ_1 = 30 mm
numero barre	n_2 = 0
diametro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A_{sl} = 70.7 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



sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} = 477.25 kN
azione assiale	N_{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} = 312.1 kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} = 622.3 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} = 1342.4 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 21.8 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a_l = 70.3 cm

Verifica a taglio pali di fondazione

9. VERIFICA SPALLA B

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.

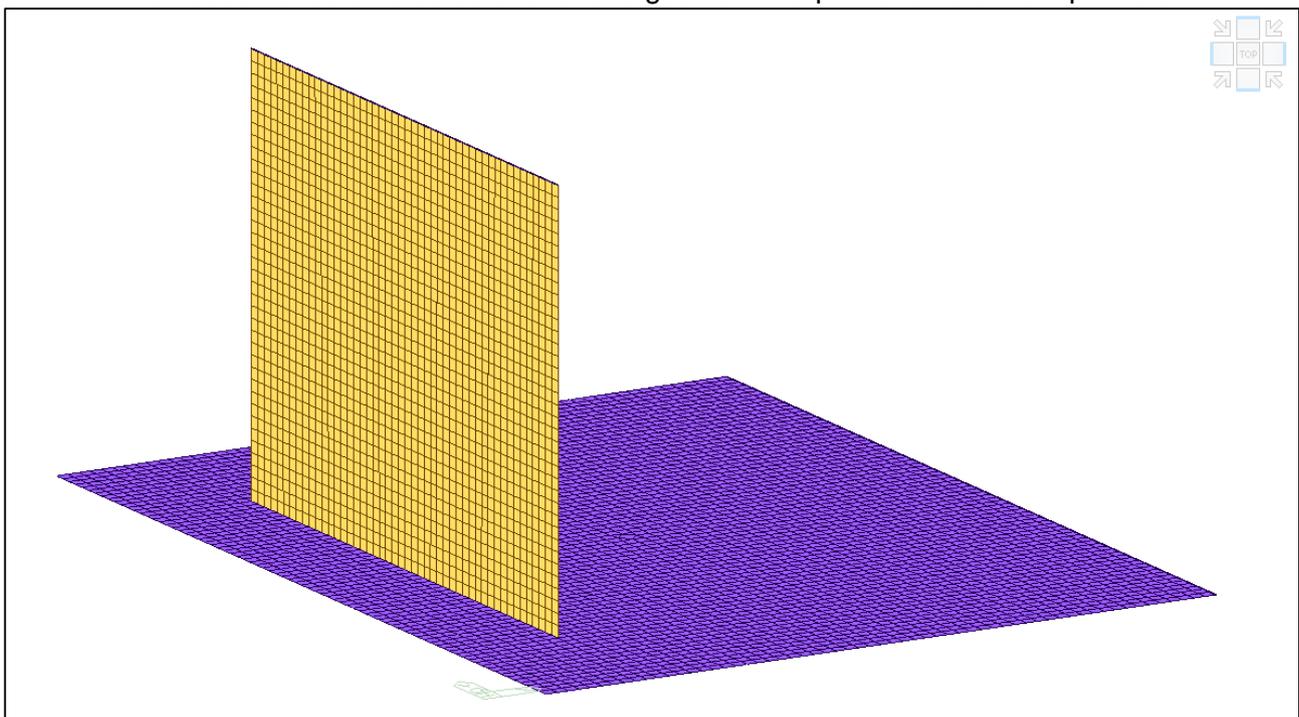
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

9.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

9.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 215 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.



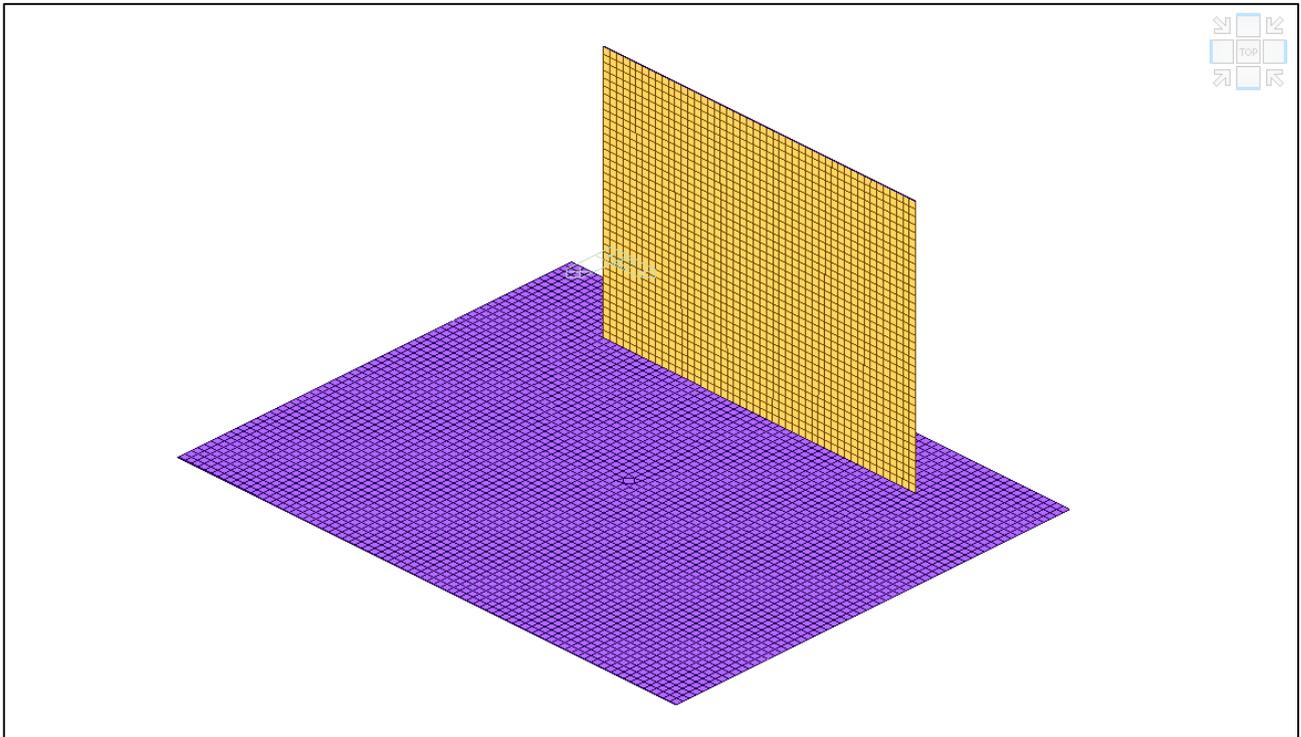
Modello FEM - Vista 1 – Spalla B



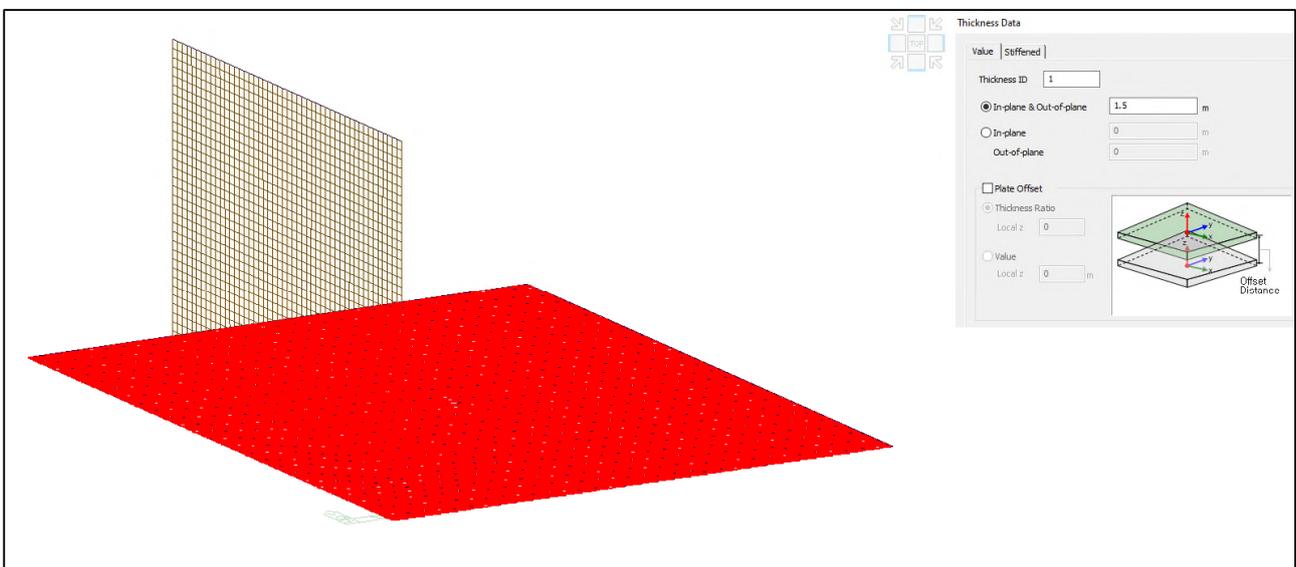
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

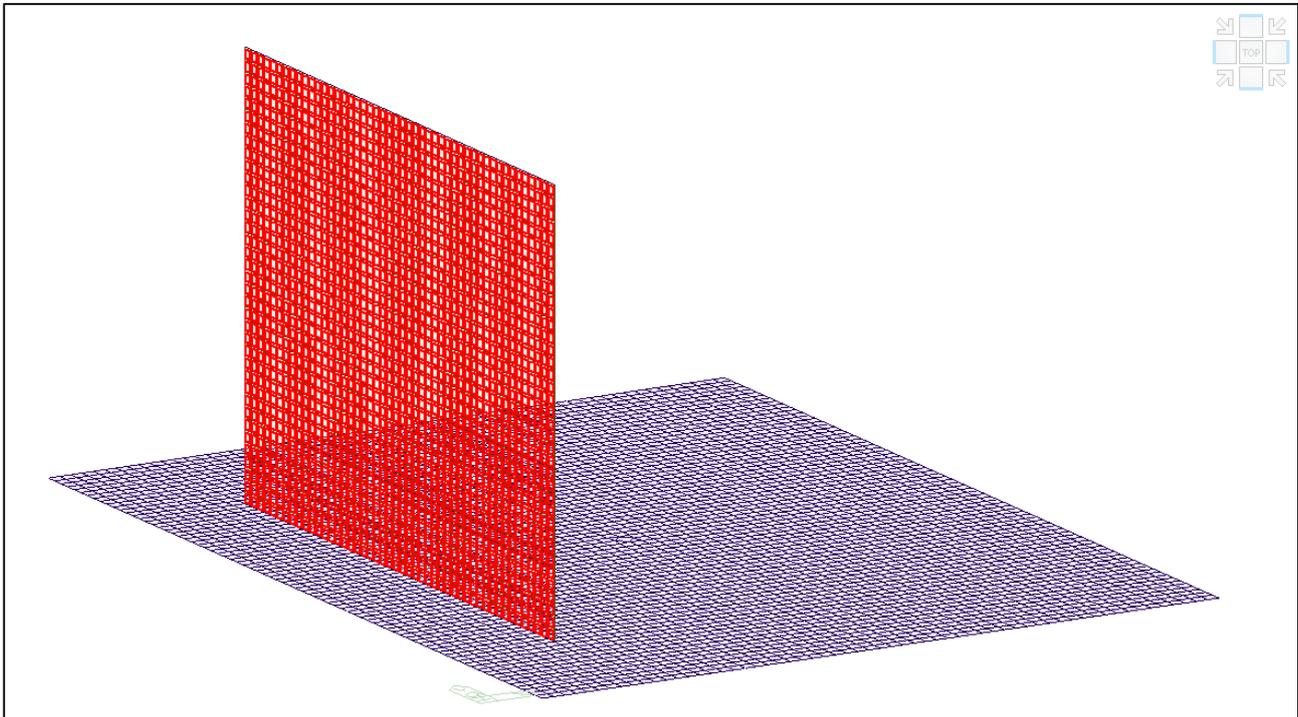
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



Modello FEM - Vista 2 – Spalla B



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



Modello FEM – Identificazione spalla spessore 2.15m in calcestruzzo C32/40

9.1.2VINCOLI

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

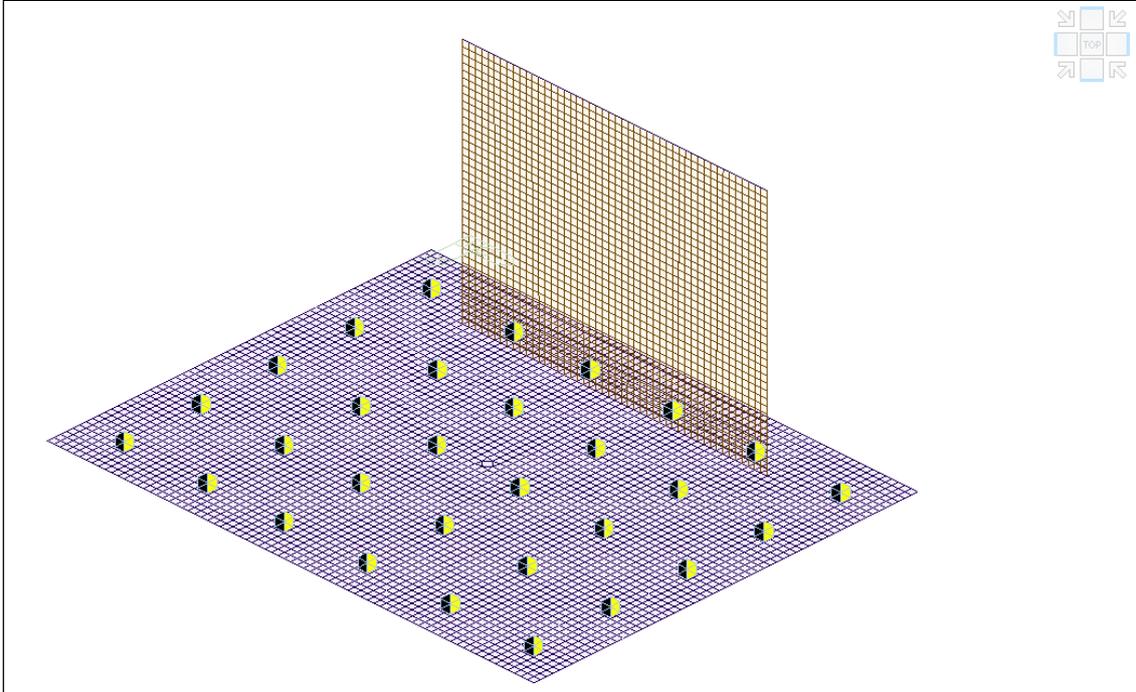
$$K_V = \frac{E * A}{L} \quad K_H = \frac{3 * E * I}{(4 * D)^3}$$

Le proprietà meccaniche e geometriche del palo in calcestruzzo armato sono riassunte nella tabella seguente.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI PALI		
E [MPa]	Modulo elastico	31500
D [mm]	Diametro palo	1000
A [mm ²]	Area palo	785398
I [mm ⁴]	Momento d'inerzia	4.91*10 ¹⁰
L [m]	Lunghezza palo	40.00

$$K_V = 618501 \text{ kN/m} \quad K_H = 72499.2 \text{ kN/m}$$

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

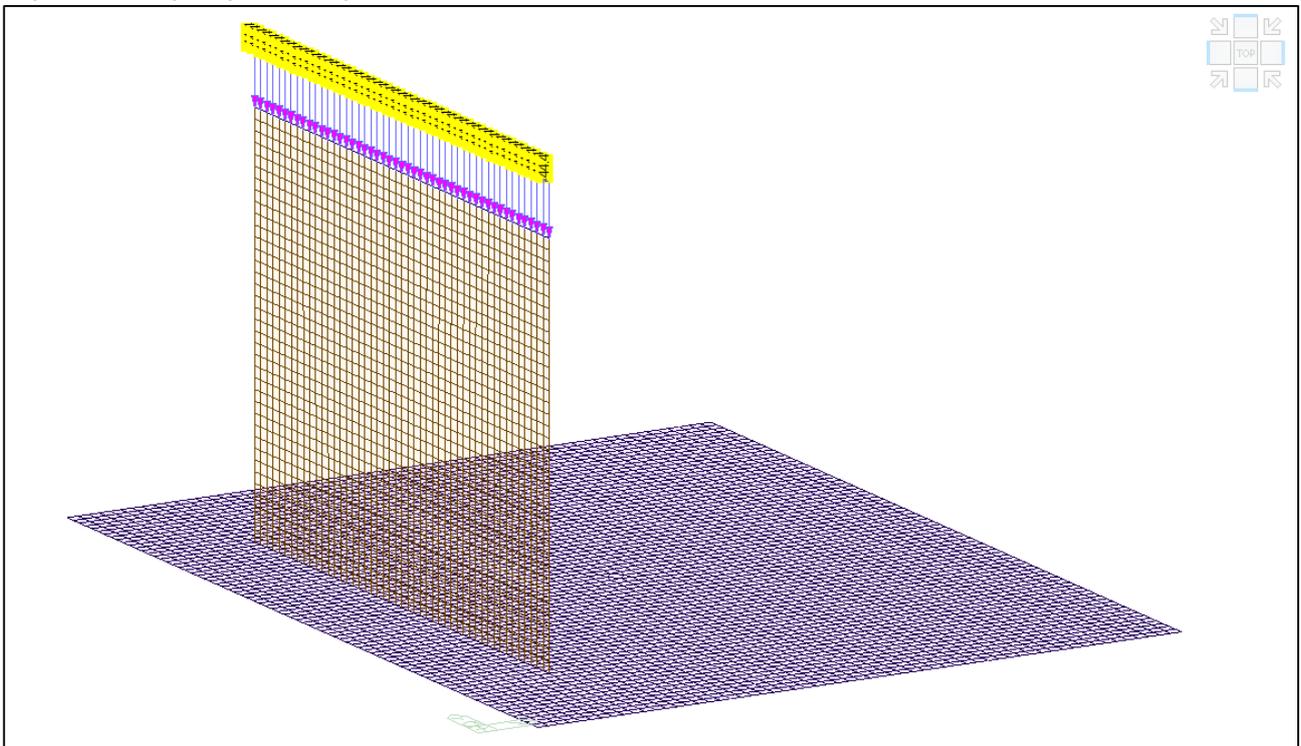


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

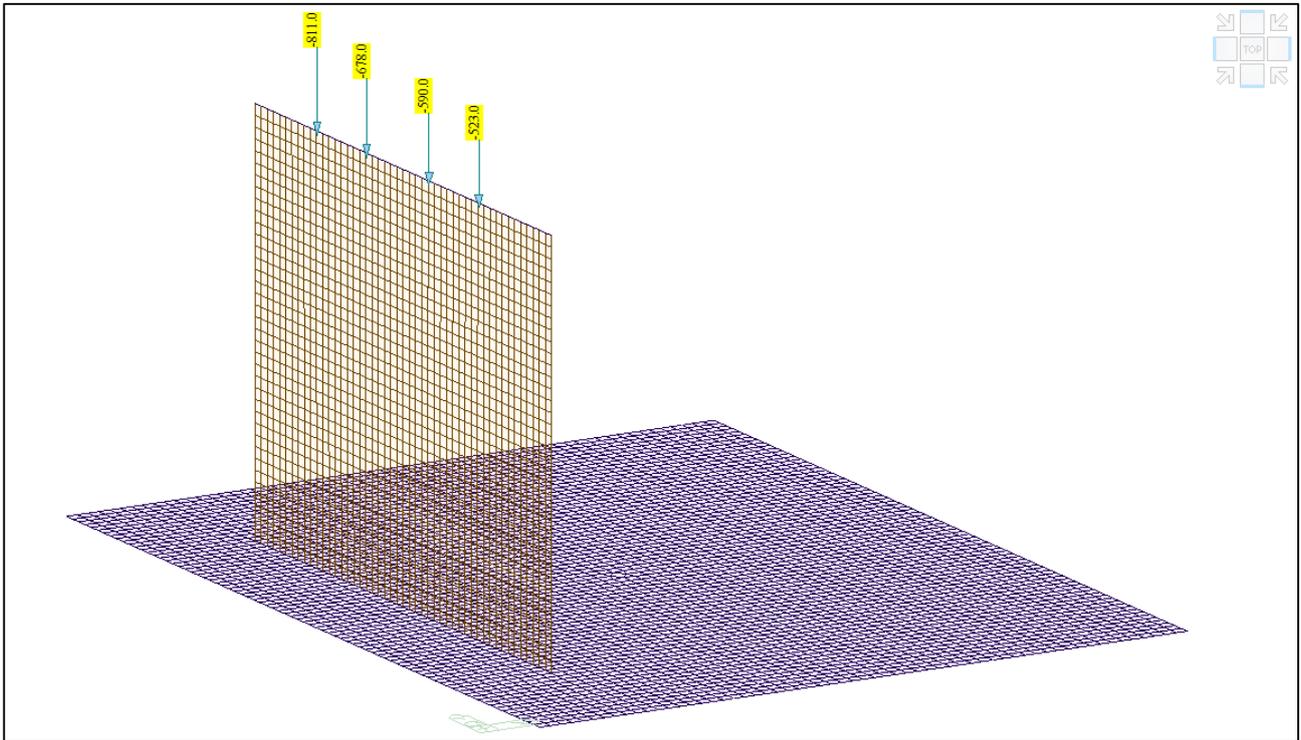
9.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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.

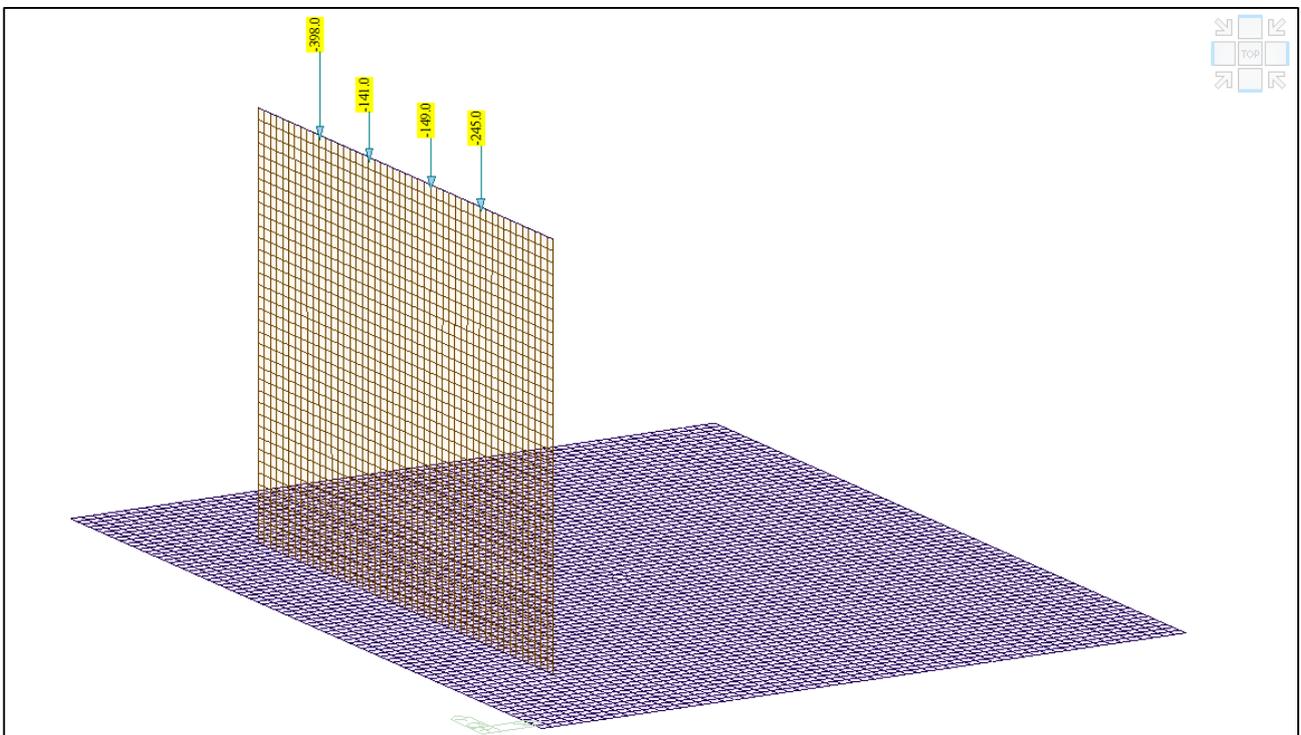
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 2.15m.



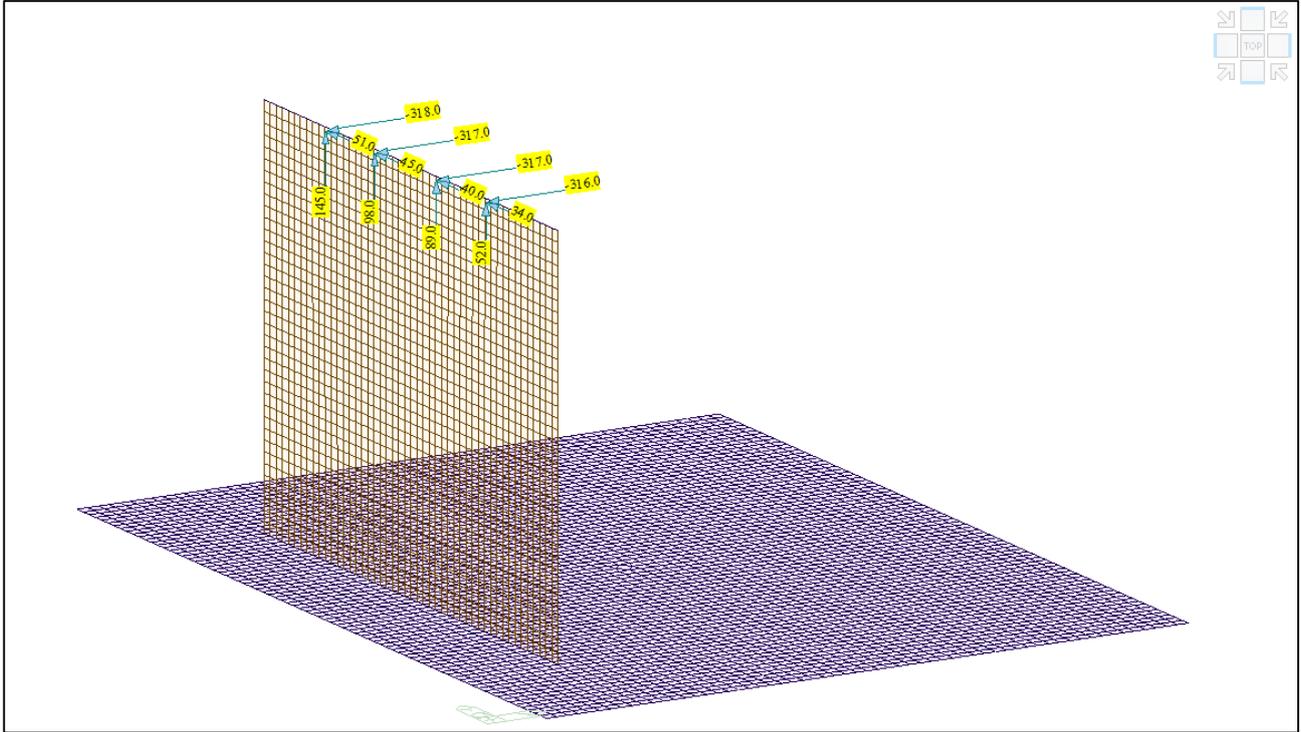
Modello FEM – Condizione di carico Peso Paraghiaia



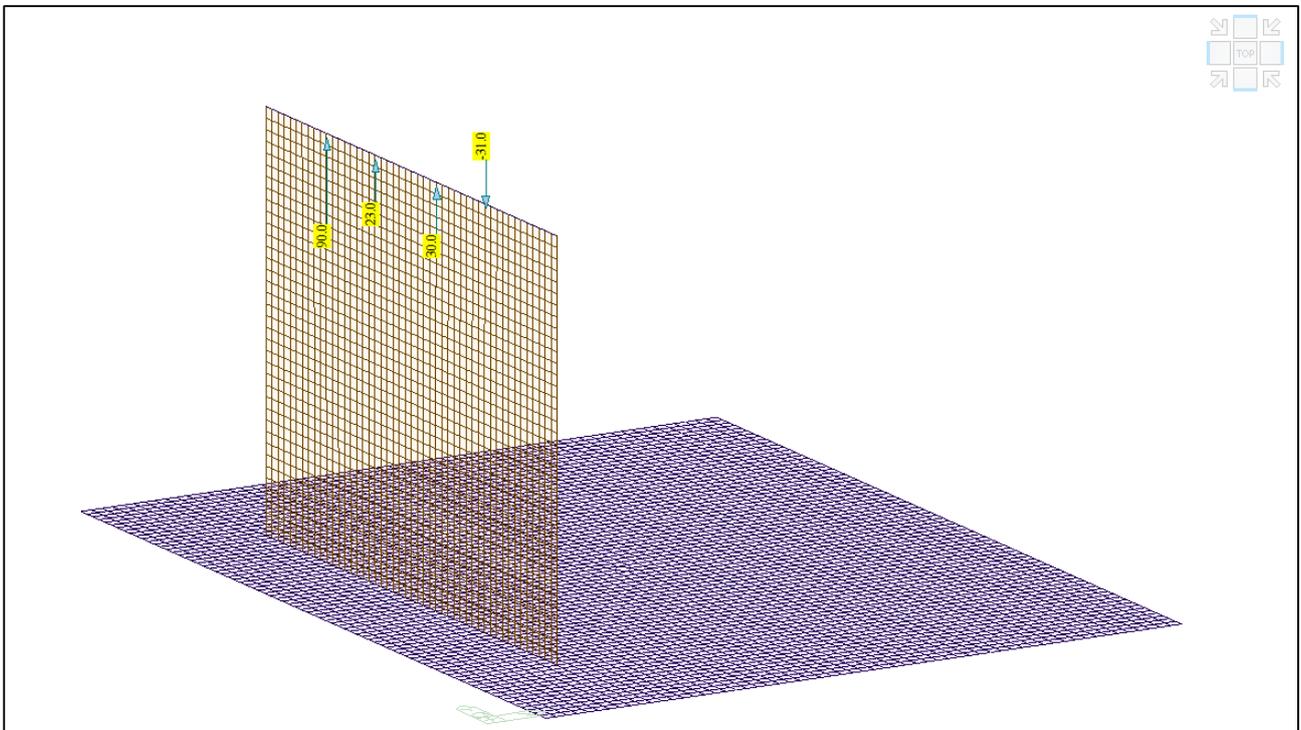
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



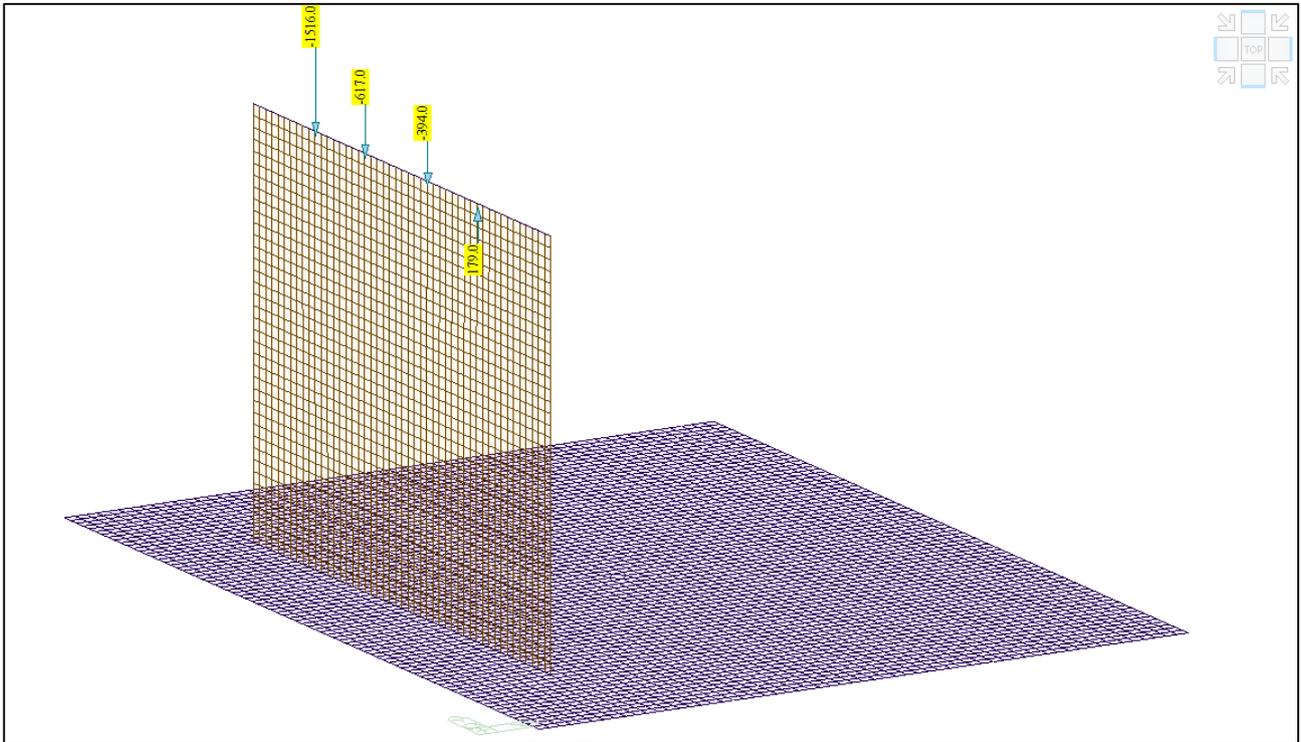
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



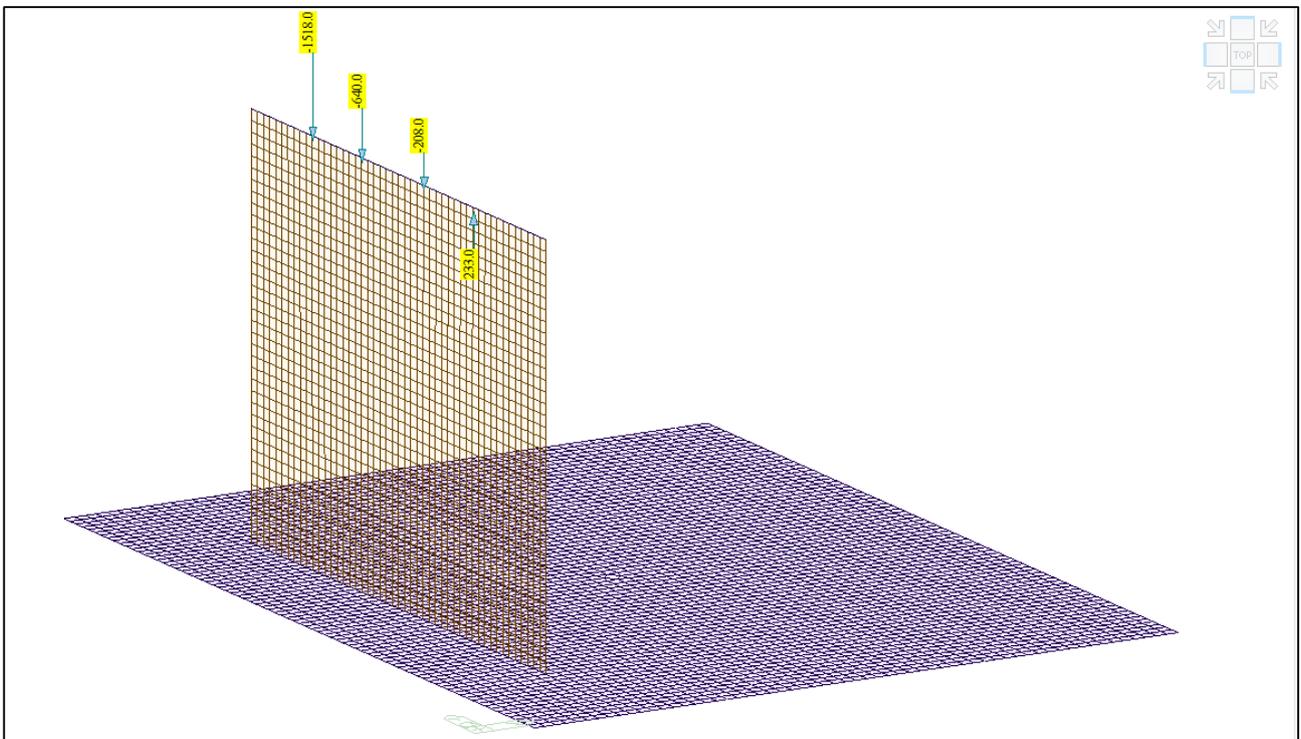
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



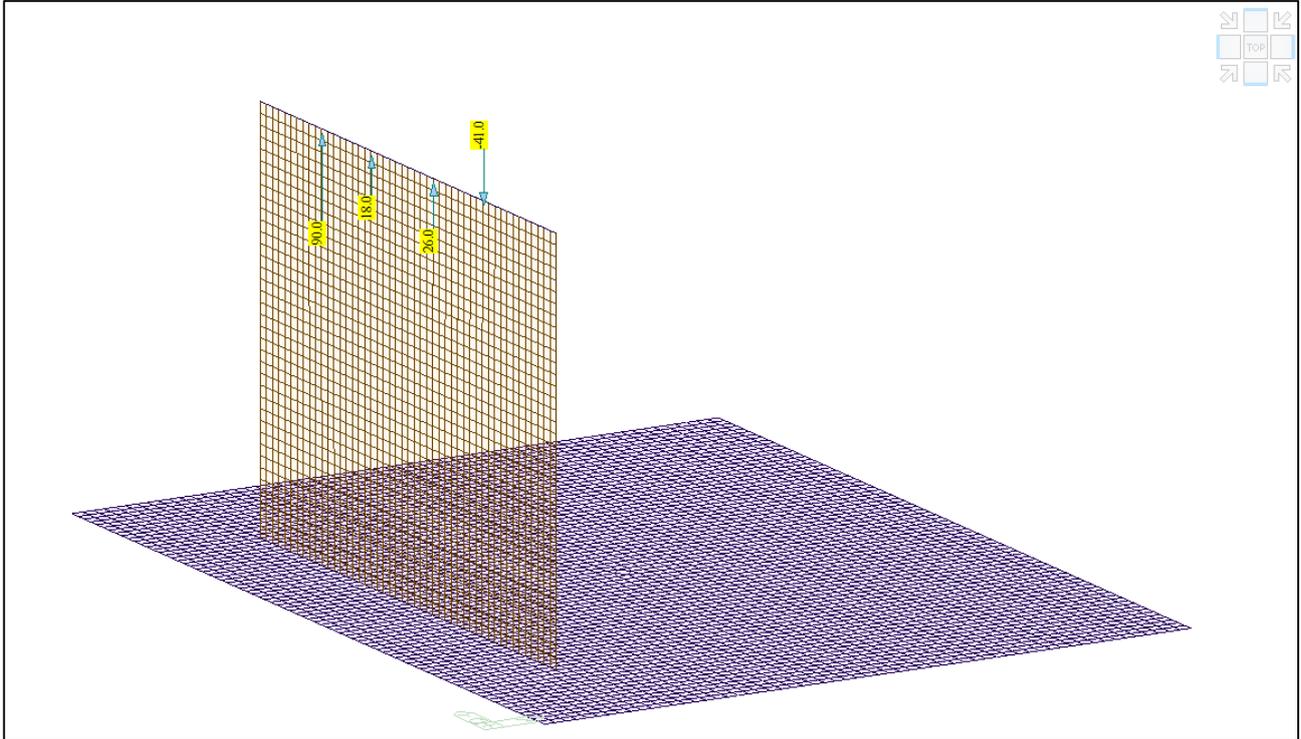
Modello FEM – Condizione di carico DistrB2



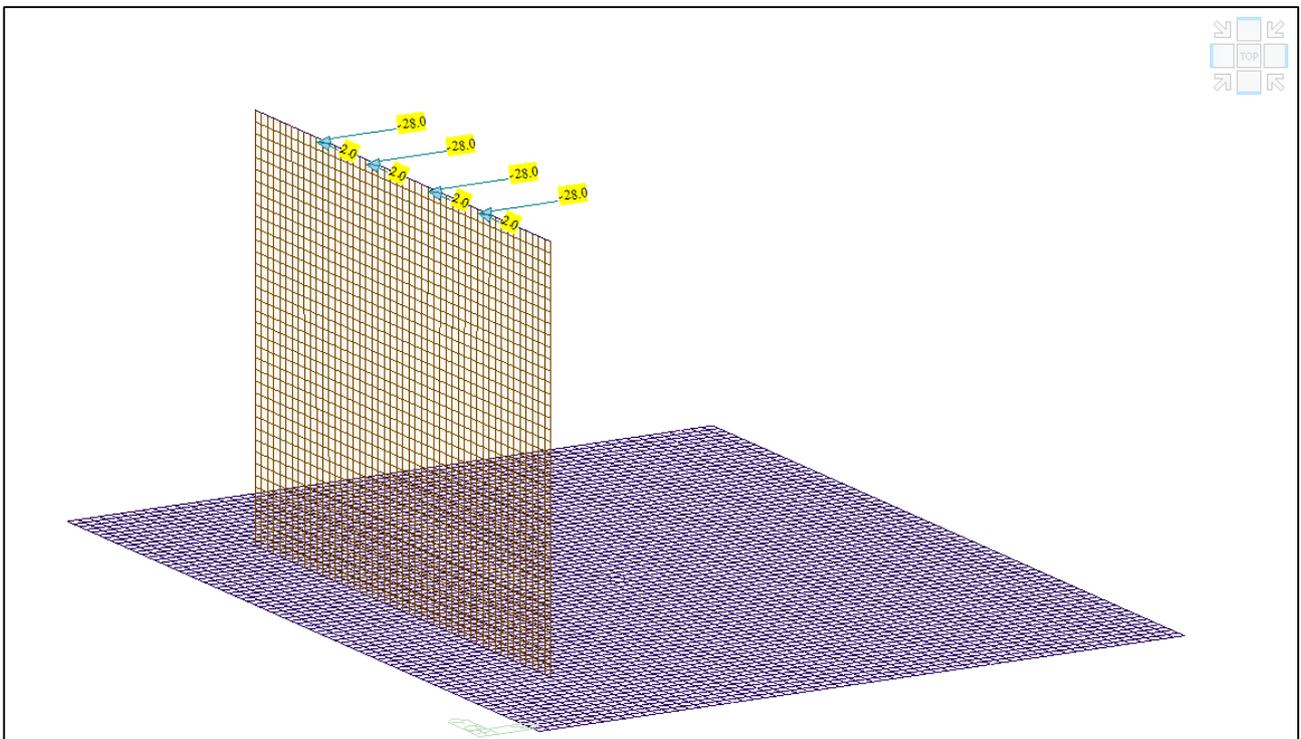
Modello FEM – Condizione di carico DistrD1



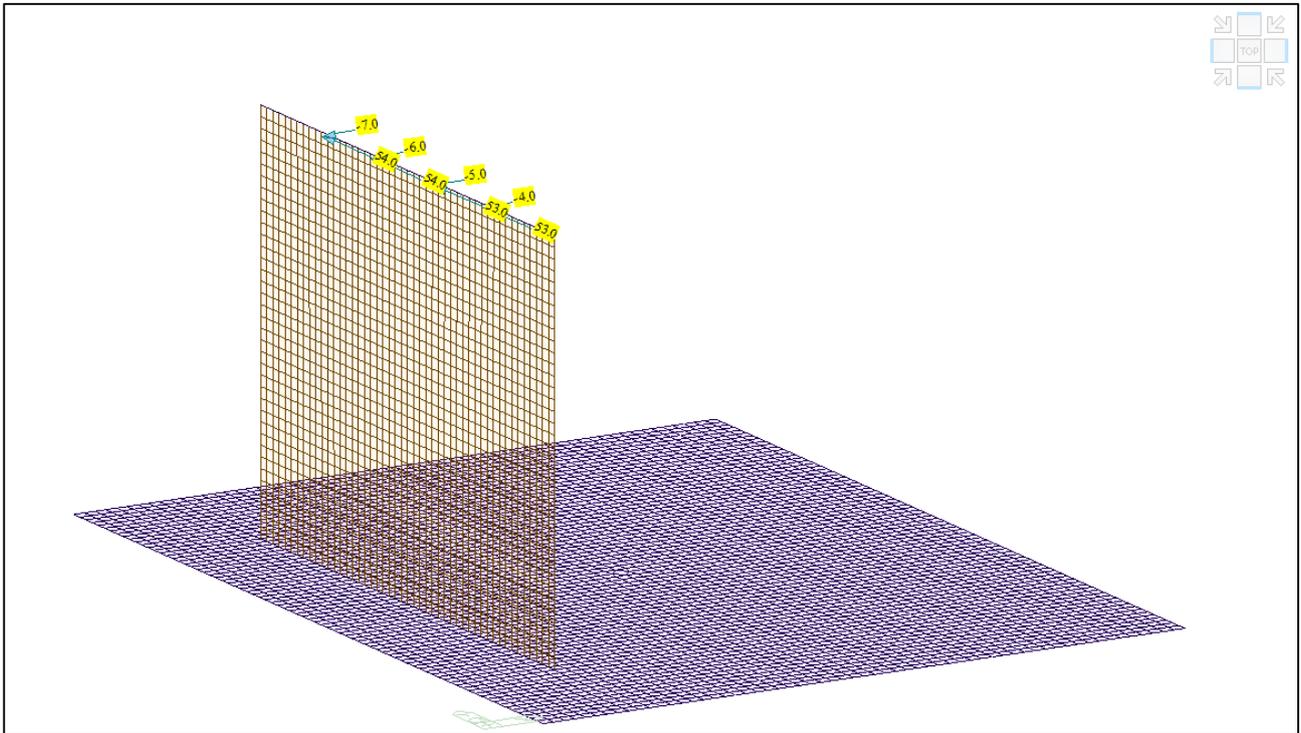
Modello FEM – Condizione di carico DistrB7



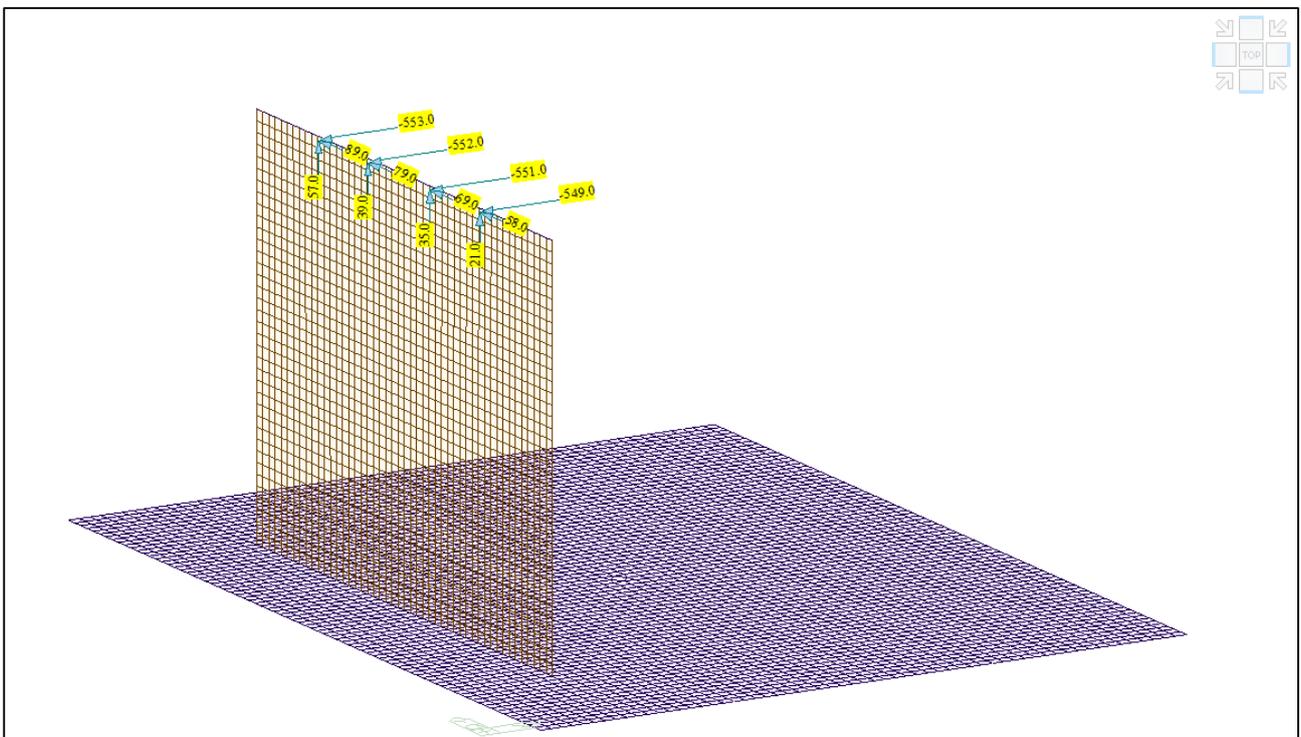
Modello FEM – Condizione di carico DistrD2



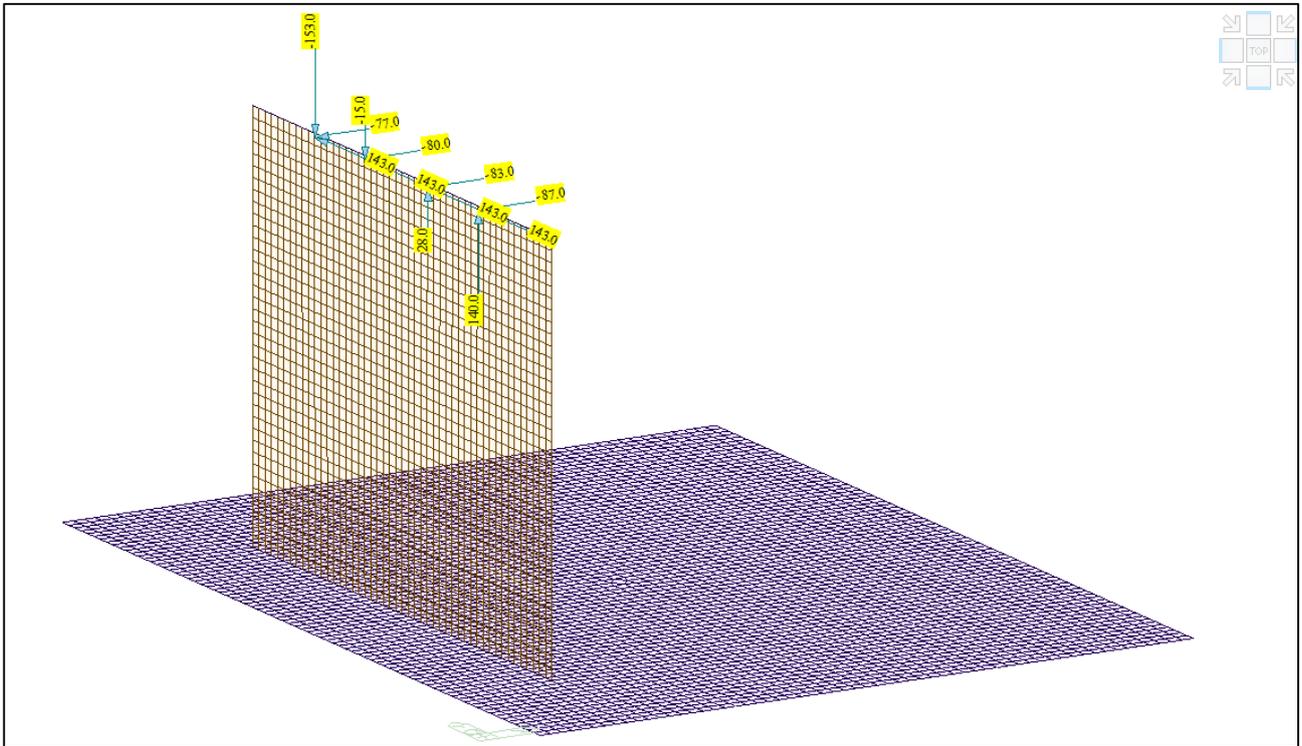
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



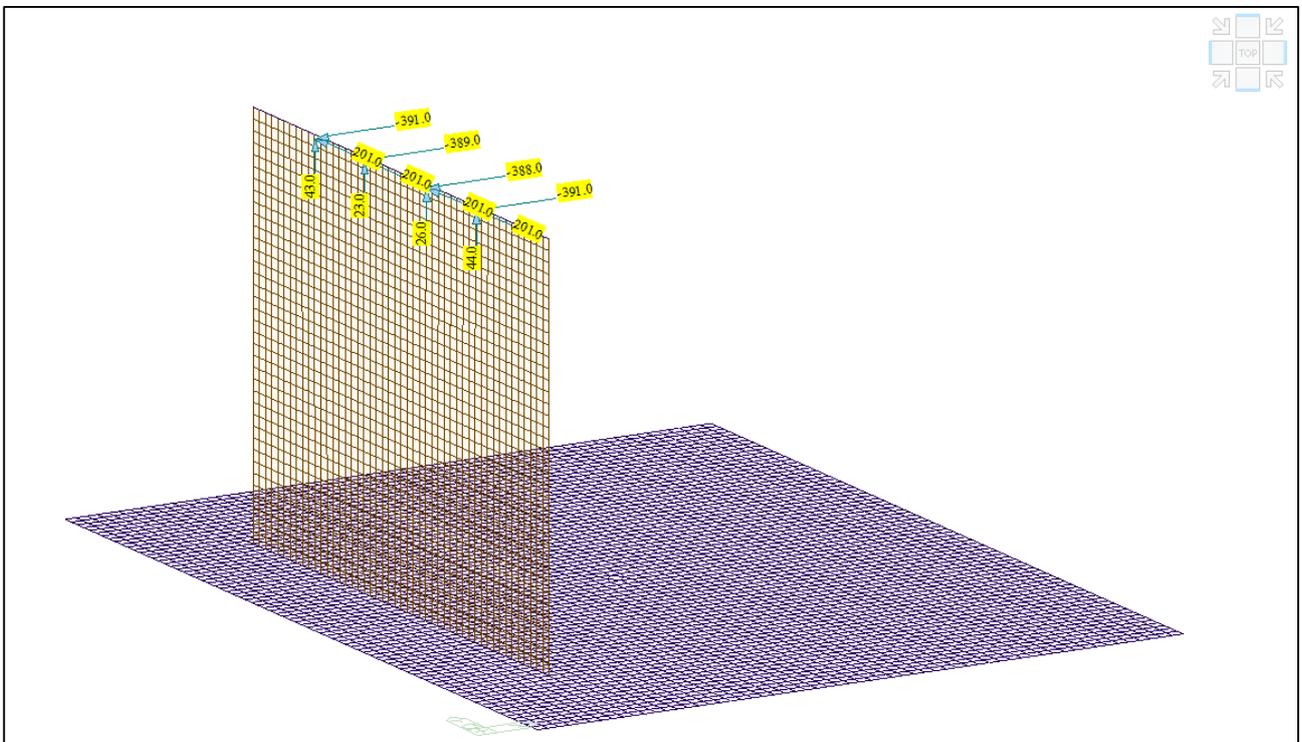
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



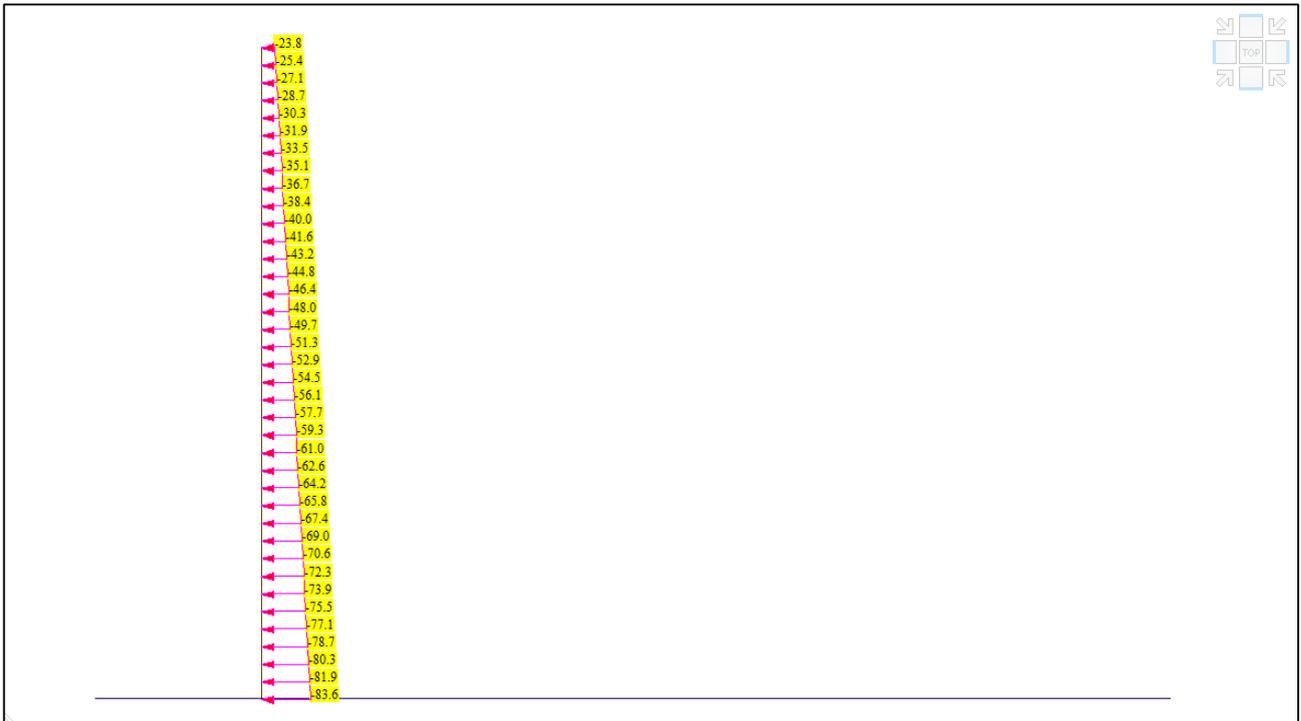
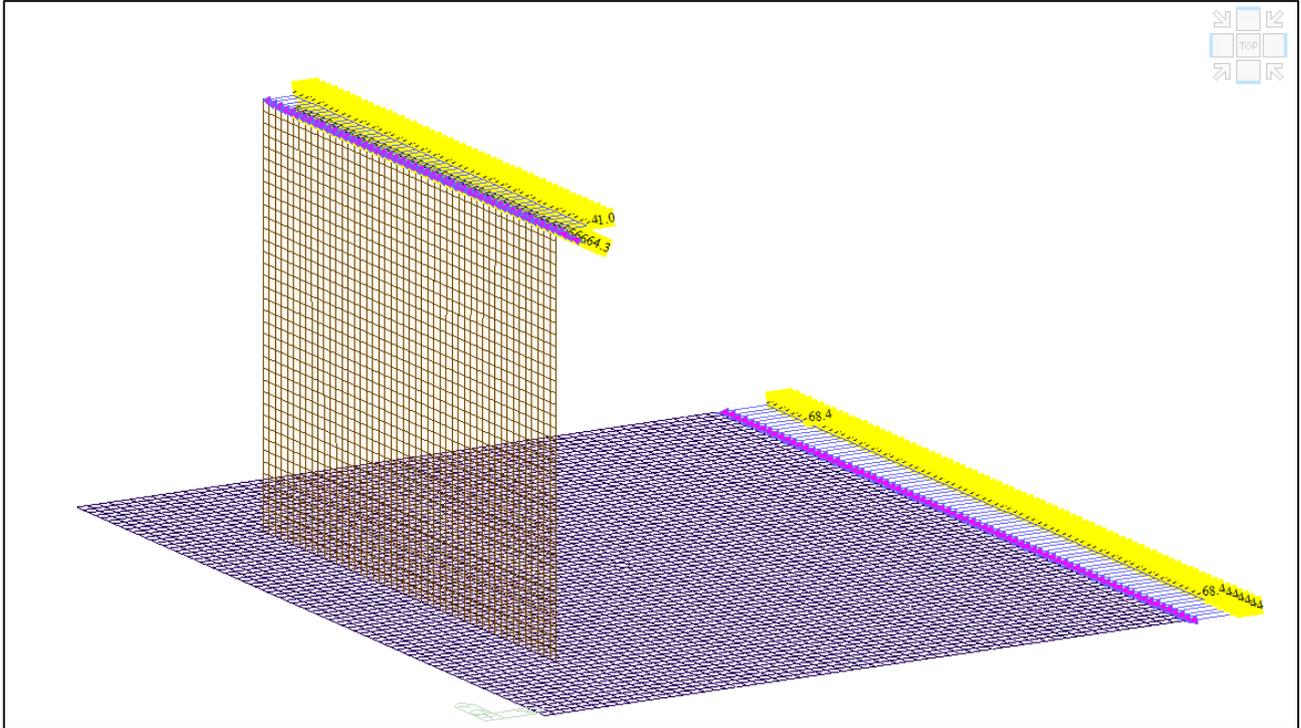
Modello FEM – Condizione di carico Termico



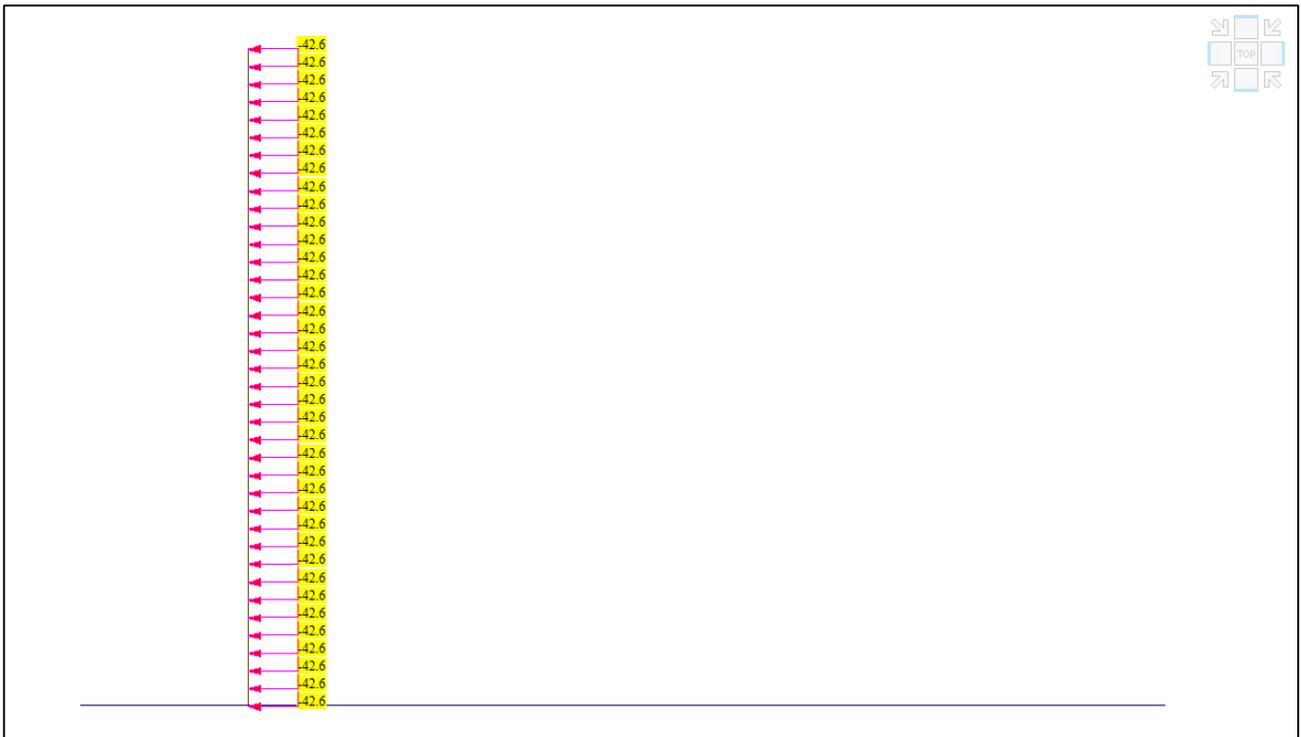
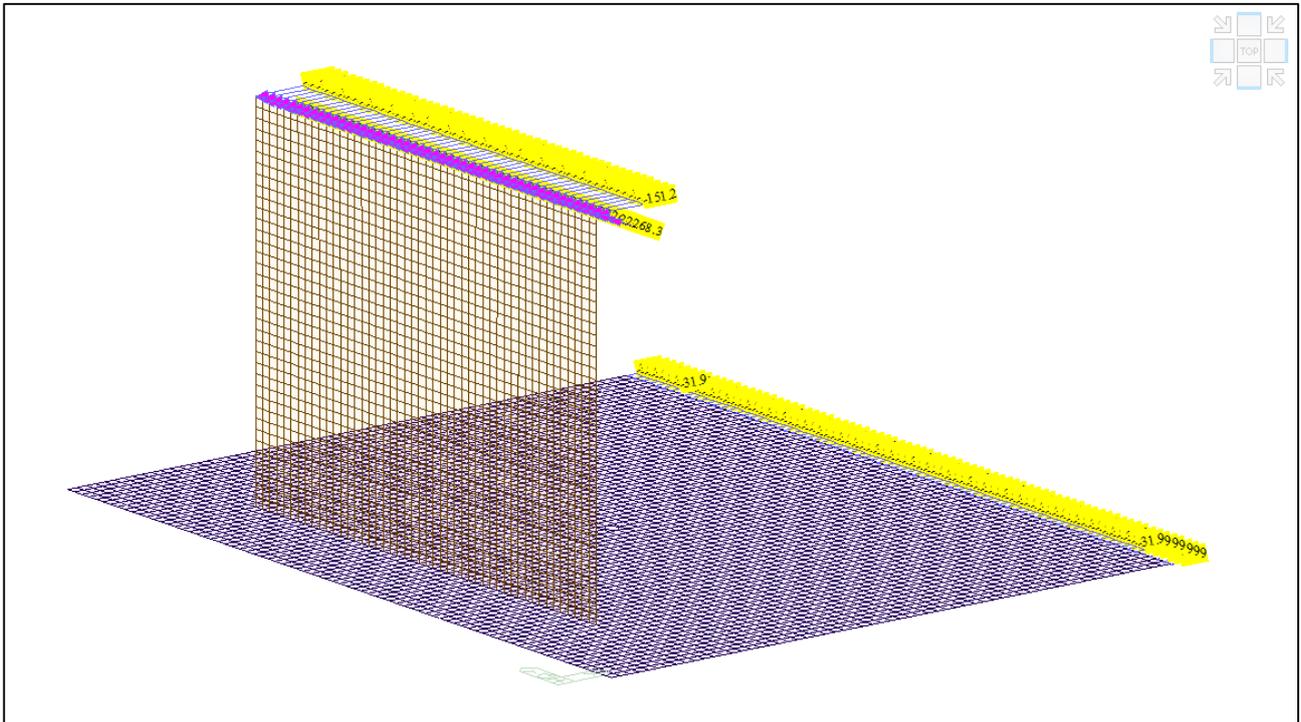
Modello FEM – Condizione di carico Vento



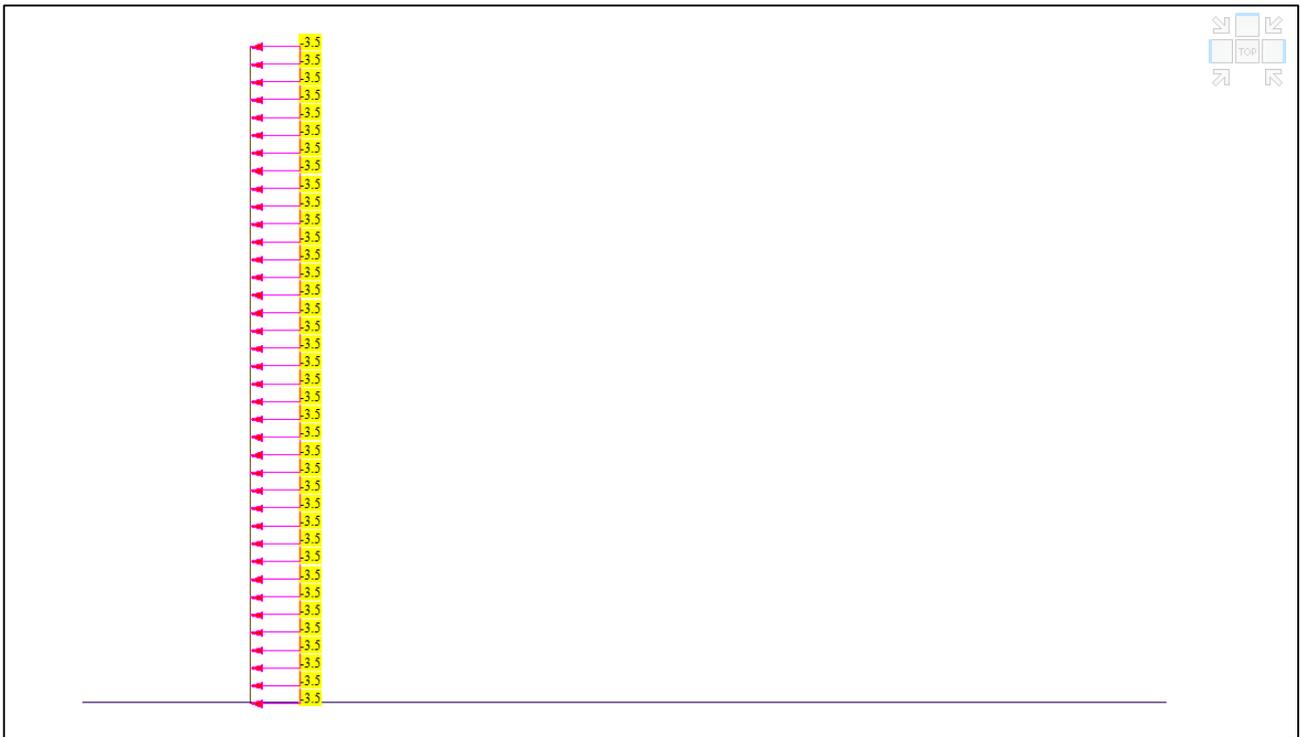
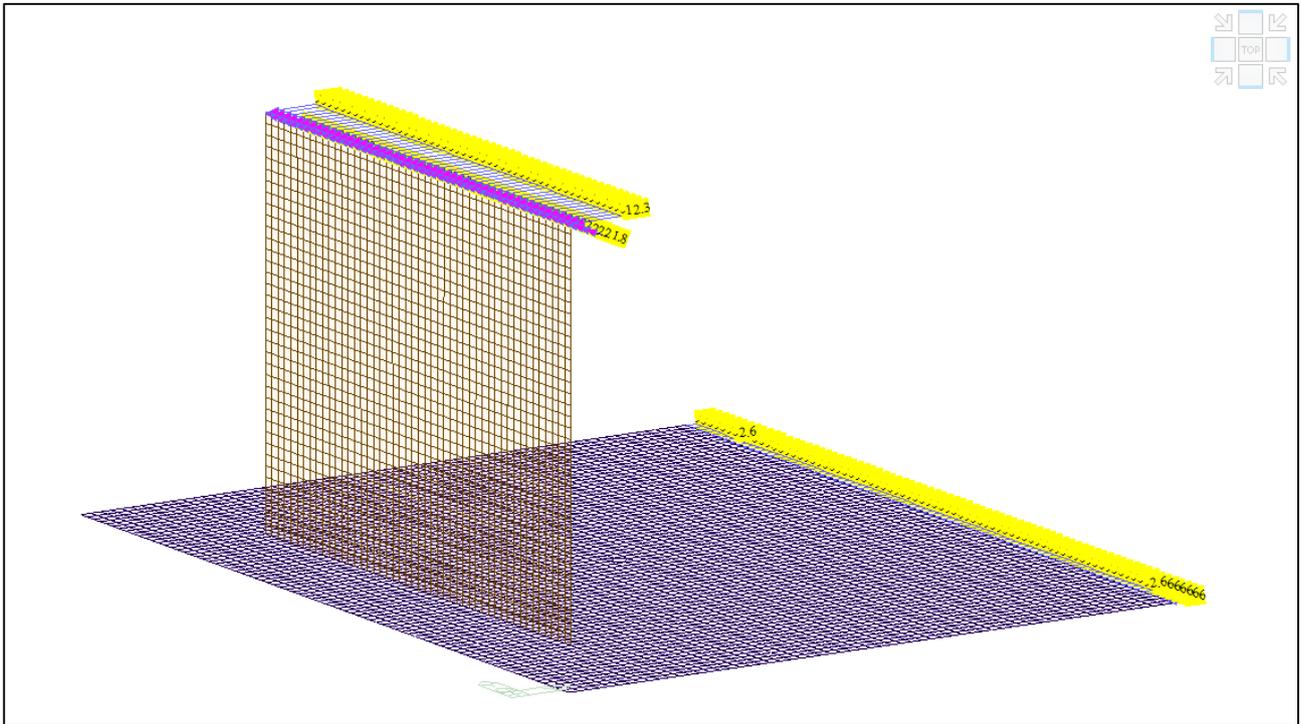
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



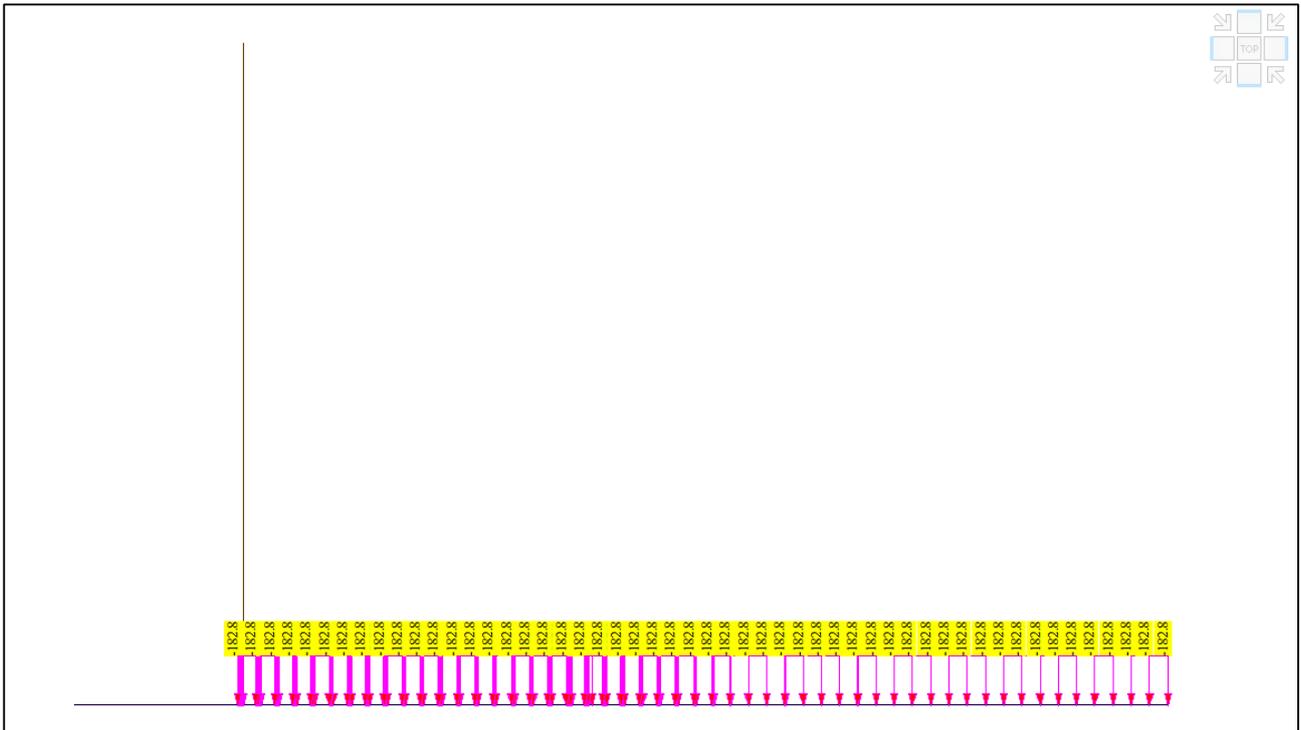
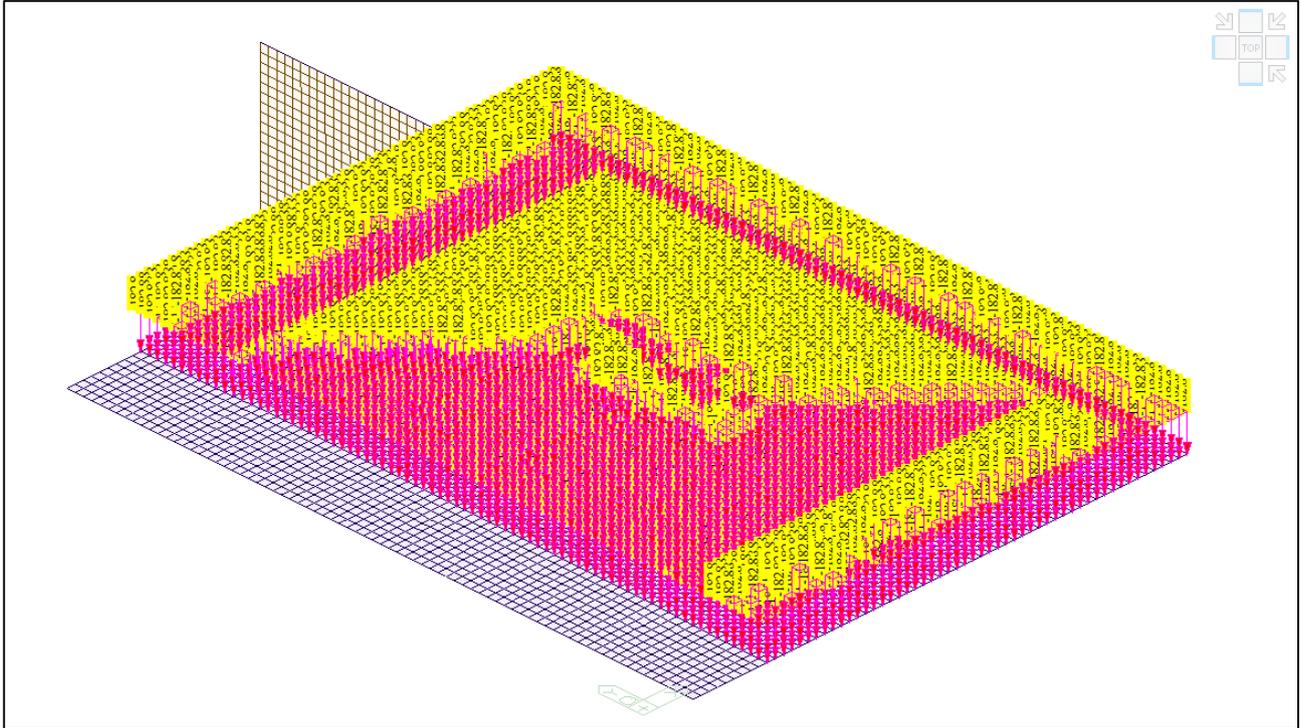
Modello FEM – Condizione di carico Spinta terreno



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

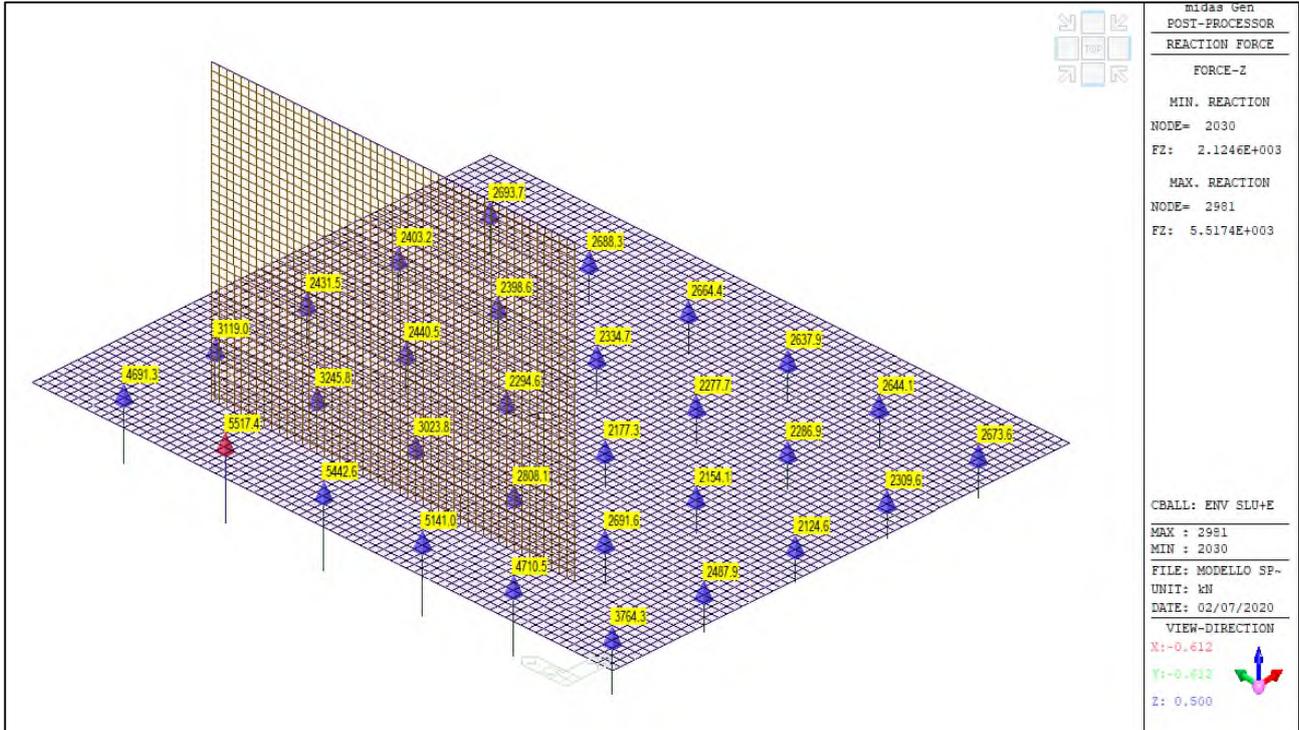
Table with 20 columns: No, Nome, Active, Type, Peso proprio spalla(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistrD1(ST), DistrD2(ST), DistrD3(ST), DistrD4(ST), Frangimento(ST), CentriRuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma(ST), Spinta delle terre(ST), Spinta Wood(ST), Spinta sovraccarico(ST), Ricoprimento(ST). Rows include combinations like SLU-1, SLU-2, SLE-1, SLE-2, etc.



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 pali



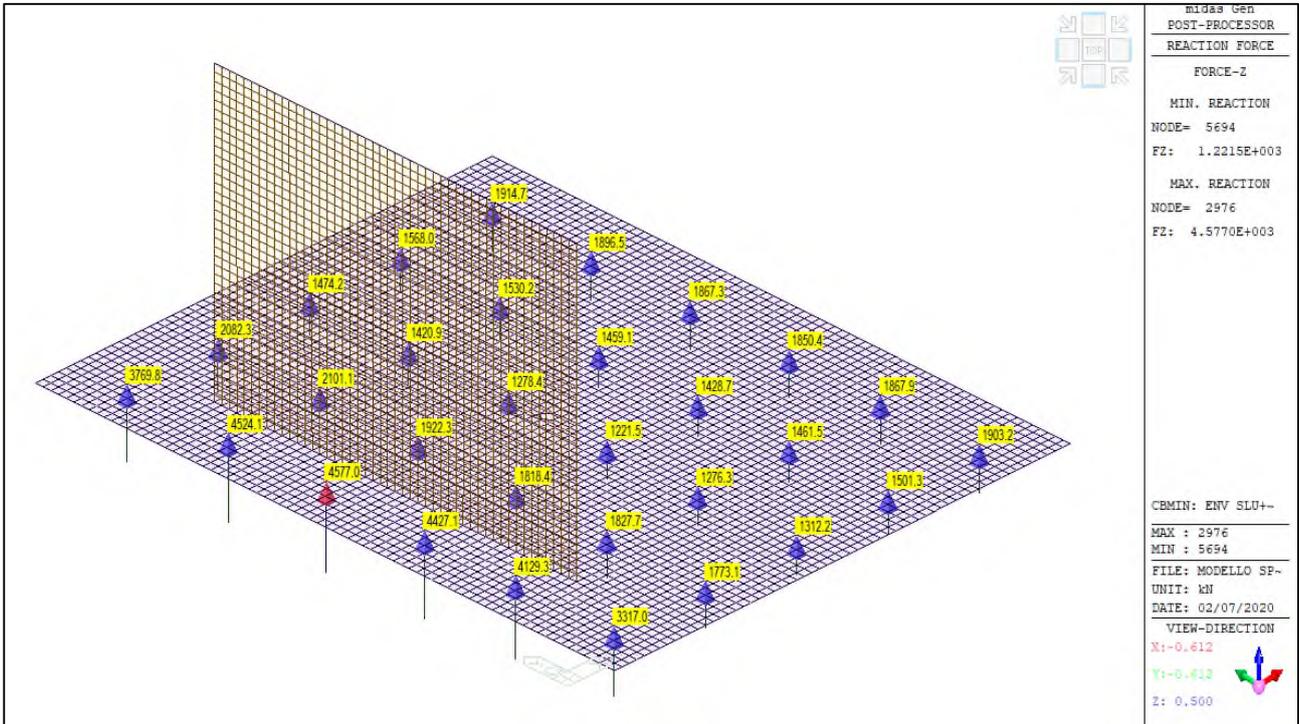
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



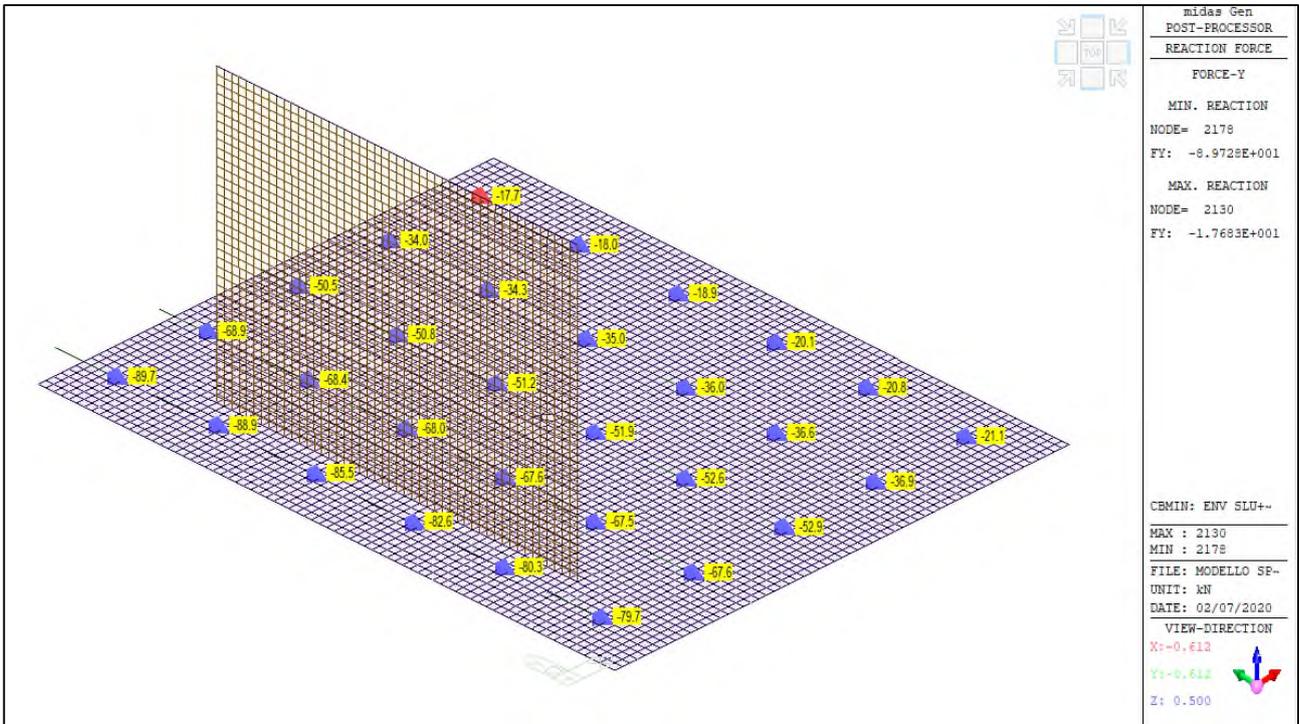
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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



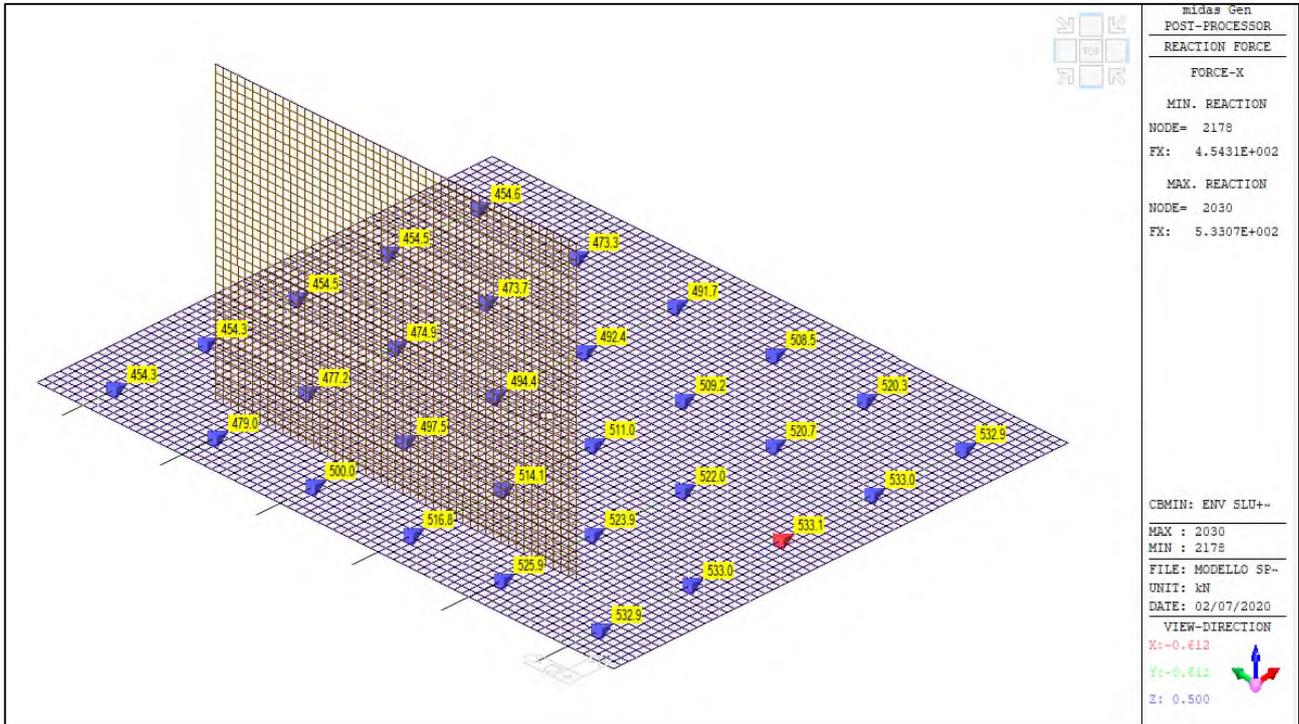
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

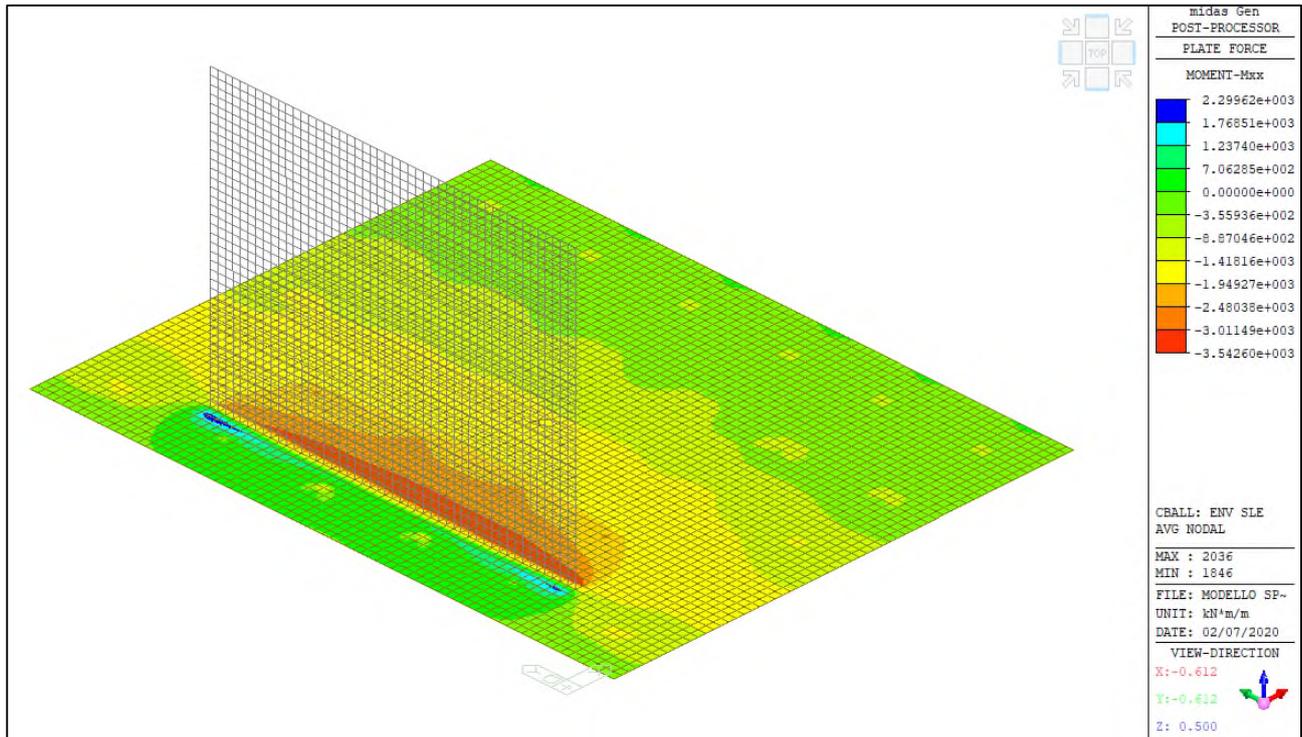


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime



9.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

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



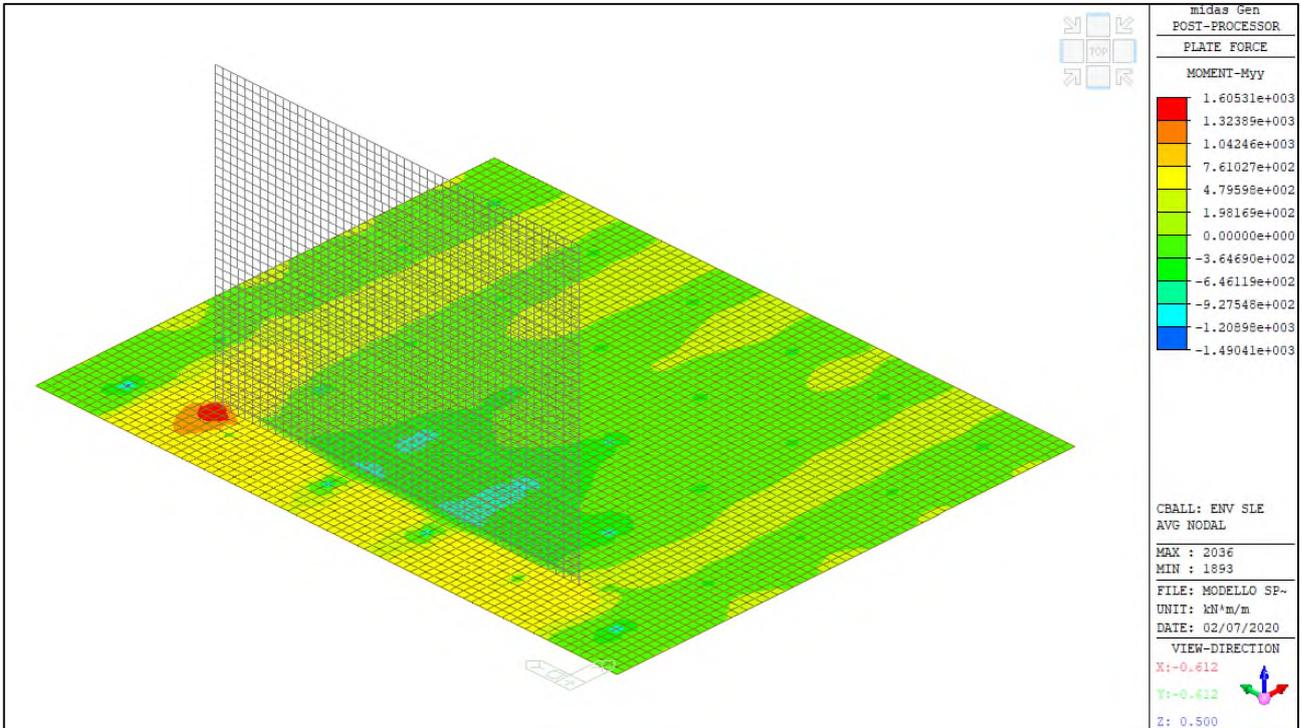
ENV-SLE RARA– Mxx (kNm/m) – Platea



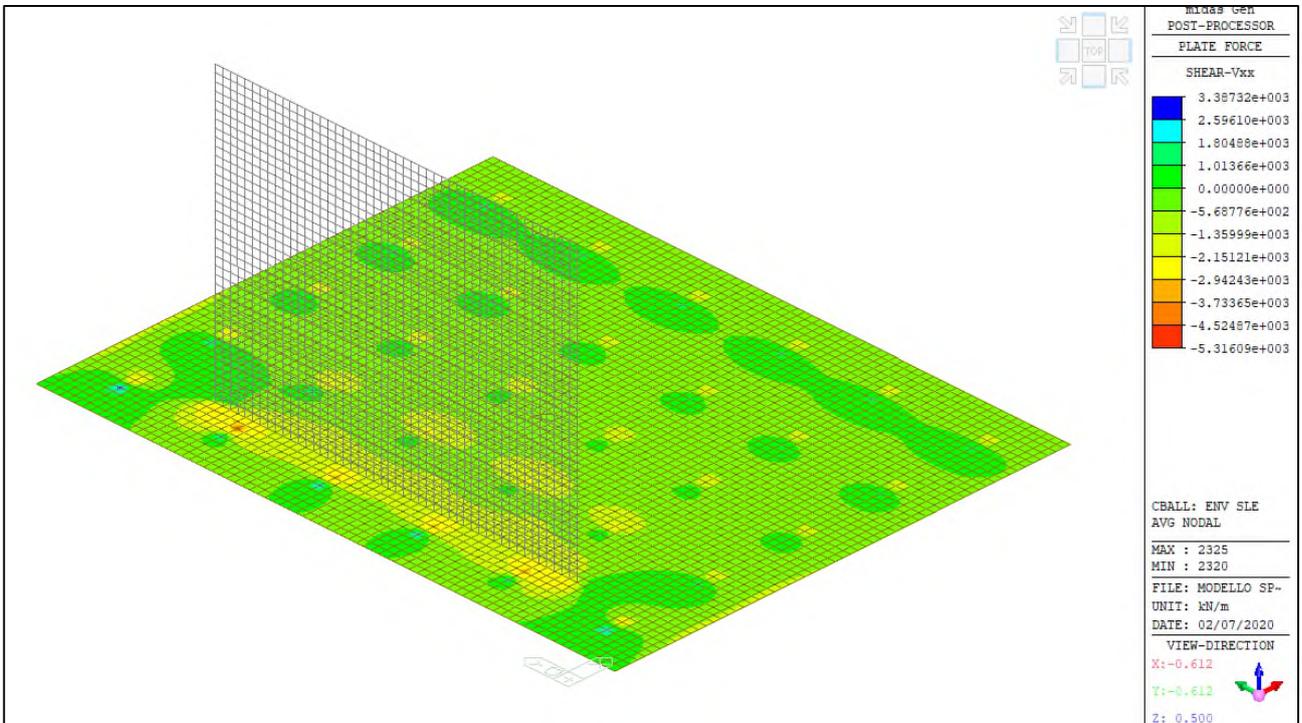
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Platea



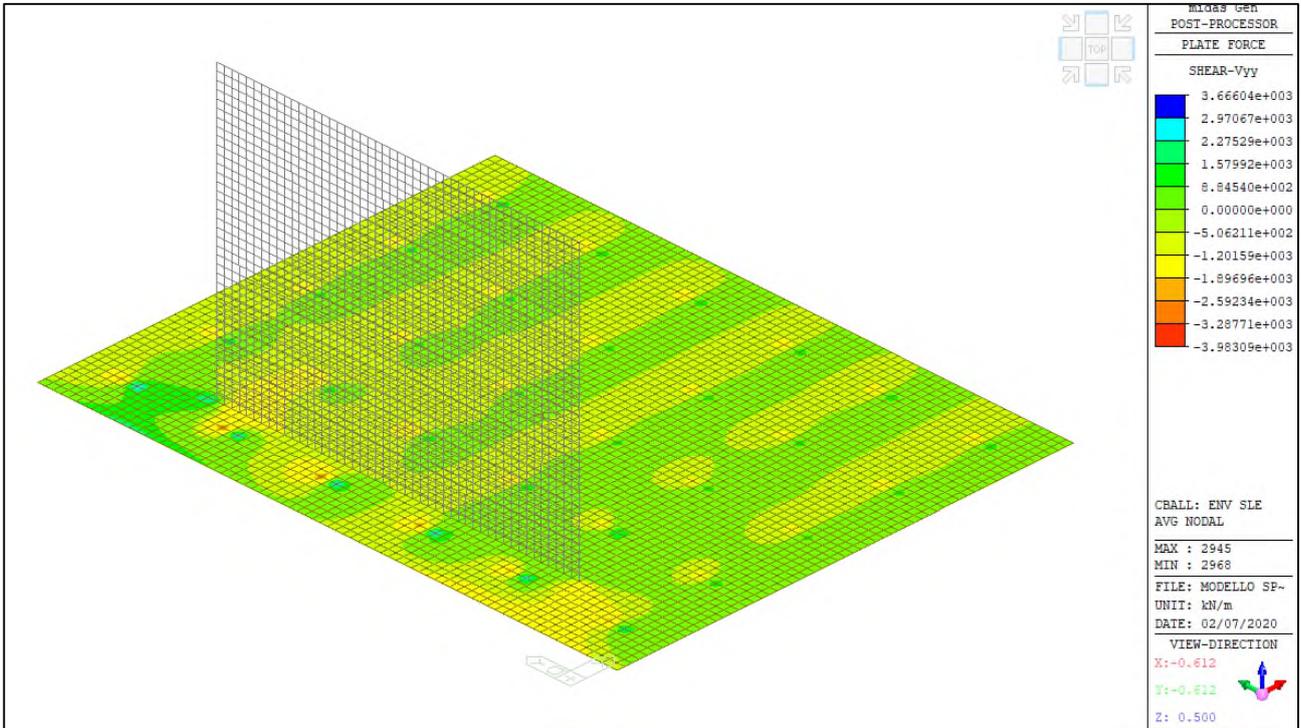
ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Platea



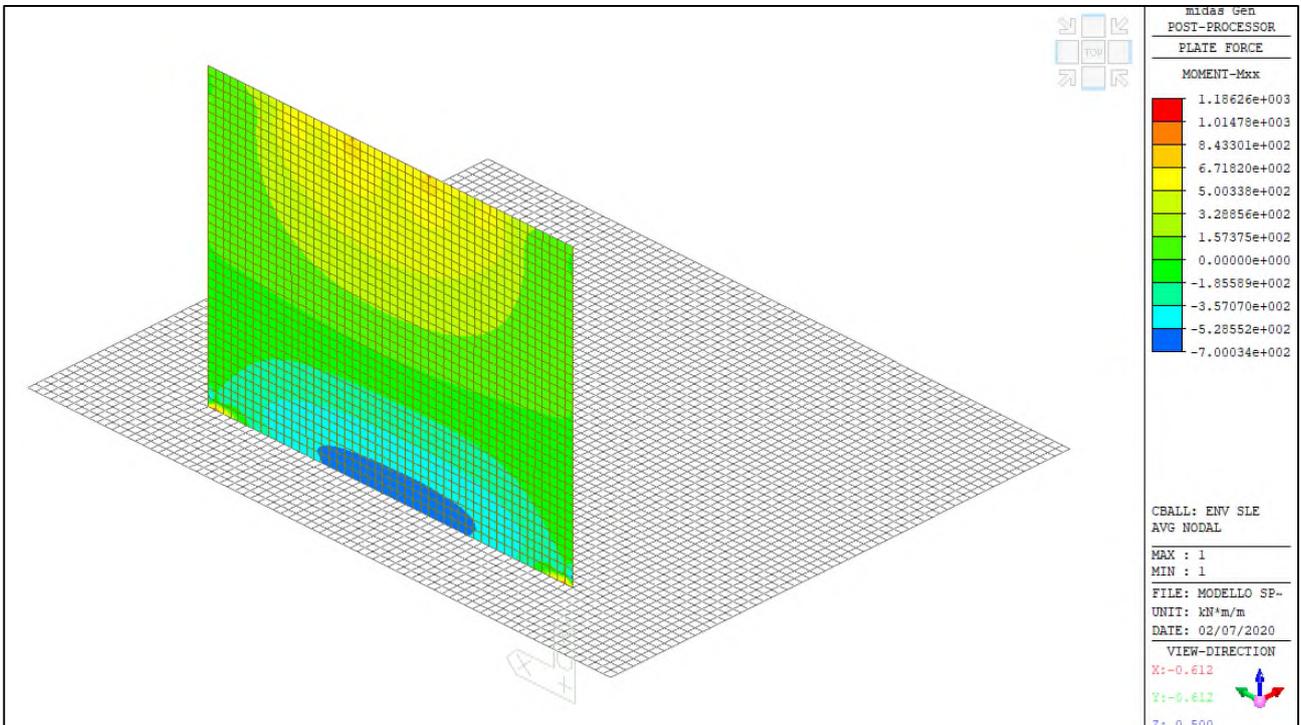
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



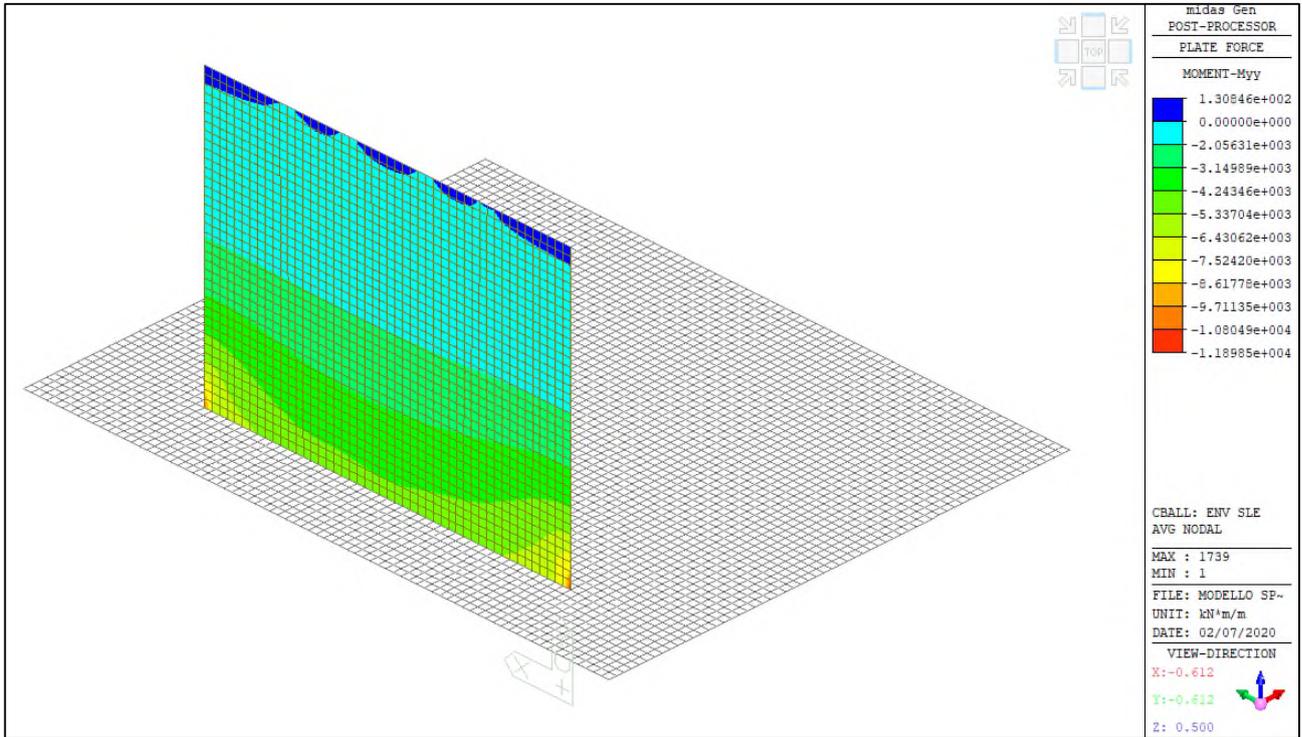
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



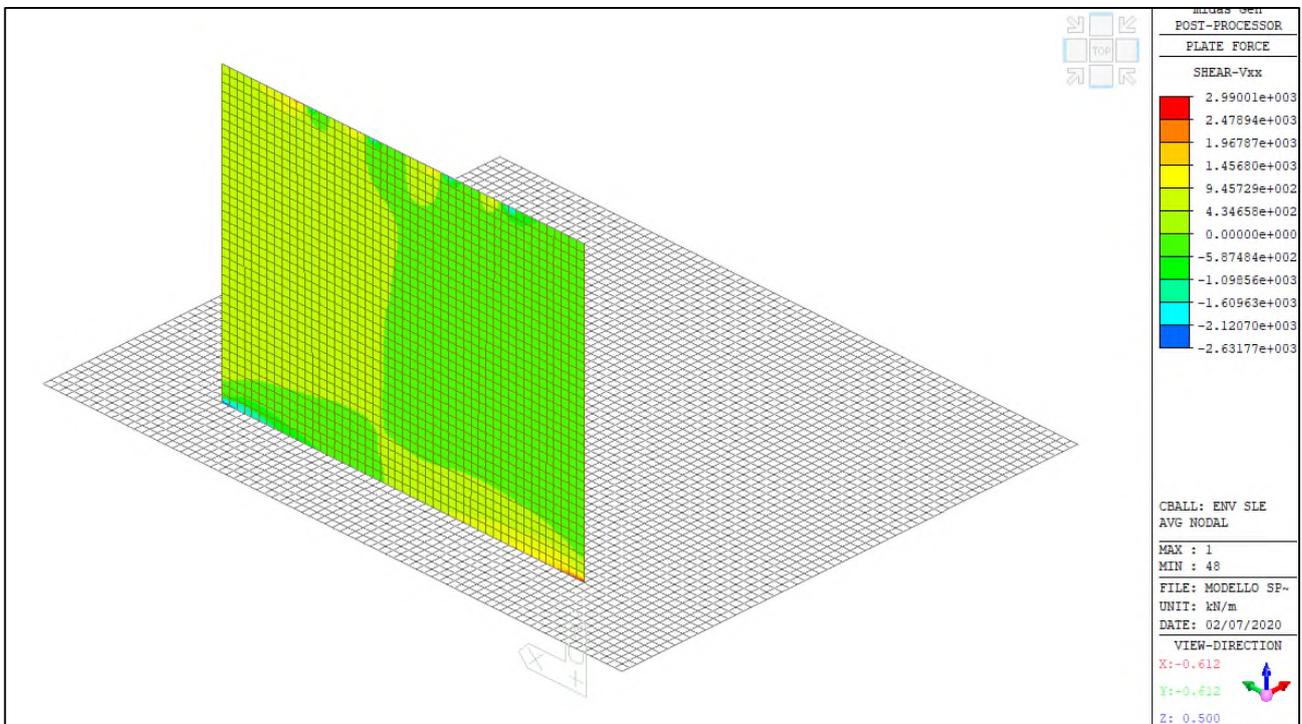
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Spalla



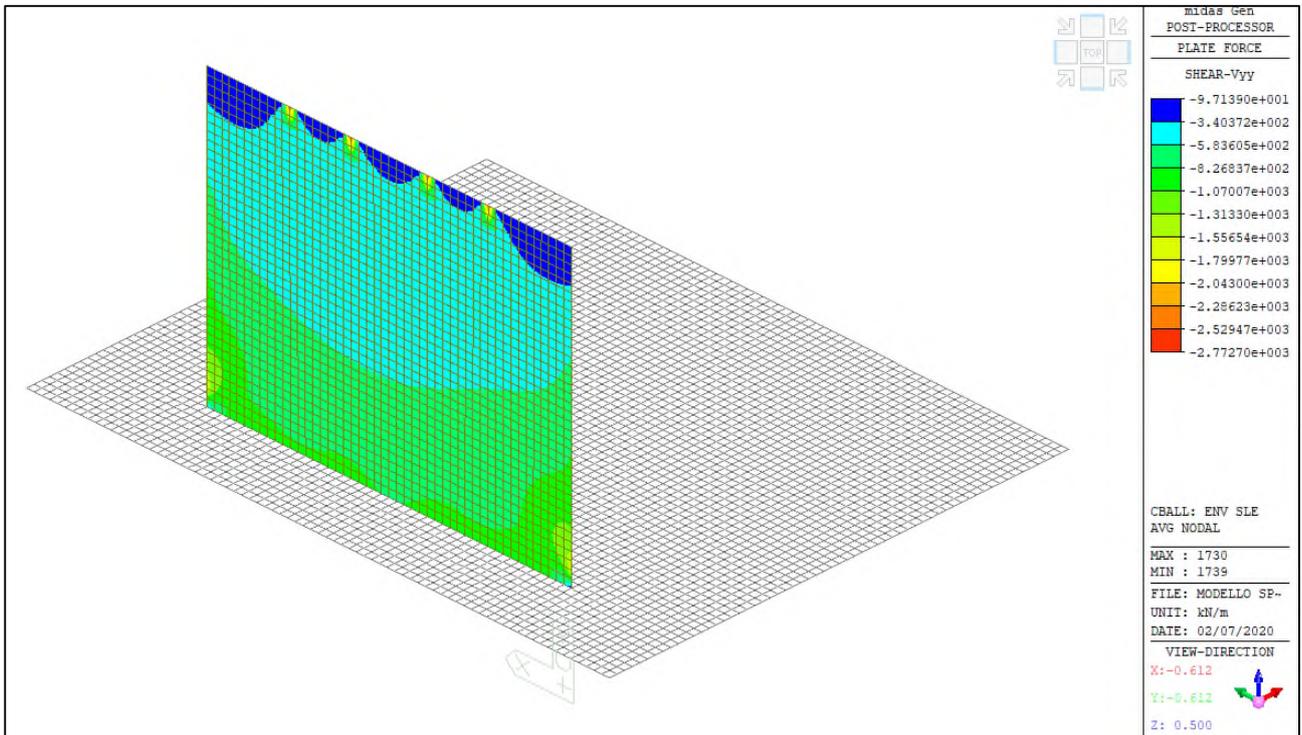
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Spalla



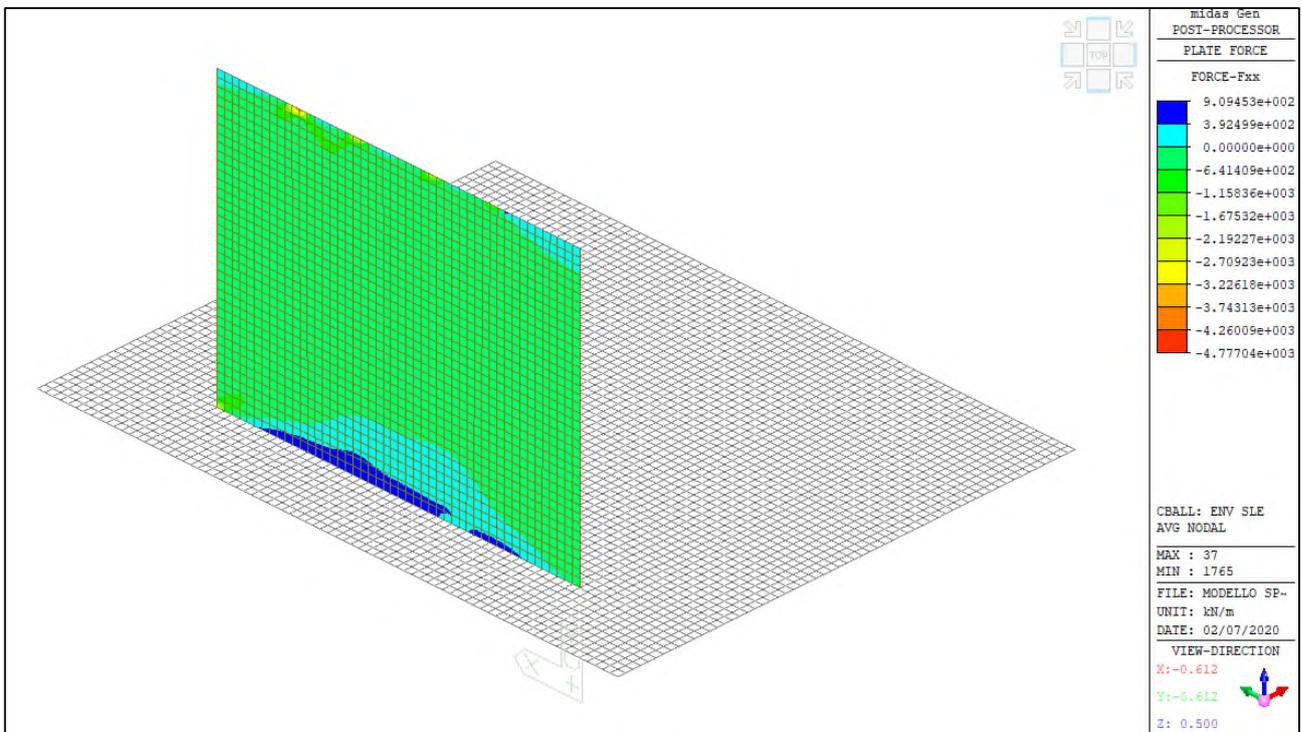
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Vyy (kN/m) – Spalla



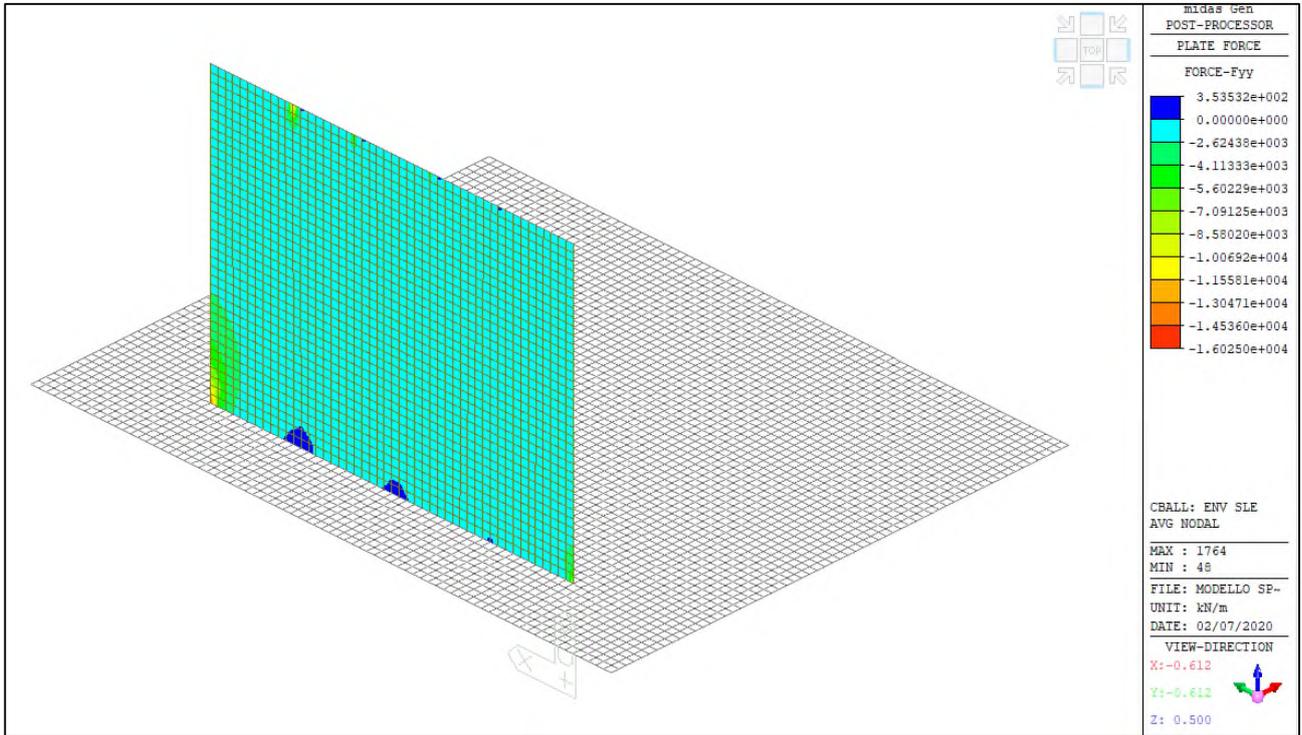
ENV-SLE RARA– Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Fyy (kN/m) – Spalla

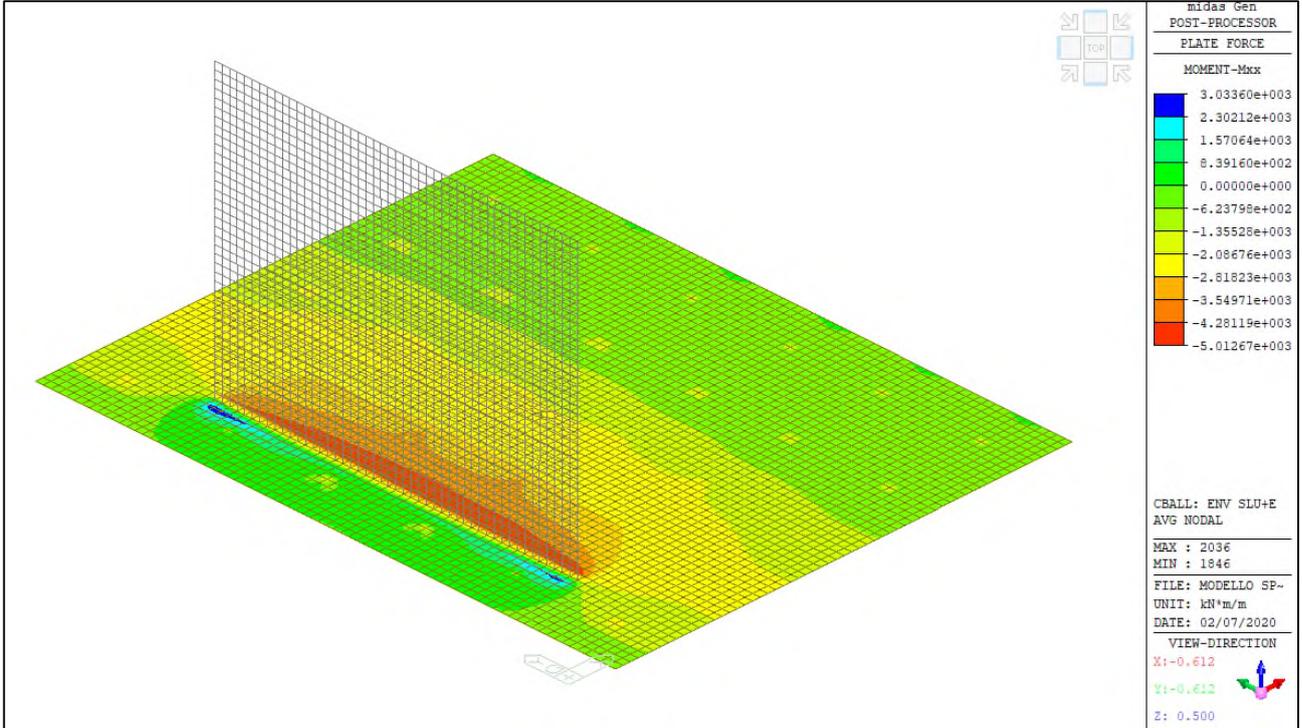


Comune di Vado Ligure

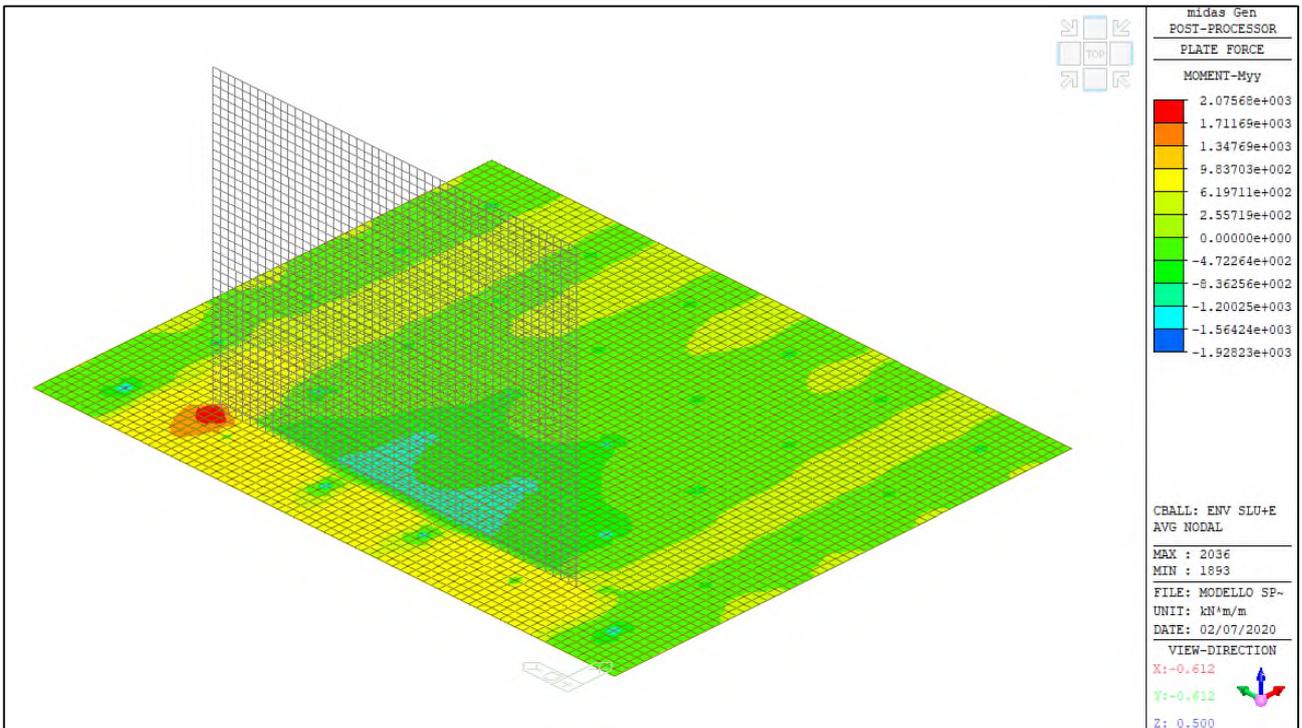
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione 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



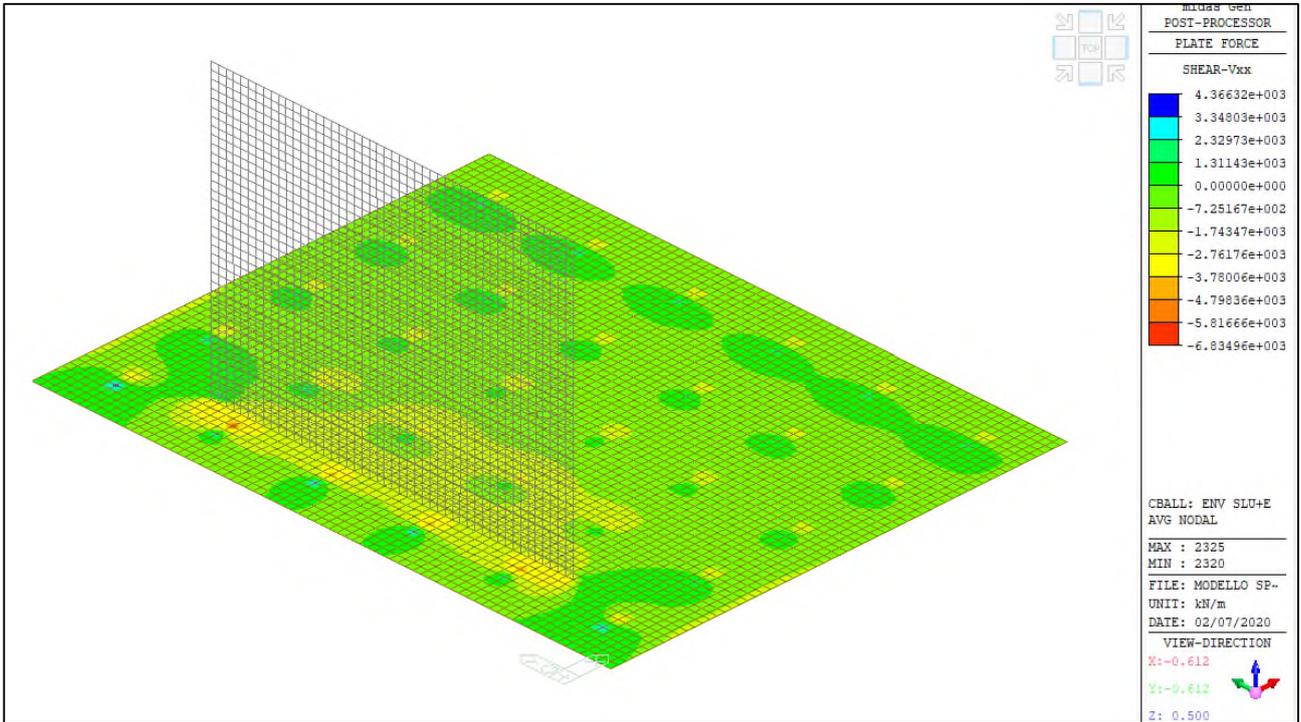
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



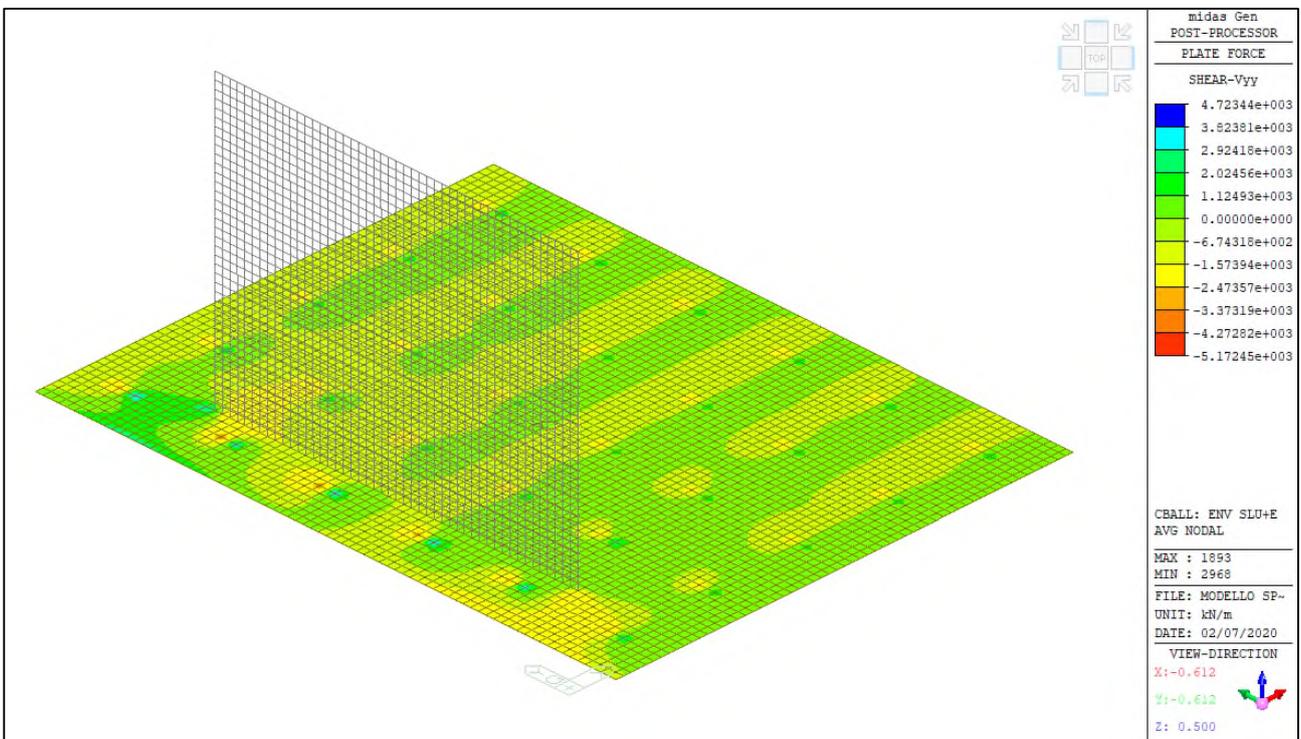
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



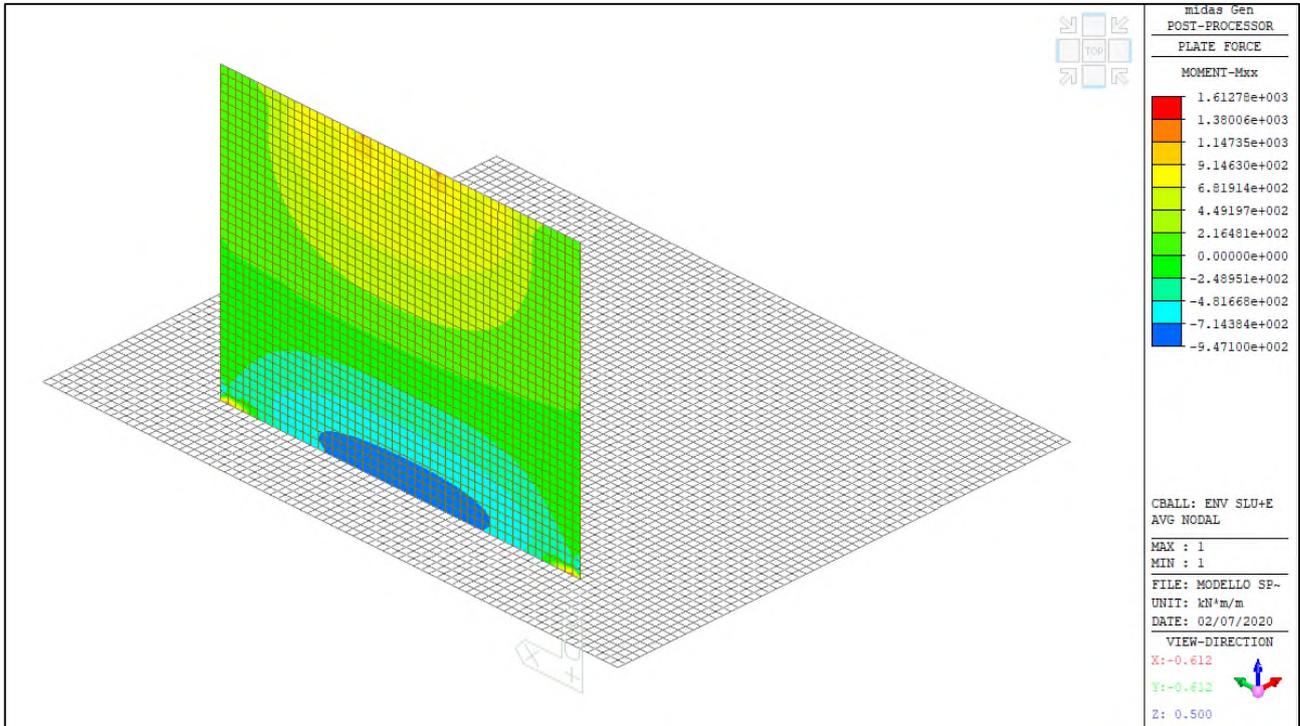
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



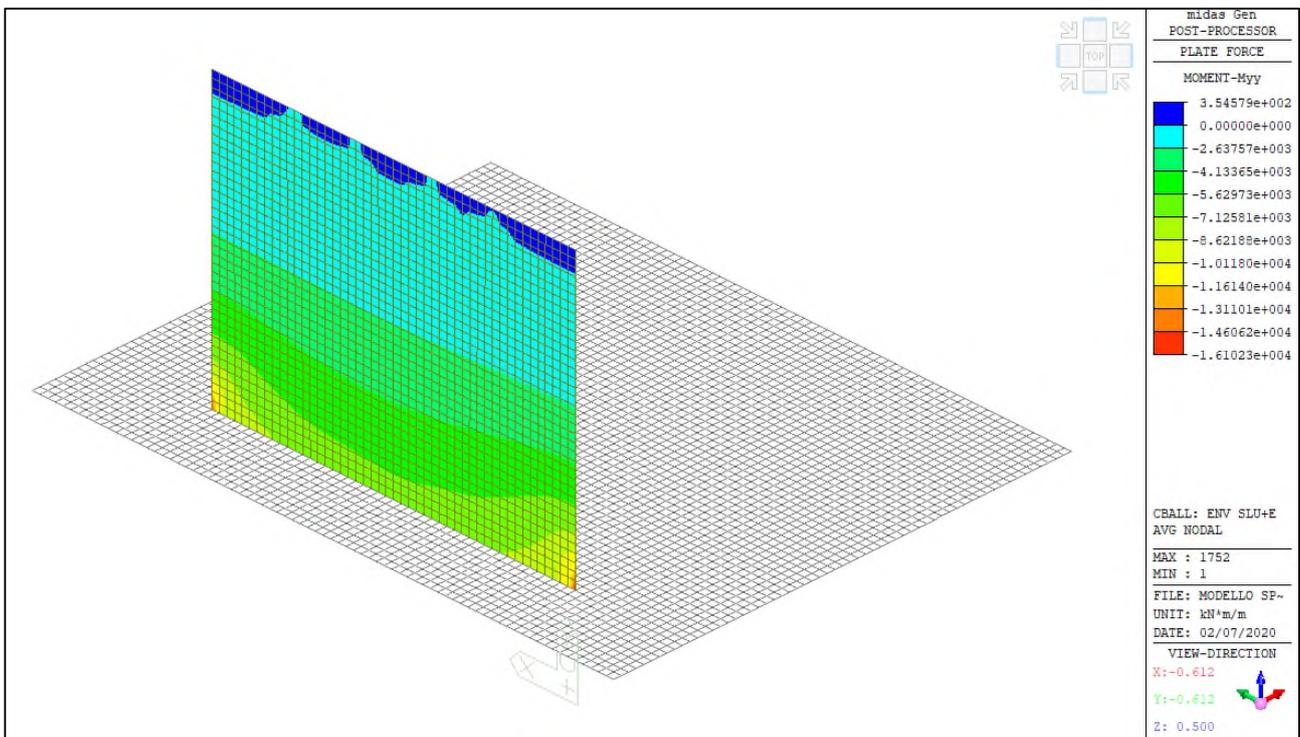
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



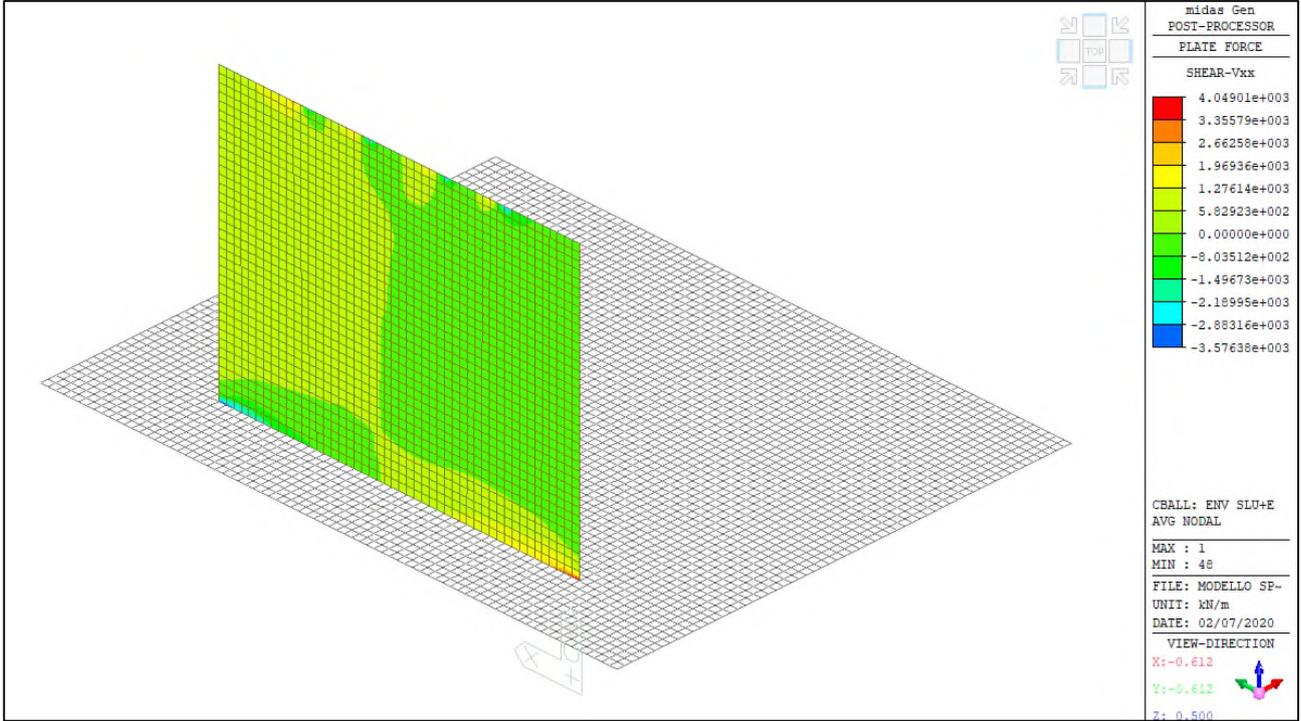
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



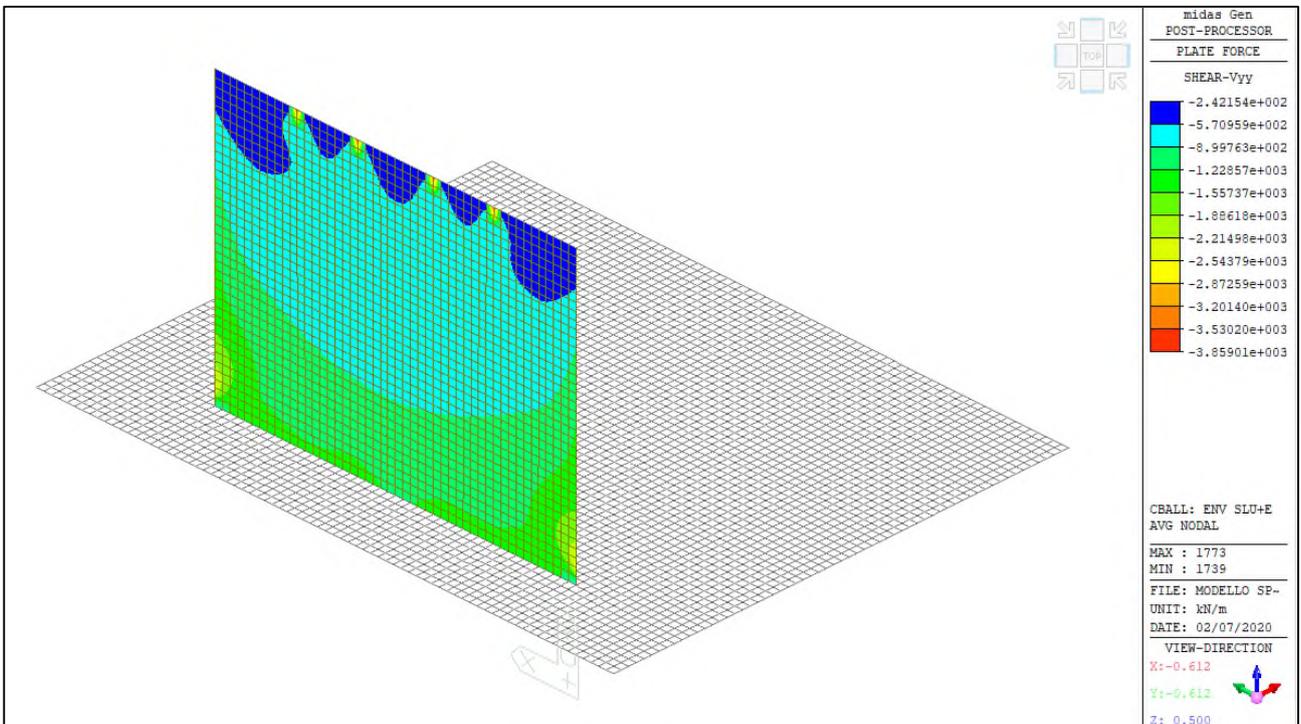
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



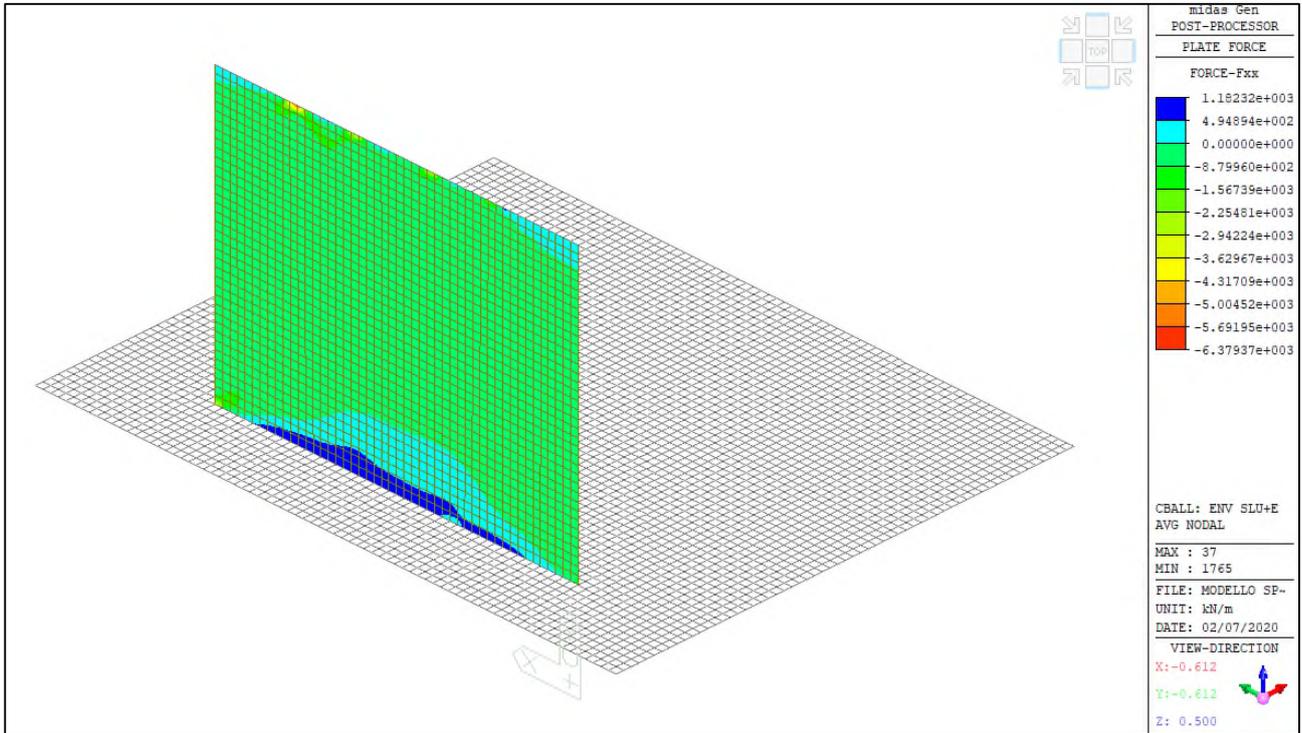
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



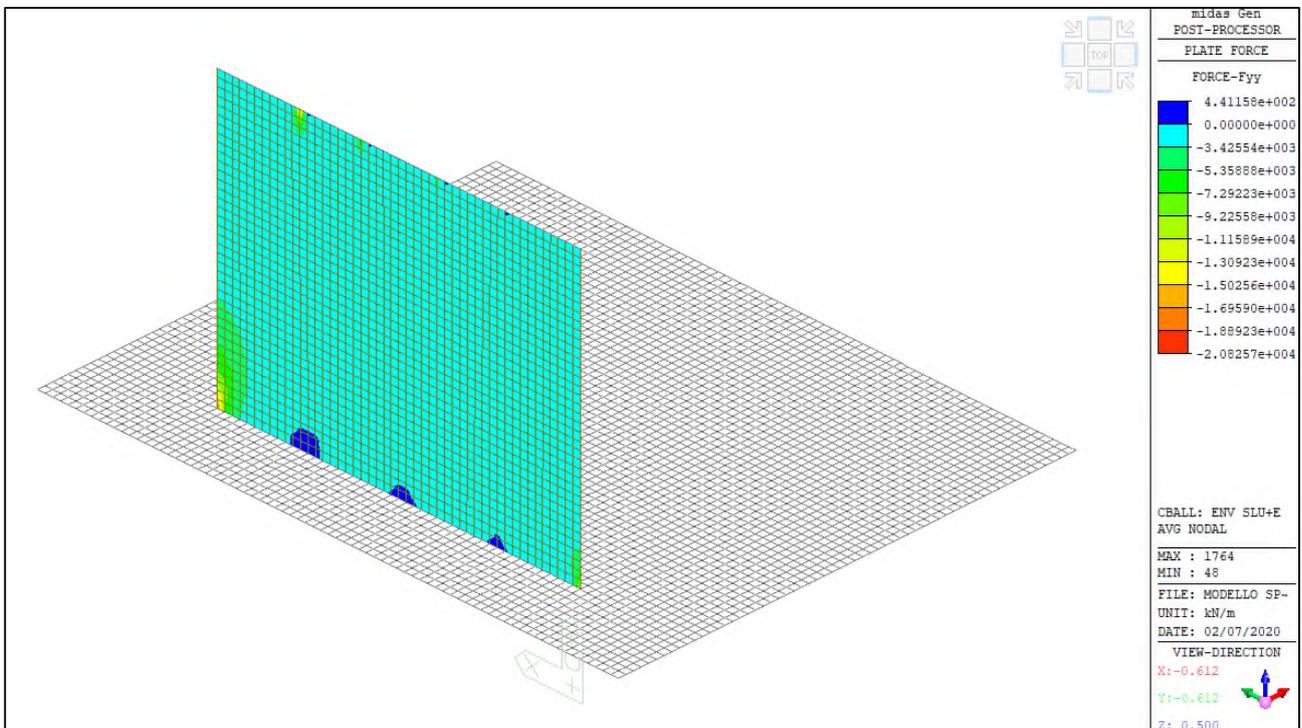
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



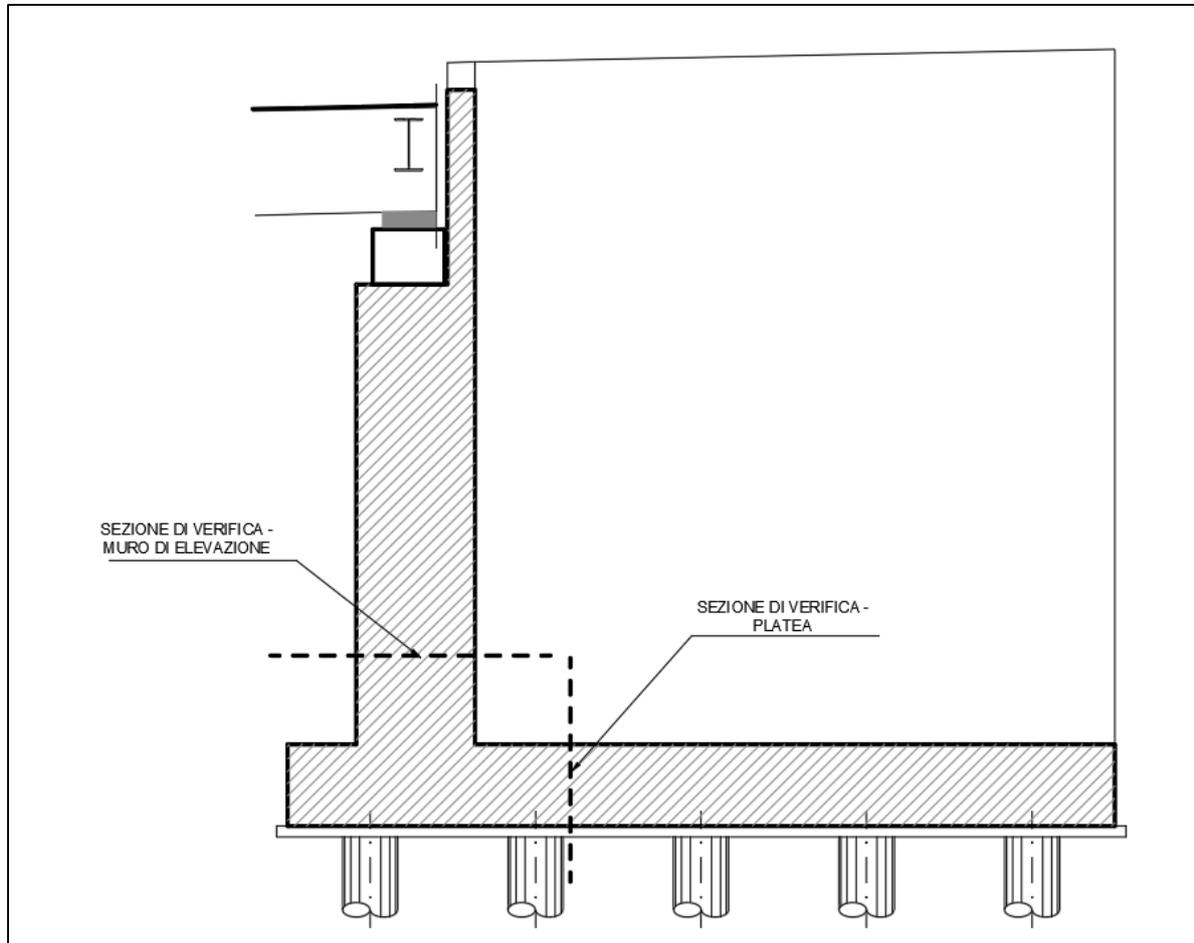
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



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	2704.3	935.4	3445.2	1176.3	3542.6	1605.3	5012.7	1920.4
ELEVAZIONE	952.4	3689.1	1160	5000.1	1182.3	6925.4	1612.8	7260



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ inferiori in direzione x
- $\Phi 40/10$ superiori in direzione x
- $\Phi 30/20$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Armatura platea direzione x

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

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.0	140.0	126.0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	9.5	35.34	
10	40	140.0	125.66	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 5012.70 [kNm]	M _{Ek} 3542.6 [kNm]	M _{Ek} 3445.2 [kNm]	M _{Ek} 2704.3 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 3000.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 6289.5 [kNm]	M _{cr} 1131.6 [kNm]	M _{cr} 1131.6 [kNm]	M _{cr} 1131.6 [kNm]
FS 1.25	y _n -21.94 [cm]	y _n -21.94 [cm]	y _n -21.94 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -9.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -9.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -7.1 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -114.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -111.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -87.3 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 228.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 222.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 174.3 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.93 [‰]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.69 [‰]
		S _{r,max} 40.7 [cm]	S _{r,max} 40.7 [cm]
		W _k 0.379 [mm]	W _k 0.282 [mm]



Armatura platea direzione y

Armatura esterna: copriferro 5.0+1.5= 6.5 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	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU		SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLU		SLE		SLE		SLE	
MEd	1920.40 [kNm]	MEk	1605.3 [kNm]	MEk	1176.3 [kNm]	MEk	935.4 [kNm]
NEd	0.00 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]
VEd	2305.80 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		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	1.07						
		yn	-44.34 [cm]	yn	-44.34 [cm]	yn	-44.34 [cm]
		σ _{c,min}	-6.1 [MPa]	σ _{c,min}	-4.5 [MPa]	σ _{c,min}	-3.6 [MPa]
		σ _{s,min}	-72.5 [MPa]	σ _{s,min}	-53.2 [MPa]	σ _{s,min}	-42.3 [MPa]
		σ _{s,max}	338.8 [MPa]	σ _{s,max}	248.2 [MPa]	σ _{s,max}	197.4 [MPa]
				k ₂	0.5	k ₂	0.5
				ε _{sm} -ε _{cm}	0.93 [‰]	ε _{sm} -ε _{cm}	0.68 [‰]
				S _{r,max}	40.4 [cm]	S _{r,max}	40.4 [cm]
				W _k	0.376 [mm]	W _k	0.273 [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 =	10	cm
altezza utile	d =	140	cm
braccio coppia interna	z =	126.0	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	5	
diametro	ϕ =	16	mm
passo	s =	40	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	10.05	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	40	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	125.7	cm ²

materiali

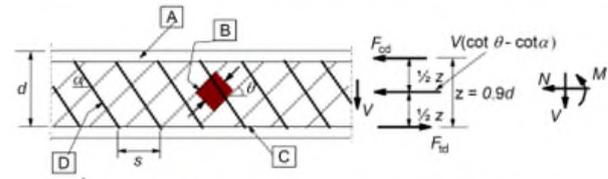
calcestruzzo

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	v =	0.540	
tensione di calcolo bielle	$v f_{cd}$ =	7.6	MPa

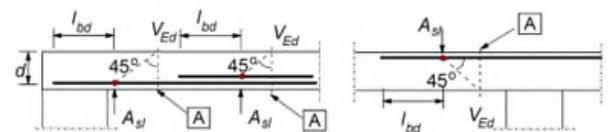
acciaio

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} =	3000	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	652.1	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	3097.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	3312.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione		duttile	
traslazione armatura long.	al =	157.5	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 32/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 40/10$ lato terra in direzione y
- $\Phi 32/20$ lato controterra in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Armatura muro di elevazione direzione x

Armatura esterna: copriferro $5.5+1.6 = 7.1$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	215	5.5	207.9	187.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	7.1	40.21	
5	32	207.9	40.21	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 1612.80 [kNm]	MEk 1186.3 [kNm]	MEk 1160 [kNm]	MEk 952.4 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 3500.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 3203.9 [kNm]	Mcr 2262.2 [kNm]	Mcr 2262.2 [kNm]	Mcr 2262.2 [kNm]
FS 1.99	yn -67.23 [cm]	yn -67.23 [cm]	yn -67.23 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -2.4 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.4 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.9 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -29.8 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -29.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -23.9 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 150.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 147.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 121.0 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]
		Sr,max - [cm]	Sr,max - [cm]
		Wk - [mm]	Wk - [mm]

Armatura muro di elevazione direzione y



Armatura esterna: copriferro 5.5+3.2+1.6 = 10.3 cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	215	8.7	204.3	183.9
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	40	204.3	125.66	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 7260.00 [kNm]	MEk 6925.4 [kNm]	MEk 5000.1 [kNm]	MEk 3698.1 [kNm]
NEd -1200.00 [kN]	NEk -1110 [kN]	NEk -1100 [kN]	NEk -980 [kN]
VEd 3500.00 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 10597.8 [kNm]	Mdec 418.5 [kNm]	Mdec 414.7 [kNm]	Mdec 369.5 [kNm]
FS 1.46	Mcr 3036.6 [kNm]	Mcr 3032.8 [kNm]	Mcr 2987.5 [kNm]
	yn -32.02 [cm]	yn -28.76 [cm]	yn -26.26 [cm]
	σ _{c,min} -10.3 [MPa]	σ _{c,min} -7.6 [MPa]	σ _{c,min} -5.7 [MPa]
	σ _{s,min} -133.3 [MPa]	σ _{s,min} -98.5 [MPa]	σ _{s,min} -74.0 [MPa]
	σ _{s,max} 263.5 [MPa]	σ _{s,max} 180.7 [MPa]	σ _{s,max} 128.4 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} 0.68 [‰]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.42 [‰]
		Sr,max 44.1 [cm]	Sr,max 44.1 [cm]
		wk 0.299 [mm]	wk 0.184 [mm]

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

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	215	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	10.7	cm
altezza utile	d	=	204	cm
braccio coppia interna	z	=	183.9	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	40	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	10.05	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	10	
diametro	ϕ_1	=	40	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	125.7	cm ²

materiali

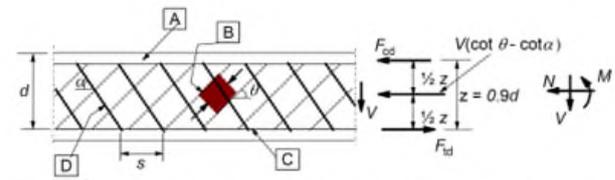
calcestruzzo

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

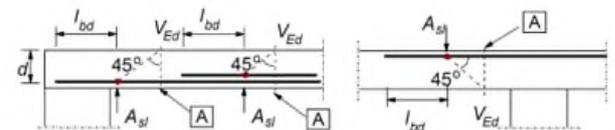
acciaio

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}	=	3500	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	-1200	kN

resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	1050.8	kN
--------------------------------	-----------	---	--------	----

resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3548.9	kN
------------------------------	-----------	---	--------	----

resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	7280.7	kN
--------------------------------	-------------	---	--------	----

inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
----------------------------------	----------	---	------	---

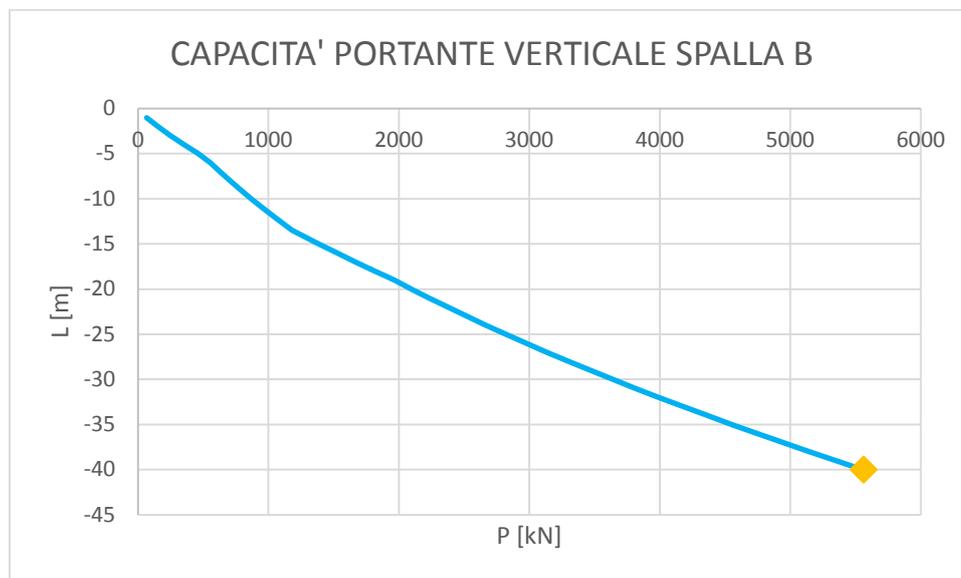
sezione	ductile		
---------	---------	--	--

traslazione armatura long.	a_l	=	180.4	cm
----------------------------	-------	---	-------	----

9.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 1000mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 5517.4 kN. Pertanto, si utilizzano pali di lunghezza pari a 40.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 5559.23 kN.



Capacità portante verticale pali

**AURELIA BIS****PALI DI FONDAZIONE SPALLA B**

Calcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	40	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	1000	[mm]

Momento di plasticizzazione	M _y	3200.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	9	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.37	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	23	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.29	[-]

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}	51192.0	[kN]
H _{1,minimo}	49464.0	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	17144.0	[kN]
H _{2,minimo}	16568.0	[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}	1434.4	[kN]
H _{3,minimo}	1418.1	[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}	1434.4	[kN]	PALO
H _{minimo}	1418.1	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	869.4	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	668.7	[kN]
H _{agente}	623.88	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

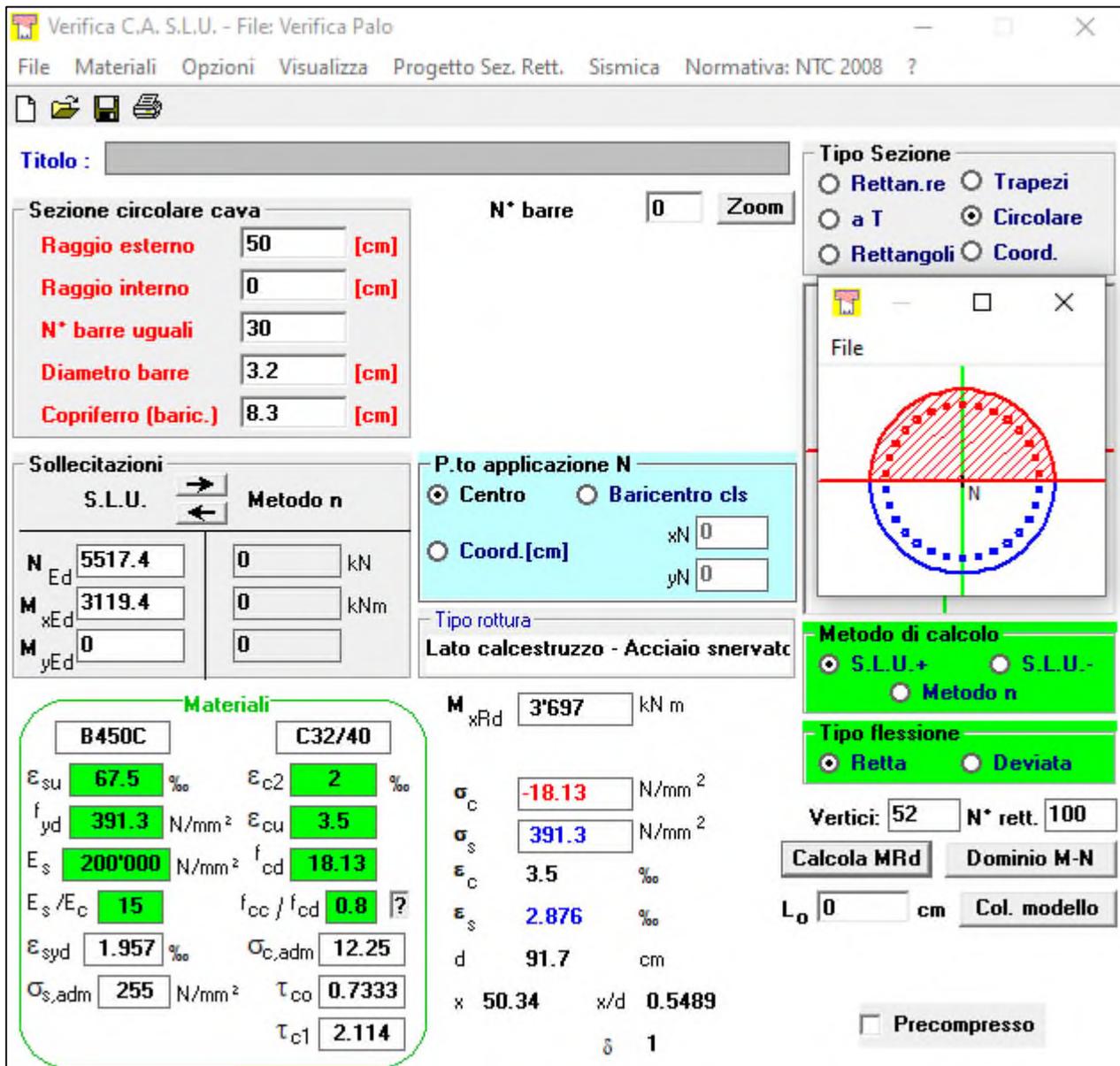
L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 30Φ32 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/15

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
5517.4	623.88	3119.4

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei pali di fondazione.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica Palo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 Diametro barre: 3.2 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 5517.4 kN
 M_{xEd}: 3119.4 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Materiali

B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 18.13
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
 τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 3'697 kN m

σ_c: -18.13 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 2.876 ‰
 d: 91.7 cm
 x: 50.34 x/d: 0.5489
 δ: 1

Precompresso

Verifica strutturale pali di fondazione

Per la verifica a taglio delle Staffe è stata considerata una sezione corrispondente al quadrato inscritto nella circonferenza del palo di fondazione.

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

base	B =	70.7	cm
altezza	H =	70.7	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	8.3	cm
altezza utile	d =	62.4	cm
braccio coppia interna	z =	56.2	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	2	
diametro	ϕ =	12	mm
passo	s =	15	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	2.26	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

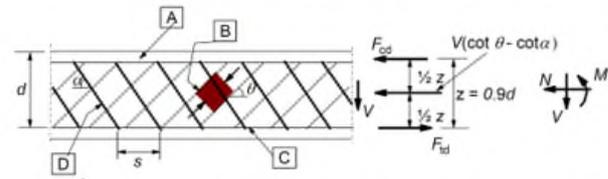
calcestruzzo

resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} =	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

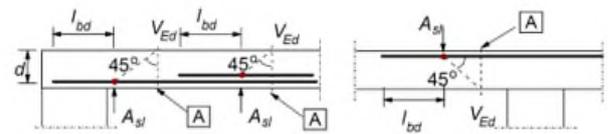
acciaio

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} =	623.88	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	325.5	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	828.5	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	1340.2	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione			duttile
traslazione armatura long.	a_l =	70.2	cm

Verifica a taglio pali di fondazione

10. VERIFICA PILA 2

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 e di tipo *beam*.

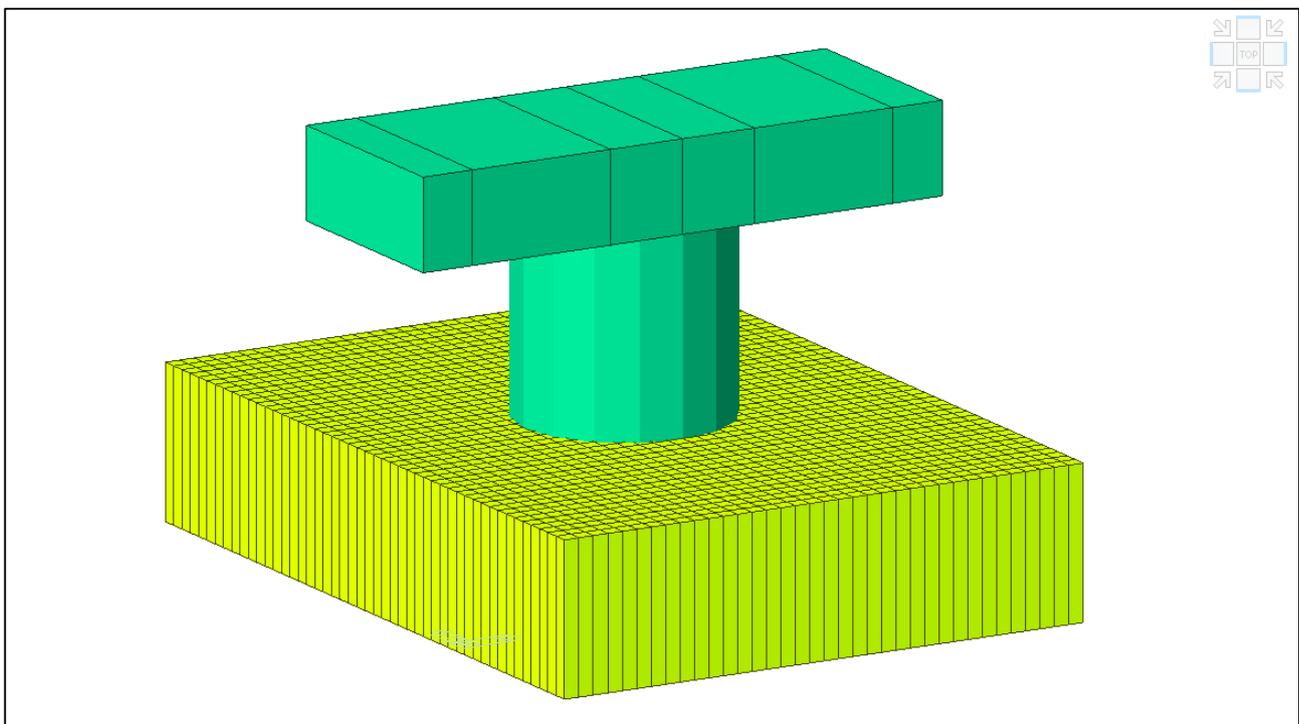
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

10.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La pila presenta una platea di fondazione di dimensione 9m x 12m e spessore 2.5m. Il fusto ha raggio pari a 175 cm mentre i pulvini hanno una base pari a 350cm, la sezione presenta una altezza variabile pari a 200cm in mezzzeria e pari a 50cm agli estremi. Le medesime dimensioni valgono anche per la pila n.3.

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.



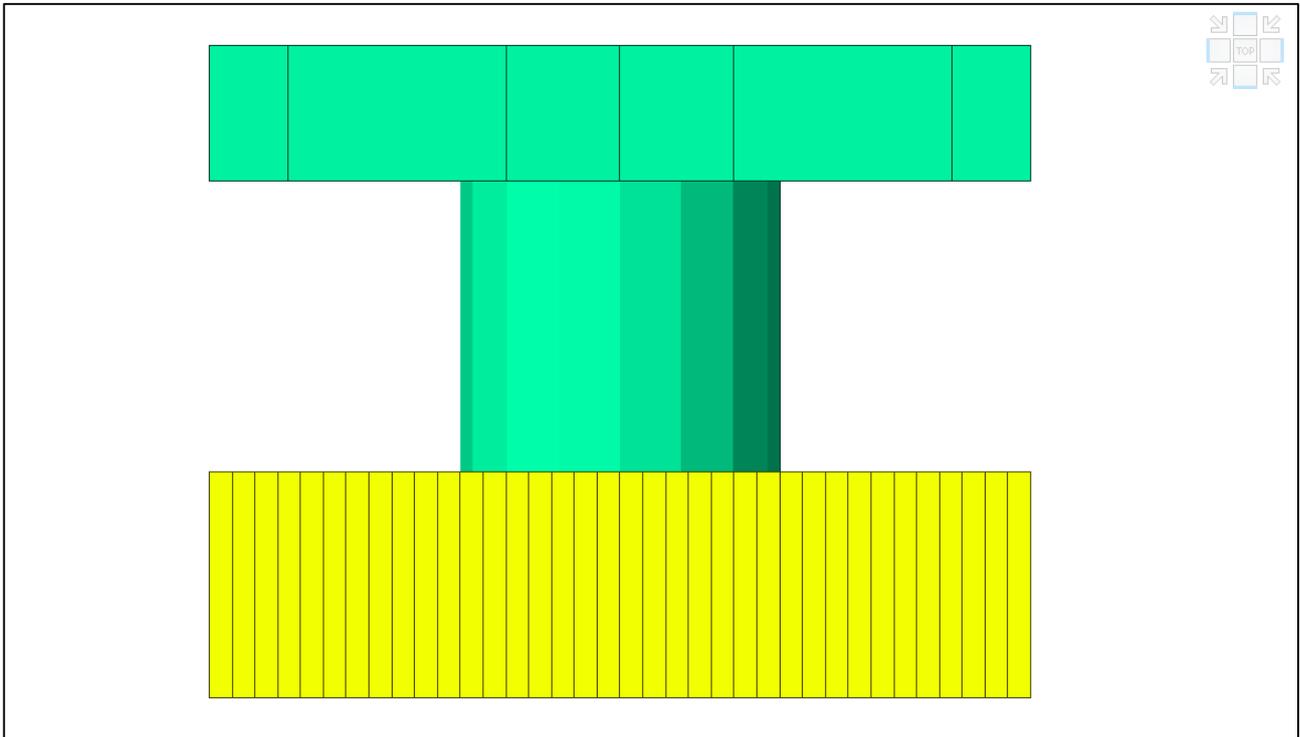
Modello FEM - Vista 1 – Pila 2



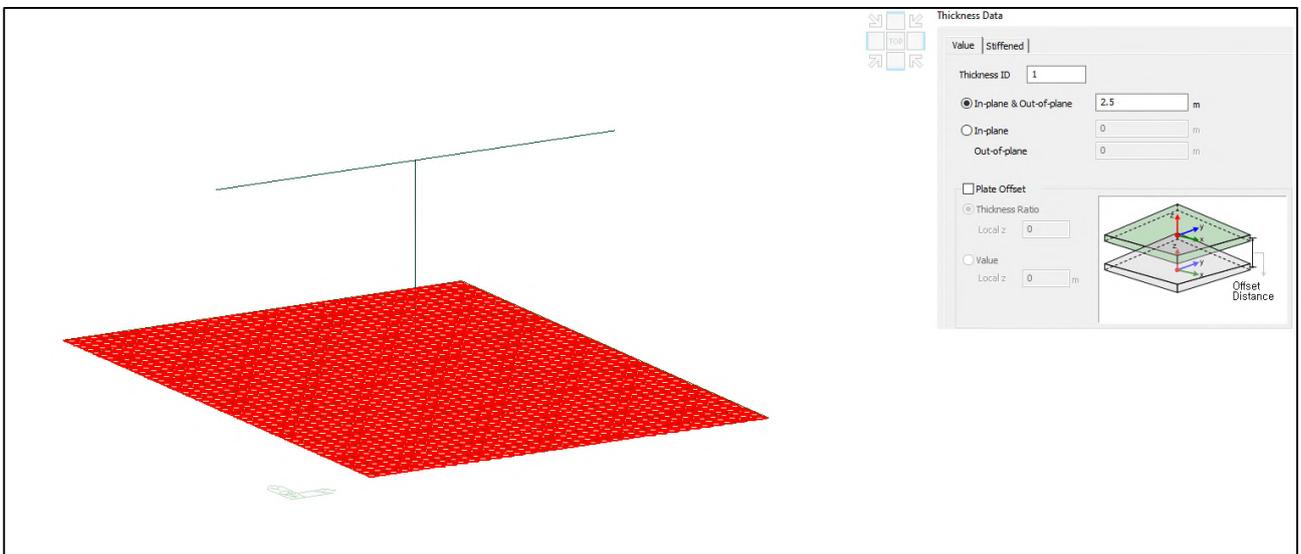
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

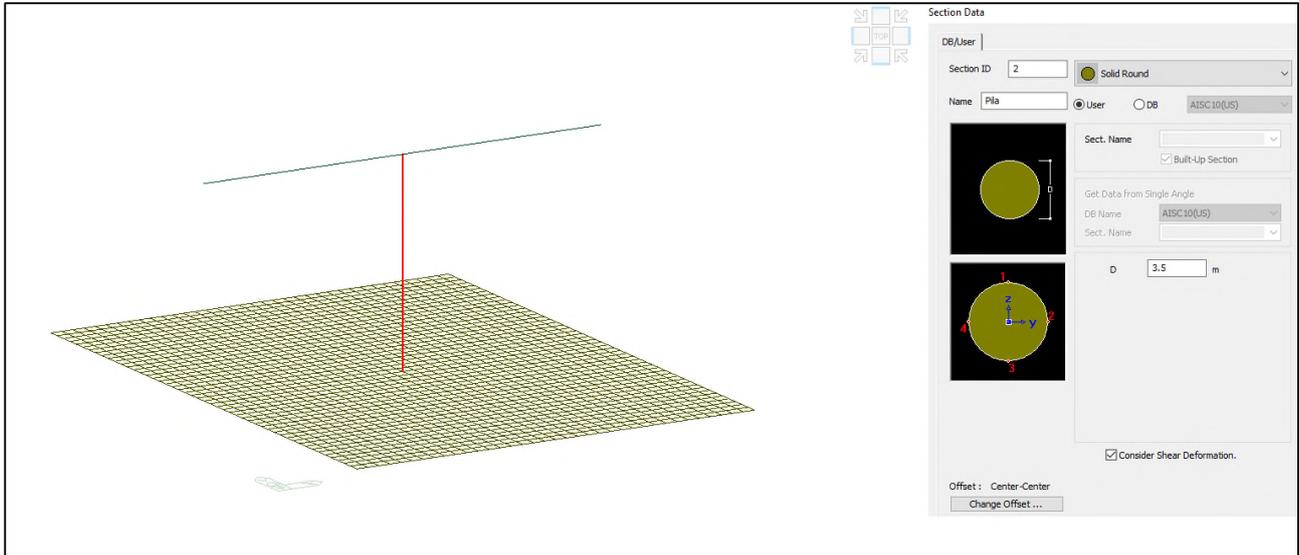


Modello FEM - Vista 2 – Pila 2

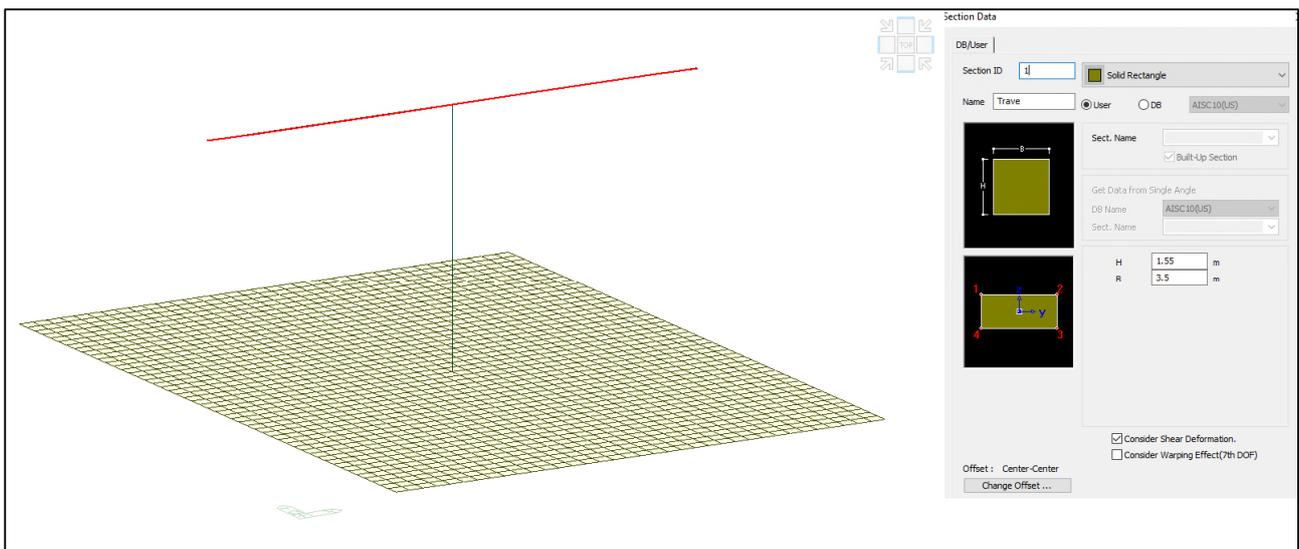


Modello FEM – Identificazione platea spessore 2.50m in calcestruzzo C25/30

Per quanto riguarda il Pulvino, avendo un'altezza variabile da 200 cm a 50 cm, è stata considerata un'altezza equivalente pari a 1.55m che garantisce lo stesso peso proprio.



Modello FEM – Identificazione fusto di diametro 3.50m in calcestruzzo C32/40

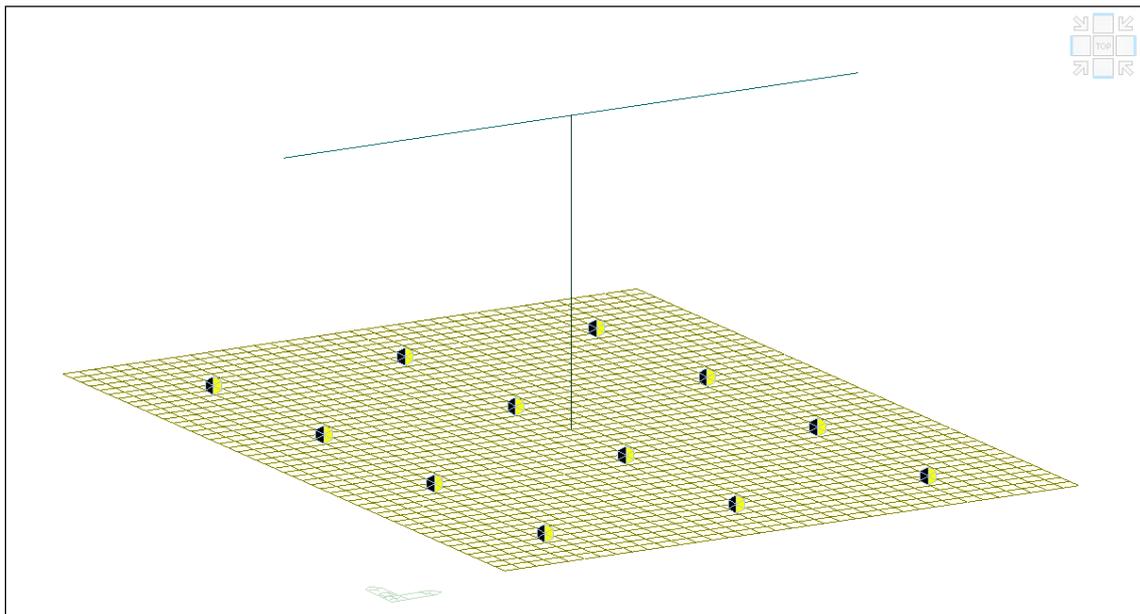


Identificazione pulvino di altezza variabile pari a 200cm in mezzeria e pari a 50cm agli estremi in calcestruzzo C32/40

10.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei pali. I valori delle costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del palo, sono gli stessi di quelli calcolati per la Spalla B.

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

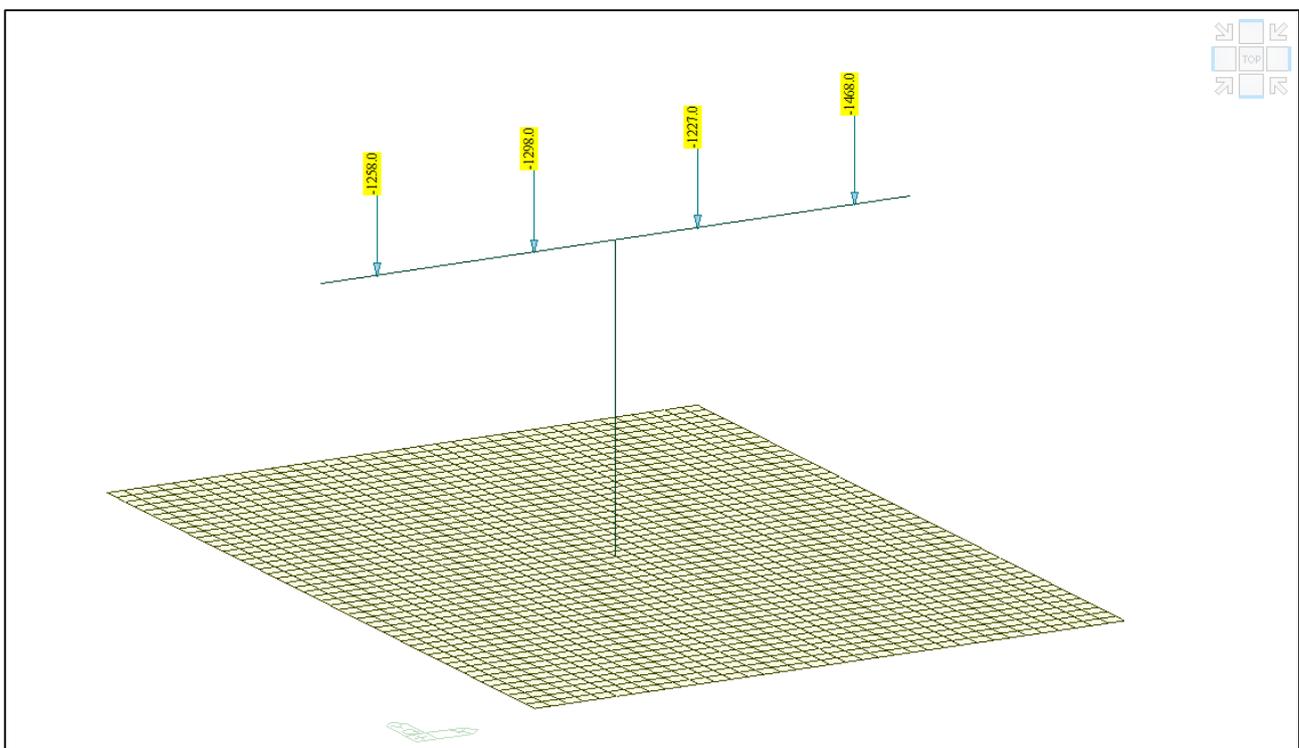


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

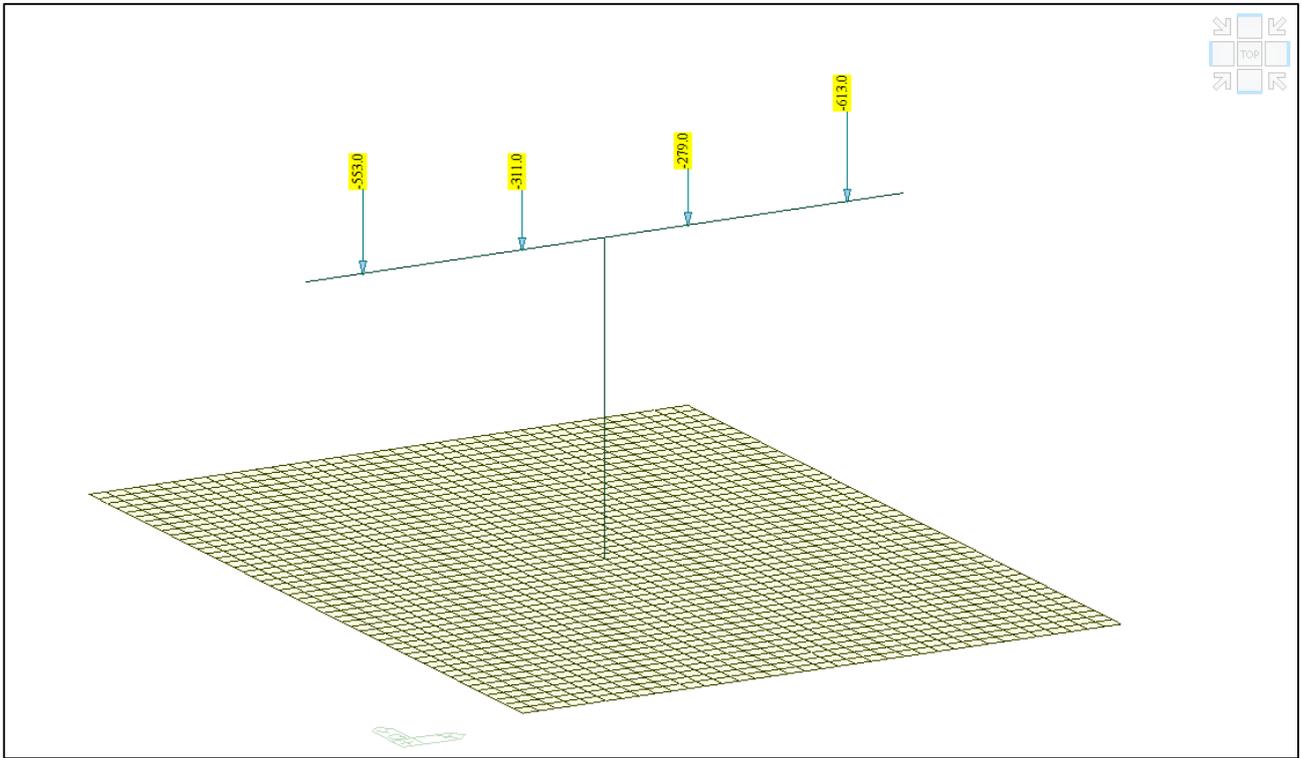
10.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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 pila. I carichi orizzontali derivanti dall’impalcato sono stati applicati in modo da massimizzare l’effetto ribaltante della pila; in questo modo vengono massimizzate le sollecitazioni dei pali.

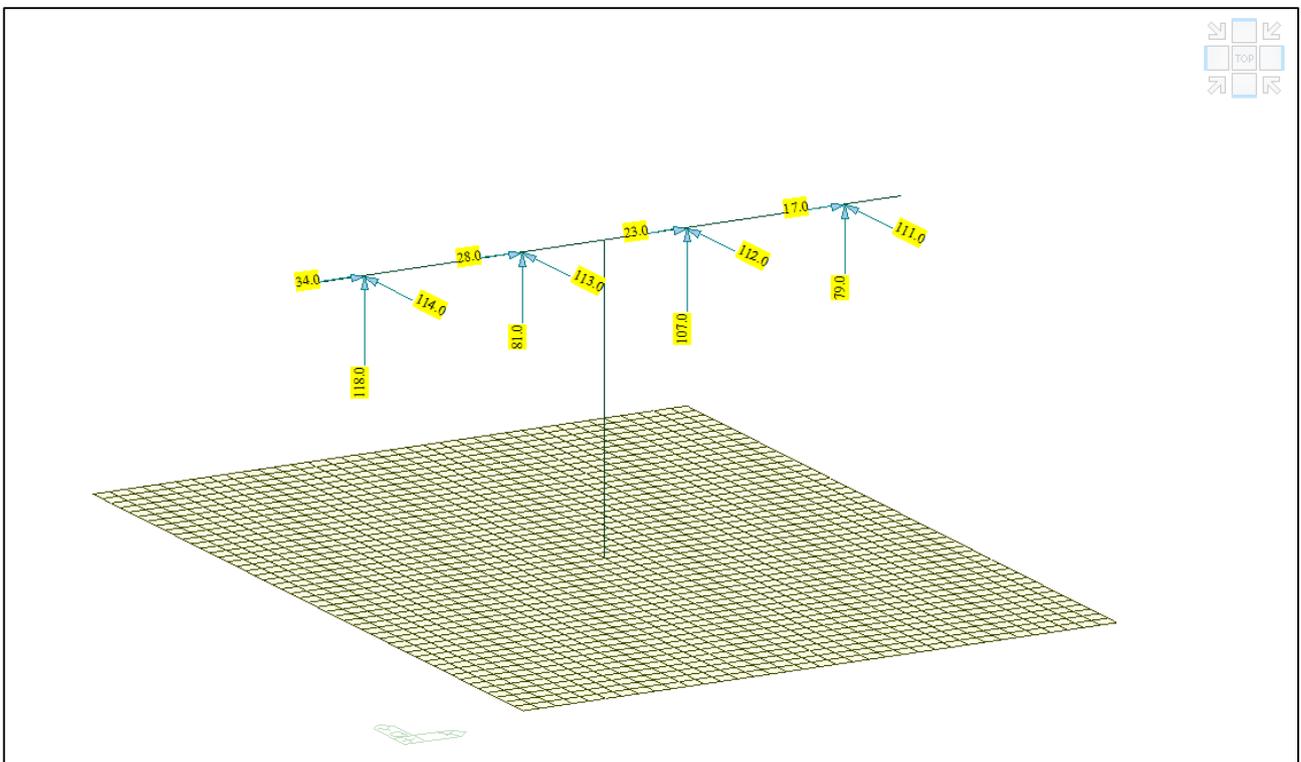
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti.



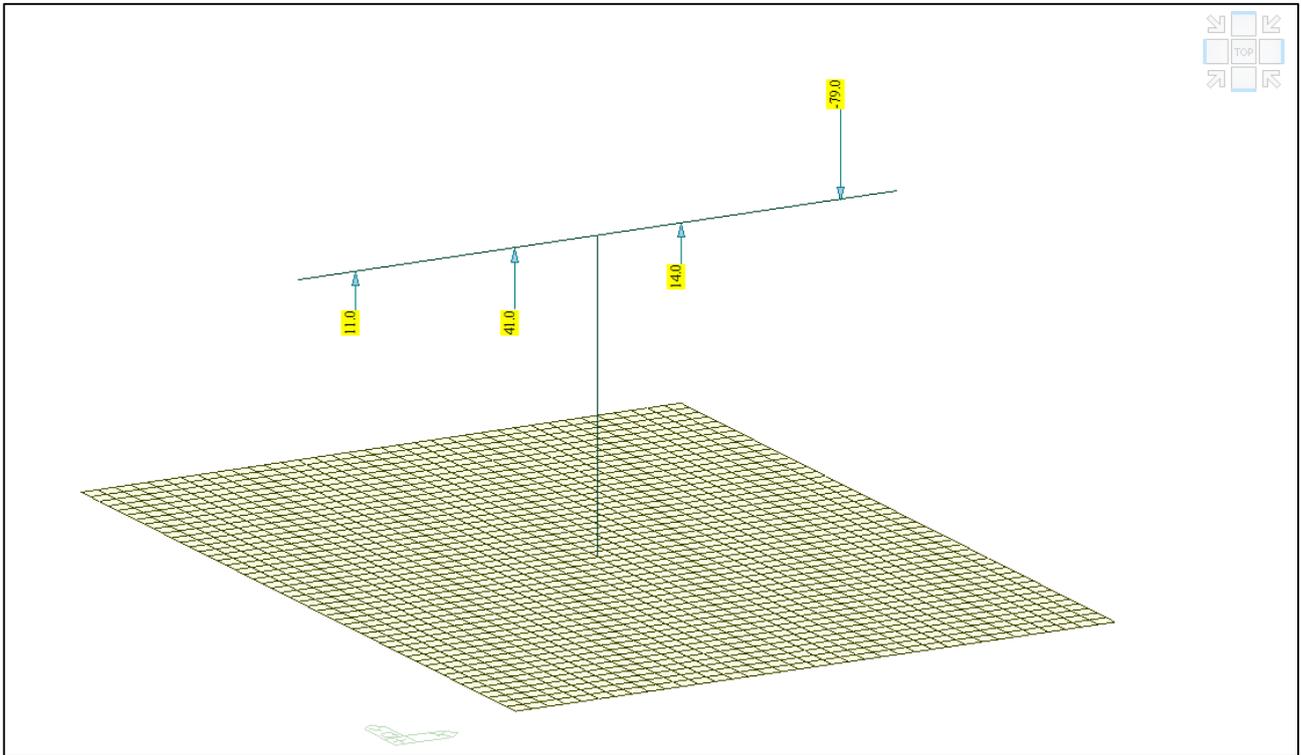
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



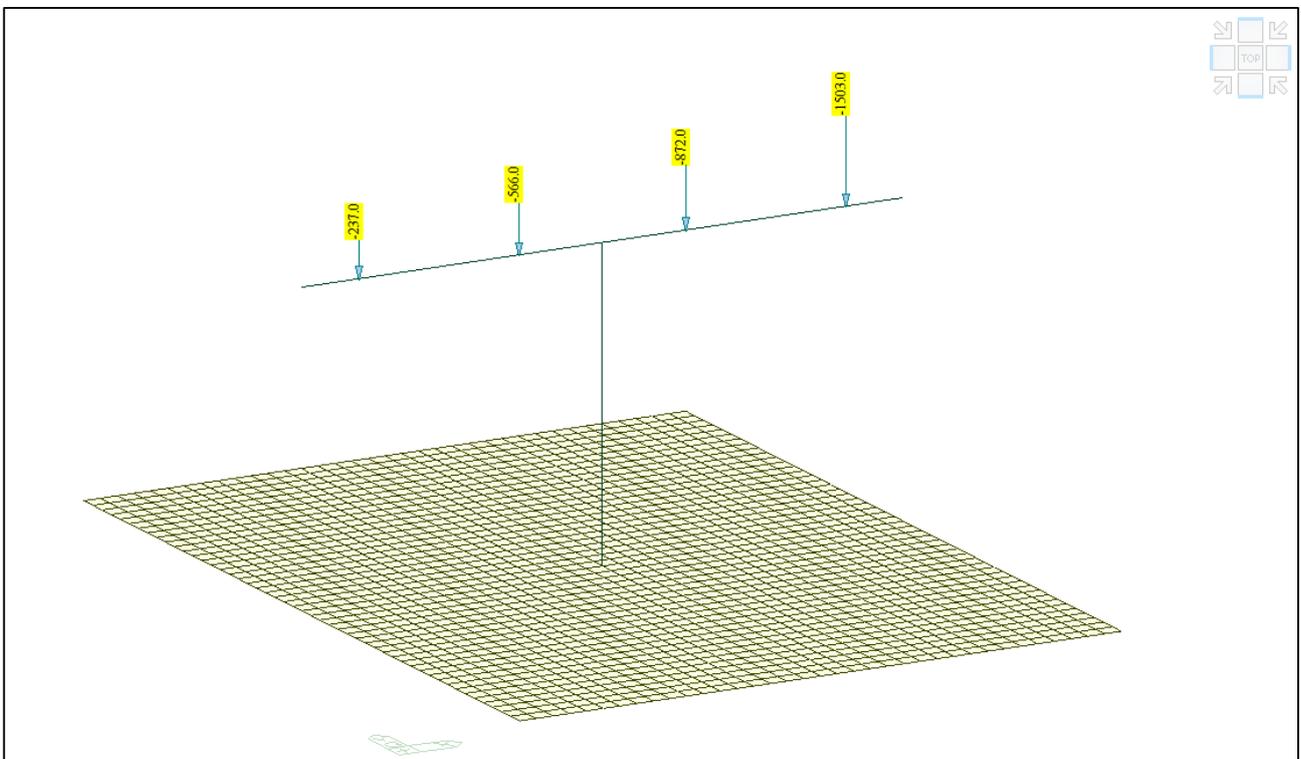
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



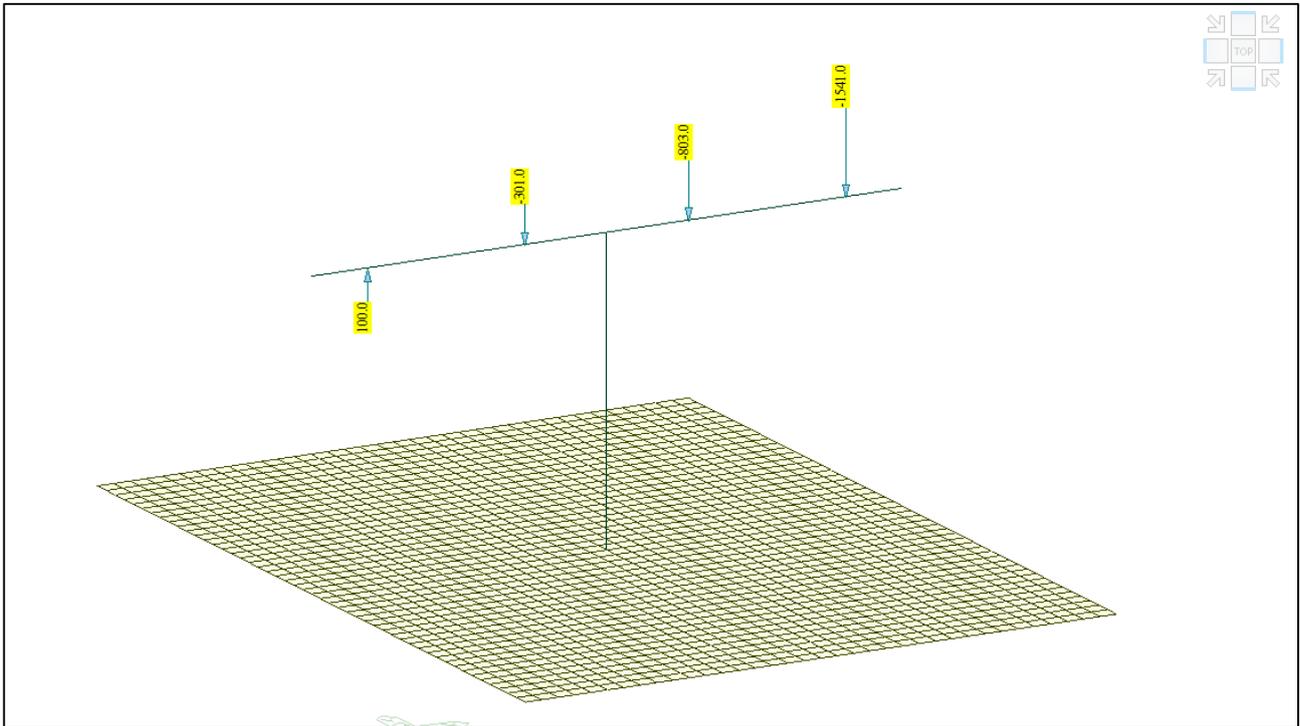
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



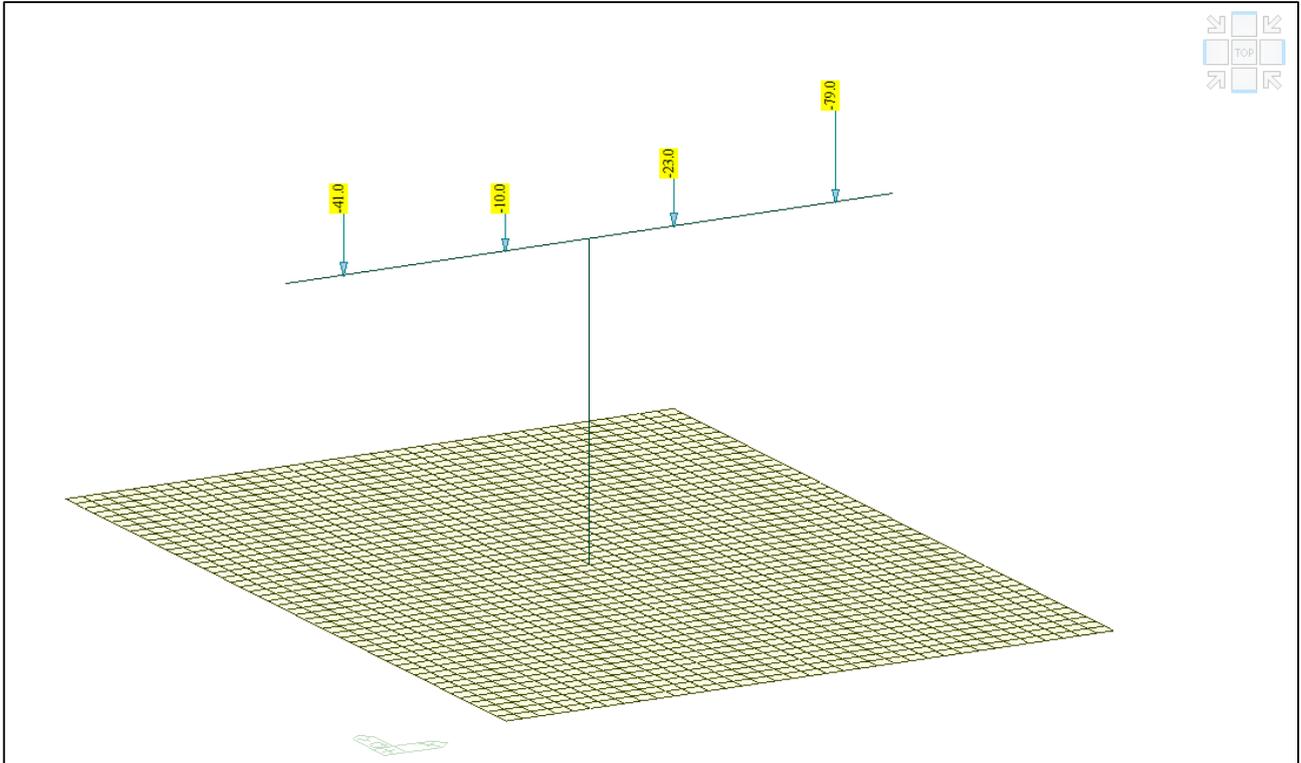
Modello FEM – Condizione di carico DistrA4



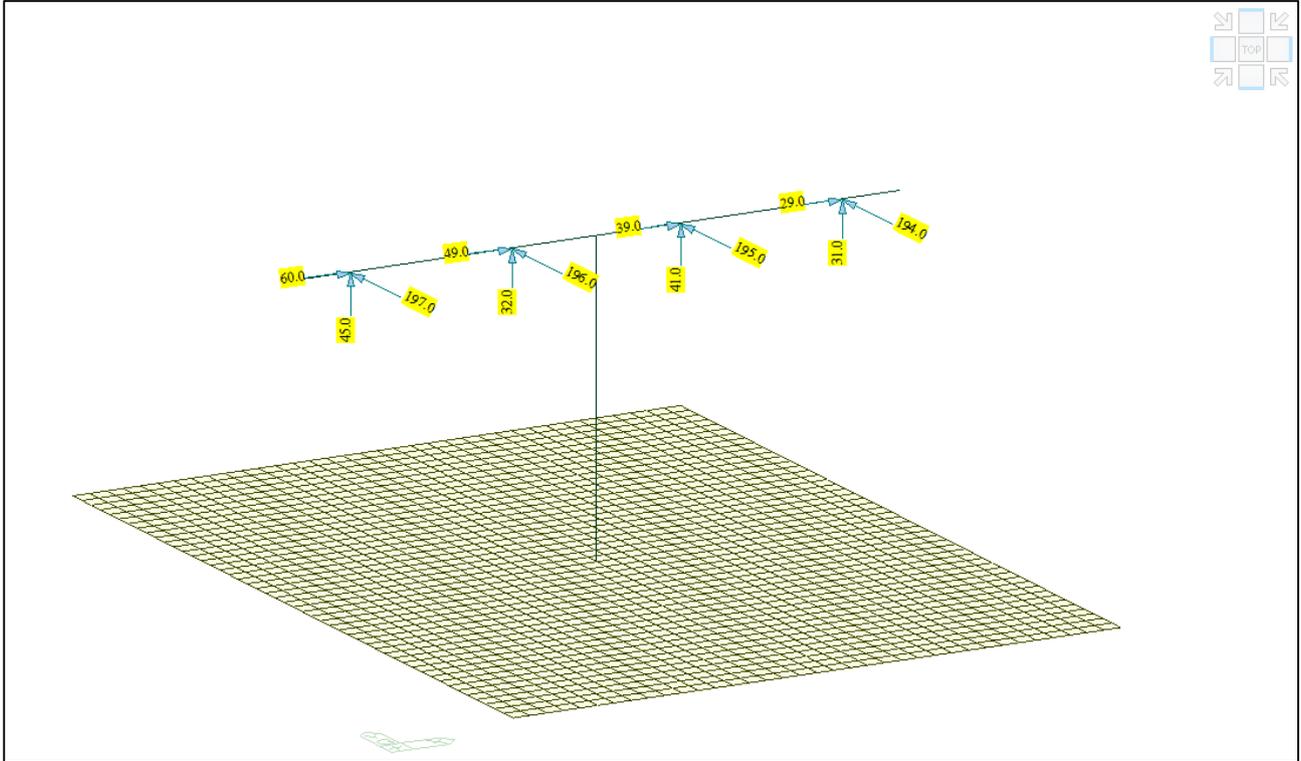
Modello FEM – Condizione di carico DistrD5



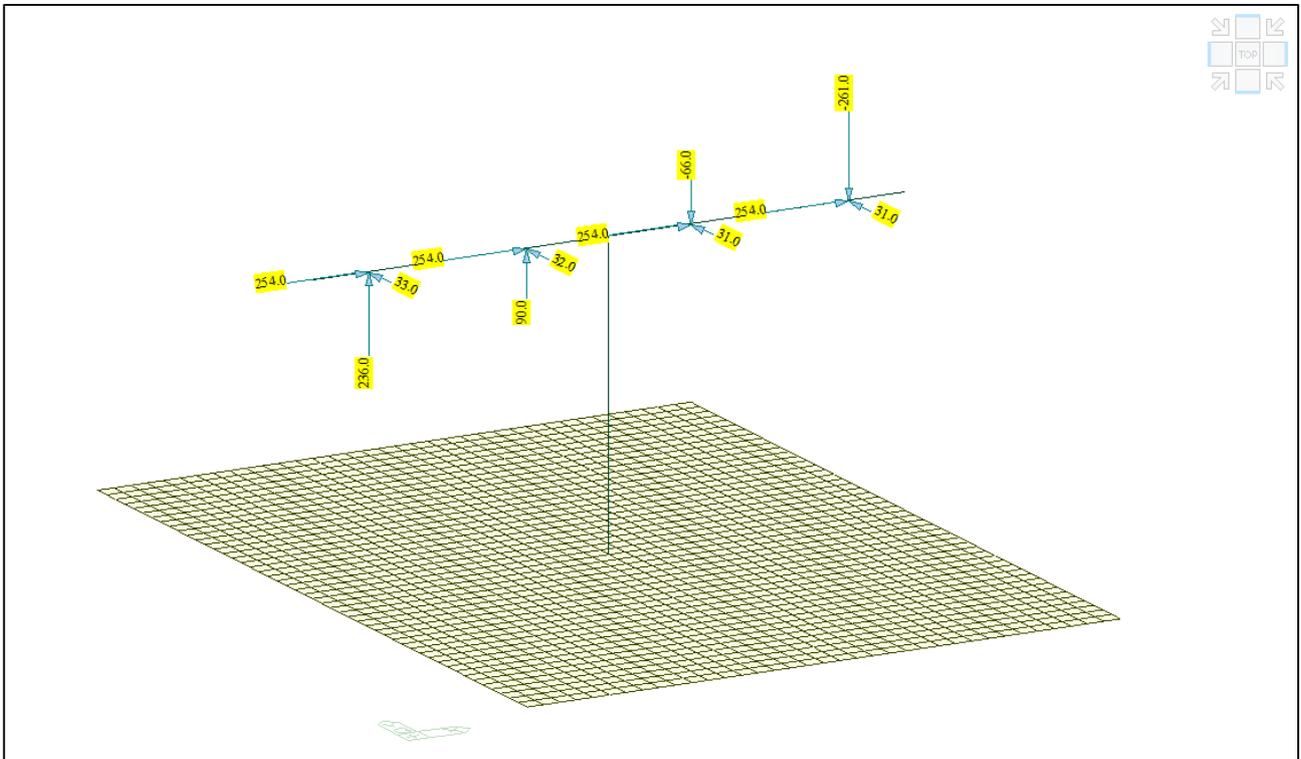
Modello FEM – Condizione di carico DistrB5



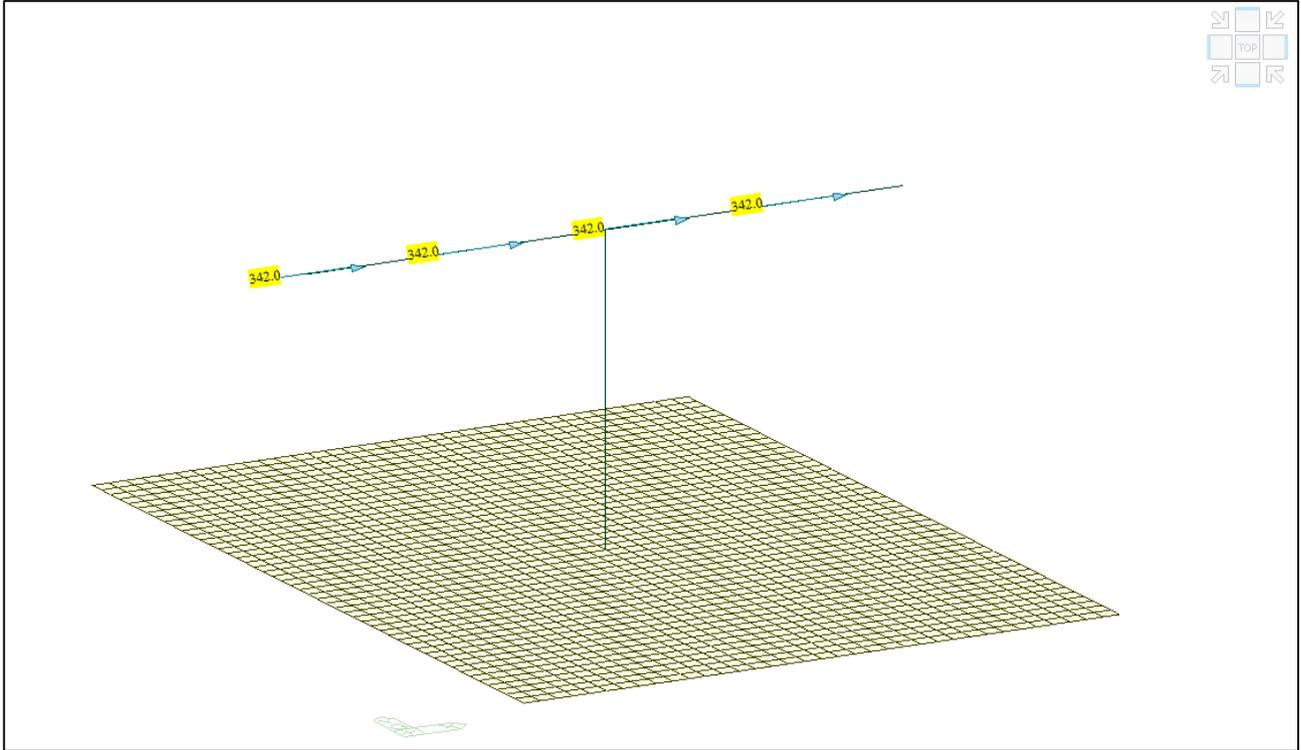
Modello FEM – Condizione di carico DistrD4



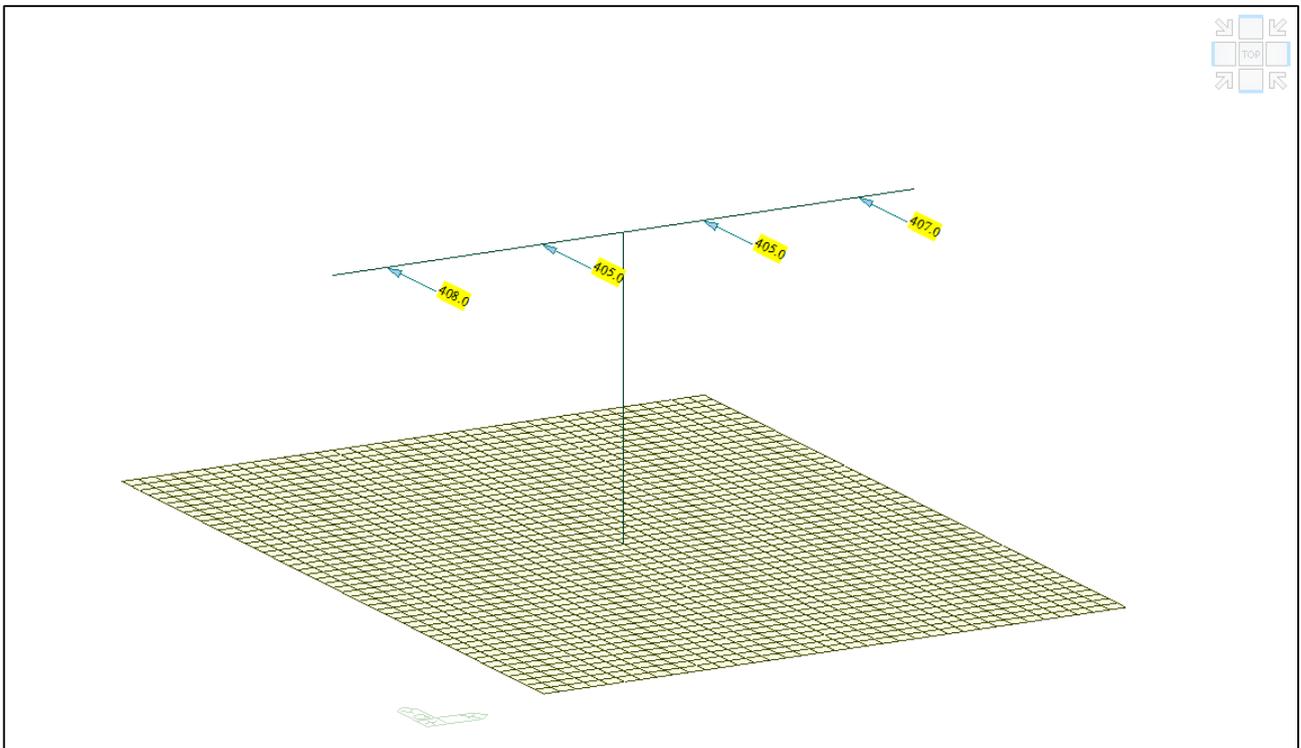
Modello FEM – Condizione di carico Termico



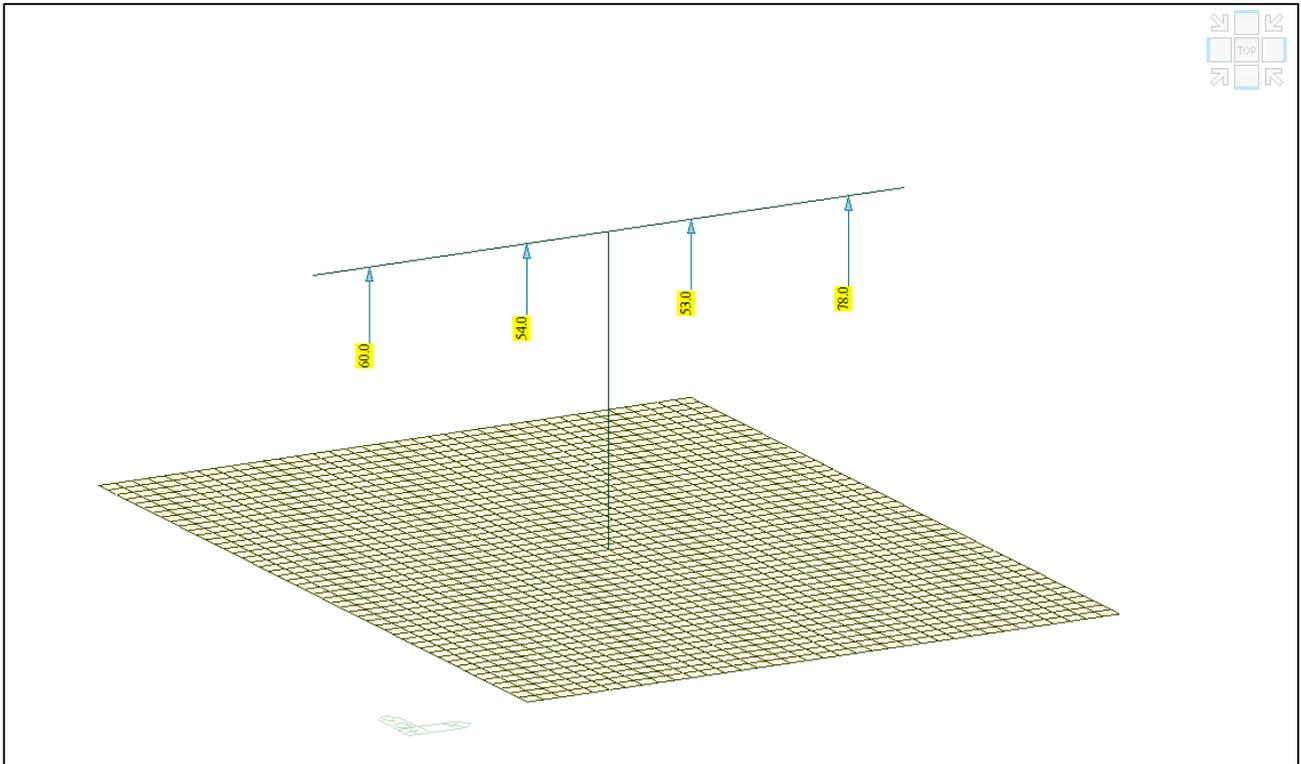
Modello FEM – Condizione di carico Vento



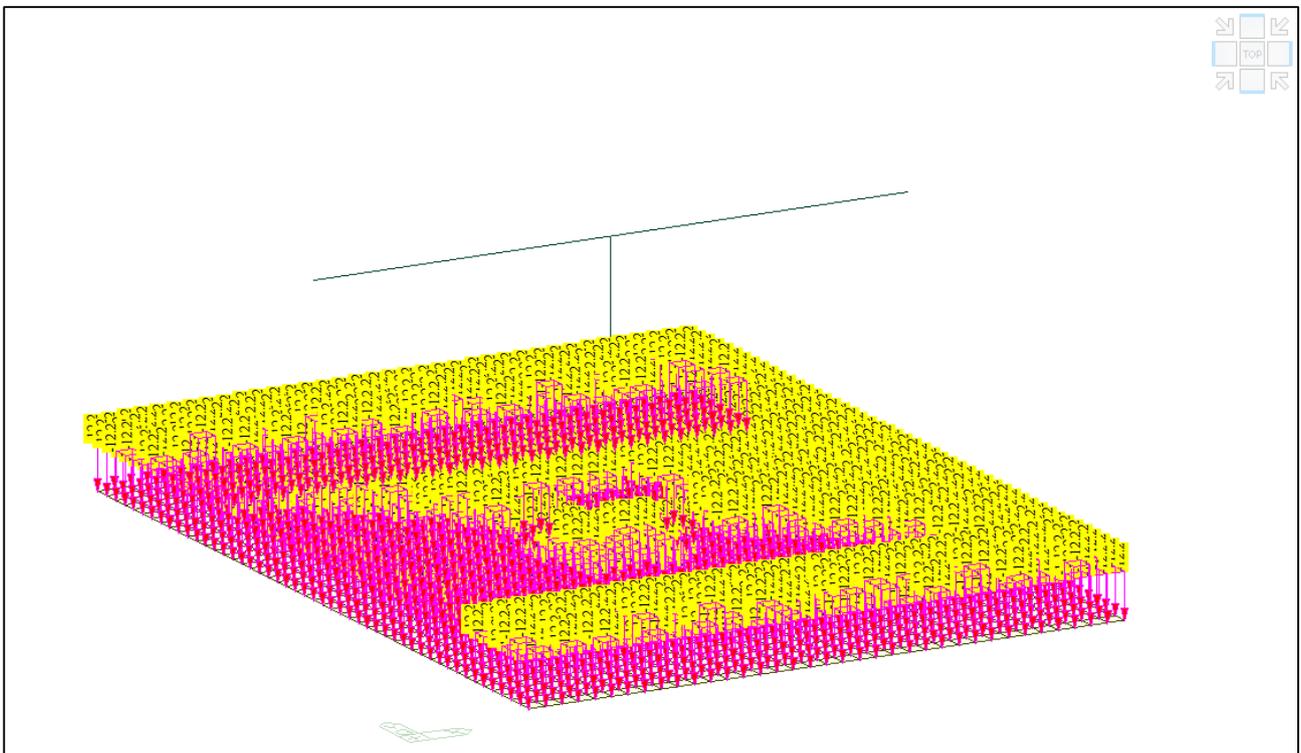
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato X



Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato Y



Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato Z



Modello FEM – Condizione di carico Peso terreno



A queste condizioni di carico si è aggiunta anche il sisma agente sulla pila, in direzione X e in direzione Y. Il carico è stato inserito come peso proprio con un coefficiente pari a a_g/g *S pari a 0.1769.

10.1.4 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

SLU

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(z)(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistrA4(ST), DistrD5(ST), DistrB9(ST), DistrD4(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma impalcato x(ST), Sisma impalcato y(ST), Sisma impalcato z(ST), Peso terreno(ST), Sisma pila x(ST), Sisma pila y(ST). Rows 1-20.

SLE-RARA

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(z)(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistrA4(ST), DistrD5(ST), DistrB9(ST), DistrD4(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma impalcato x(ST), Sisma impalcato y(ST), Sisma impalcato z(ST), Peso terreno(ST), Sisma pila x(ST), Sisma pila y(ST). Rows 21-40.

SLE-FREQUENTE



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pile(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistaA4(ST), DistaD5(ST), DistaD6(ST), DistaD4(ST), Frangimento(ST), CentriAqua(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pile X(ST), Sistema pile Y(ST)

SLE-QUASI PERMANENTE

Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pile(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistaA4(ST), DistaD5(ST), DistaD6(ST), DistaD4(ST), Frangimento(ST), CentriAqua(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pile X(ST), Sistema pile Y(ST)

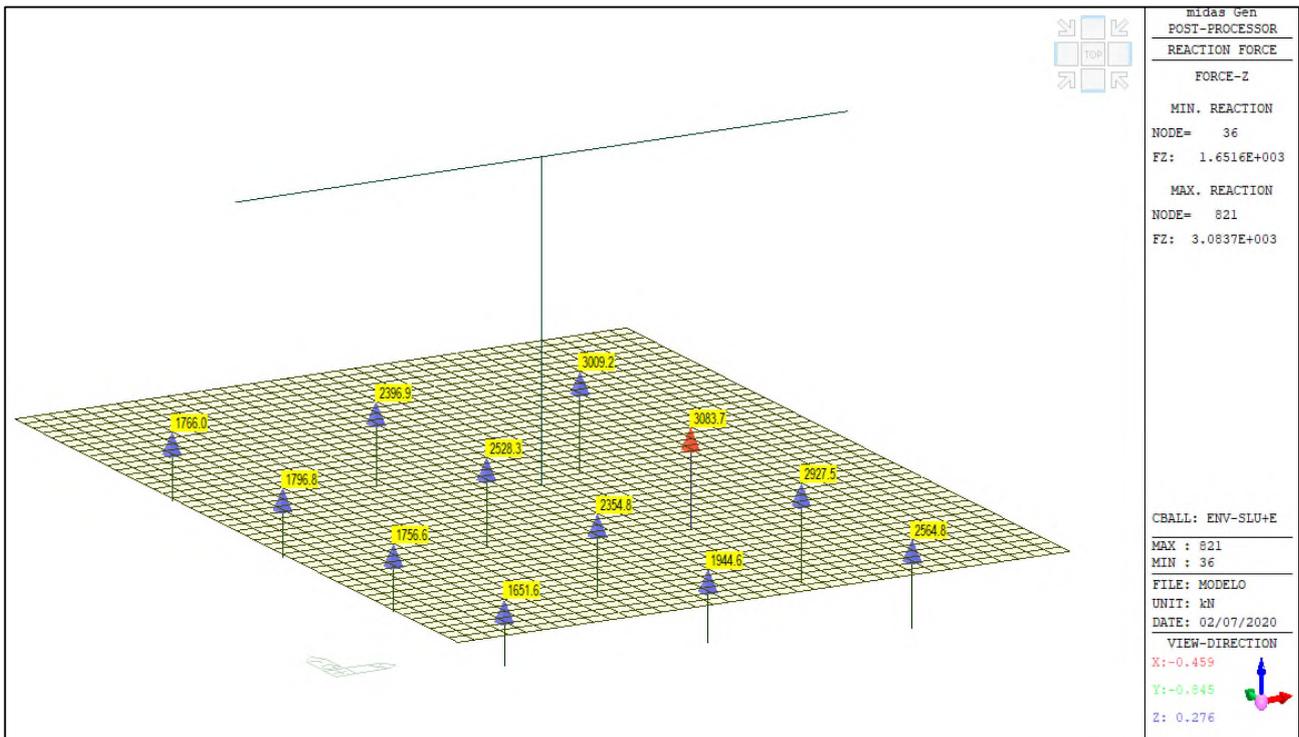
E

Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pile(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistaA4(ST), DistaD5(ST), DistaD6(ST), DistaD4(ST), Frangimento(ST), CentriAqua(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pile X(ST), Sistema pile Y(ST)

10.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

10.2.1 REAZIONI VINCOLARI

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



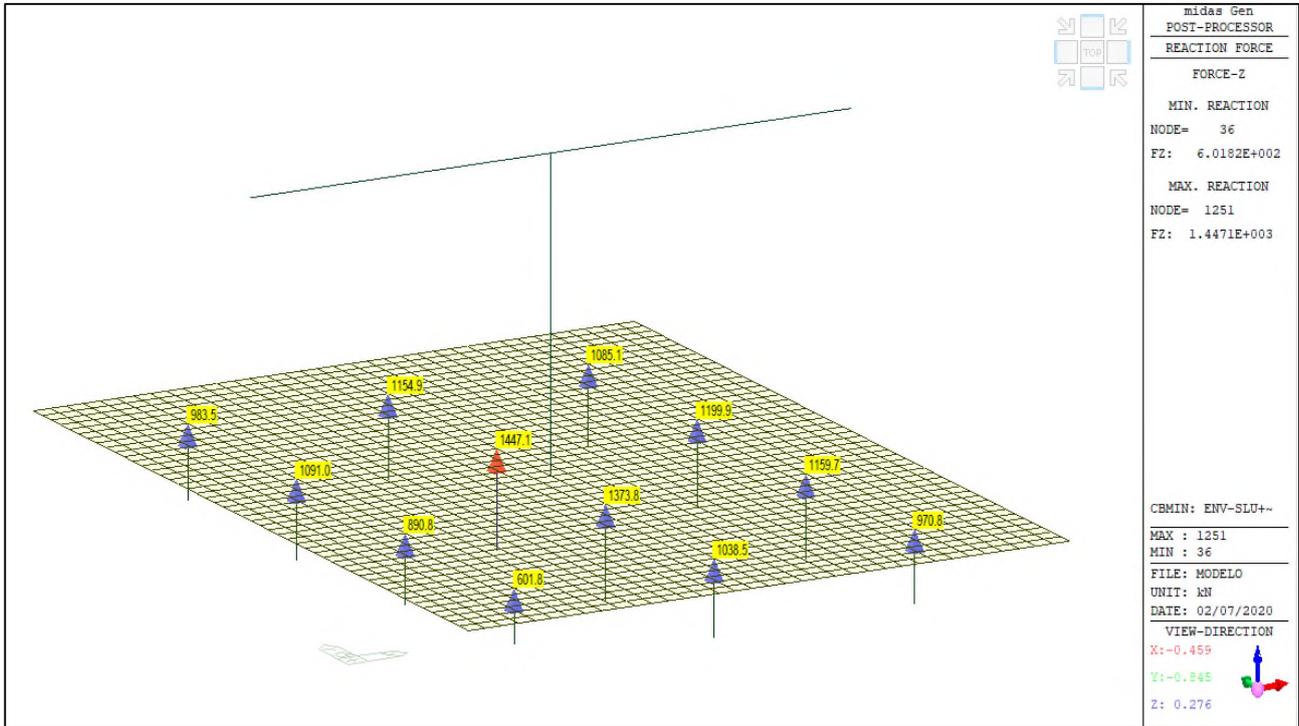
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



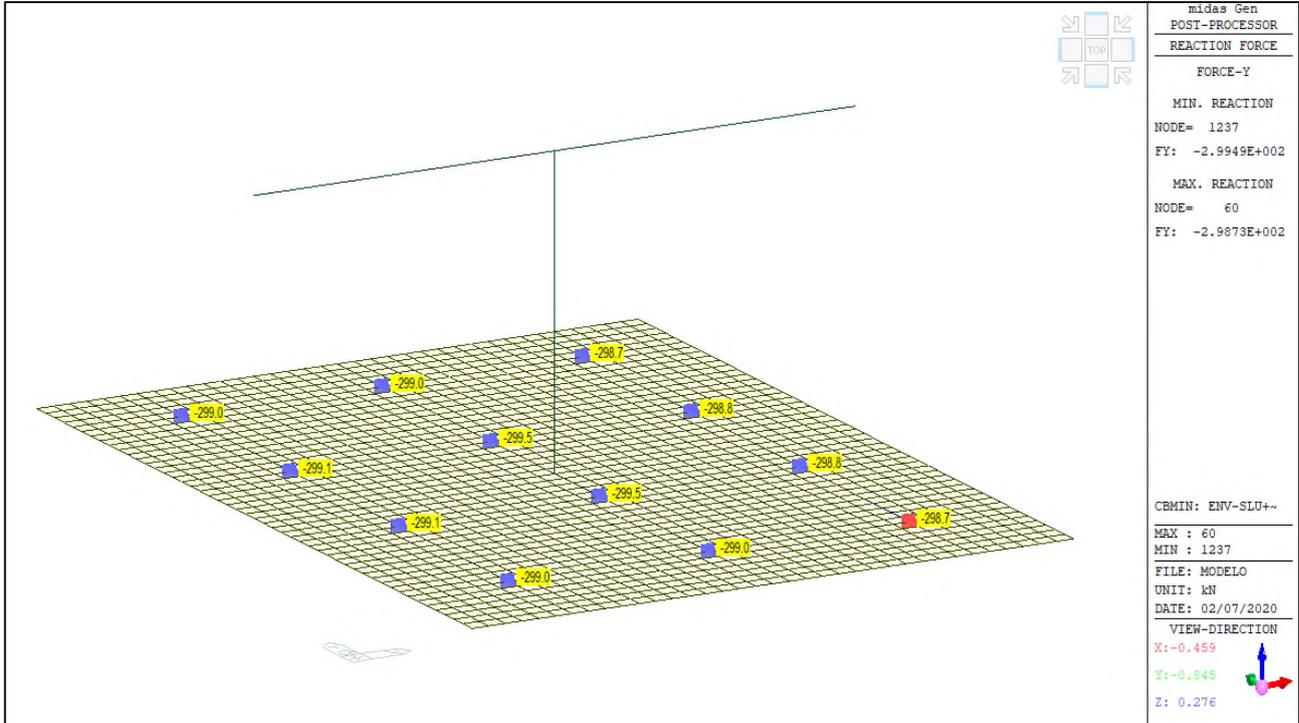
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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



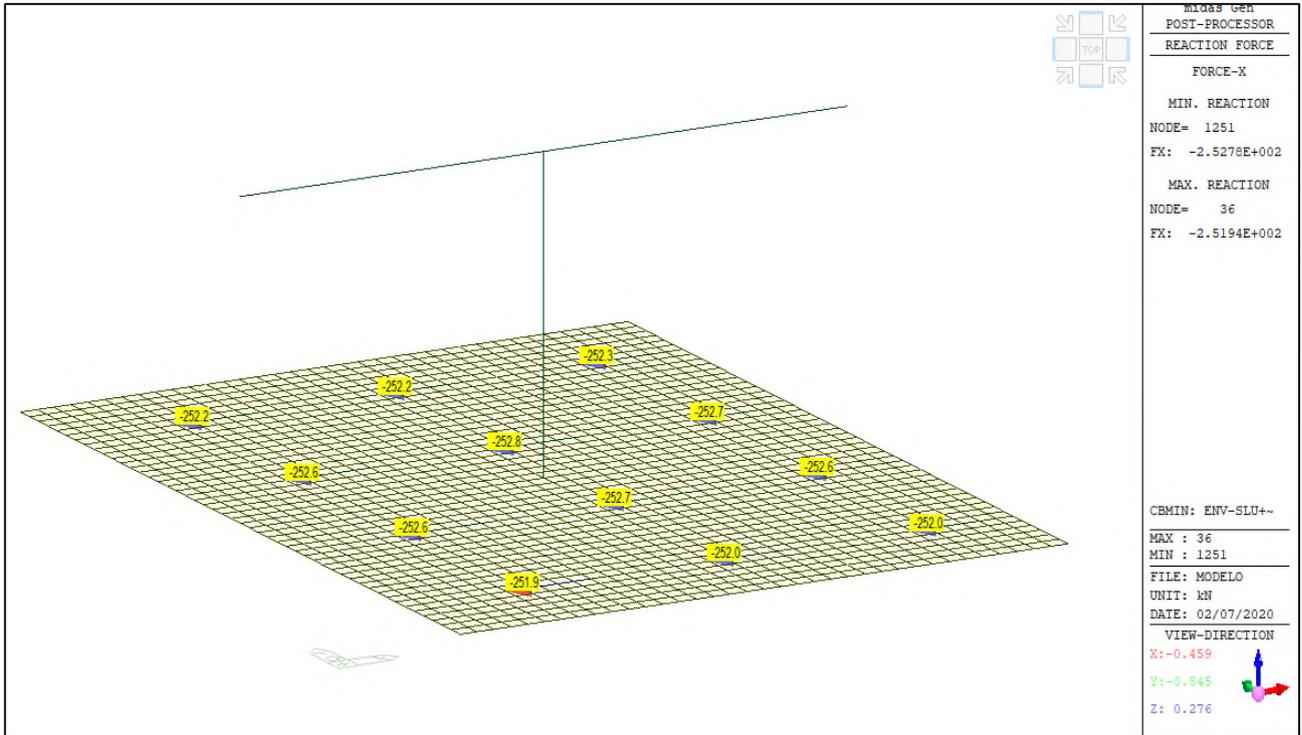
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

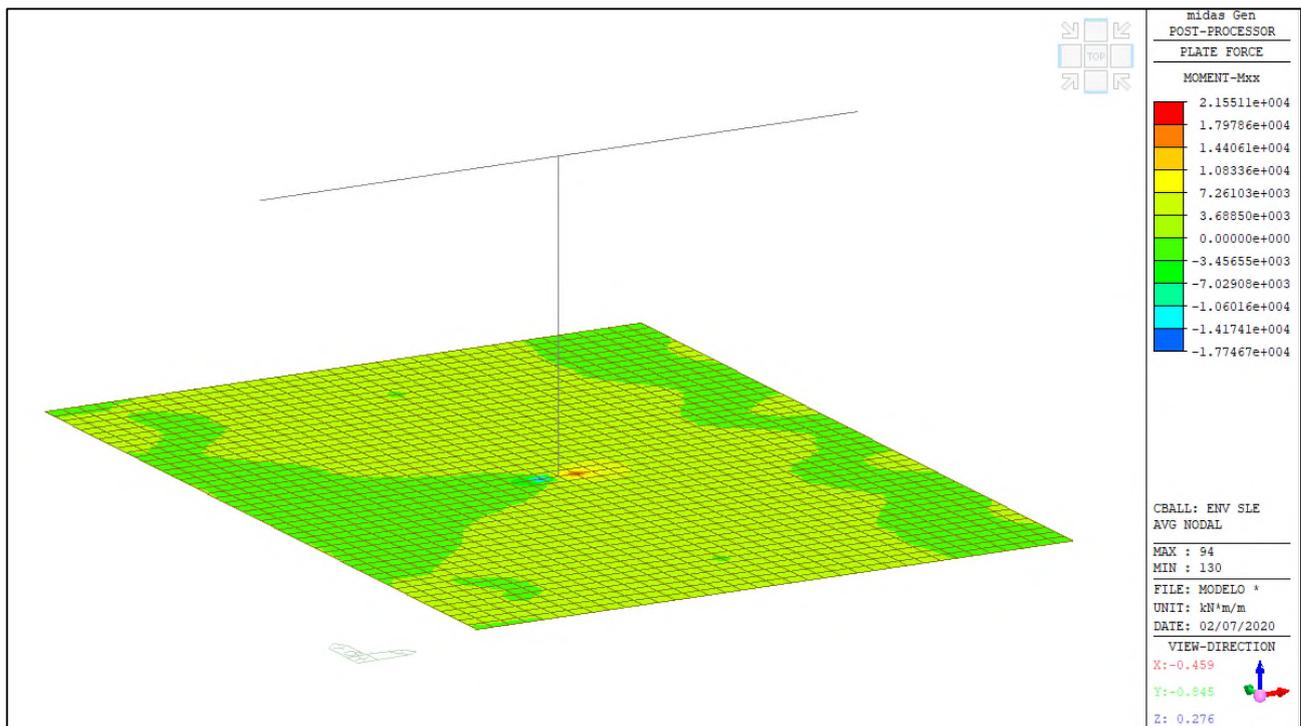


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

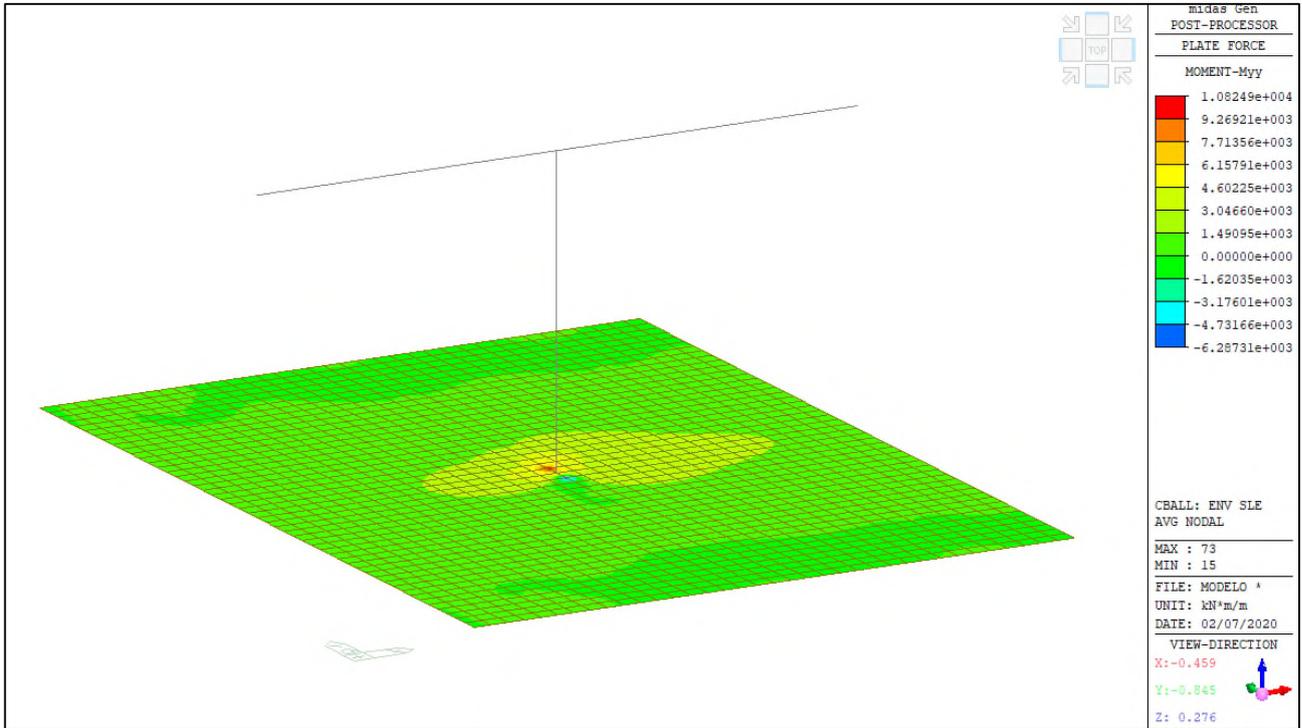


10.2.2 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

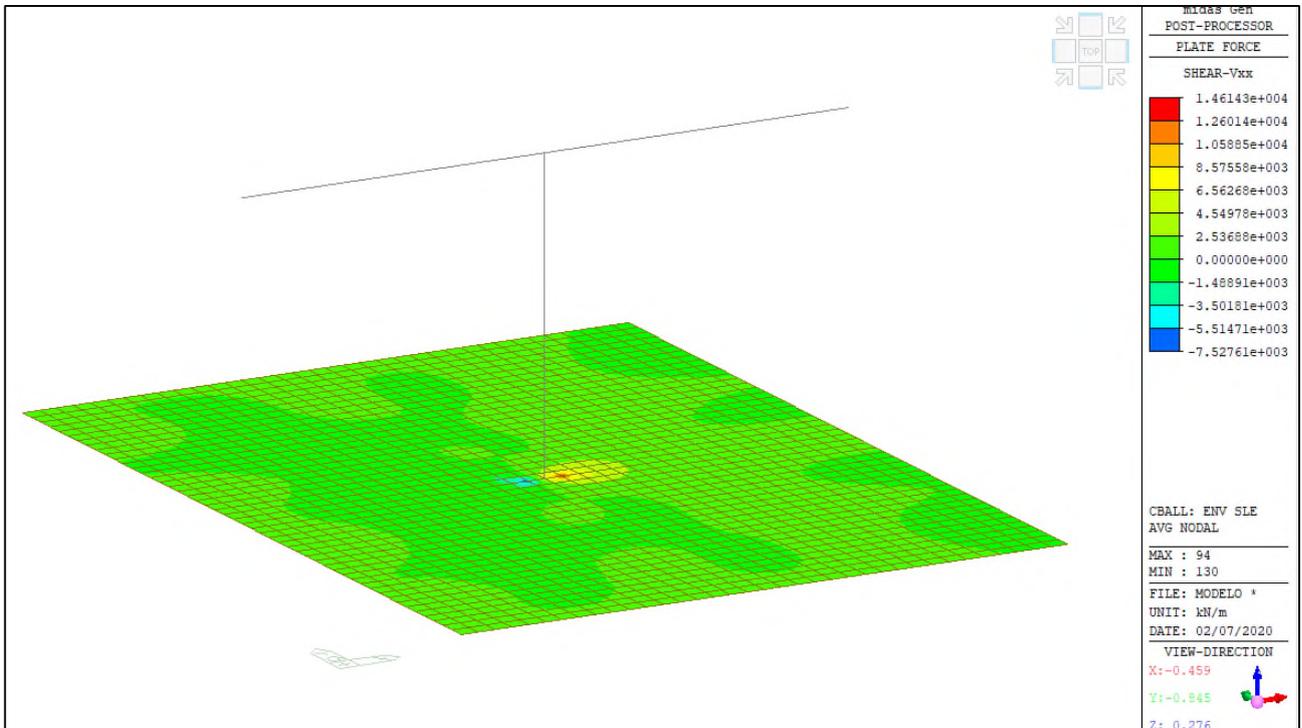
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



ENV-SLE RARA– Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Platea



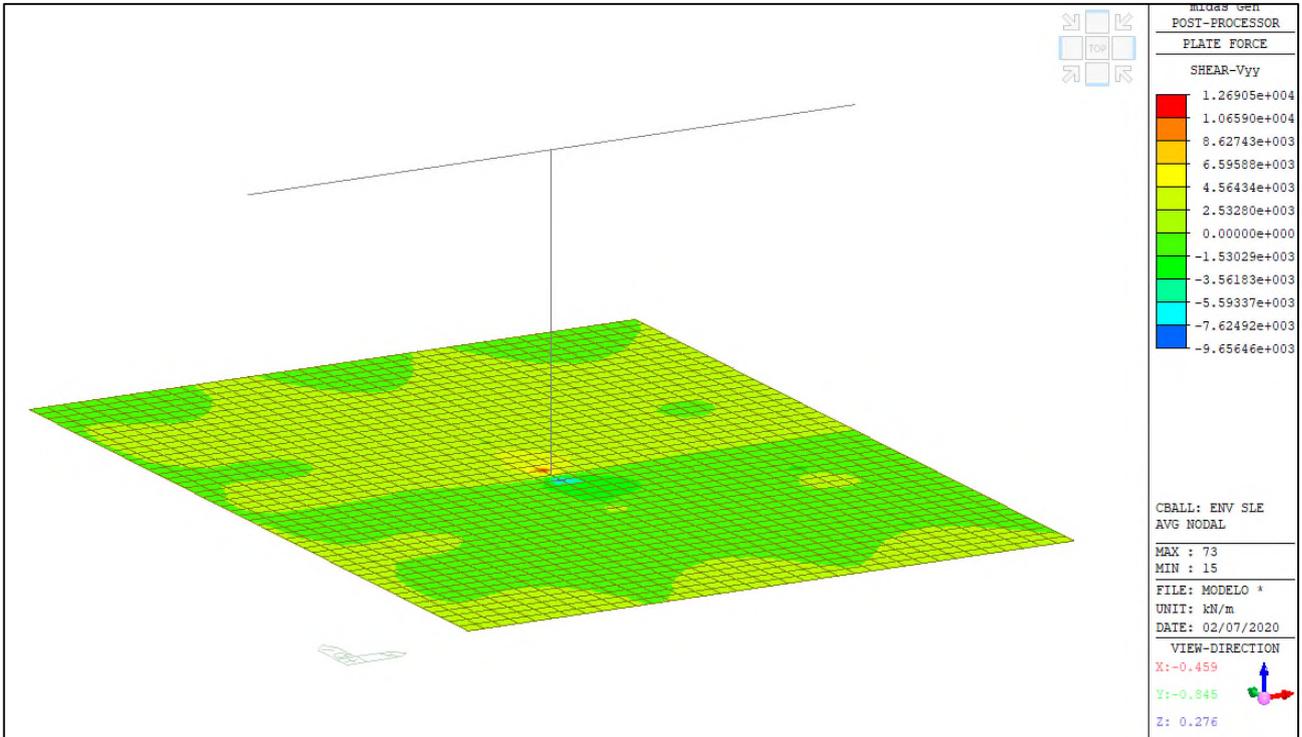
ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Platea



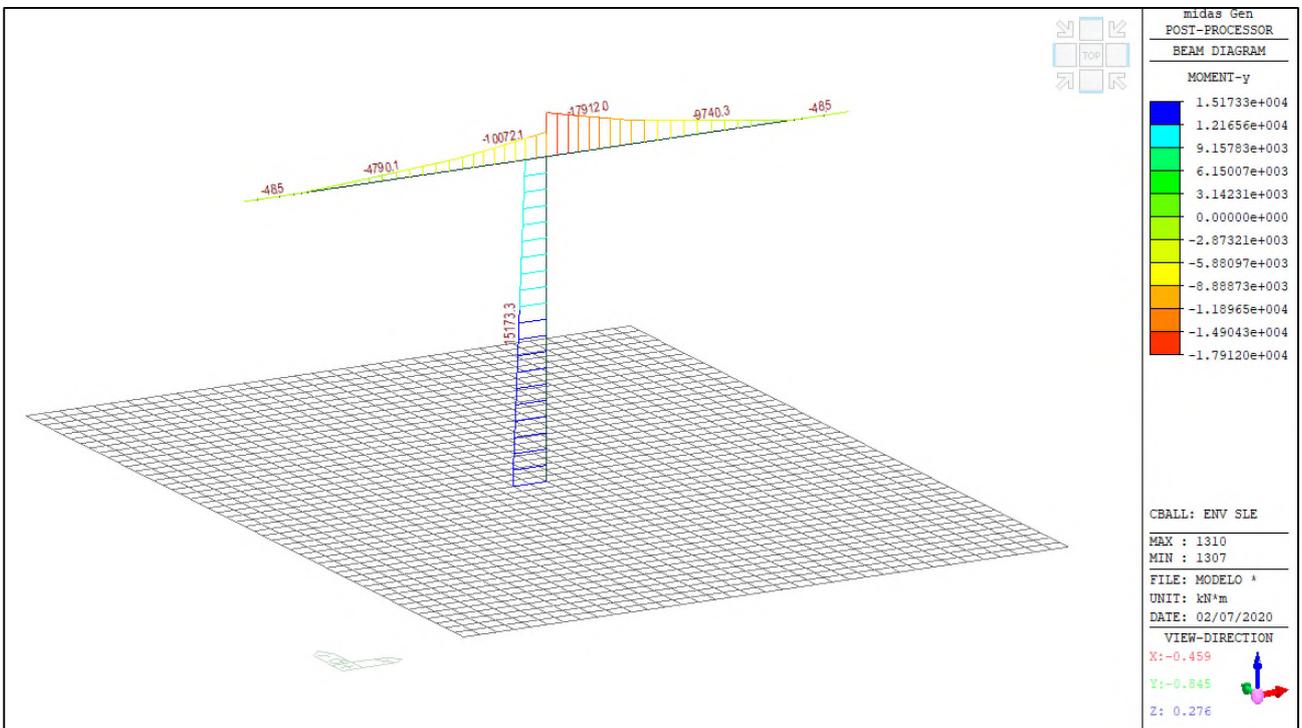
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



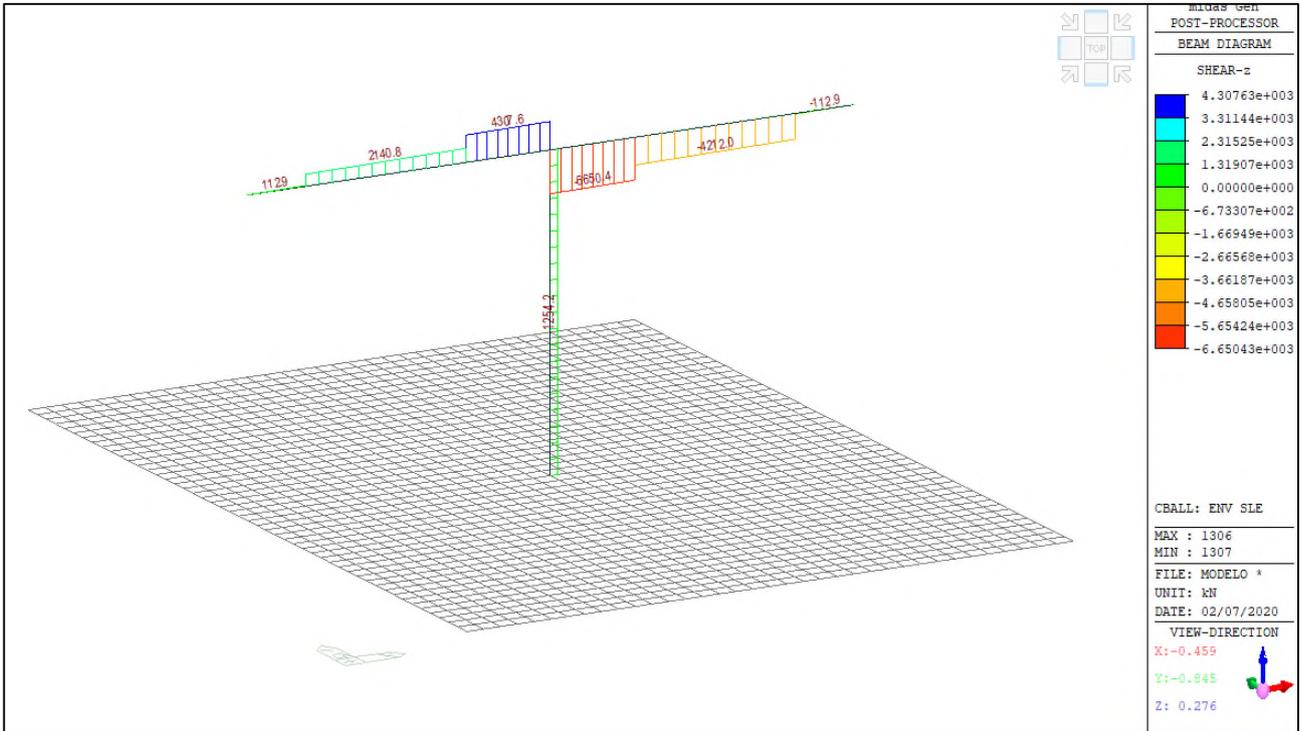
ENV-SLE RARA- My (kNm) – Pila+Pulvino



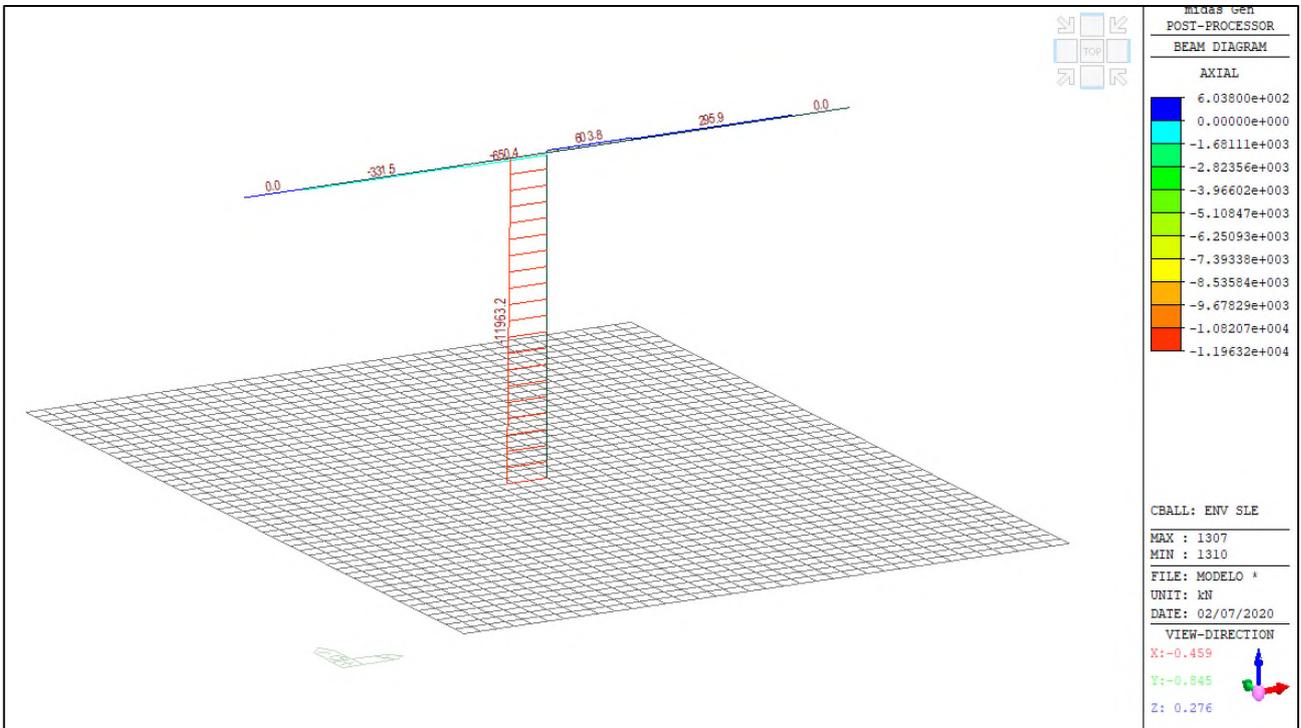
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

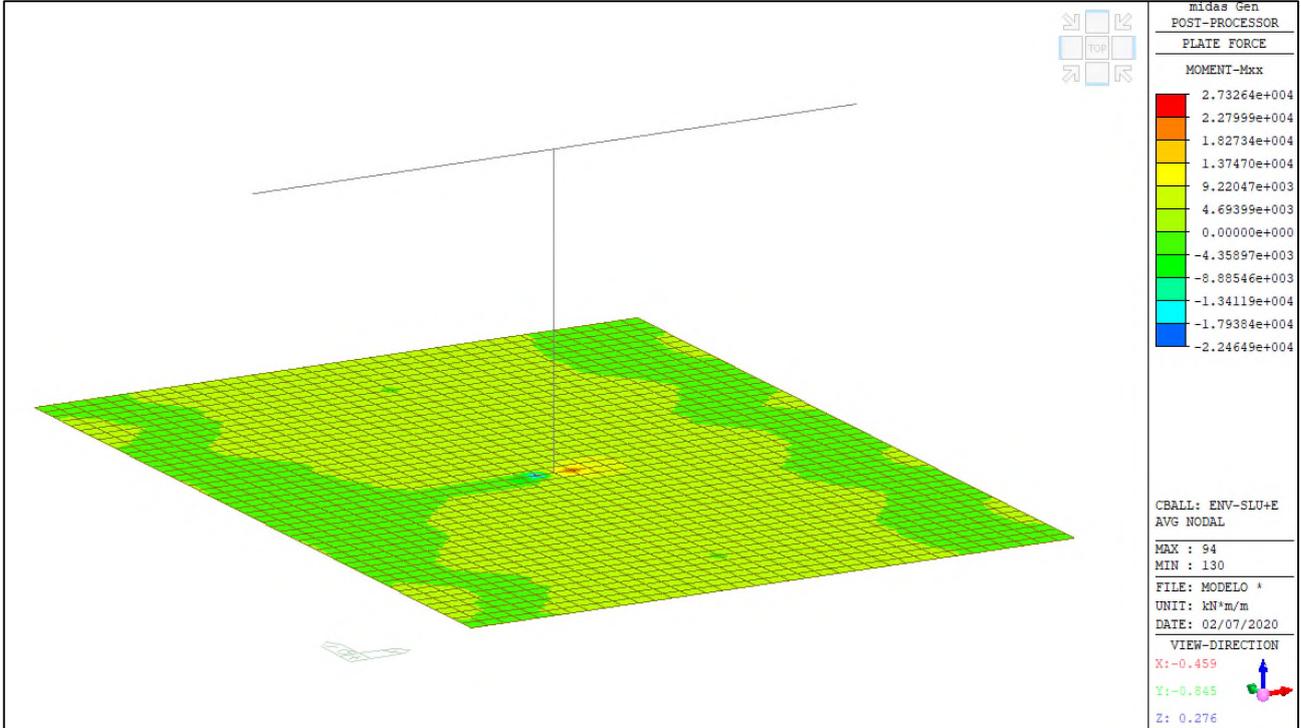


ENV-SLE RARA– Vz (kN) – Pila+Pulvino

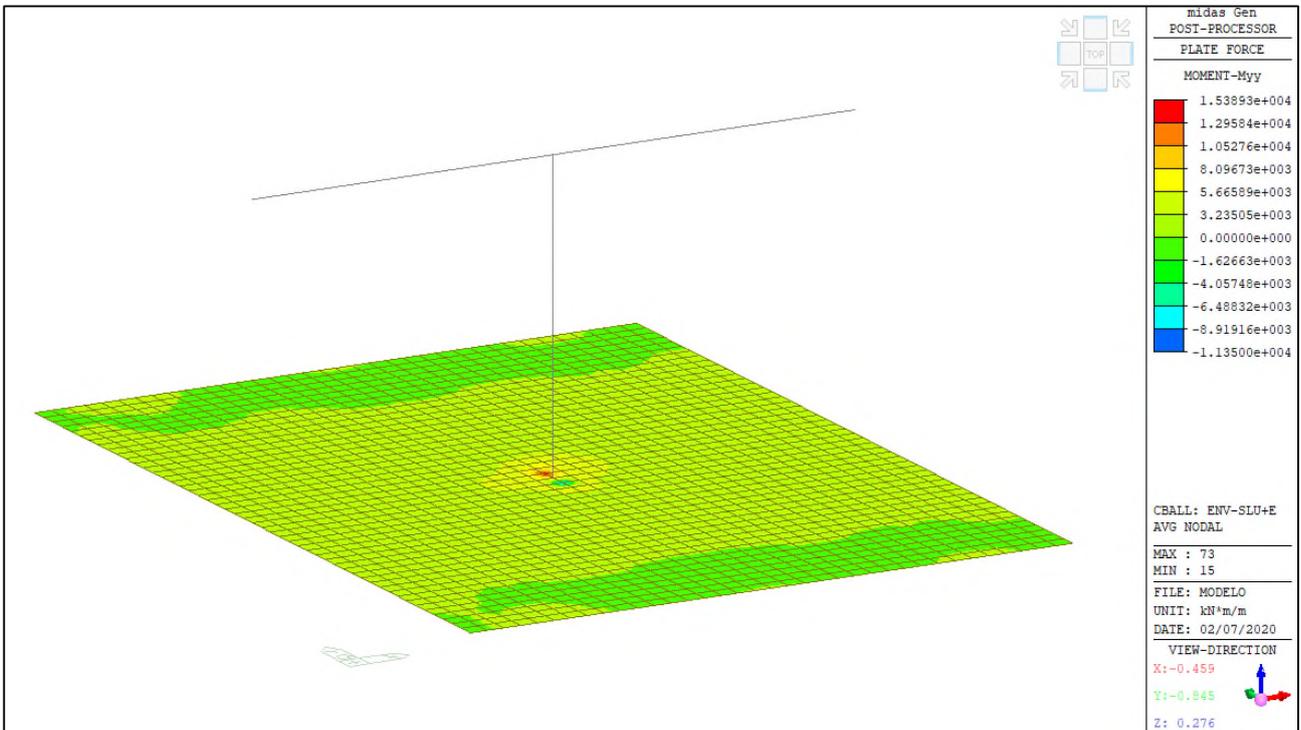


ENV-SLE RARA– Fx (kN) – Pila+Pulvino

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



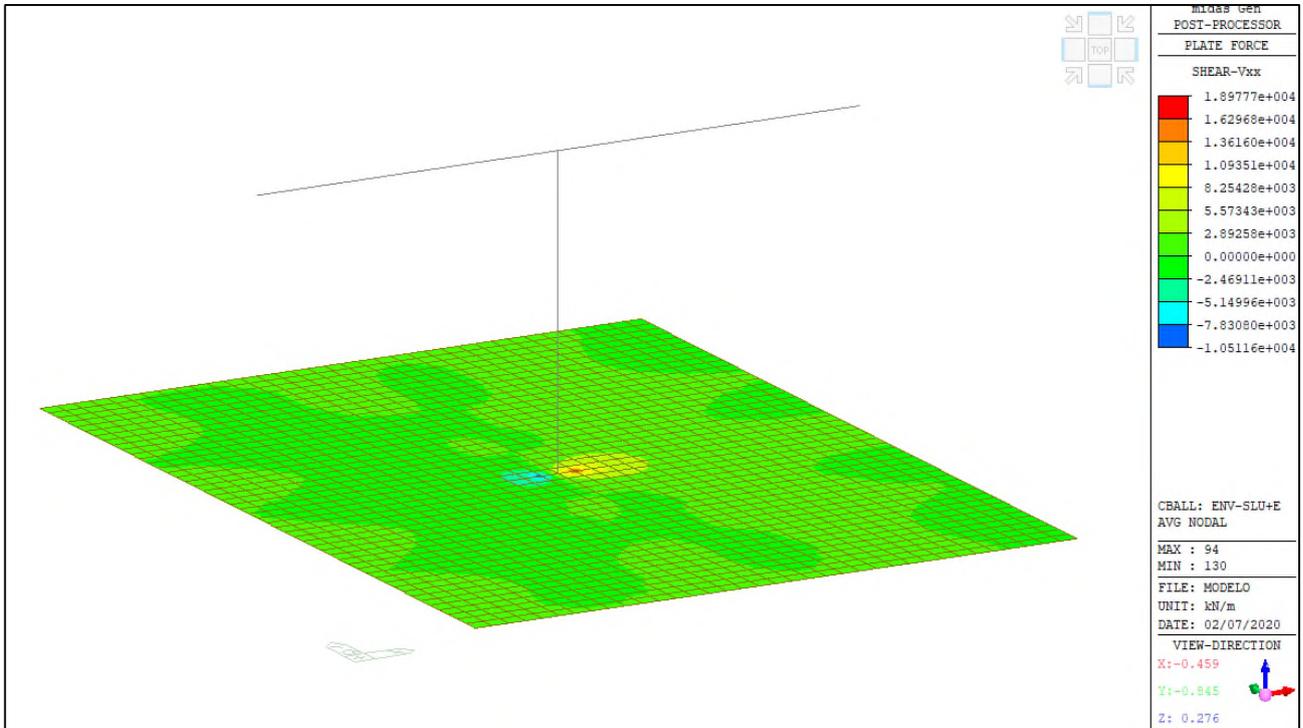
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



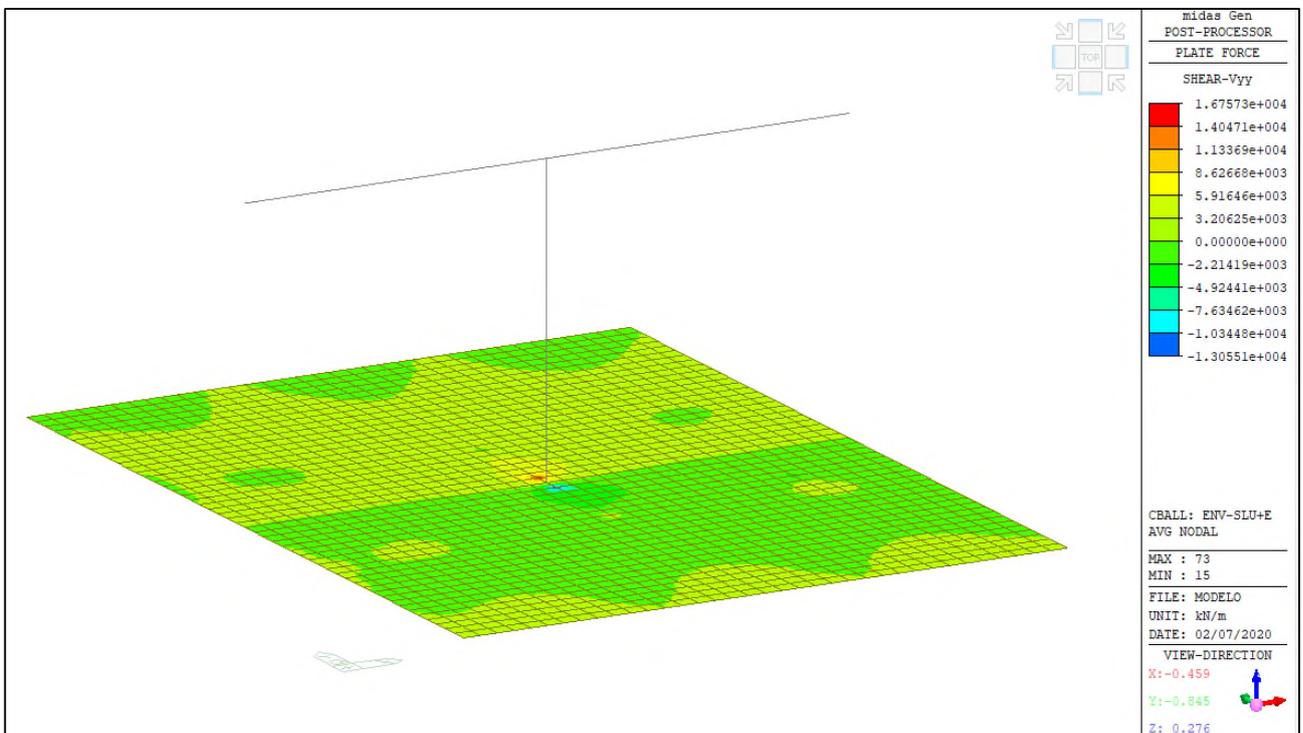
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



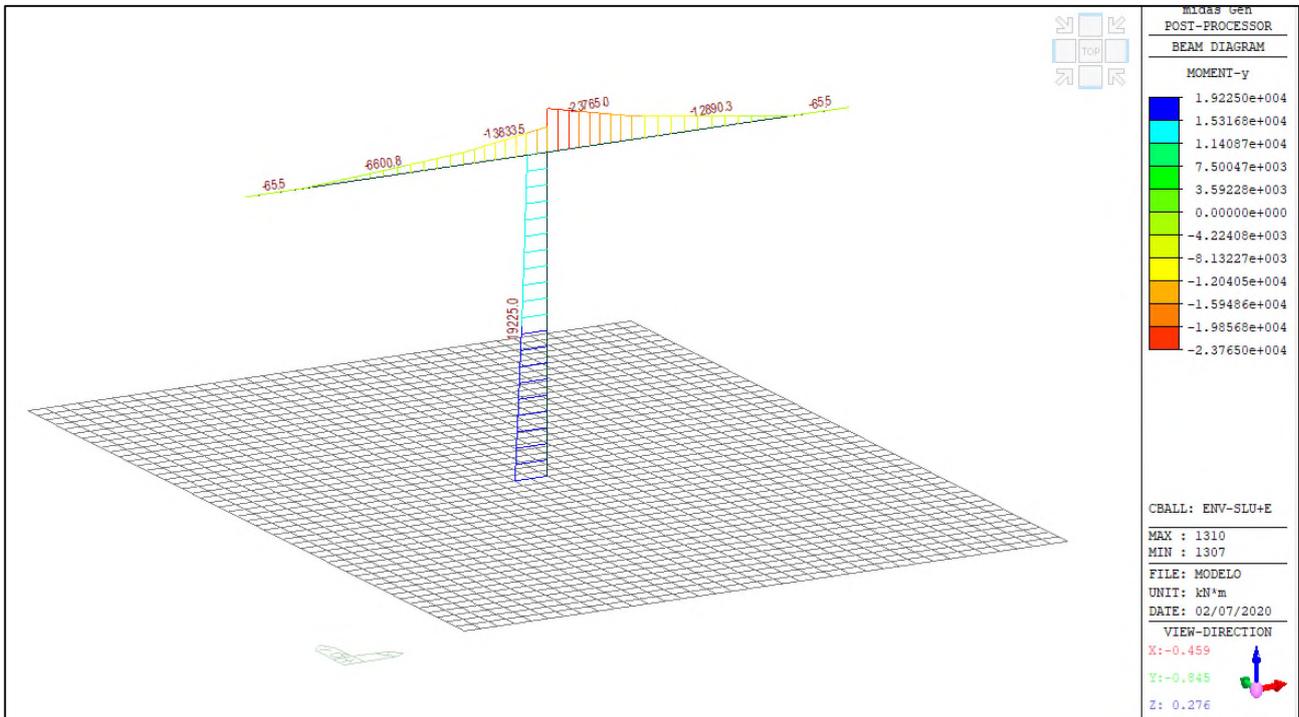
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



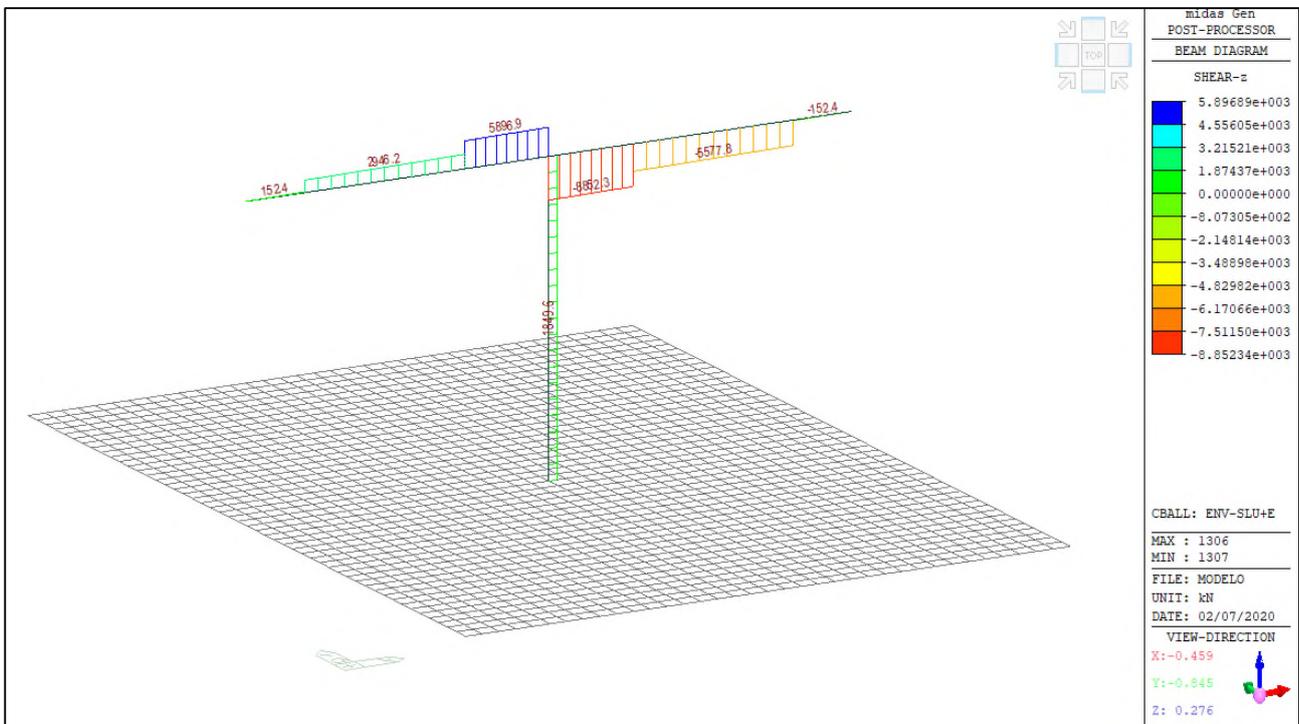
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – M_y (kNm) – Pila+Pulvino



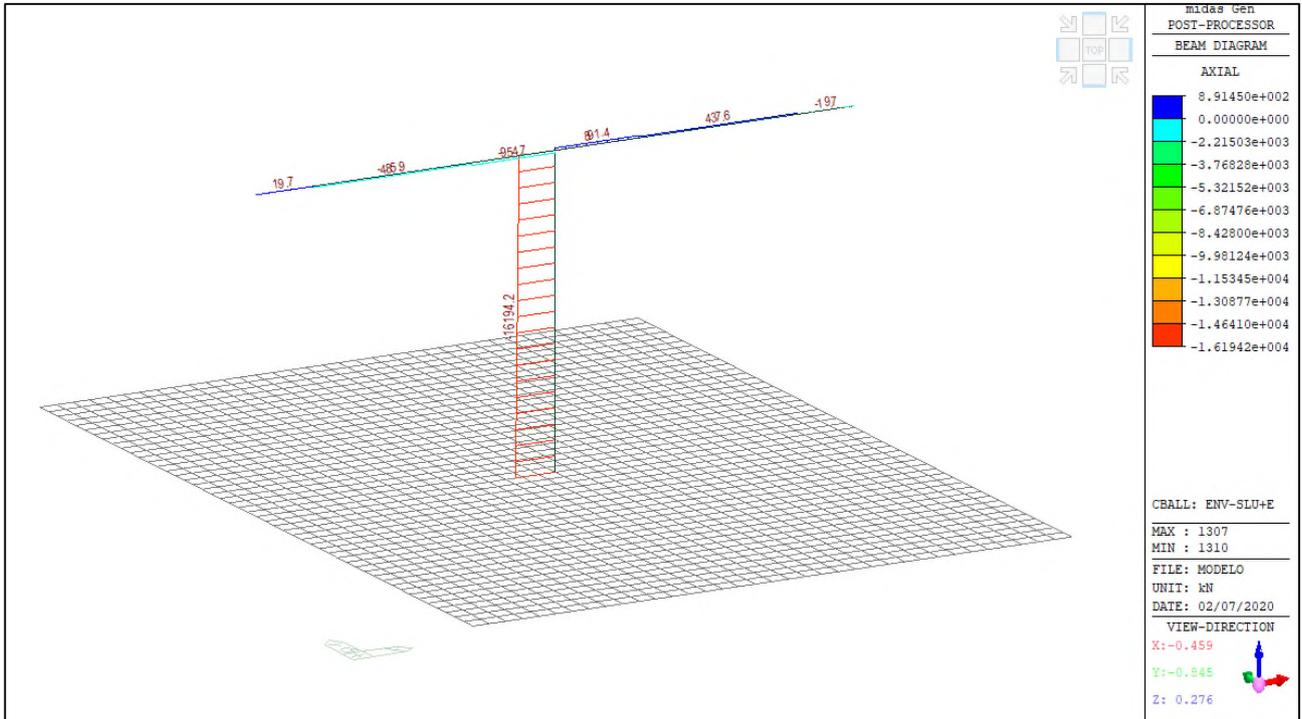
ENV-SLU+E – V_z (kN) – Pila+Pulvino



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

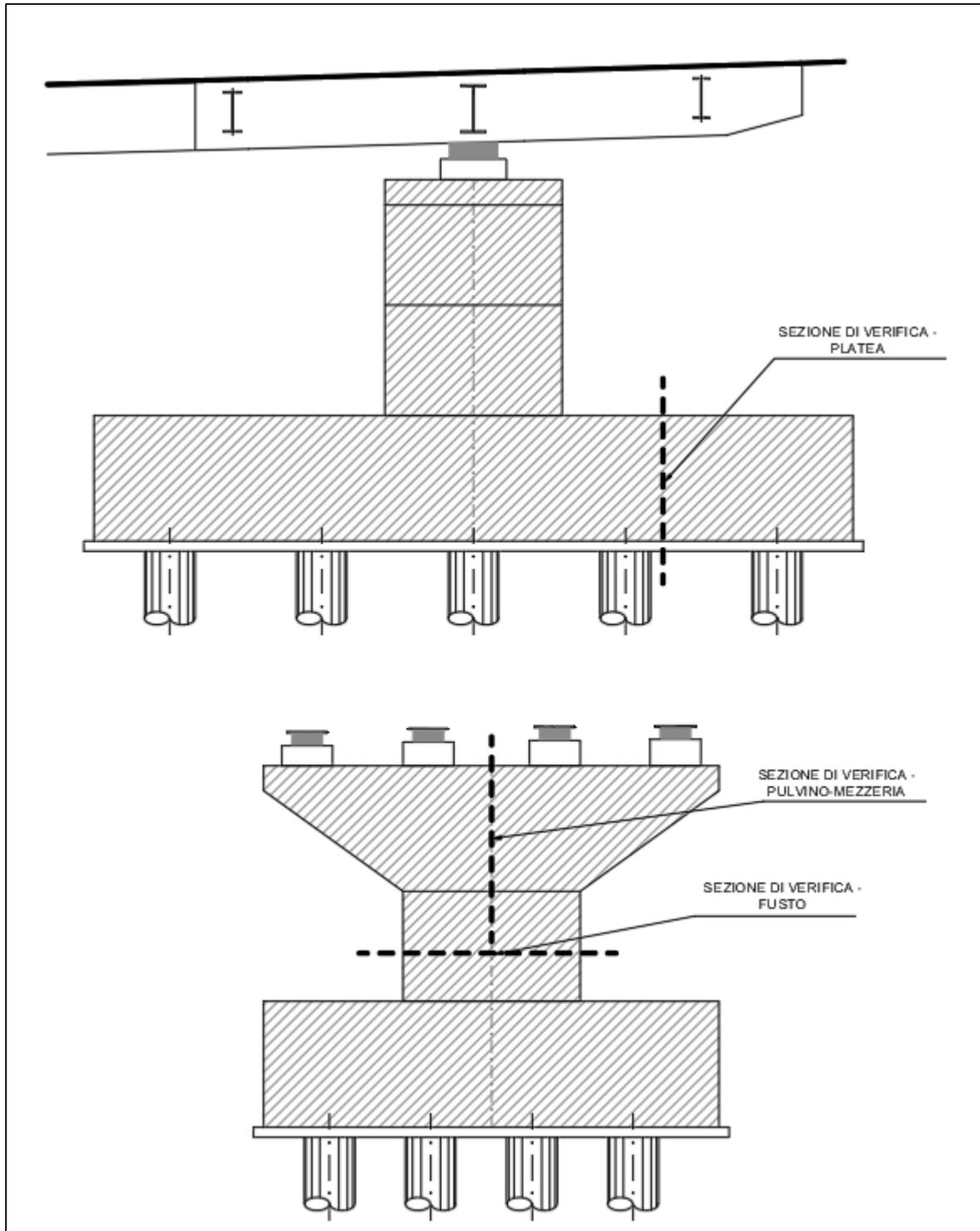
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Fx (kN) – Pila+Pulvino

10.3 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



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

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	4620	4520	5136	4930	6050.3	5980	11000	11000

SEZIONE	SLE QP			SLE F			SLE R			SLU		
	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]
FUSTO	8431.8	190.5	-11069.1	14369.5	1154.2	-11593.8	15173.3	1254.2	-11963.2	19225	1849.6	-16194.2
PULVINO MEZZERIA	10456	5830.6	-116.5	13895	6297	-604.7	17912	6650.4	-650.4	23765	8852.3	-954.7



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione x
- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Le verifiche lungo la direzione X valgono anche lungo la direzione Y

Armatura platea direzione x

Armatura interna: copriferro $5.0+4.0+2.0= 11.0$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	250	9.0	239.0	215.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	40	11.0	125.66	
10	40	239.0	125.66	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M_{Ed} 11000 [kNm]	M_{Ek} 6050.3 [kNm]	M_{Ek} 5136 [kNm]	M_{Ek} 4620 [kNm]
N_{Ed} 0.00 [kN]	N_{Ek} 0 [kN]	N_{Ek} 0 [kN]	N_{Ek} 0 [kN]
V_{Ed} 5000.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M_{dec} 0.0 [kNm]	M_{dec} 0.0 [kNm]	M_{dec} 0.0 [kNm]
M_{Rd} 11284.0 [kNm]	M_{cr} 3000.4 [kNm]	M_{cr} 3000.4 [kNm]	M_{cr} 3000.4 [kNm]
FS 1.03	y_n -58.55 [cm]	y_n -58.55 [cm]	y_n -58.55 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -5.6 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.3 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -70.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -59.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -53.6 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 218.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 185.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 166.8 [MPa]
	k_2 0.5	k_2 0.5	k_2 0.5
	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.74 [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.65 [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.65 [‰]
	$S_{r,max}$ 45.5 [cm]	$S_{r,max}$ 45.5 [cm]	$S_{r,max}$ 45.5 [cm]
	w_k 0.336 [mm]	w_k 0.336 [mm]	w_k 0.293 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	100	cm
altezza	H =	250	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	11	cm
altezza utile	d =	239	cm
braccio coppia interna	z =	215.1	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	5	
diametro	ϕ =	16	mm
passo	s =	40	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	10.05	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	40	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	125.7	cm ²

materiali

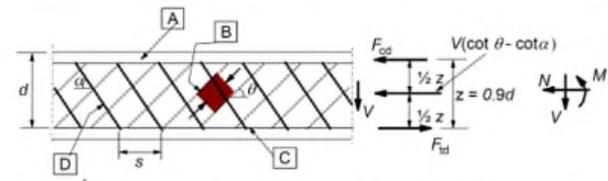
calcestruzzo

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

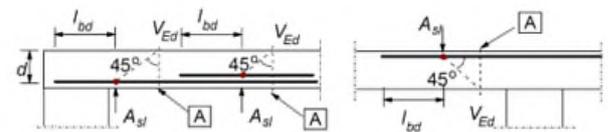
acciaio

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} =	5000	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	871.5	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	5288.5	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	5654.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione			duttile
traslazione armatura long.	a_l =	268.9	cm



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

2. Fusto

Le armature sono costituite da

- 60 Φ 30 longitudinali
- Staffe Φ 16/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU-Pila

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 175 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 60
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 8.6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 19225 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 18.13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 25'339 kN m

σ_c : -18.13 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 23.17 ‰
d: 341.4 cm
x: 44.81 x/d: 0.1312
 δ : 0.7

Verifica armatura longitudinale Fusto – SLU



Per la verifica a fessurazione e a taglio si è considerata la sezione corrispondente al quadrato inscritto nella circonferenza del fusto.

SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLE		SLE		SLE	
MEk	15173.3 [kNm]	MEk	14369.5 [kNm]	MEk	8431.8 [kNm]
NEk	-6000 [kN]	NEk	-5100 [kN]	NEk	-4900 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
Mdec	2819.8 [kNm]	Mdec	2396.8 [kNm]	Mdec	2302.8 [kNm]
Mcr	10944.9 [kNm]	Mcr	10521.9 [kNm]	Mcr	10427.9 [kNm]
yn	-37.51 [cm]	yn	-40.77 [cm]	yn	-21.11 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-7.6 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-7.2 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-4.3 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-103.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-96.8 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-59.4 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	203.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	203.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	86.1 [MPa]
		k_2	0.5	k_2	0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.77 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%]
		$S_{r,max}$	36.9 [cm]	$S_{r,max}$	- [cm]
		W_k	0.284 [mm]	W_k	- [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	247	cm
altezza	H	=	247	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	8.6	cm
altezza utile	d	=	238	cm
braccio coppia interna	z	=	214.6	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	2	
diametro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	20	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	4.02	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	10	
diametro	ϕ_1	=	30	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	70.7	cm ²

materiali

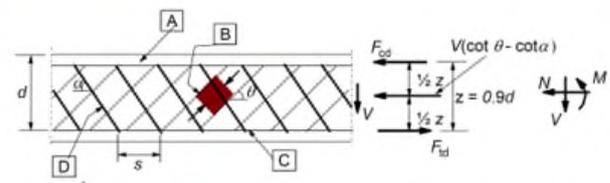
calcestruzzo

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_{ccc}	=	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

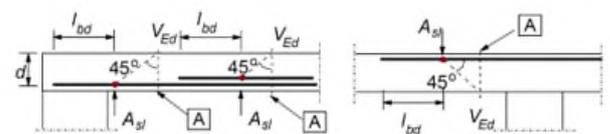
acciaio

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}	=	1849.6	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	1739.2	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3313.0	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	20985.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			ductile	
traslazione armatura long.	ai	=	210.5	cm

Verifica armatura trasversale Fusto



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

3. Pulvino

Le armature nella sezione di mezzeria sono costituite da

- 20 Φ 30 inferiori
- 20 Φ 30 + 20 Φ 30 + 20 Φ 30 superiori
- Staffe Φ 16/10 4 bracci

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE-MEZZ.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	350	200

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	140	8.6
2	140	191.4
3	140	181.4
4	140	171.4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f _{cd}	<input type="text" value="18.13"/> N/mm ²
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12.25"/> N/mm ²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

Verifica armatura longitudinale Pulvino – sezione di attacco con il fusto – SLU



SLU		SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLU		SLE		SLE		SLE	
MEd	23765 [kNm]	MEk	17912 [kNm]	MEk	13895 [kNm]	MEk	10456 [kNm]
NEd	0.00 [kN]	NEk	[kN]	NEk	[kN]	NEk	[kN]
VEd	8850.00 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
presso-flessione		Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]
MRd	29117.2 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]
FS	1.23						
		yn	-38.17 [cm]	yn	-38.17 [cm]	yn	-38.17 [cm]
		$\sigma_{c,min}$	-8.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-6.6 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-5.0 [MPa]
		$\sigma_{s,min}$	-110.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-85.5 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-64.3 [MPa]
		$\sigma_{s,max}$	268.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	208.0 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	156.5 [MPa]
				k ₂	0.5	k ₂	0.5
				$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.77 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.52 [%]
				Sr,max	38.4 [cm]	Sr,max	38.4 [cm]
				Wk	0.297 [mm]	Wk	0.198 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	350	cm
altezza	H	=	200	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	15.3	cm
altezza utile	d	=	185	cm
braccio coppia interna	z	=	166.3	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	4	
diámetro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	10	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	8.04	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	40	
diámetro	ϕ_1	=	30	mm
numero barre	n_2	=	20	
diámetro	ϕ_2	=	30	mm
area totale	A_{sl}	=	424.1	cm ²

materiali

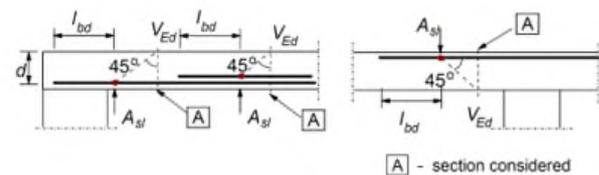
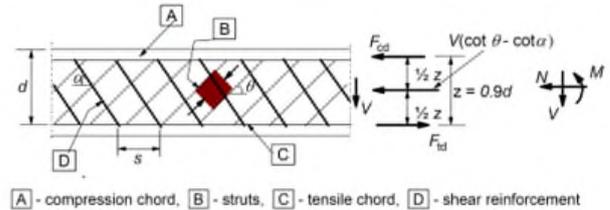
calcestruzzo

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



sollecitazioni e verifiche

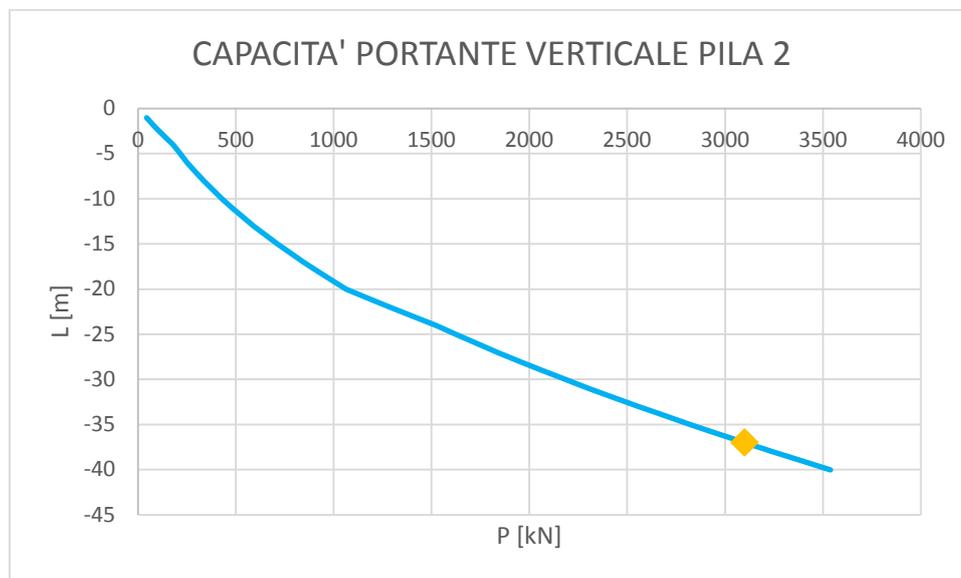
taglio	V_{Ed}	=	8850	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	2879.6	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	10269.0	[kN]
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	23042.0	[kN]
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione				duatile
traslazione armatura long.	a_l	=	163.2	cm

Verifica armatura trasversale Pulvino – sezione di attacco con il fusto

10.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 1000mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale. Le verifiche sono state condotte in accordo con NTC2018.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 3083.7 kN. Pertanto, si utilizzano pali di lunghezza pari a 37.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 3098.32 kN.



Capacità portante verticale pali

**AURELIA BIS**PALI DI FONDAZIONE PILA 2Calcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	37	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	1000	[mm]

Momento di plasticizzazione	M _y	1490.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	9	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.37	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	23	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.29	[-]

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}	43801.2	[kN]
H _{1,minimo}	42322.6	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	14640.7	[kN]
H _{2,minimo}	14147.8	[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}	861.7	[kN]
H _{3,minimo}	851.9	[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}	861.7	[kN]	PALO
H _{minimo}	851.9	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	522.3	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	401.7	[kN]
H _{agente}	391.9	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

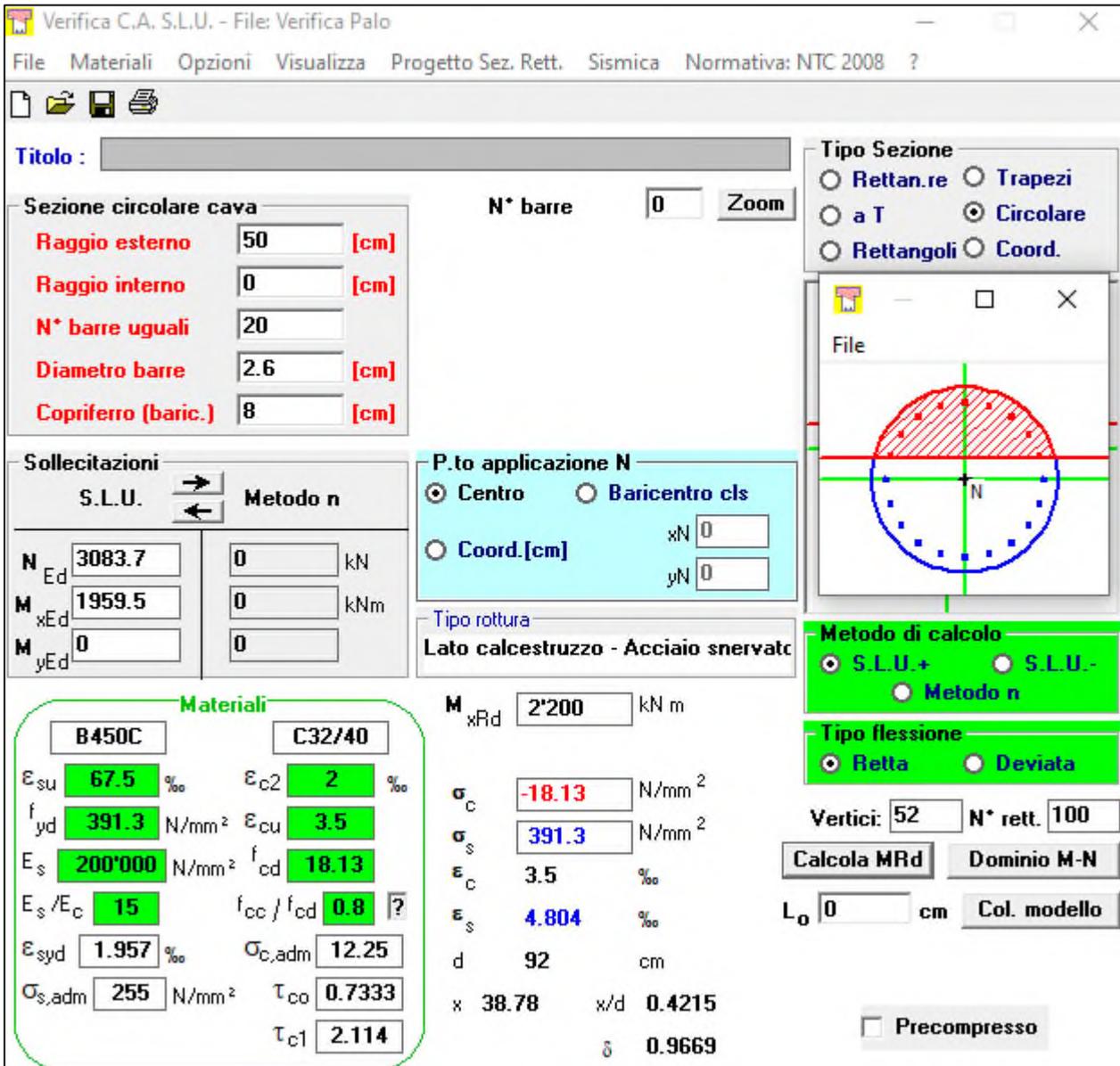
L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 20Φ26 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/20

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3083.7	391.9	1959.5

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei pali di fondazione.



Verifica strutturale pali di fondazione

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	70.7	cm
altezza	H =	70.7	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	8	cm
altezza utile	d =	62.7	cm
braccio coppia interna	z =	56.4	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	2	
diametro	ϕ =	12	mm
passo	s =	20	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	2.26	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	26	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	53.1	cm ²

materiali

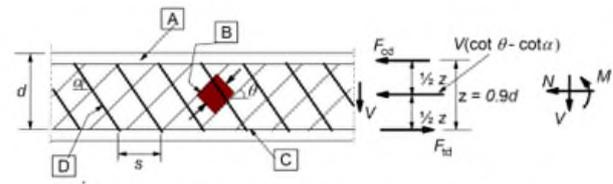
calcestruzzo

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

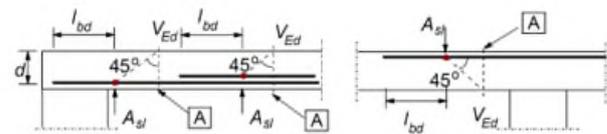
acciaio

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} =	391.9	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	284.1	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	624.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	1346.7	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione		duatile	
traslazione armatura long.	a_l =	70.5	cm

Verifica a taglio pali di fondazione

11. VERIFICA PILA 5

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 e di tipo *beam*.

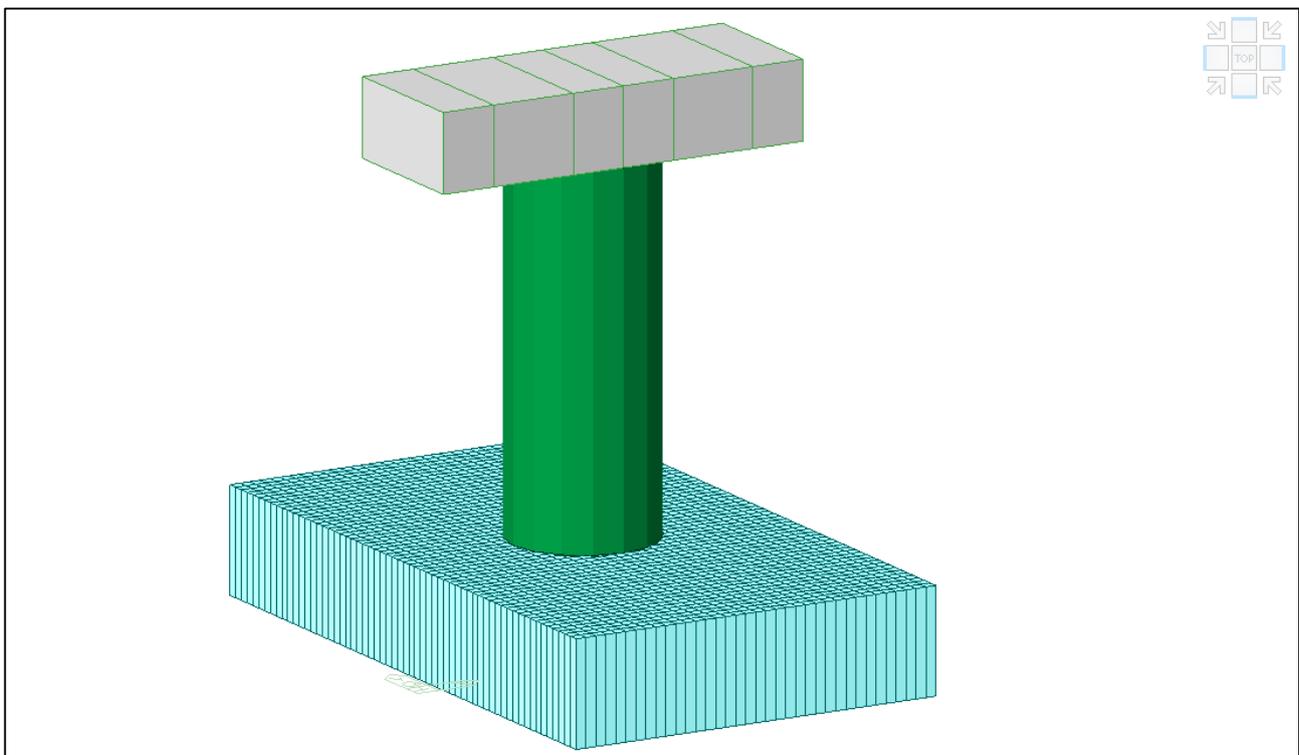
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

11.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

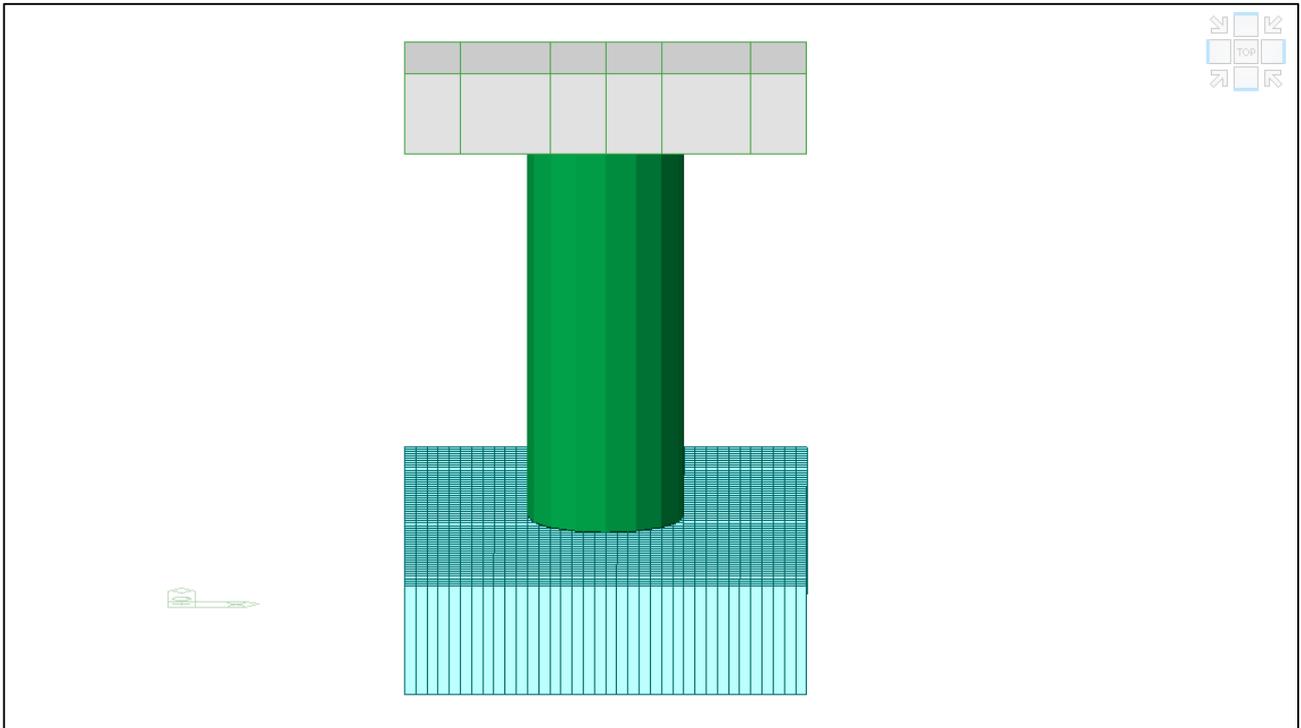
11.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La pila presenta una platea di fondazione di dimensione 9m x 15m e spessore 2.5m. Il fusto ha raggio pari a 175 cm mentre i pulvini hanno una base pari a 350cm, la sezione presenta una altezza variabile pari a 200cm in mezzzeria e pari a 50cm agli estremi. Le medesime dimensioni valgono anche per le pile n. 1 e 4.

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.

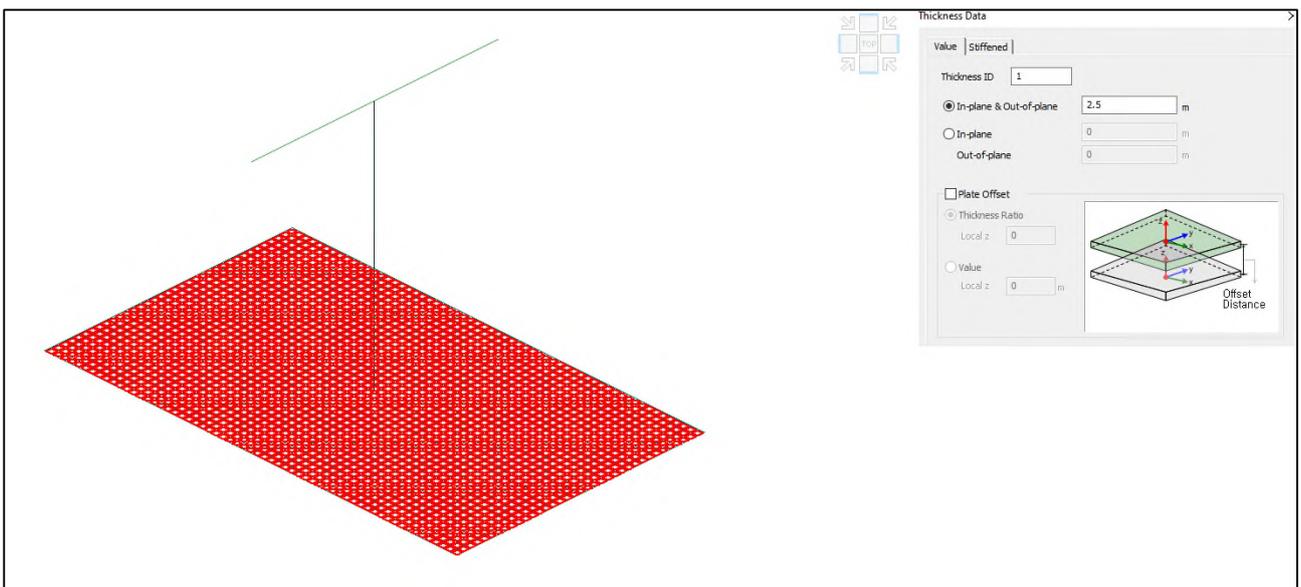


Modello FEM - Vista 1 – Pila 5

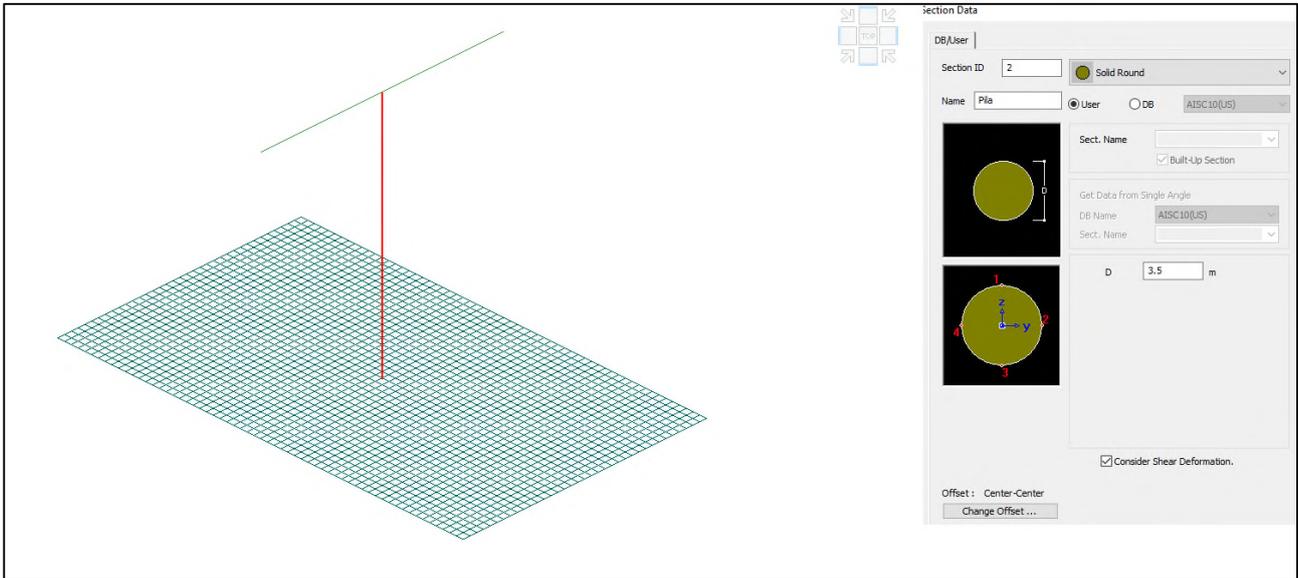


Modello FEM - Vista 2 – Pila 5

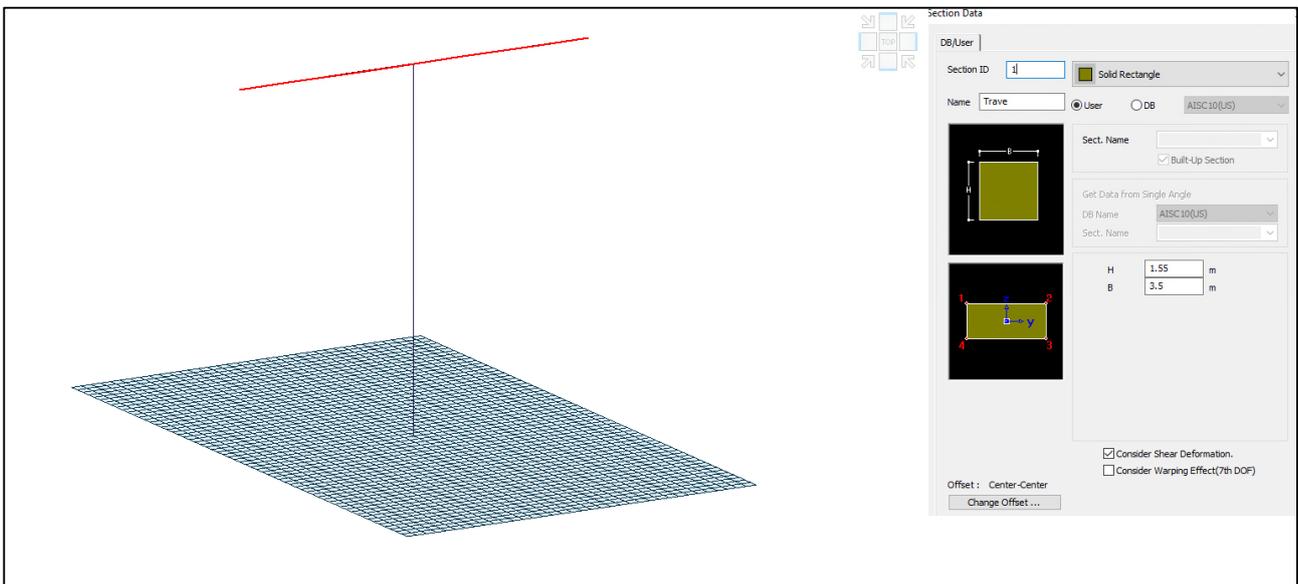
Per quanto riguarda il Pulvino, avendo un'altezza variabile da 200 cm a 50 cm, è stata considerata un'altezza equivalente pari a 1.85m che garantisce lo stesso peso proprio.



Modello FEM – Identificazione platea spessore 2.50m in calcestruzzo C25/30



Modello FEM – Identificazione pila di diametro 3.50m in calcestruzzo C32/40

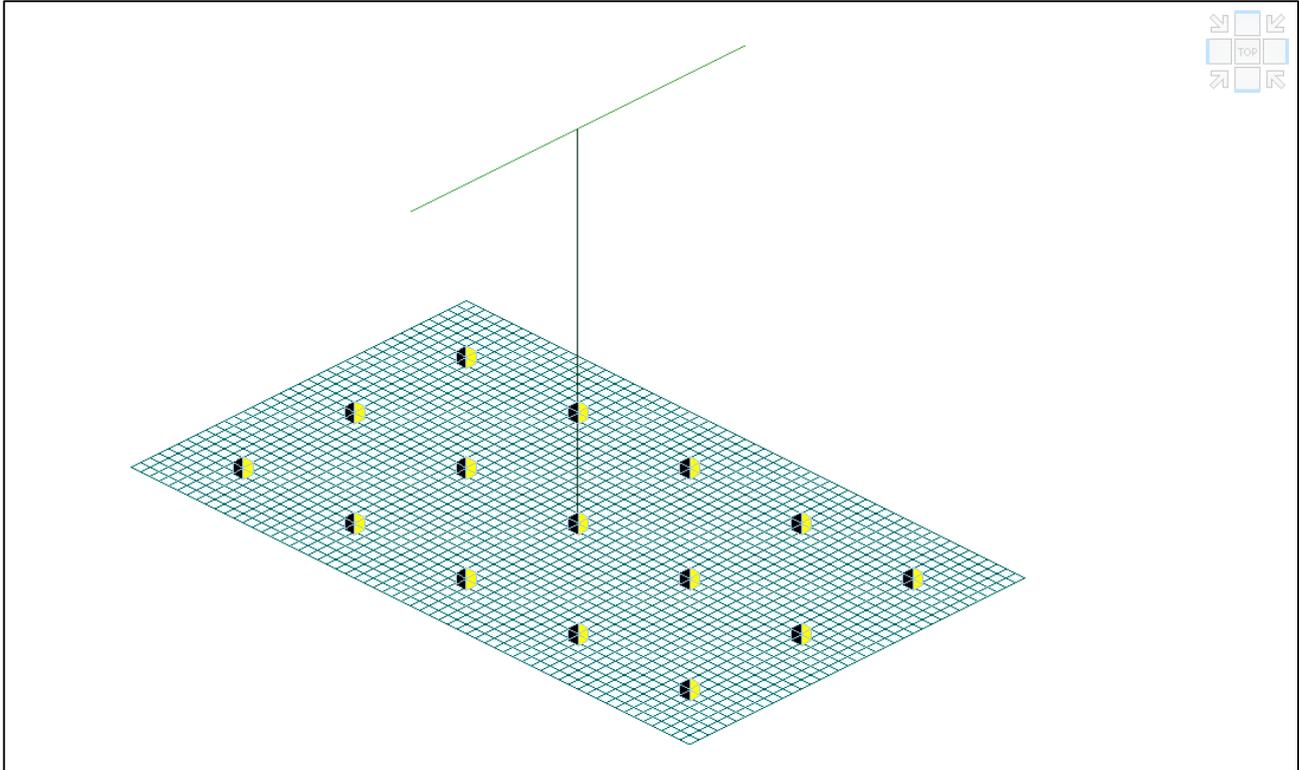


Modello FEM – Identificazione pulvino di altezza variabile pari a 200cm in mezzeria e pari a 50cm agli estremi in calcestruzzo C32/40

11.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei pali. I valori delle costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del palo, sono gli stessi di quelli calcolati per la Spalla B.

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



Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

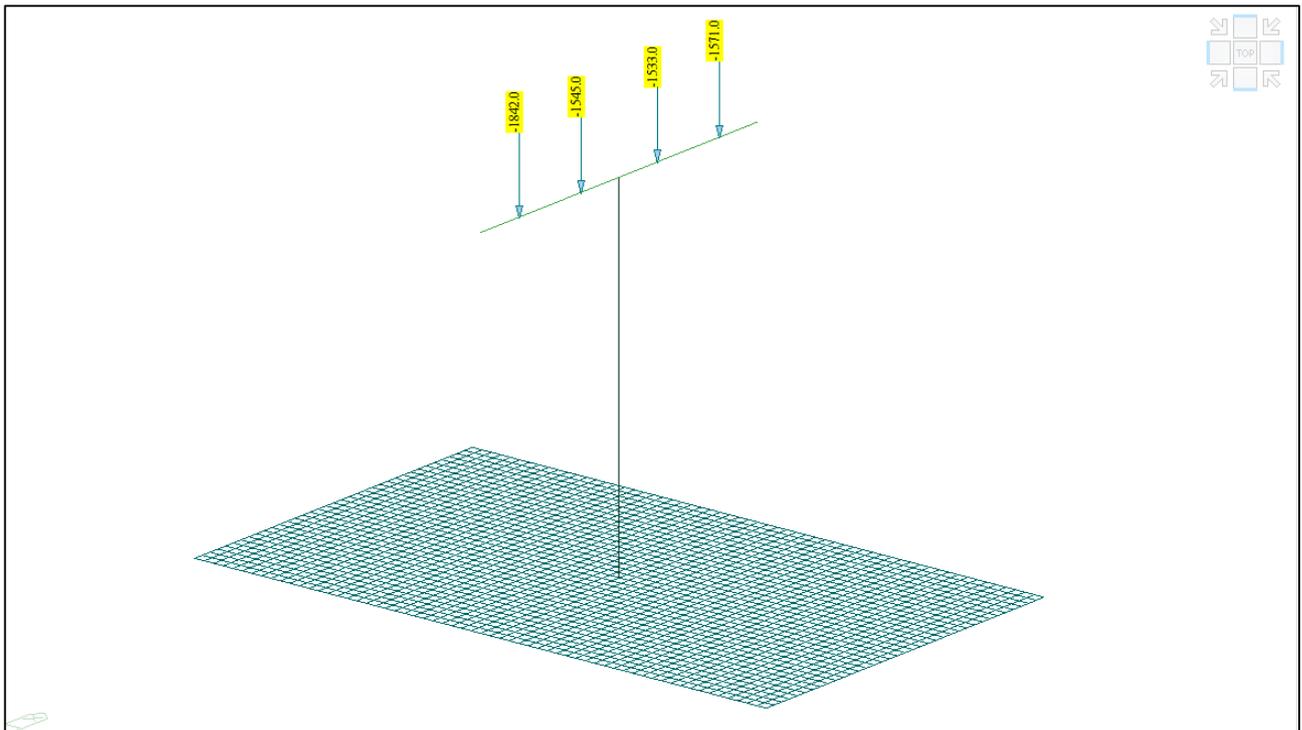
11.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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 pila. I carichi orizzontali derivanti dall'impalcato sono stati applicati in modo da

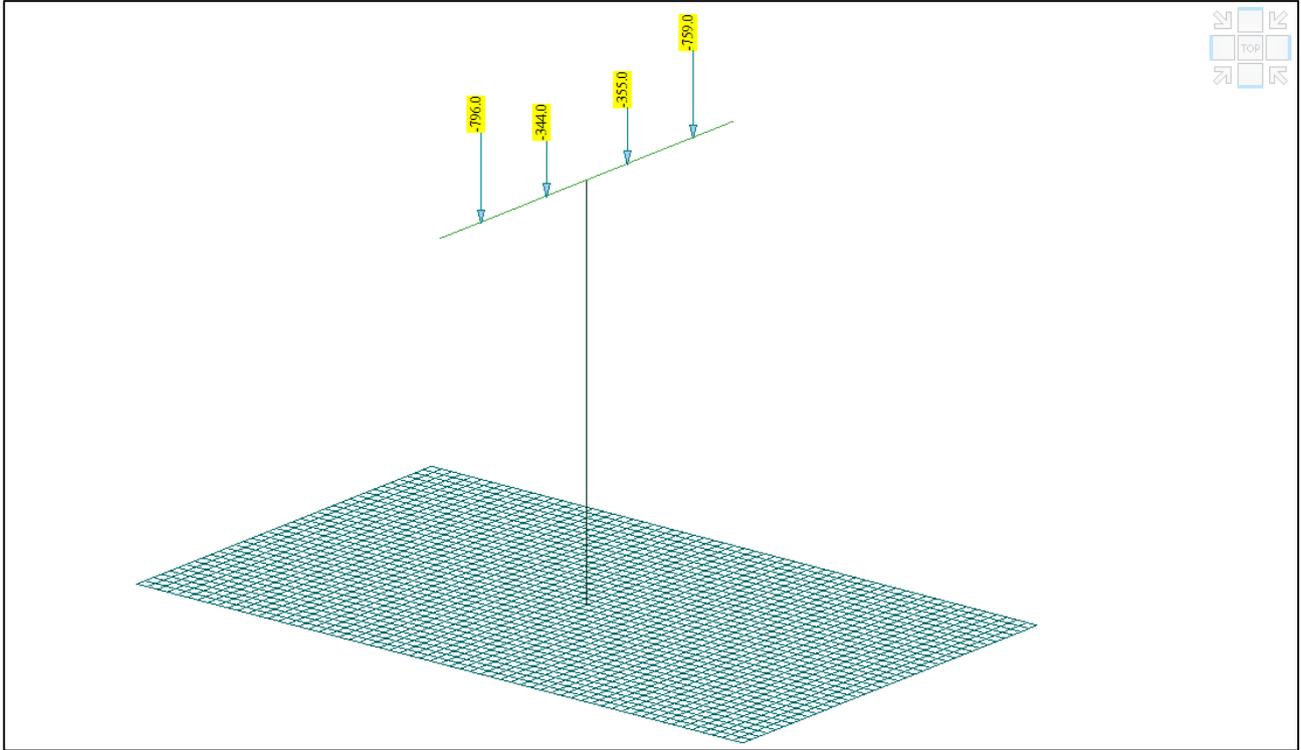


massimizzare l'effetto ribaltante della pila; in questo modo vengono massimizzate le sollecitazioni dei pali.

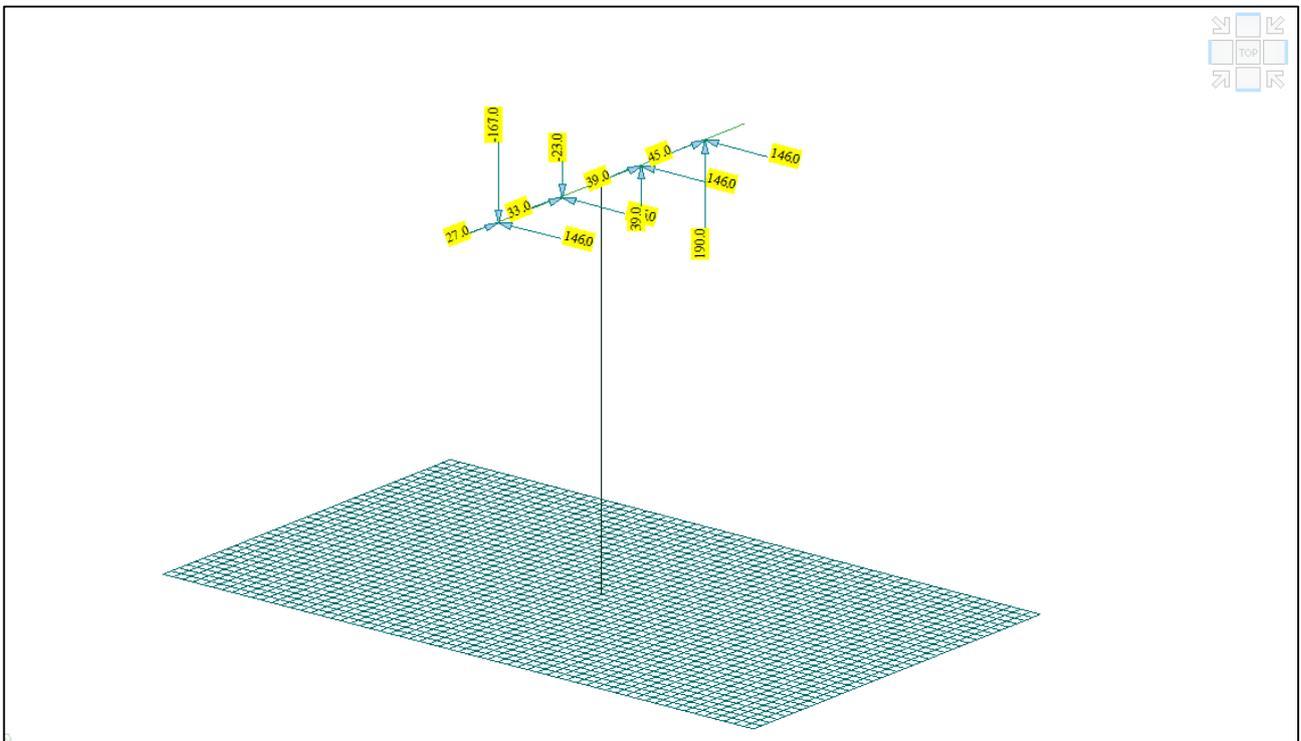
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti.



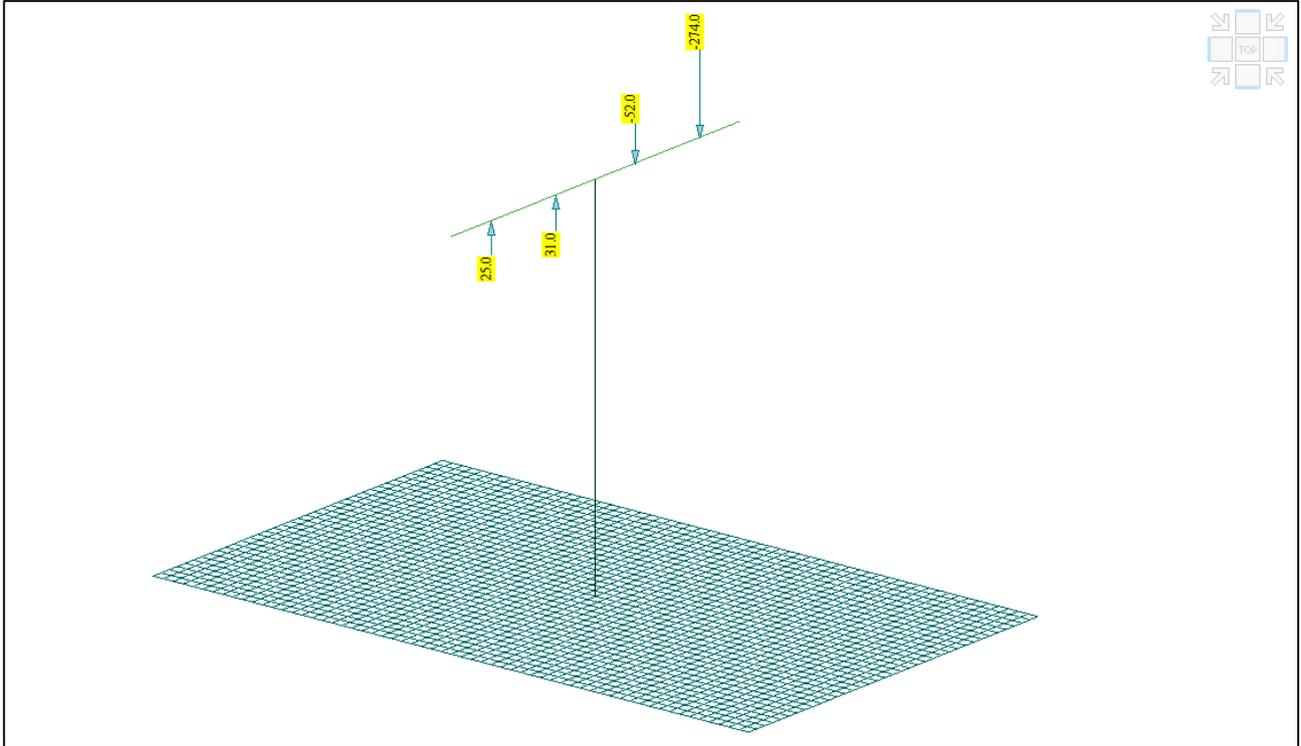
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



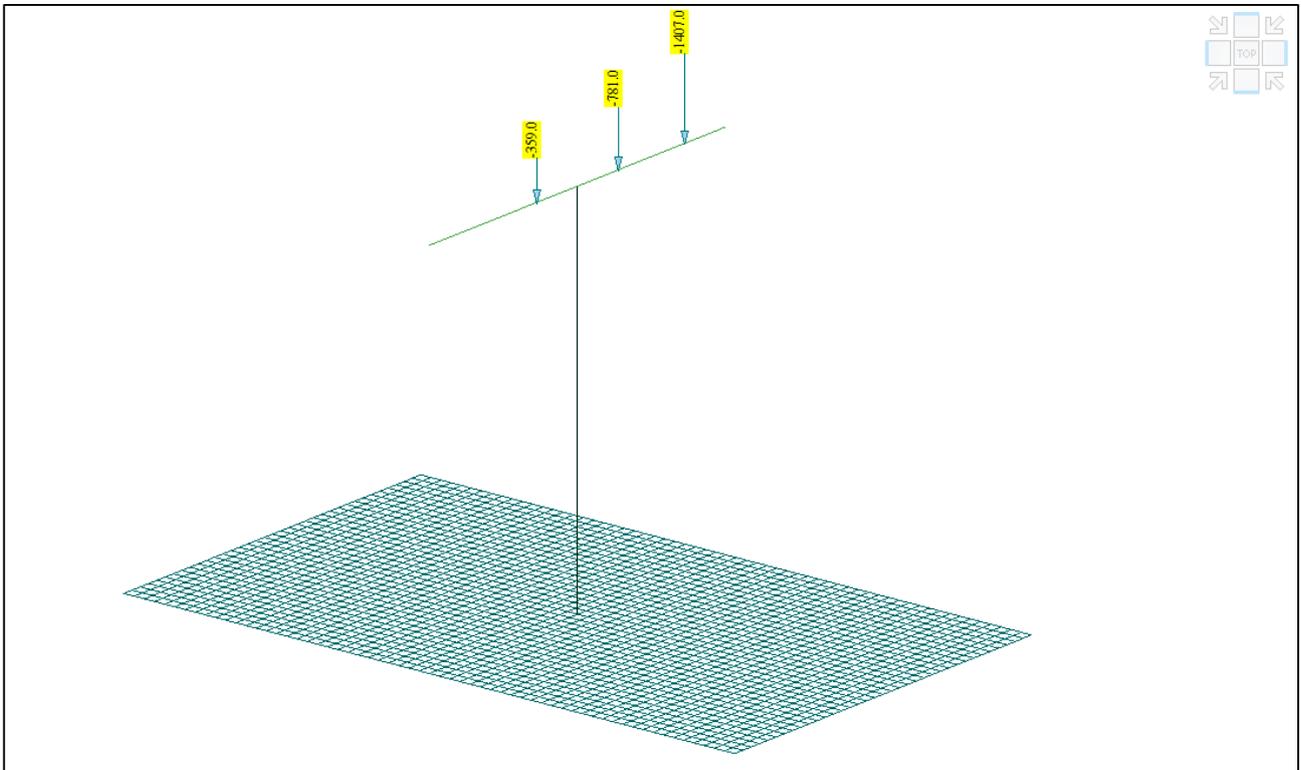
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



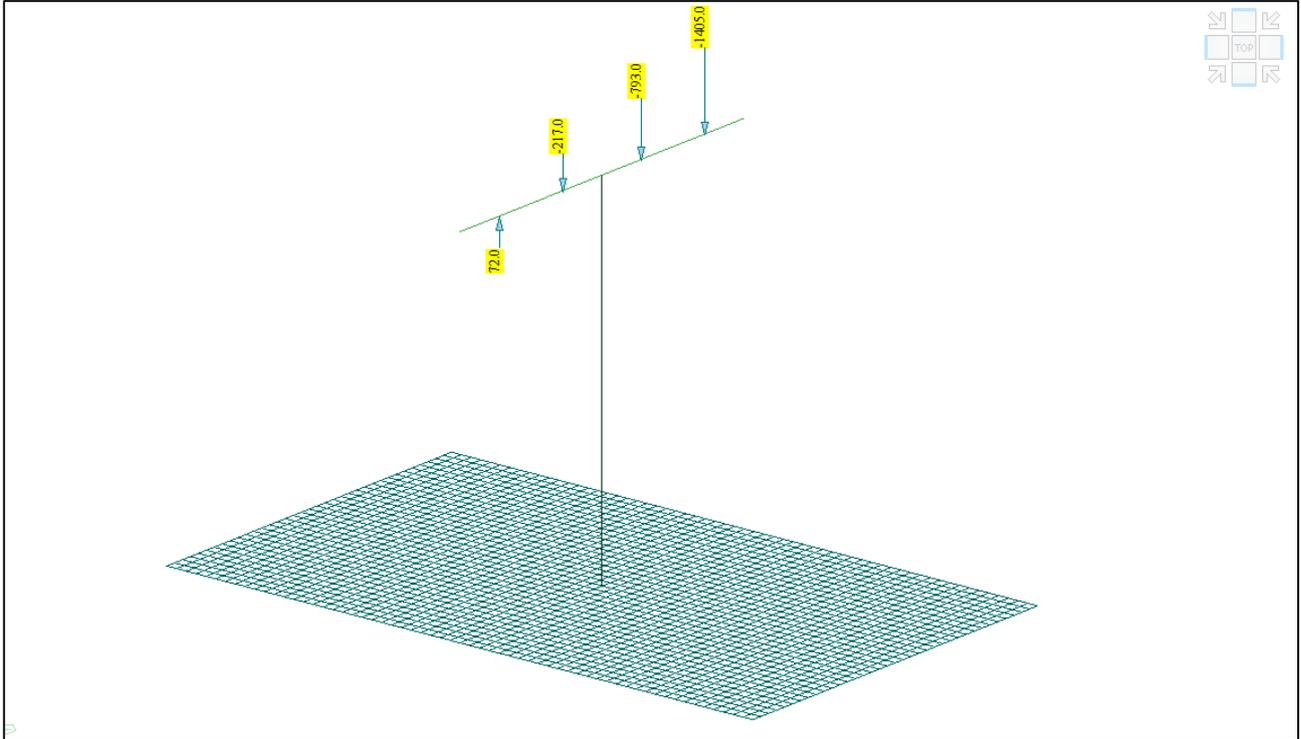
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



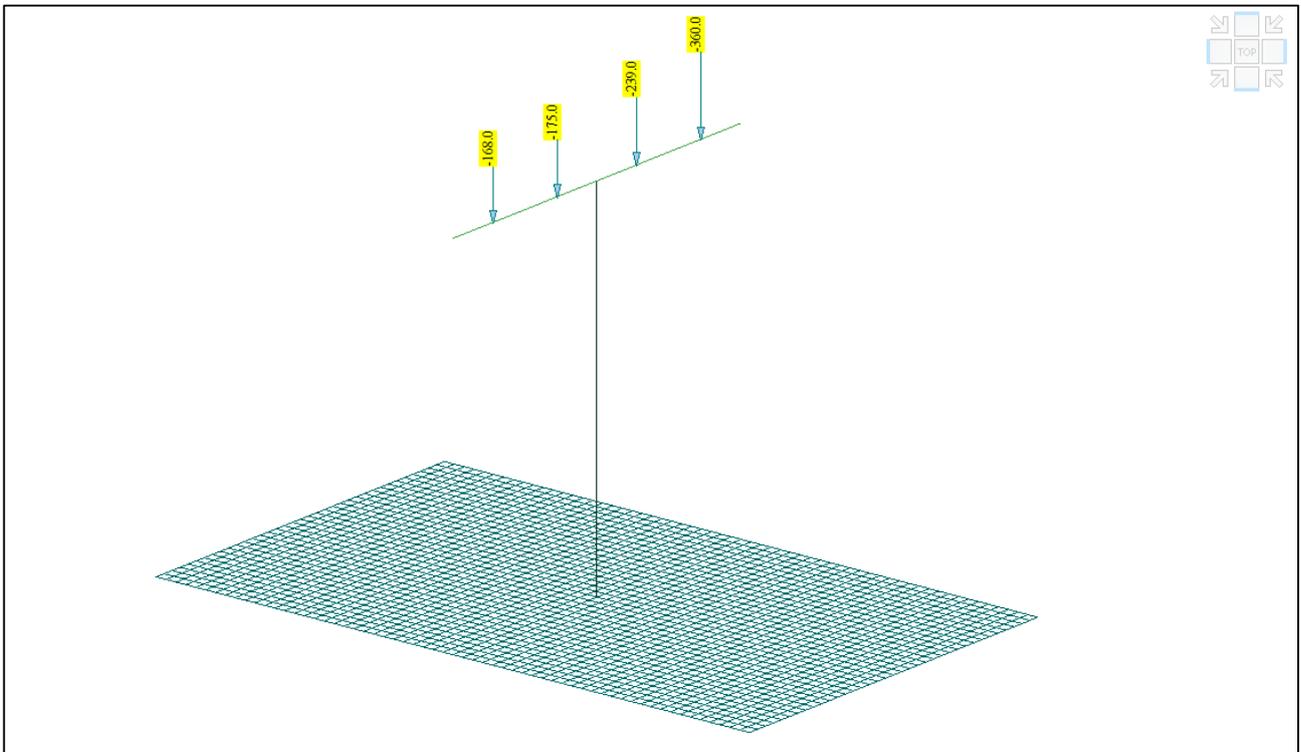
Modello FEM – Condizione di carico DistrA8



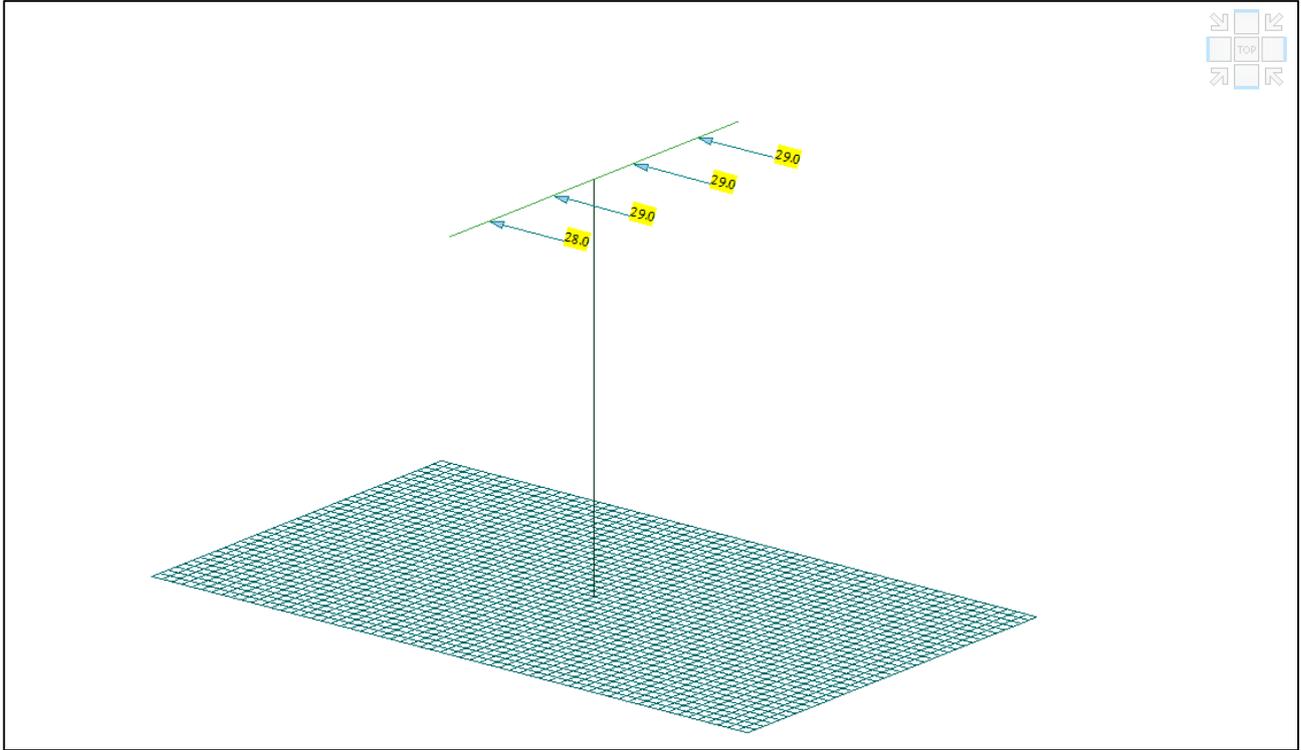
Modello FEM – Condizione di carico DistrB1



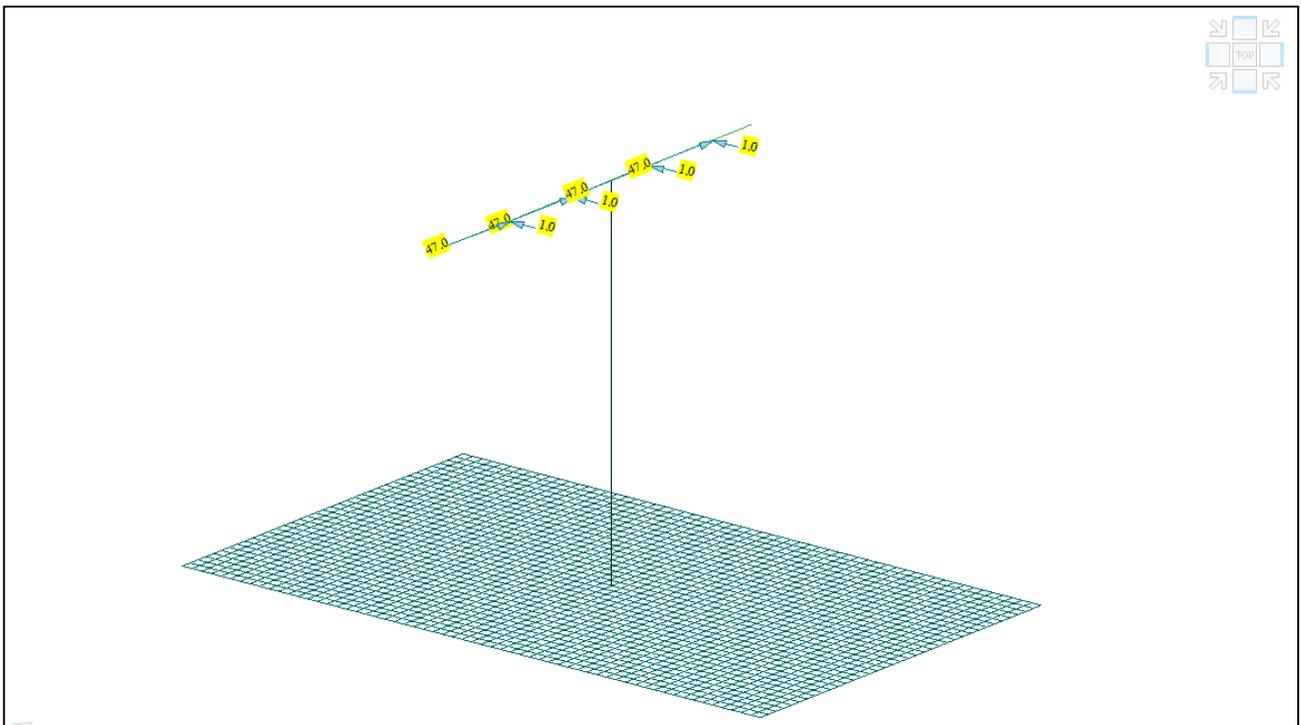
Modello FEM – Condizione di carico DistrD1



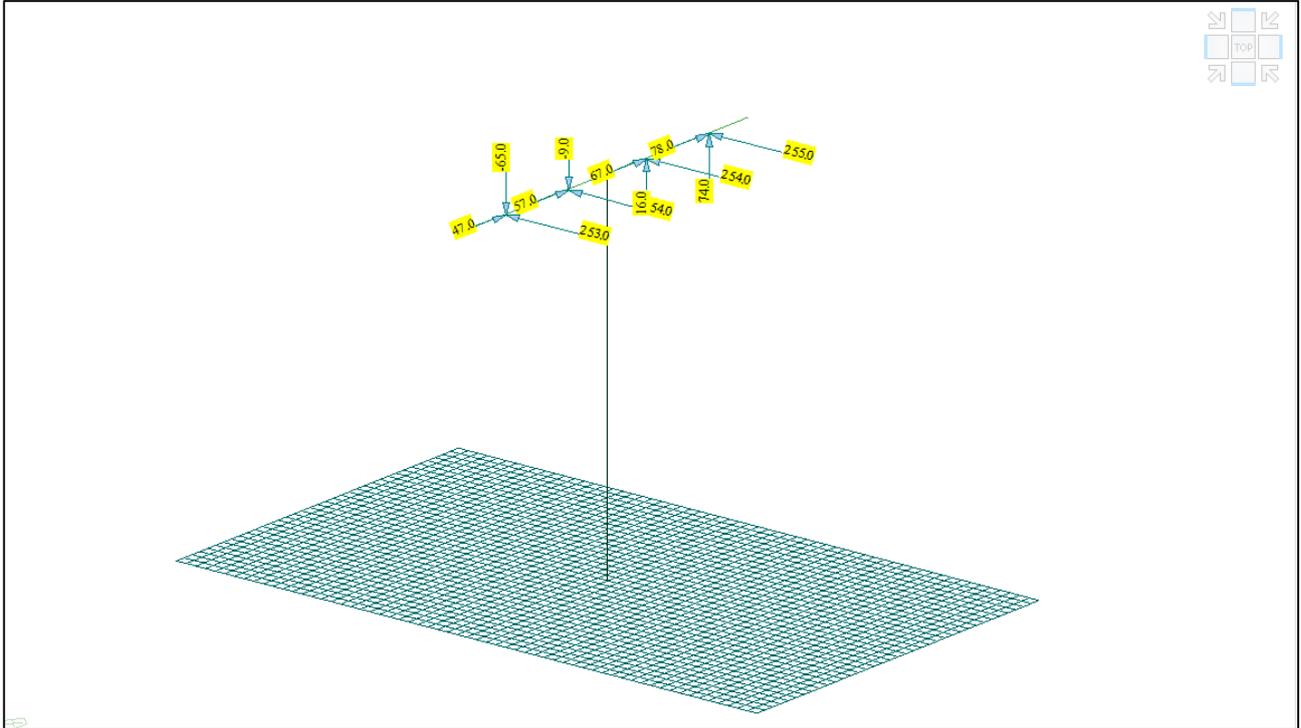
Modello FEM – Condizione di carico DistrD6



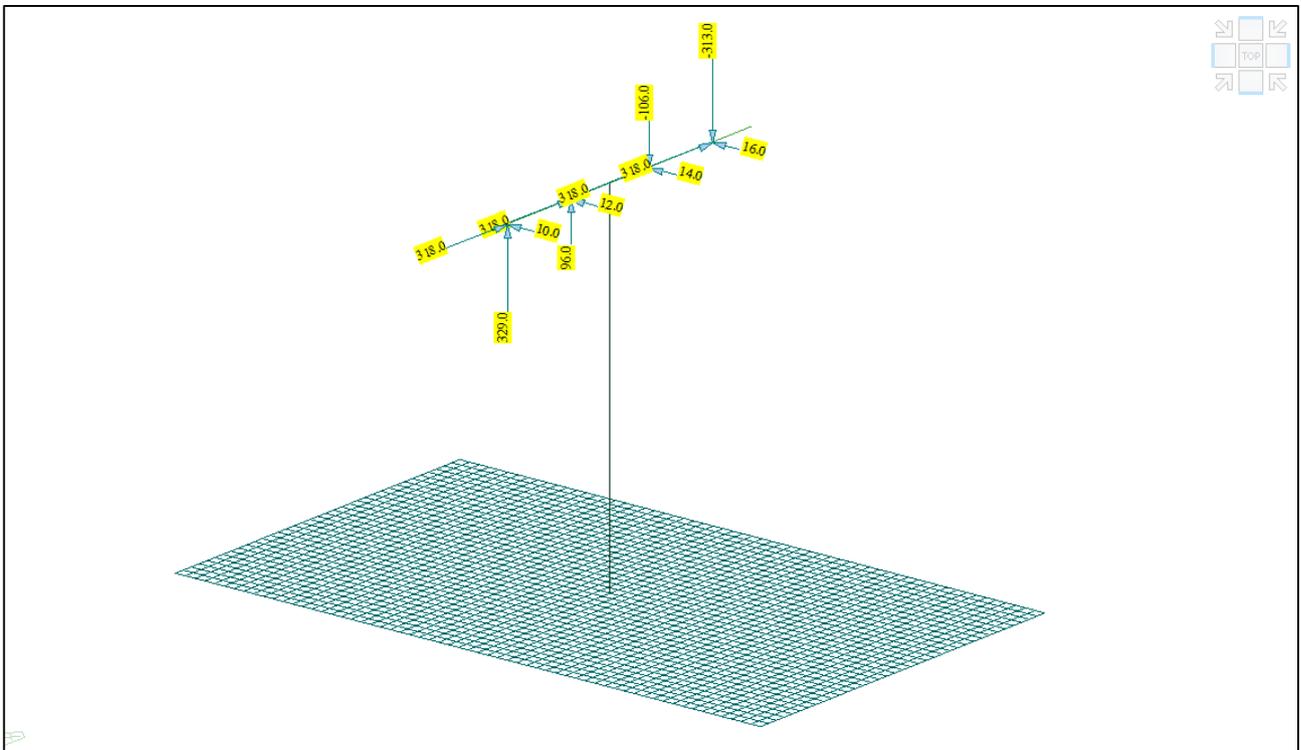
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



Modello FEM – Condizione di carico Termico



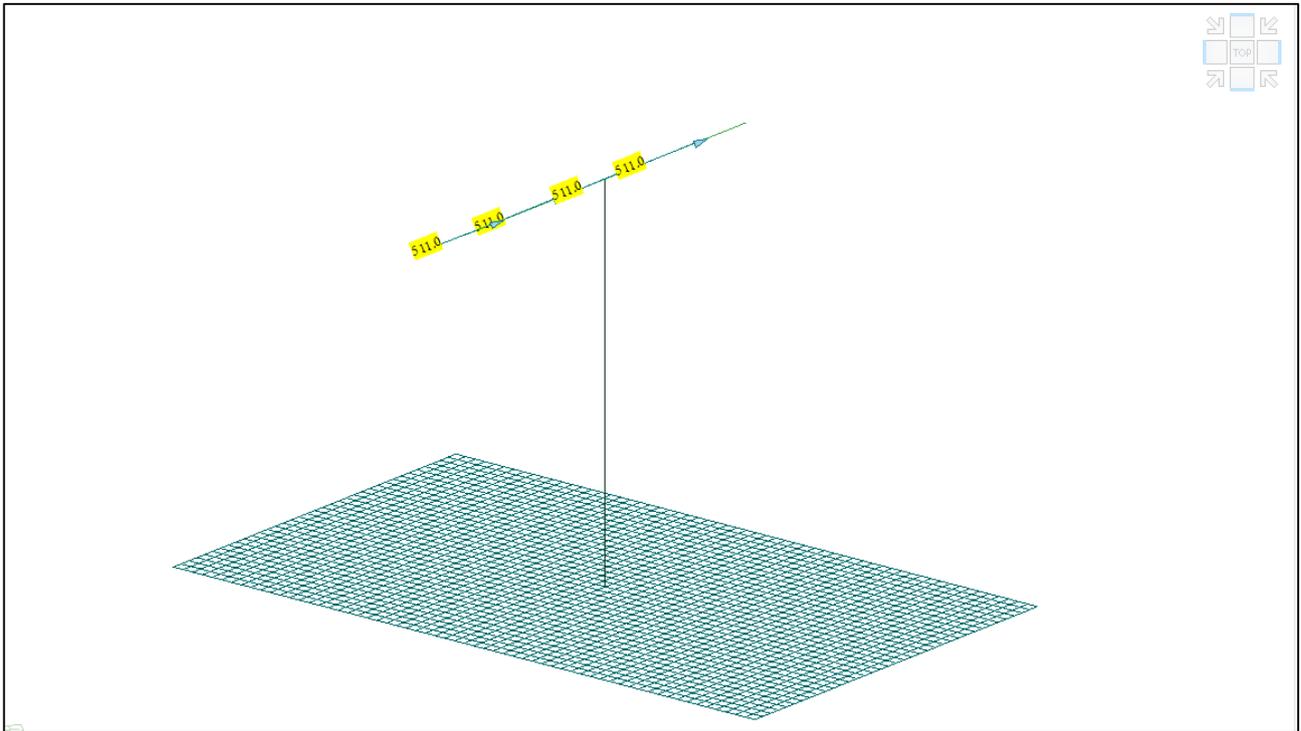
Modello FEM – Condizione di carico Vento



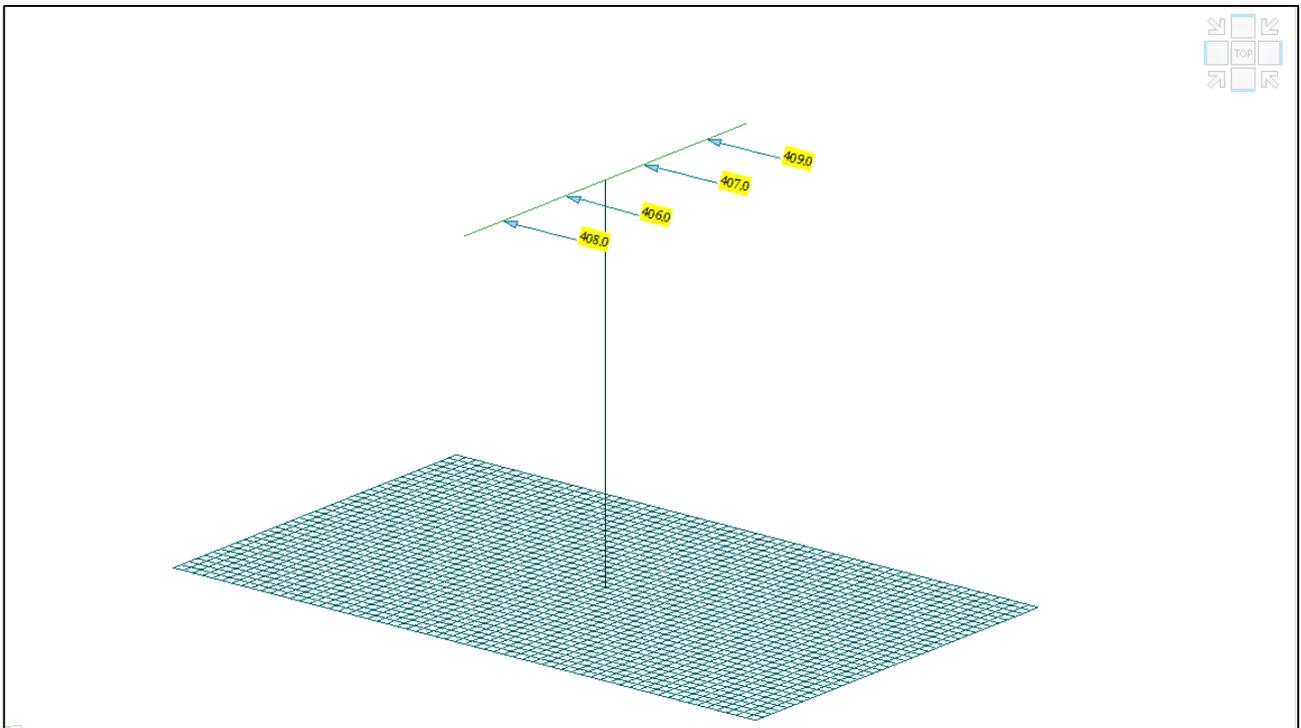
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

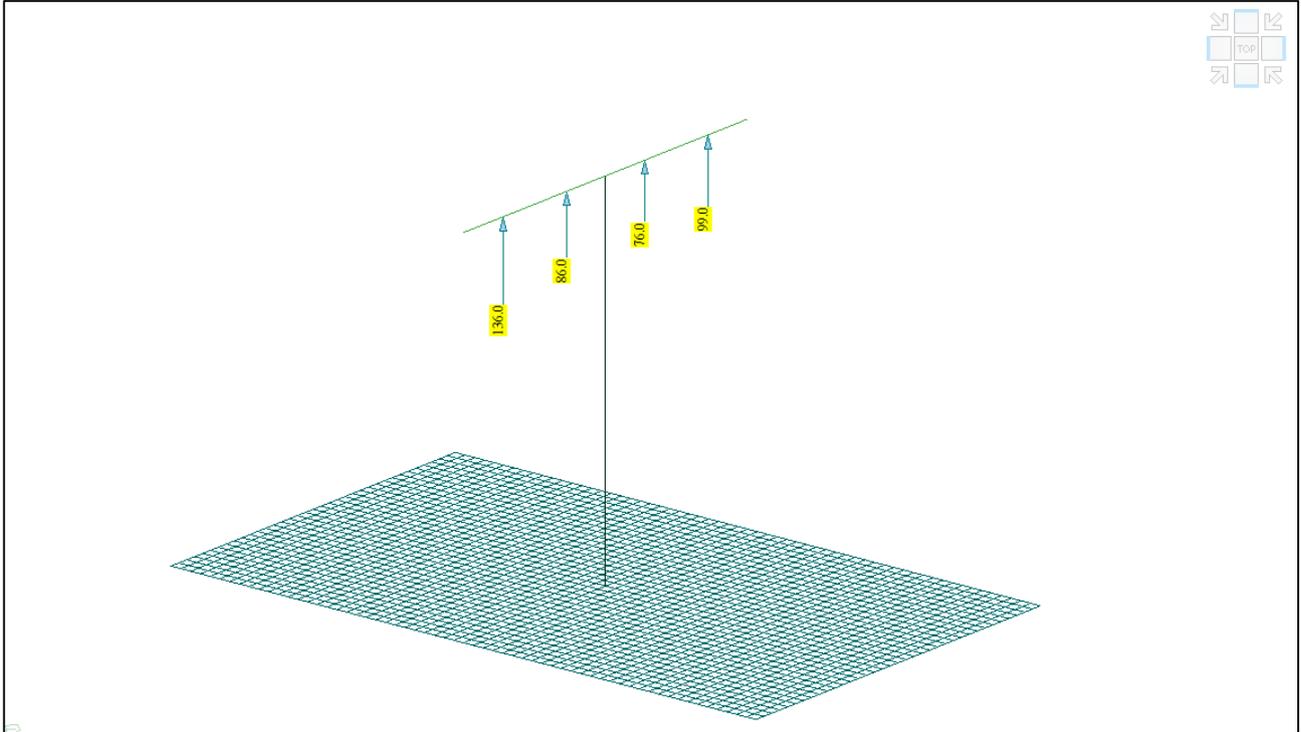
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



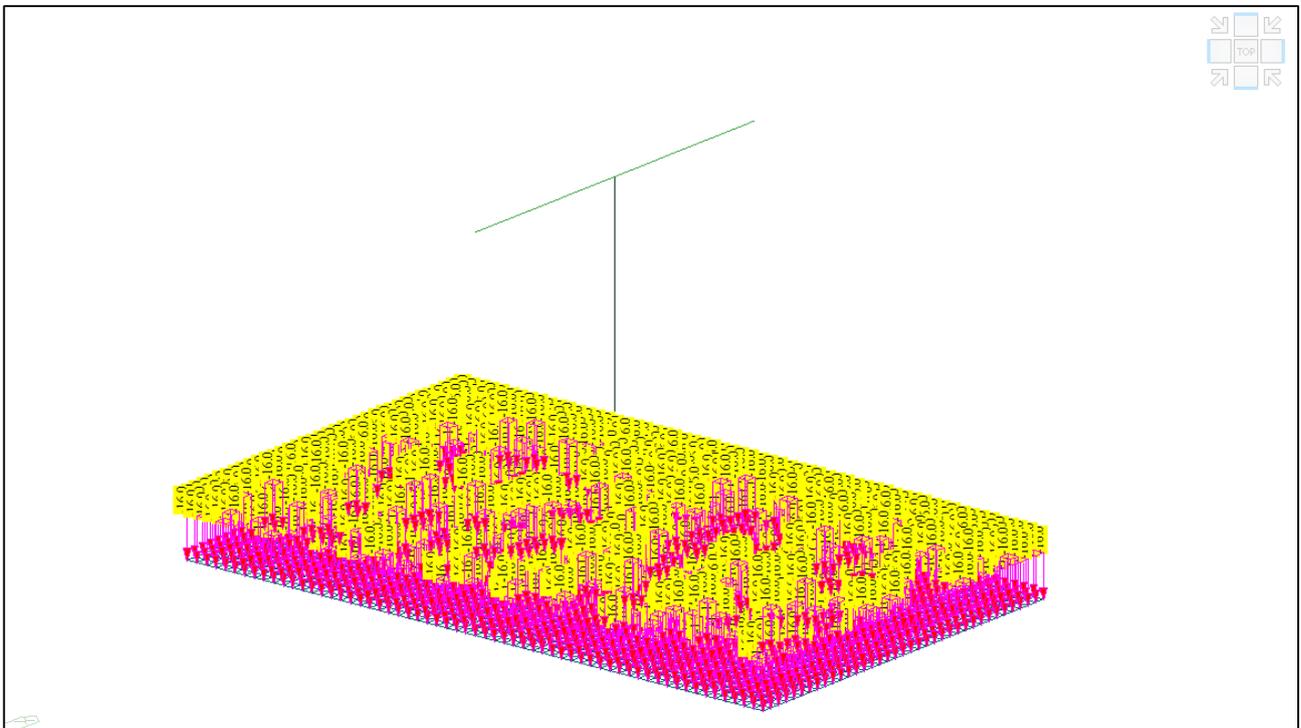
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato X



Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato Y



Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato Z



Modello FEM – Condizione di carico Peso terreno



A queste condizioni di carico si è aggiunta anche il sisma agente sulla pila, in direzione X e in direzione Y. Il carico è stato inserito come peso proprio con un coefficiente pari a a_g/g *S pari a 0.1769.

11.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

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

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

Di seguito si riportano i valori tabellati

SLU

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistA(ST), DistB(ST), DistC(ST), DistD(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termica(ST), Vento(ST), Sisma impalcato X(ST), Sisma impalcato Y(ST), Sisma impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sisma pila X(ST), Sisma pila Y(ST). Rows 1-20.

SLE RARA

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistA(ST), DistB(ST), DistC(ST), DistD(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termica(ST), Vento(ST), Sisma impalcato X(ST), Sisma impalcato Y(ST), Sisma impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sisma pila X(ST), Sisma pila Y(ST). Rows 21-35.



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

SLE FREQUENTE

Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pilati(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistAB(ST), DistB(ST), DistD(ST), DistO(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pila X(ST), Sistema pila Y(ST). Rows include SLE F1 through SLE F16.

SLE QUASI PERMANENTE

Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pilati(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistAB(ST), DistB(ST), DistD(ST), DistO(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pila X(ST), Sistema pila Y(ST). Rows include SLE QP1 through SLE QP4.

E

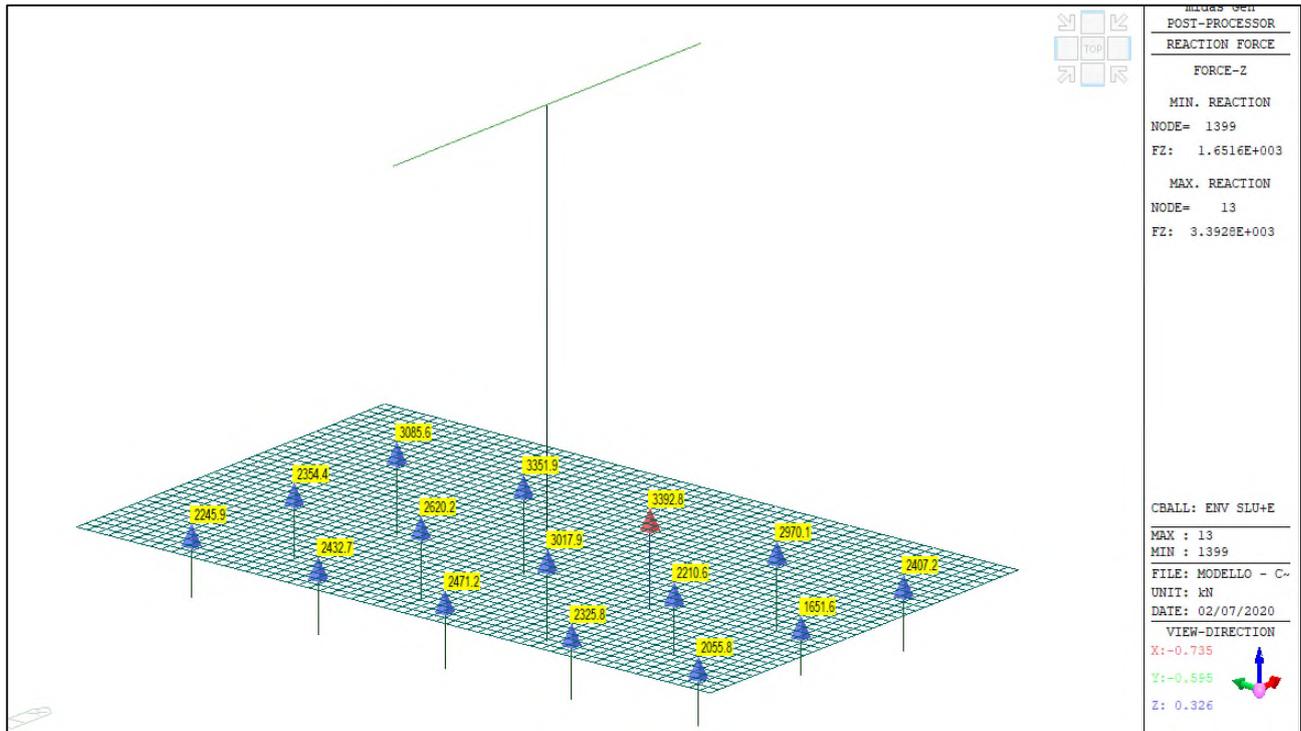
Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pilati(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), DistAB(ST), DistB(ST), DistD(ST), DistO(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sistema impalcato X(ST), Sistema impalcato Y(ST), Sistema impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sistema pila X(ST), Sistema pila Y(ST). Rows include E1 through E24.



11.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

11.2.1 REAZIONI VINCOLARI

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



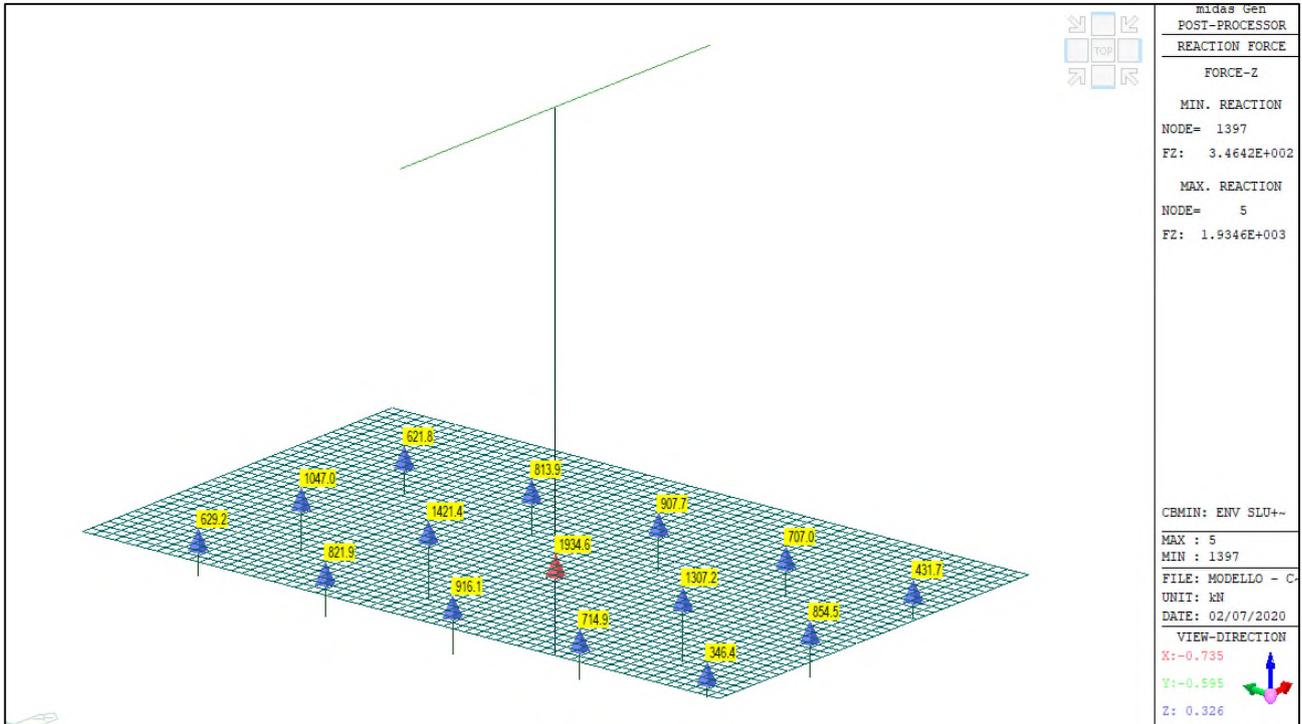
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



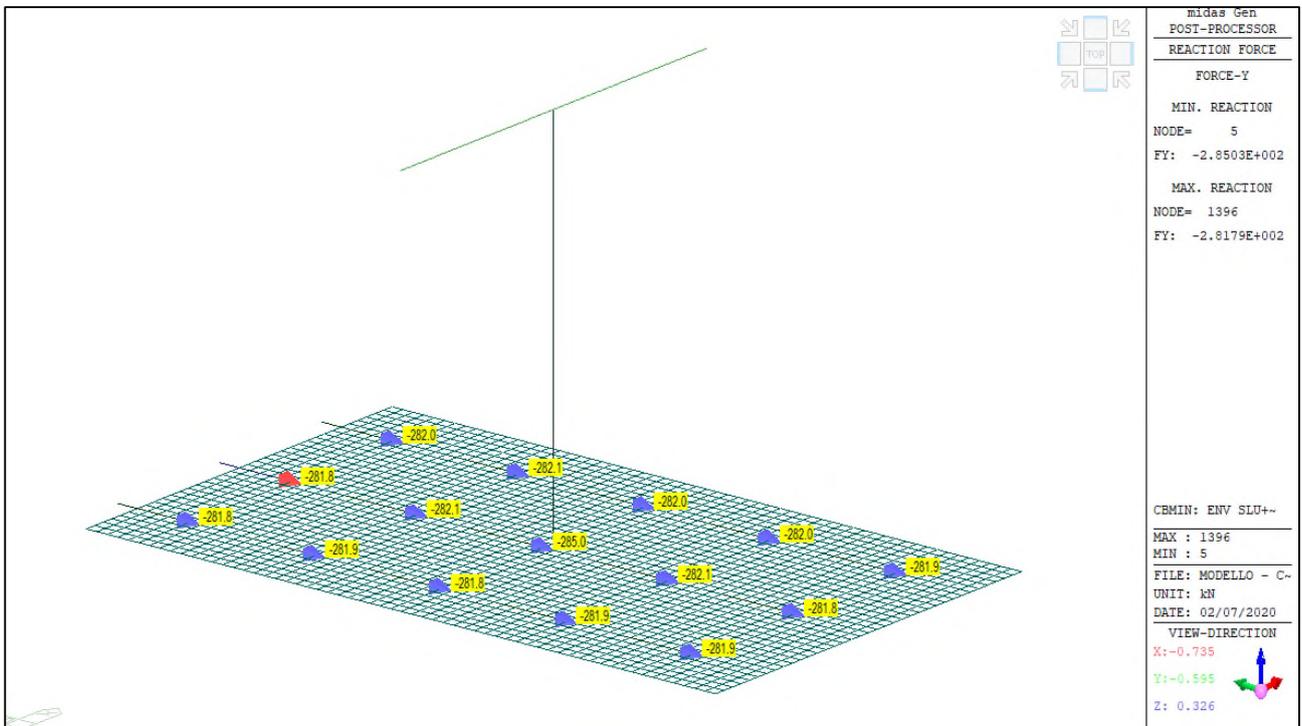
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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



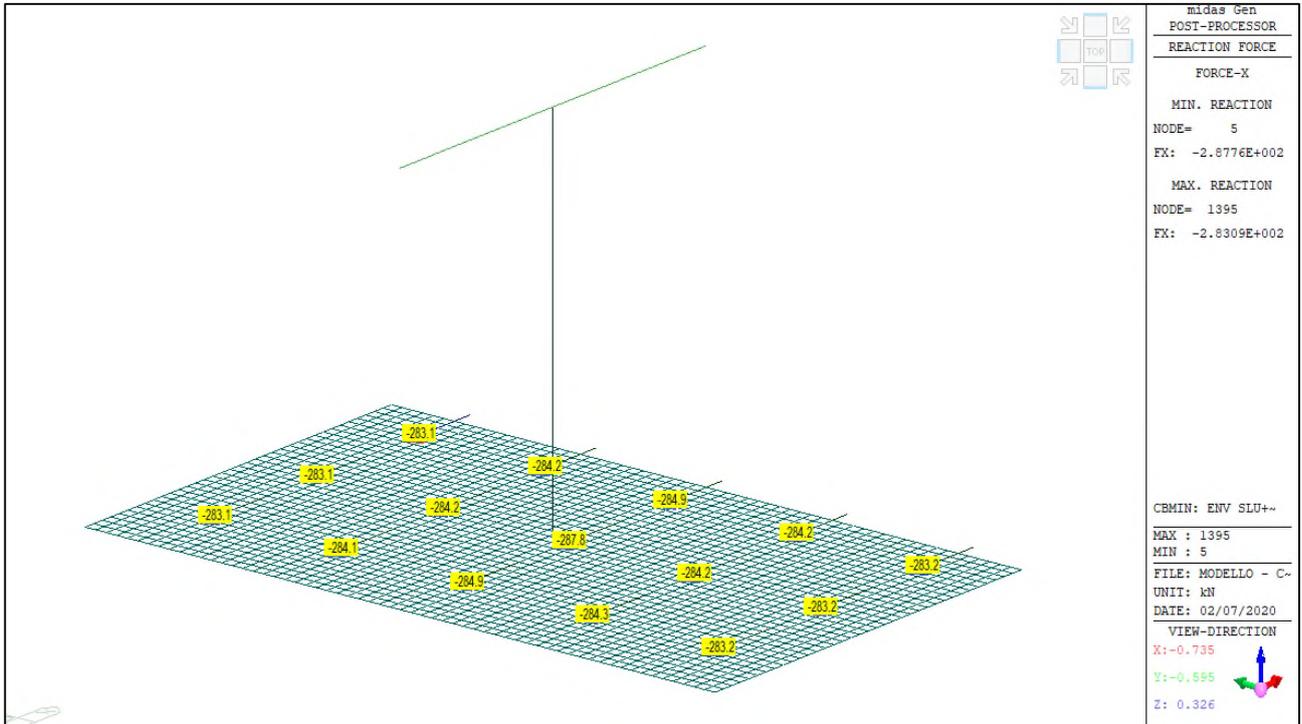
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

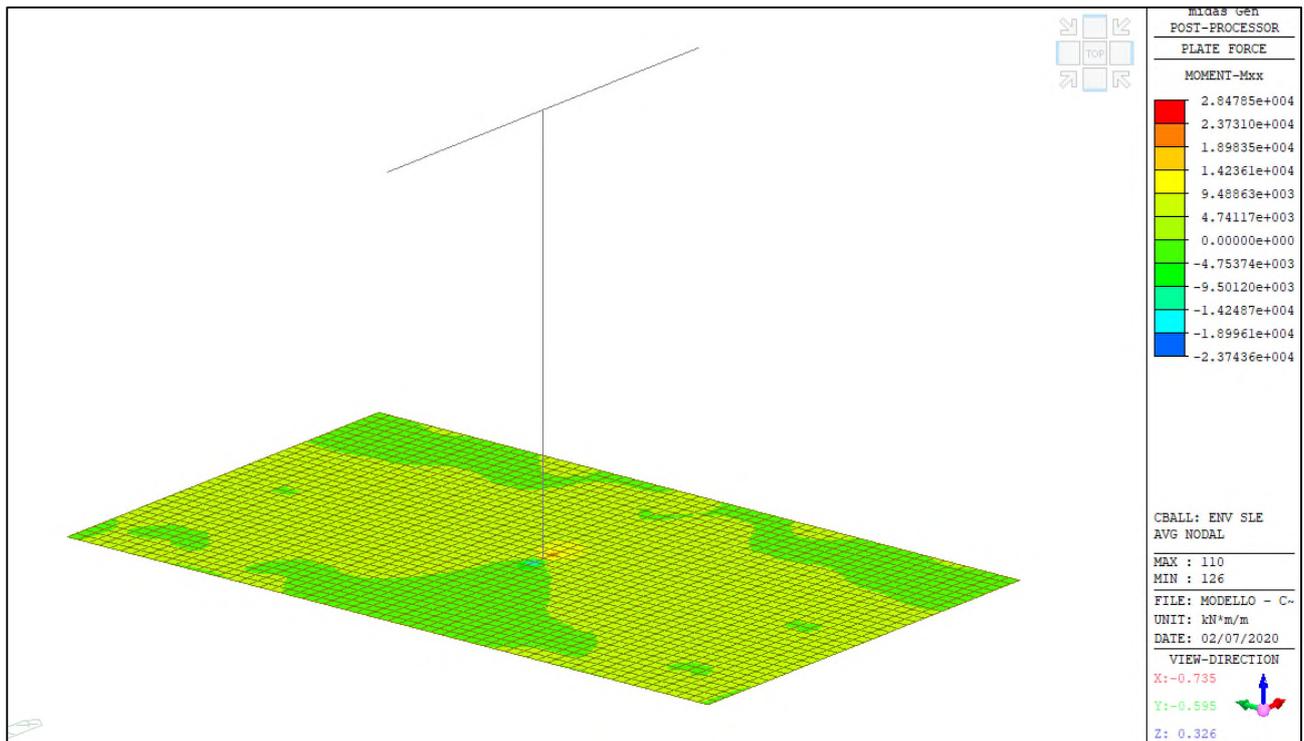


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

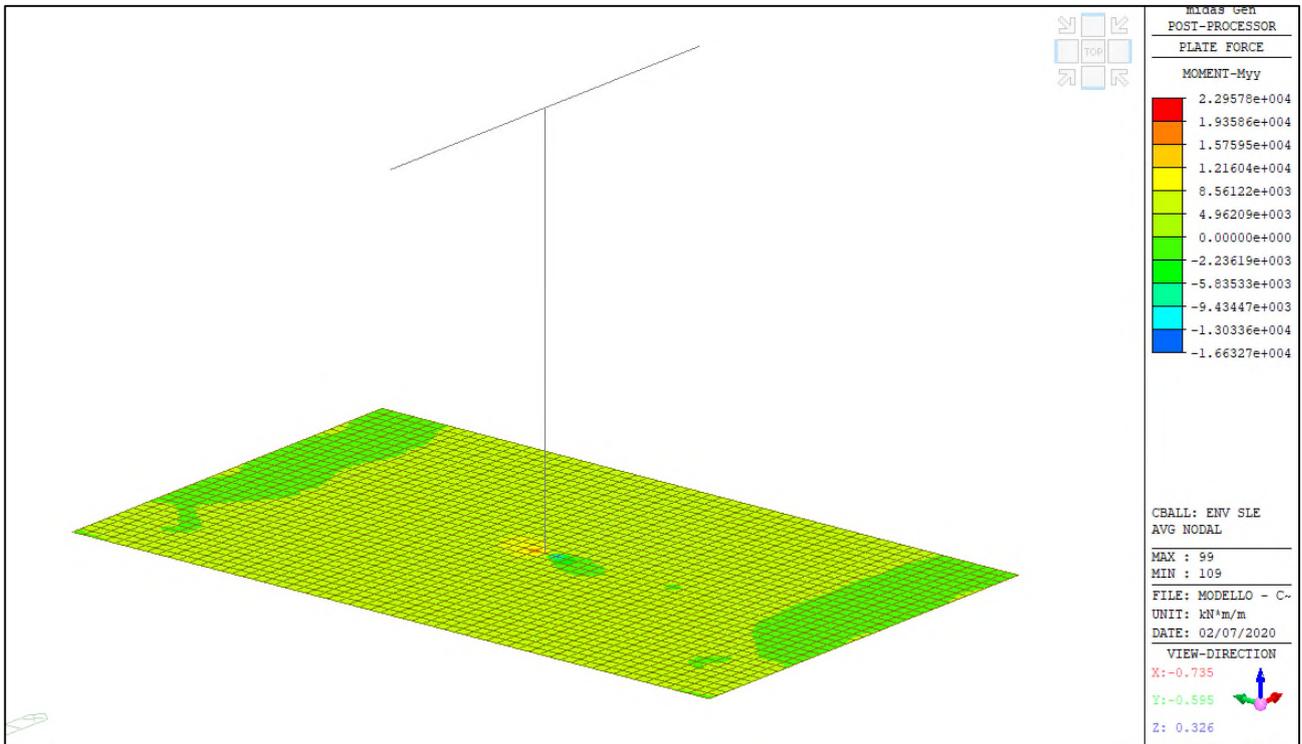


11.2.2 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

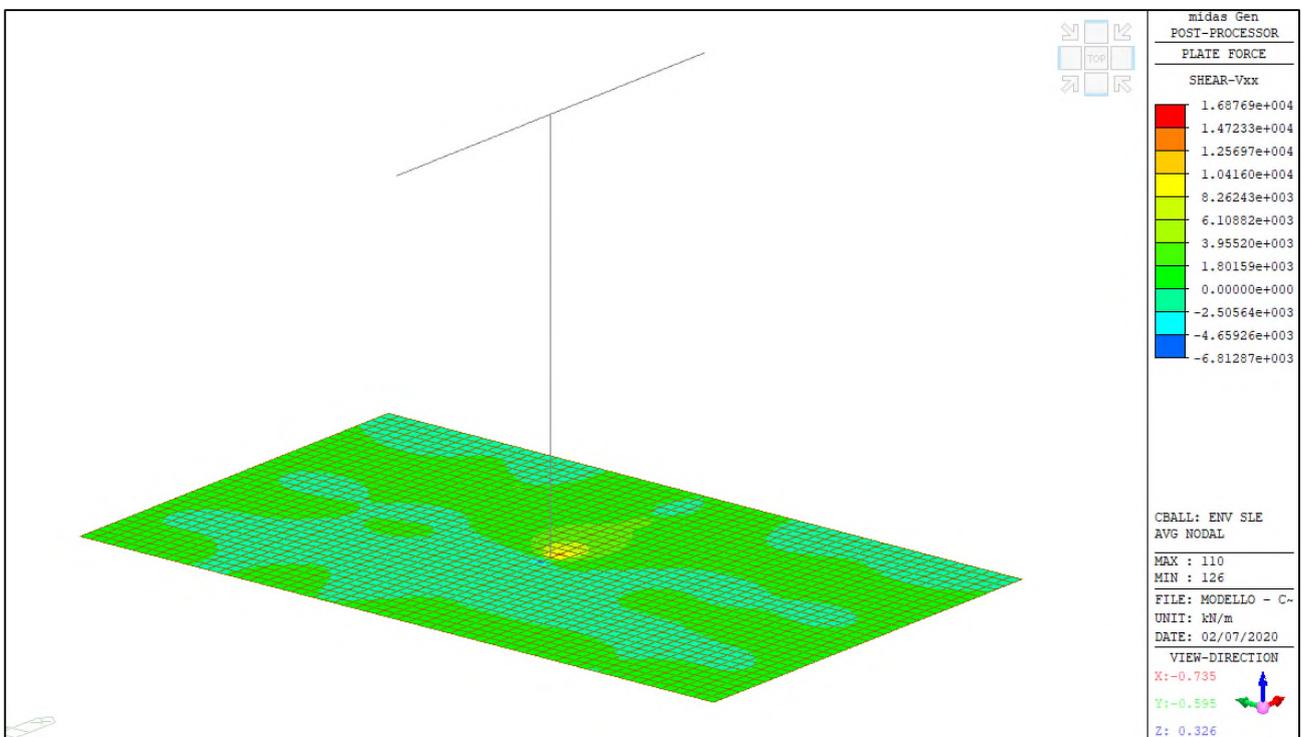
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



ENV-SLE RARA– Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



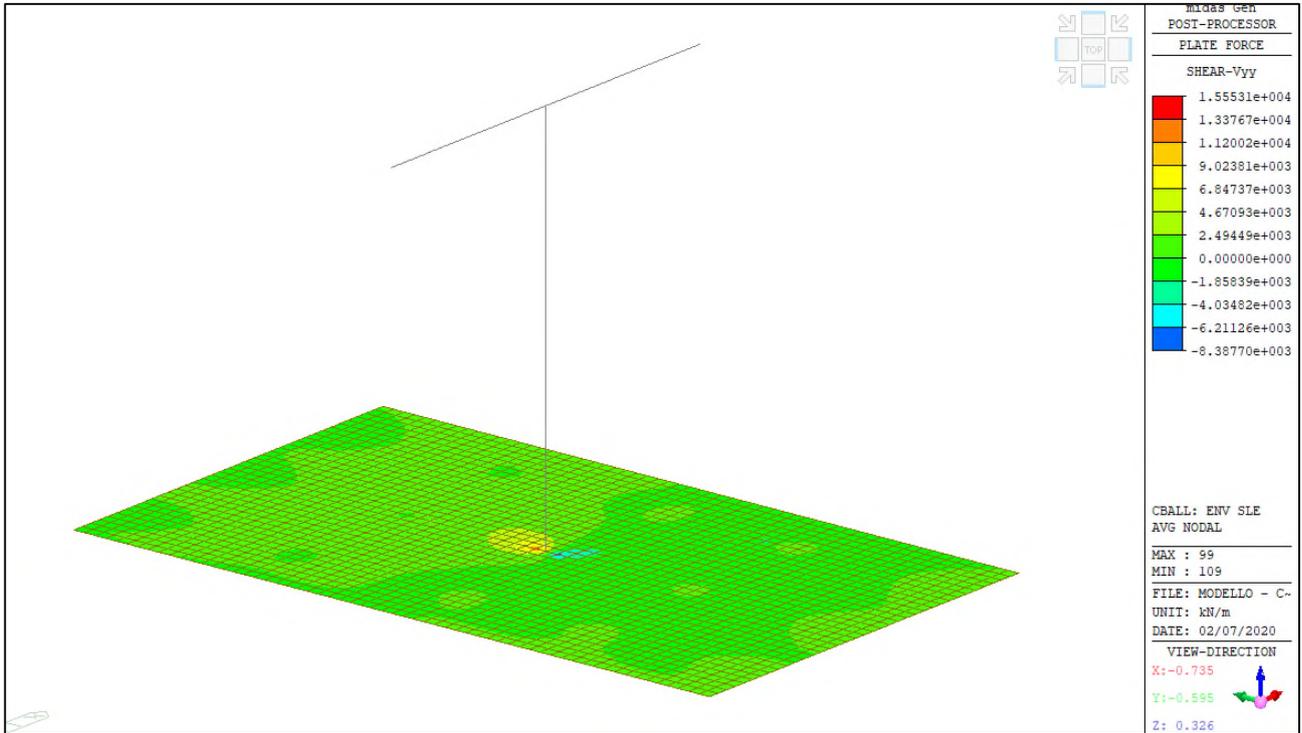
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Platea



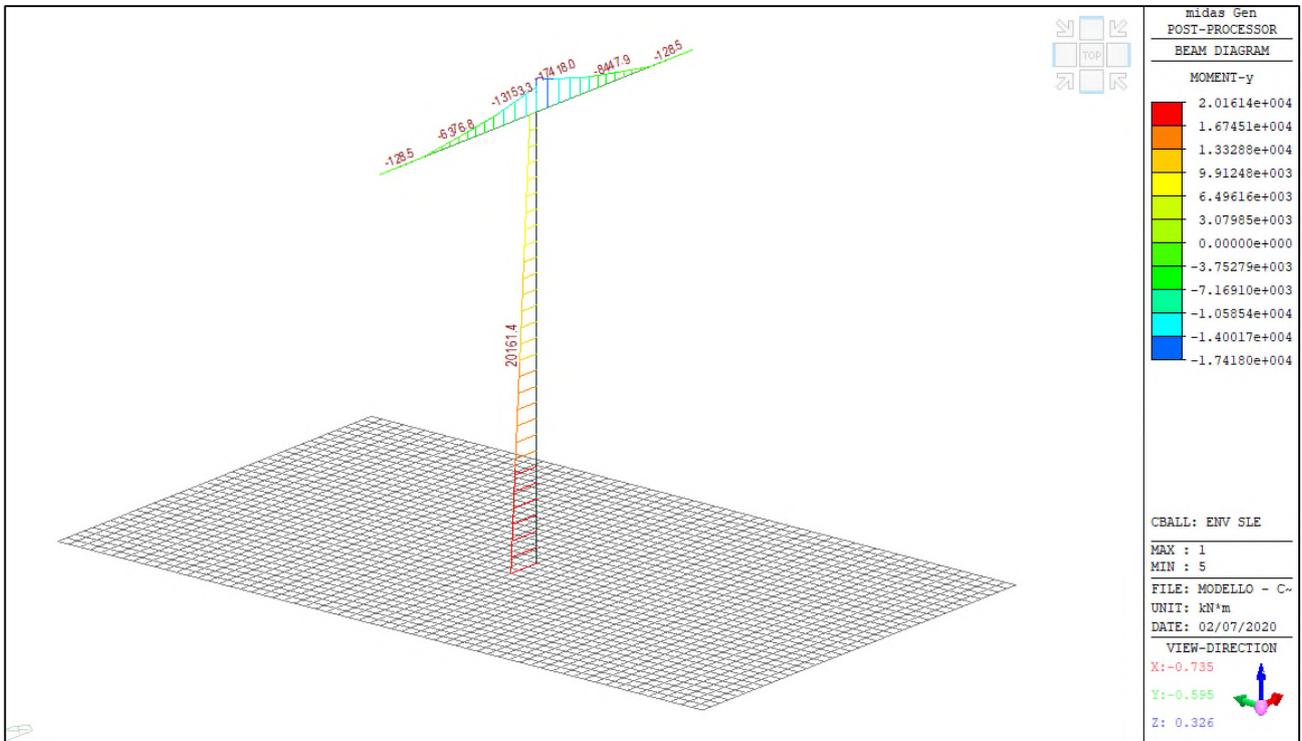
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



ENV-SLE RARA- My (kNm) – Pila+Pulvino

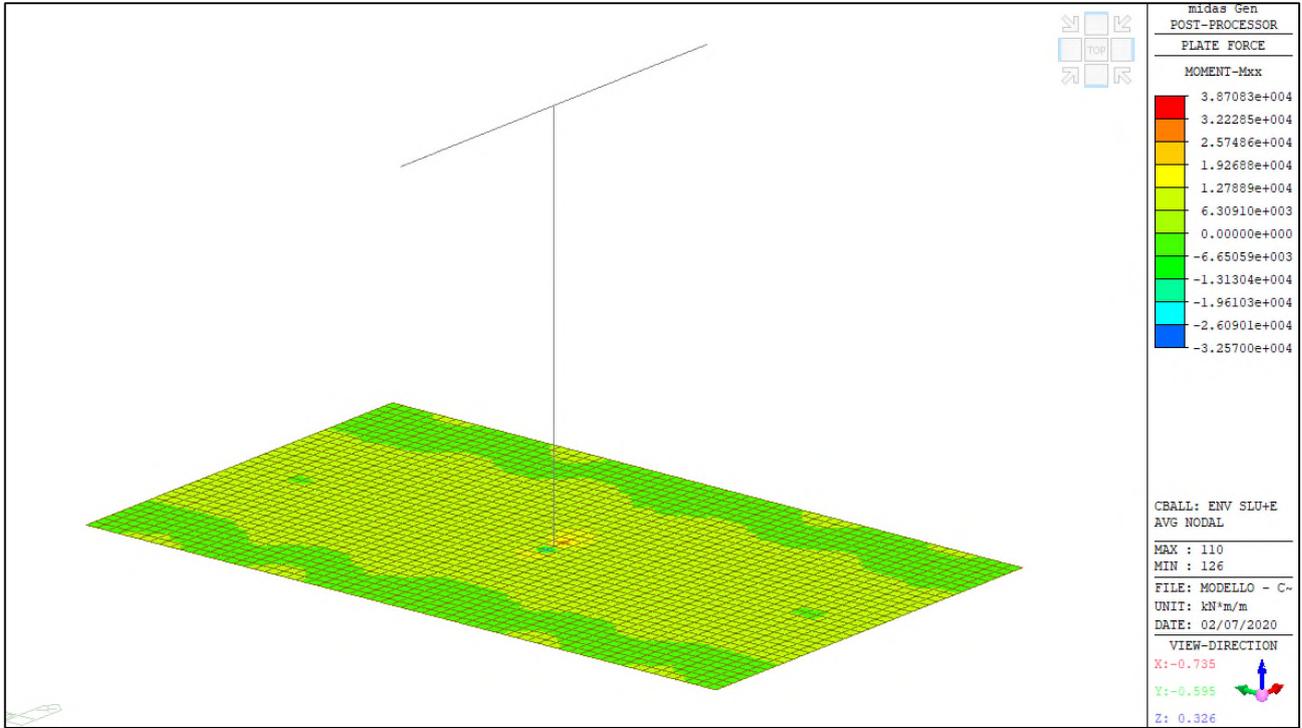


Comune di Vado Ligure

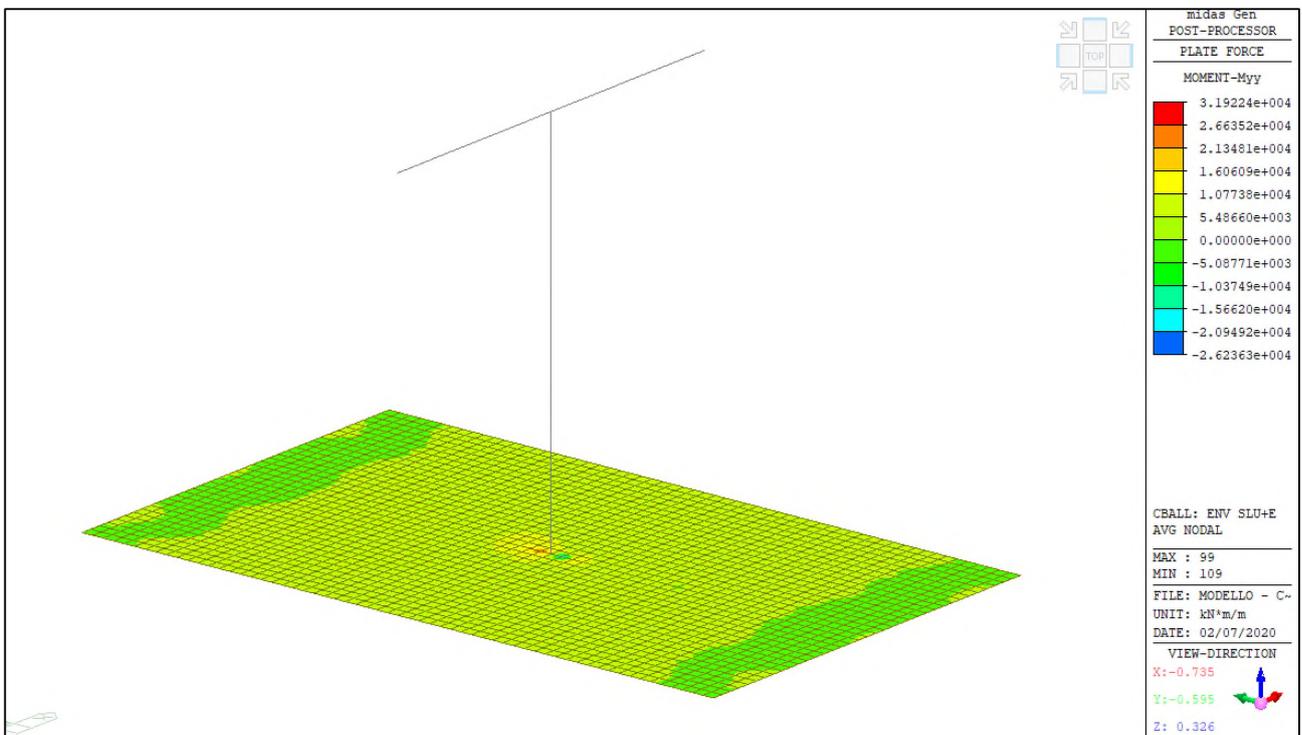
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione 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



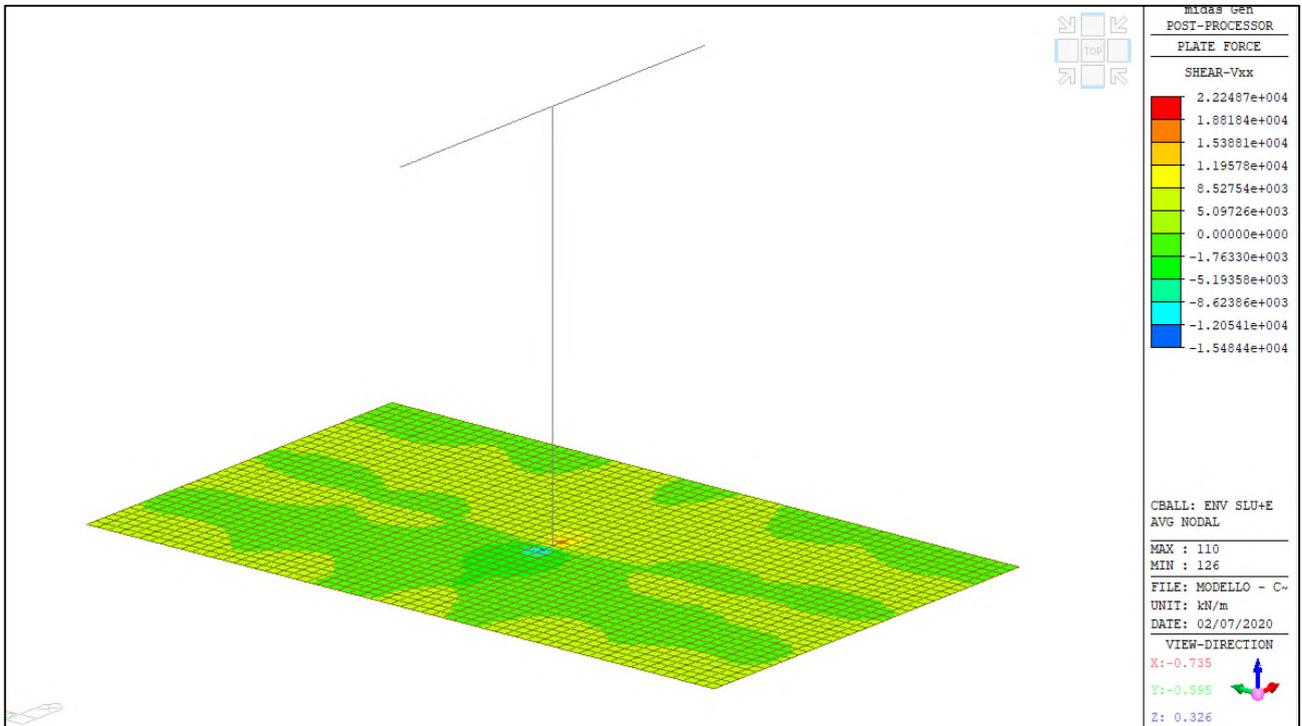
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



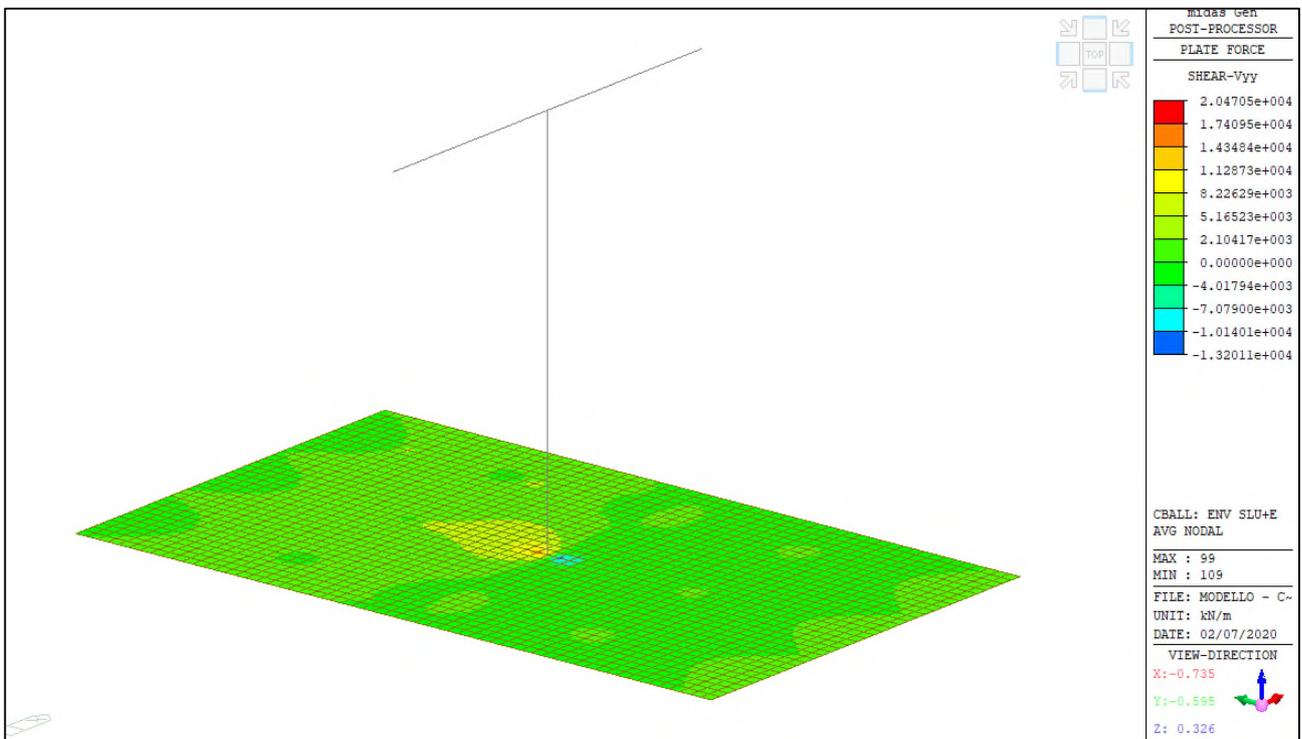
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



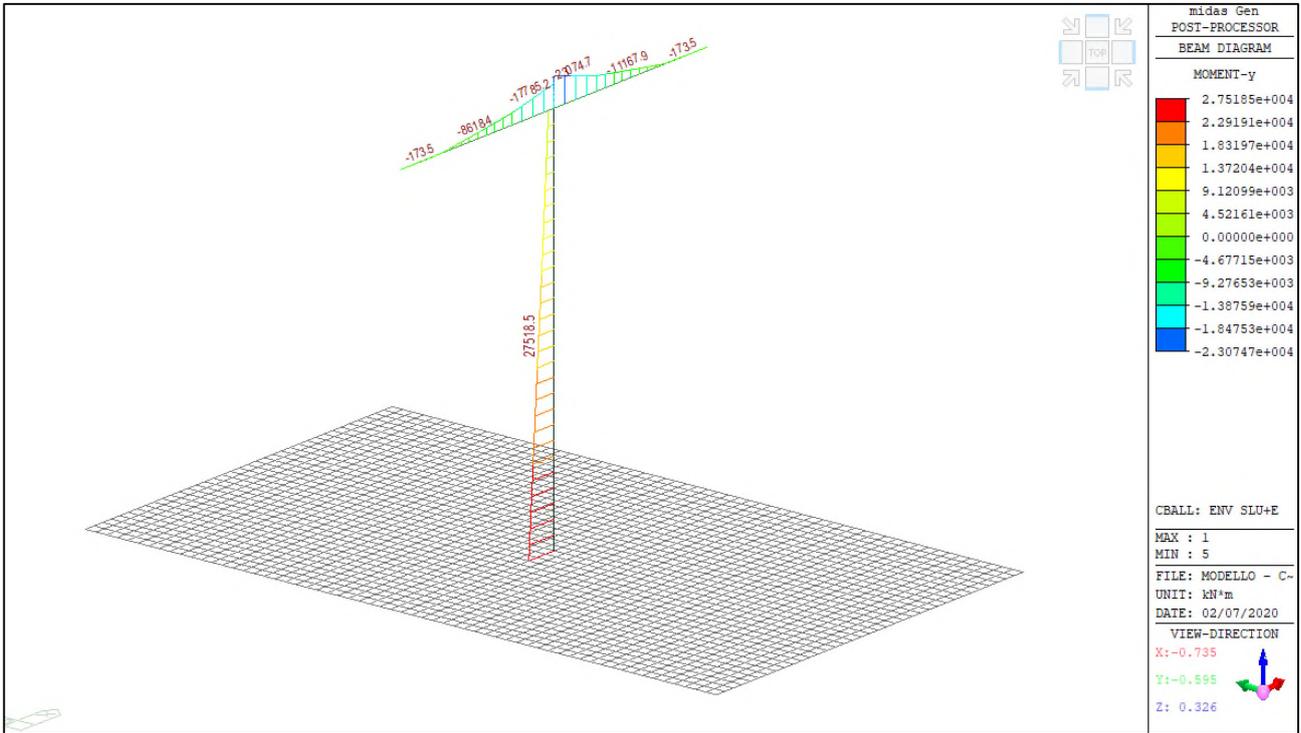
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



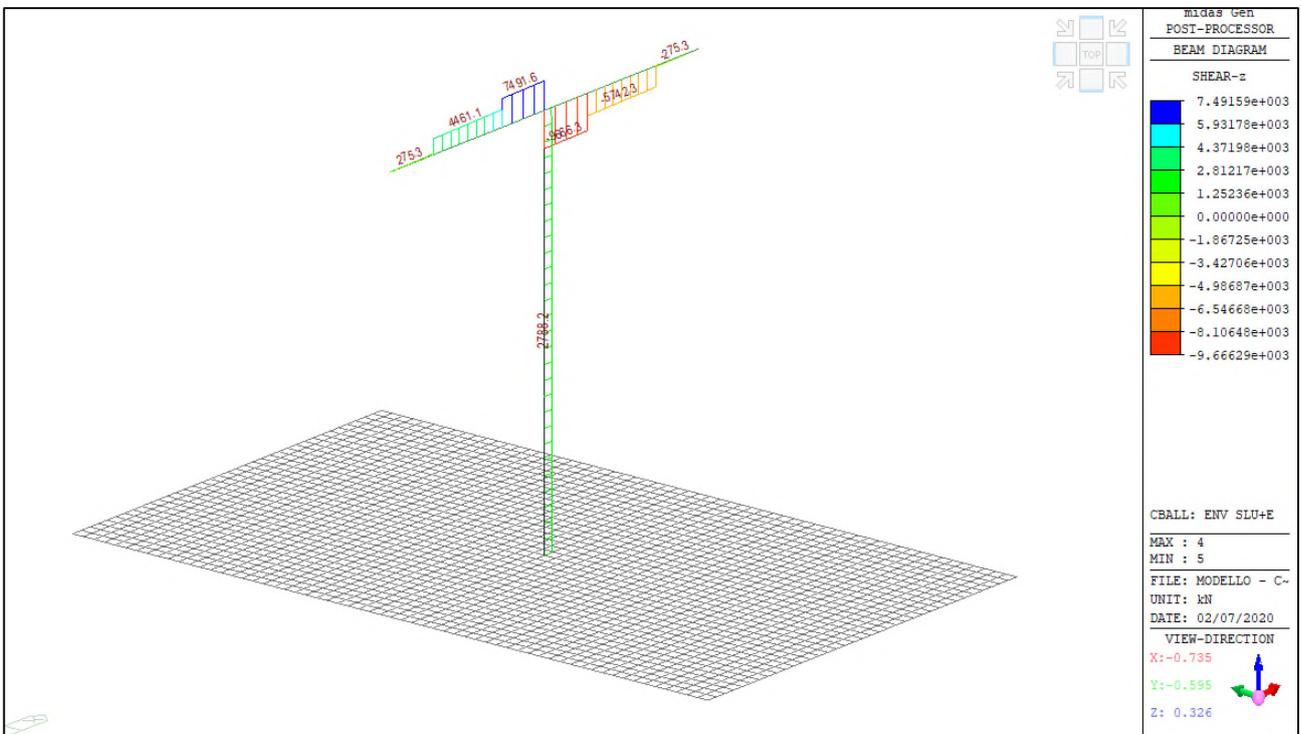
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – My (kNm) – Pila+Pulvino



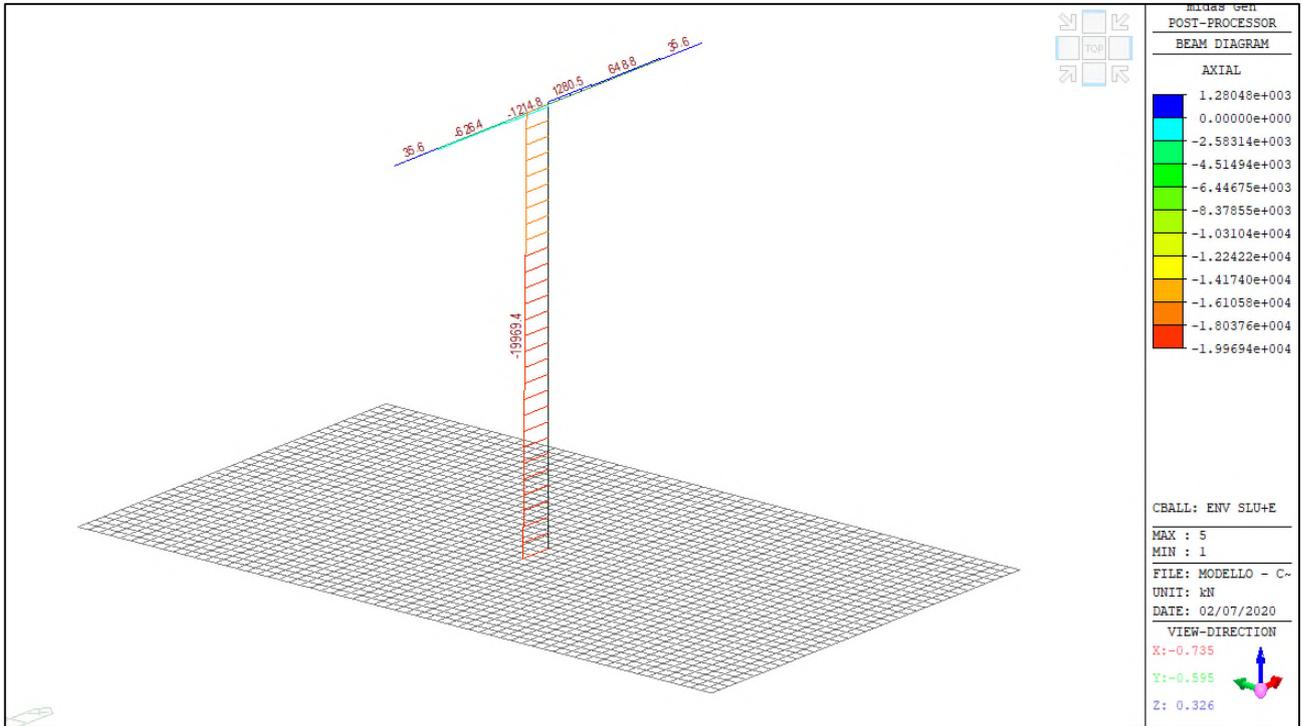
ENV-SLU+E – Vz (kN) – Pila+Pulvino



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

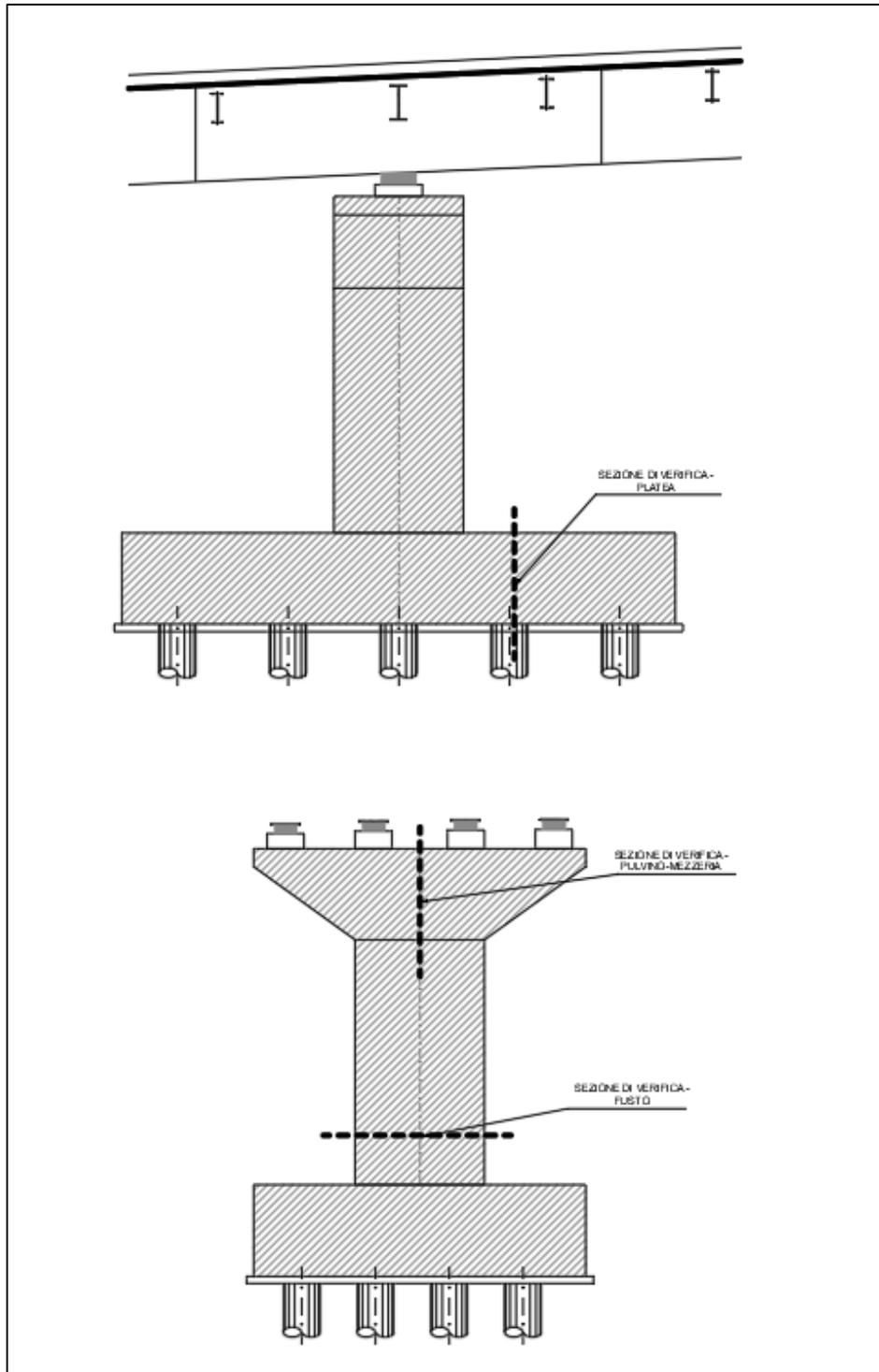
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Fx (kN) – Pila+Pulvino

11.3 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	4679	4136	5569	5230	6140	6003	11290	11280

SEZIONE	SLE QP			SLE F			SLE R			SLU		
	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]
FUSTO	5367.3	268.5	-10369	19634.8	1588.7	-12697.5	20161.4	1706.4	-14788.1	27518.5	2788.2	-19969.4
PULVINO MEZZERIA	10297.4	5841.4	-112	14369.5	5004.1	-726.5	17418	5538.4	-828.9	23074.7	9666.3	-1214.8

1. Platea



Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione x
- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Le verifiche lungo la direzione X valgono anche lungo la direzione Y

Armatura platea direzione x

Armatura interna: copriferro $5.0+4.0+2.0= 11.0$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	250	9.0	239.0	215.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	40	11.0	125.66	
10	40	239.0	125.66	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 11280 [kNm]	MEk 6140 [kNm]	MEk 5569 [kNm]	MEk 4679 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 5000.00 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 11284.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
FS 1.00	Mcr 3000.4 [kNm]	Mcr 3000.4 [kNm]	Mcr 3000.4 [kNm]
	yn -58.55 [cm]	yn -58.55 [cm]	yn -58.55 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -5.7 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -5.2 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.3 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -71.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -64.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -54.3 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 221.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 201.0 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 168.9 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.82 [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.66 [%]
		$S_{r,max}$ 45.5 [cm]	$S_{r,max}$ 45.5 [cm]
		W_k 0.371 [mm]	W_k 0.298 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	100	cm
altezza	H	=	250	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	11	cm
altezza utile	d	=	239	cm
braccio coppia interna	z	=	215.1	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	5	
diametro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	40	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	10.05	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	10	
diametro	ϕ_1	=	40	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	125.7	cm ²

materiali

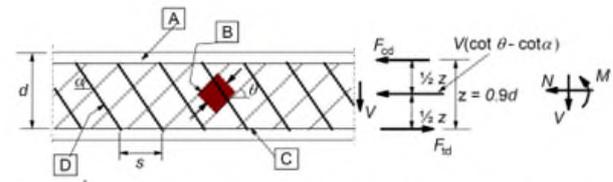
calcestruzzo

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	v	=	0.540	
tensione di calcolo bielle	$v f_{cd}$	=	7.6	MPa

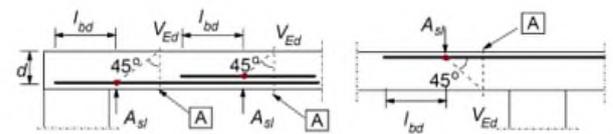
acciaio

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}	=	5000	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	871.5	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	5288.5	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	5654.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	21.8	°
sezione				duttile
traslazione armatura long.	a_l	=	268.9	cm



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

2. Fusto

Le armature sono costituite da

- 60 Φ 30 longitudinali
- Staffe Φ 16/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU-Pila

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

N° barre Zoom

Raggio esterno [cm]
Raggio interno [cm]
N° barre uguali
Diametro barre [cm]
Copriferro (baric.) [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Materiali

B450C **C32/40**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Verifica armatura longitudinale Fusto – SLU



Per la verifica a fessurazione e a taglio si è considerata la sezione corrispondente al quadrato inscritto nella circonferenza del fusto.

SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLE		SLE		SLE	
M_{Ek}	20161.4 [kNm]	M_{Ek}	19634.8 [kNm]	M_{Ek}	5367.3 [kNm]
N_{Ek}	-11300 [kN]	N_{Ek}	-11000 [kN]	N_{Ek}	-9000 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M_{dec}	5310.6 [kNm]	M_{dec}	5169.6 [kNm]	M_{dec}	4229.7 [kNm]
M_{cr}	13435.7 [kNm]	M_{cr}	13294.7 [kNm]	M_{cr}	12354.8 [kNm]
y_n	-23.05 [cm]	y_n	-23.08 [cm]	y_n	93.23 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-10.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-10.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-3.1 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-141.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-137.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-43.9 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	212.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	207.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	4.6 [MPa]
k_2	0.5	k_2	0.5	k_2	0.5
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0.79 [‰]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	0.79 [‰]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	- [‰]
$S_{r,max}$	36.9 [cm]	$S_{r,max}$	36.9 [cm]	$S_{r,max}$	- [cm]
W_k	0.291 [mm]	W_k	0.291 [mm]	W_k	- [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

base	B	=	247	cm
altezza	H	=	247	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	8.6	cm
altezza utile	d	=	238	cm
braccio coppia interna	z	=	214.6	cm

armatura a taglio

numero braccia	n	=	2	
diametro	ϕ	=	16	mm
passo	s	=	20	cm
inclinazione	α	=	90	°
area	A_{sw}	=	4.02	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1	=	10	
diametro	ϕ_1	=	30	mm
numero barre	n_2	=	0	
diametro	ϕ_2	=	0	mm
area totale	A_{sl}	=	70.7	cm ²

materiali

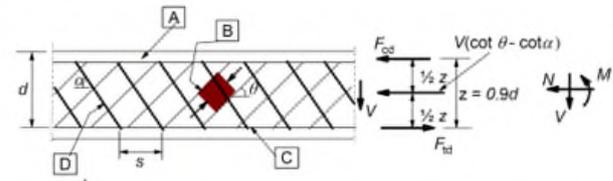
calcestruzzo

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

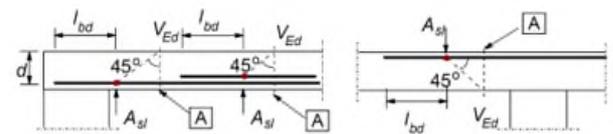
acciaio

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}	=	2788.2	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	1739.2	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3313.0	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	20985.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione				duttile
traslazione armatura long.	ai	=	210.5	cm

Verifica armatura trasversale Fusto



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

3. Pulvino

Le armature nella sezione di mezzeria sono costituite da

- 20 Φ 30 inferiori
- 20 Φ 30 + 20 Φ 30 + 20 Φ 30 superiori
- Staffe Φ 16/10 4 bracci

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE-MEZZ.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	350	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	140	8.6
2	140	181.4
3	140	191.4
4	140	171.4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

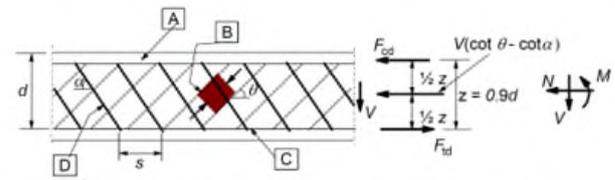
Verifica armatura longitudinale Pulvino – sezione di attacco con il fusto – SLU



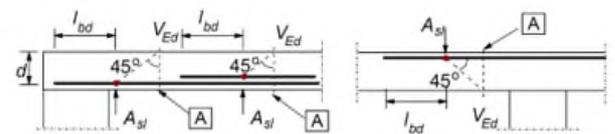
SLU		SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLU		SLE		SLE		SLE	
MEd	23074.7 [kNm]	MEk	17418 [kNm]	MEk	14369.5 [kNm]	MEk	10297.4 [kNm]
NEd	0.00 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]
VEd	9666.30 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
presso-flessione		Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]
MRd	29670.4 [kNm]	Mcr	7955.8 [kNm]	Mcr	7955.8 [kNm]	Mcr	7955.8 [kNm]
FS	1.29						
		yn	-37.47 [cm]	yn	-37.47 [cm]	yn	-37.47 [cm]
		$\sigma_{c,min}$	-8.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-6.7 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-4.8 [MPa]
		$\sigma_{s,min}$	-104.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-86.0 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-61.7 [MPa]
		$\sigma_{s,max}$	249.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	205.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	147.3 [MPa]
				k_2	0.5	k_2	0.5
				$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.76 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.47 [%]
				$S_{r,max}$	38.4 [cm]	$S_{r,max}$	38.4 [cm]
				W_k	0.293 [mm]	W_k	0.181 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 350 cm
altezza	H = 200 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 11.9 cm
altezza utile	d = 188 cm
braccio coppia interna	z = 169.3 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 4
diametro	ϕ = 16 mm
passo	s = 10 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A _{sw} = 8.04 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n ₁ = 20
diametro	ϕ_1 = 30 mm
numero barre	n ₂ = 40
diametro	ϕ_2 = 30 mm
area totale	A _{sl} = 424.1 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

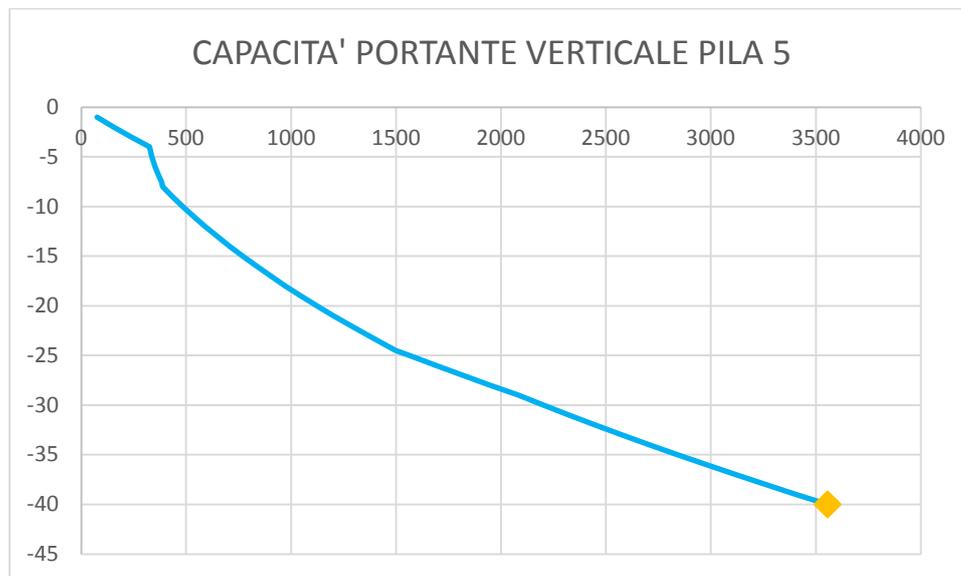
taglio	V _{Ed} = 9666.3 kN
azione assiale	N _{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V _{Rdc} = 2907.7 kN
resistenza armatura a taglio	V _{Rds} = 10454.3 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V _{Rdmax} = 23457.7 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 27.0 °
sezione	duatile
traslazione armatura long.	a _l = 166.1 cm

Verifica armatura trasversale Pulvino - sezione di attacco con il fusto

11.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 1000mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale. Le verifiche sono state condotte in accordo con NTC2018.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 3392.8 kN. Pertanto, si utilizzano pali di lunghezza pari a 40.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 3554.93 kN.



Capacità portante verticale pali

**AURELIA BIS**PALI DI FONDAZIONE PILA 5Calcolo del carico trasversale limite**Terreni incoerenti (Broms 1964)**DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	40	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	1000	[mm]

Momento di plasticizzazione	M _y	2122.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ ^r	9	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.37	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	23	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.29	[-]

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}	51192.0	[kN]
H _{1,minimo}	49464.0	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	17117.1	[kN]
H _{2,minimo}	16541.1	[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}	1090.8	[kN]
H _{3,minimo}	1078.4	[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}	1090.8	[kN]	PALO
H _{minimo}	1078.4	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	661.1	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	508.5	[kN]
H _{agente}	402.79	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

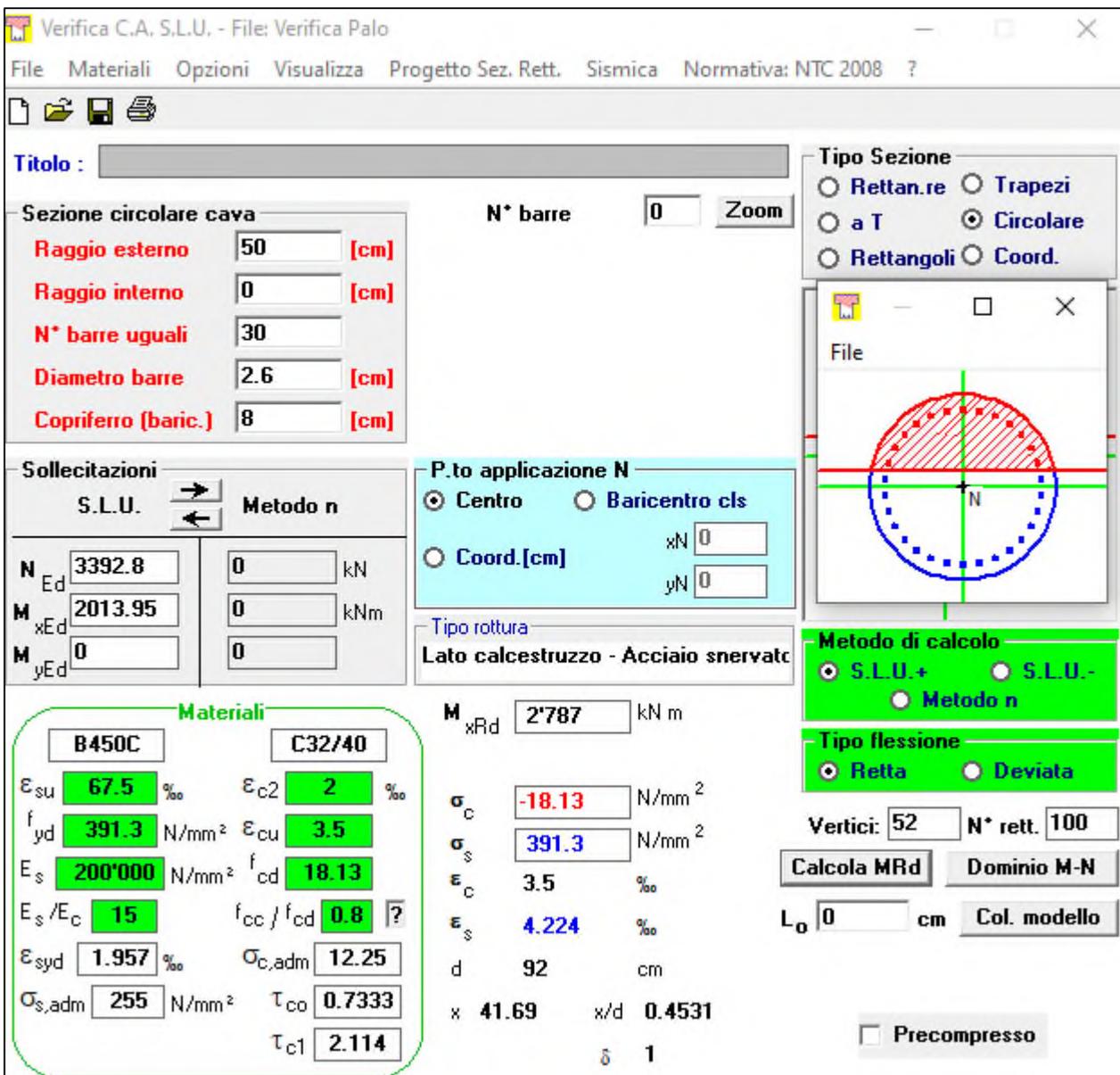
L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 30Φ26 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/20

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3392.8	402.79	2013.95

Si riporta di seguito la verifica strutturale dei pali di fondazione.



Verifica strutturale pali di fondazione

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

basse	B =	70.7	cm
altezza	H =	70.7	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	8	cm
altezza utile	d =	62.7	cm
braccio coppia interna	z =	56.4	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	2	
diametro	ϕ =	12	mm
passo	s =	20	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	2.26	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	26	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{st} =	53.1	cm ²

materiali

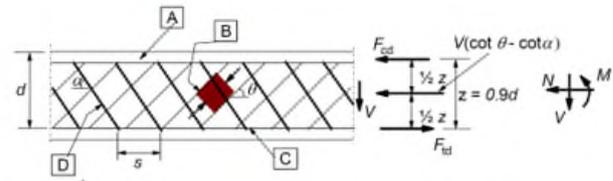
calcestruzzo

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

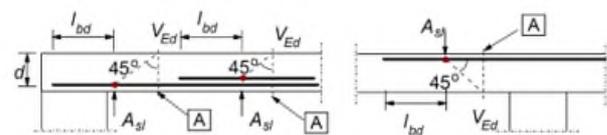
acciaio

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} =	402.79	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	284.1	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	624.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	1346.7	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione		duatile	
traslazione armatura long.	al =	70.5	cm

Verifica a taglio pali di fondazione

12. VERIFICA PILA 6

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 e di tipo *beam*.

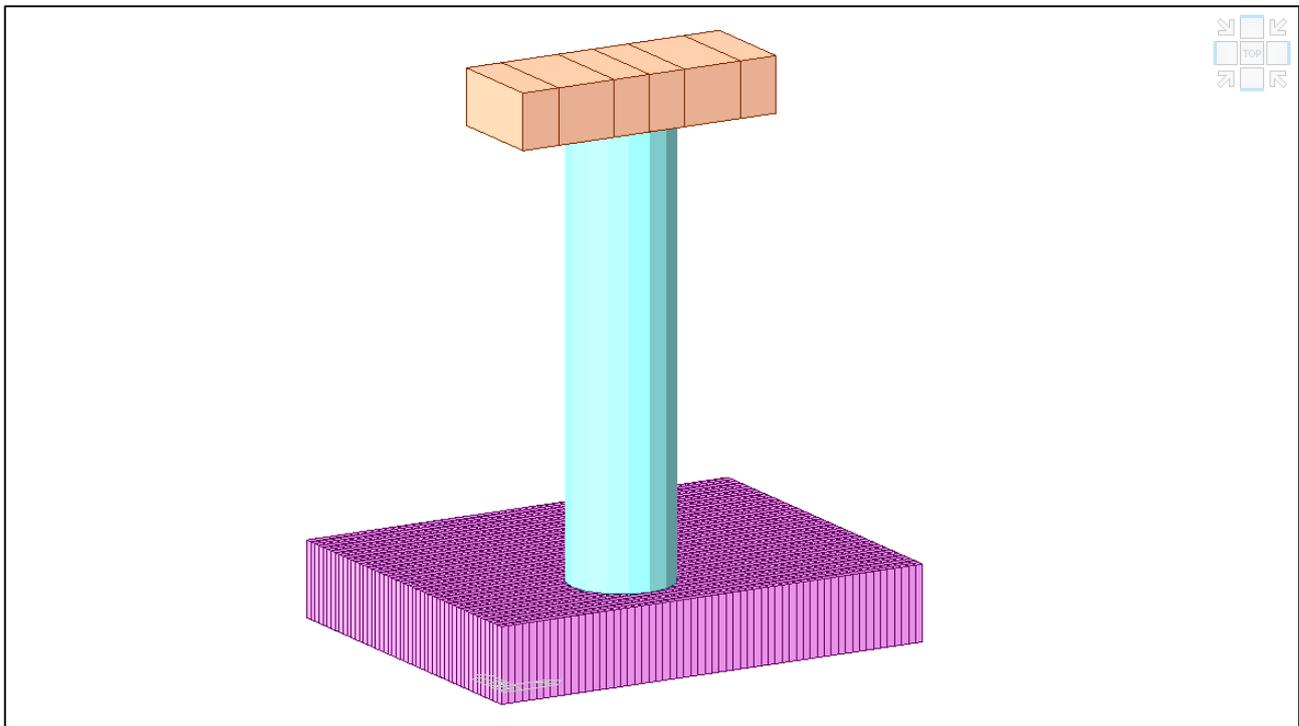
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

12.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

12.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

La pila presenta una platea di fondazione di dimensione 12m x 15m e spessore 2.5m. Il fusto ha raggio pari a 175 cm mentre i pulvini hanno una base pari a 350cm, la sezione presenta una altezza variabile pari a 200cm in mezzeria e pari a 50cm agli estremi. Per questa pila si è dovuto ricorrere ad una platea asimmetrica per evitare l'interferenza con il Rio Scuro esistente.

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.



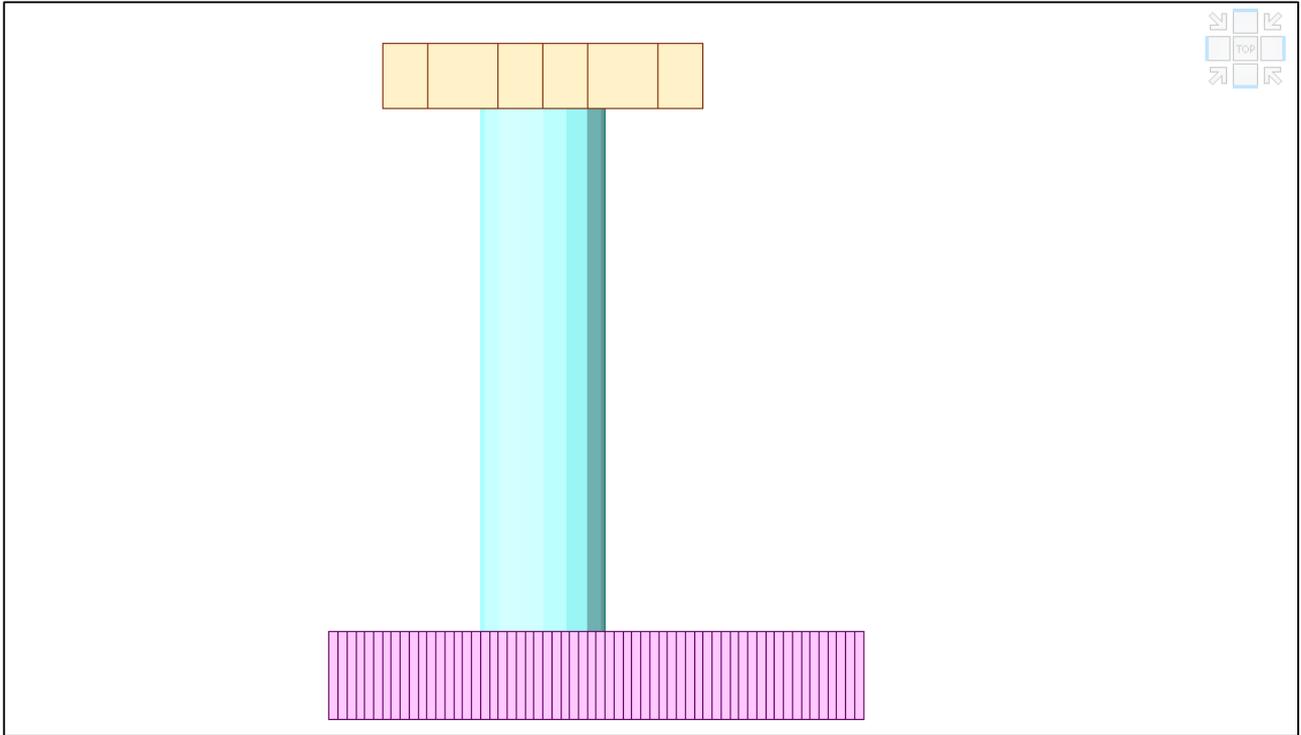
Modello FEM - Vista 1 – Pila 6



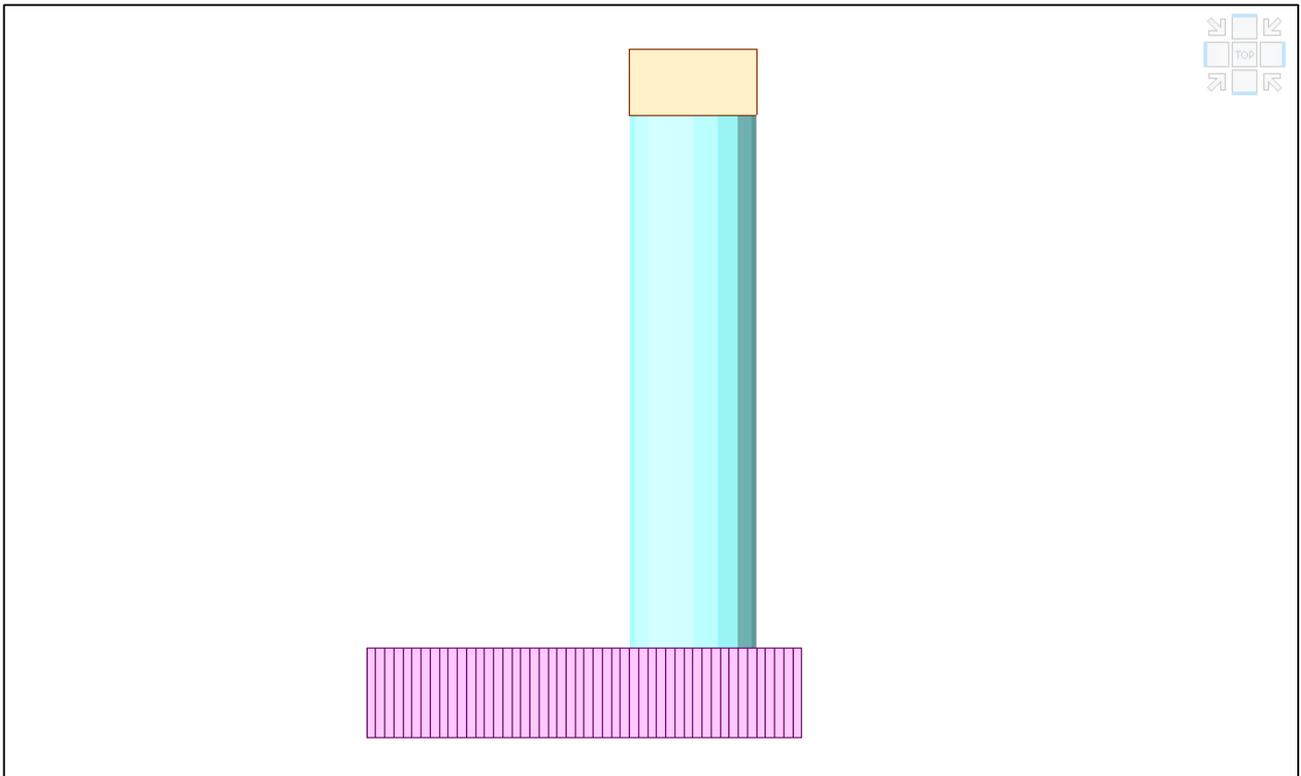
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

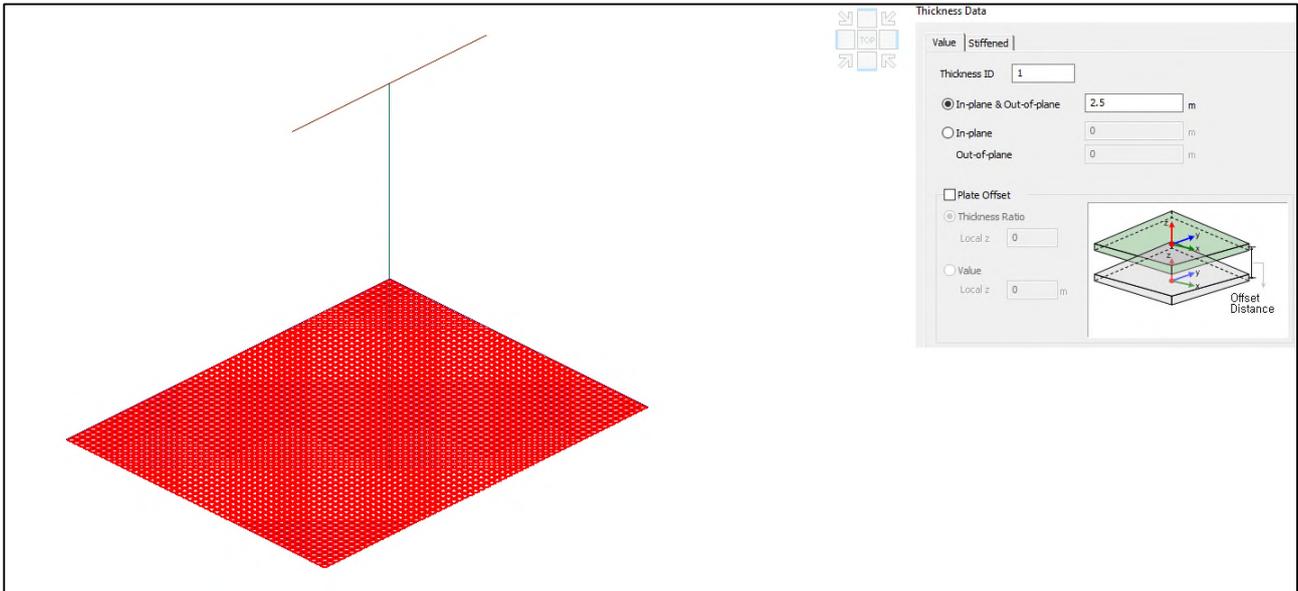


Modello FEM - Vista 2 – Pila 6

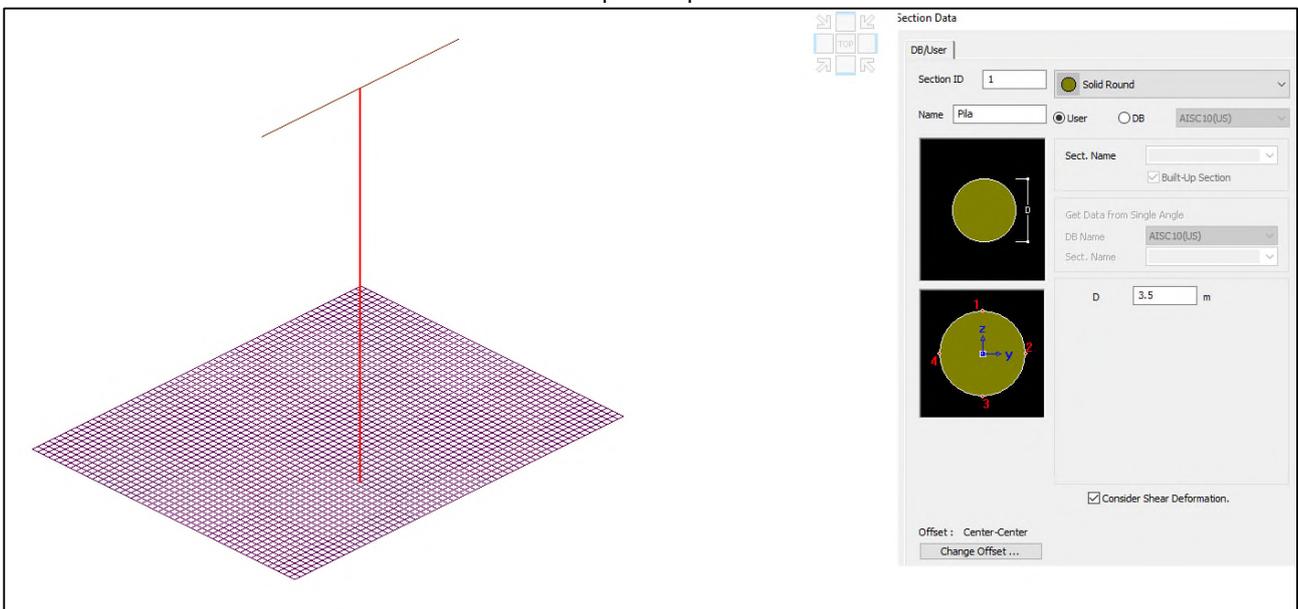


Modello FEM - Vista 3 – Pila 6

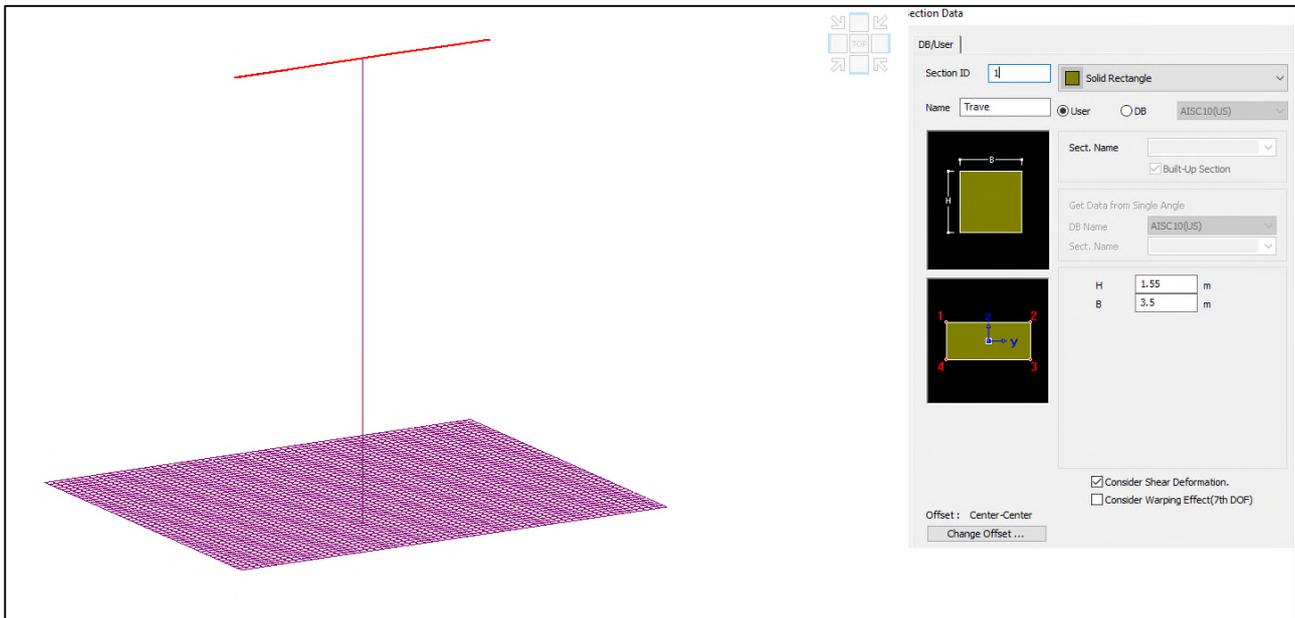
Per quanto riguarda il Pulvino, avendo un'altezza variabile da 200 cm a 50 cm, è stata considerata un'altezza equivalente pari a 1.85m che garantisce lo stesso peso proprio.



Modello FEM – Identificazione platea spessore 2.50m in calcestruzzo C25/30



Modello FEM – Identificazione pila di diametro 3.50m in calcestruzzo C32/40

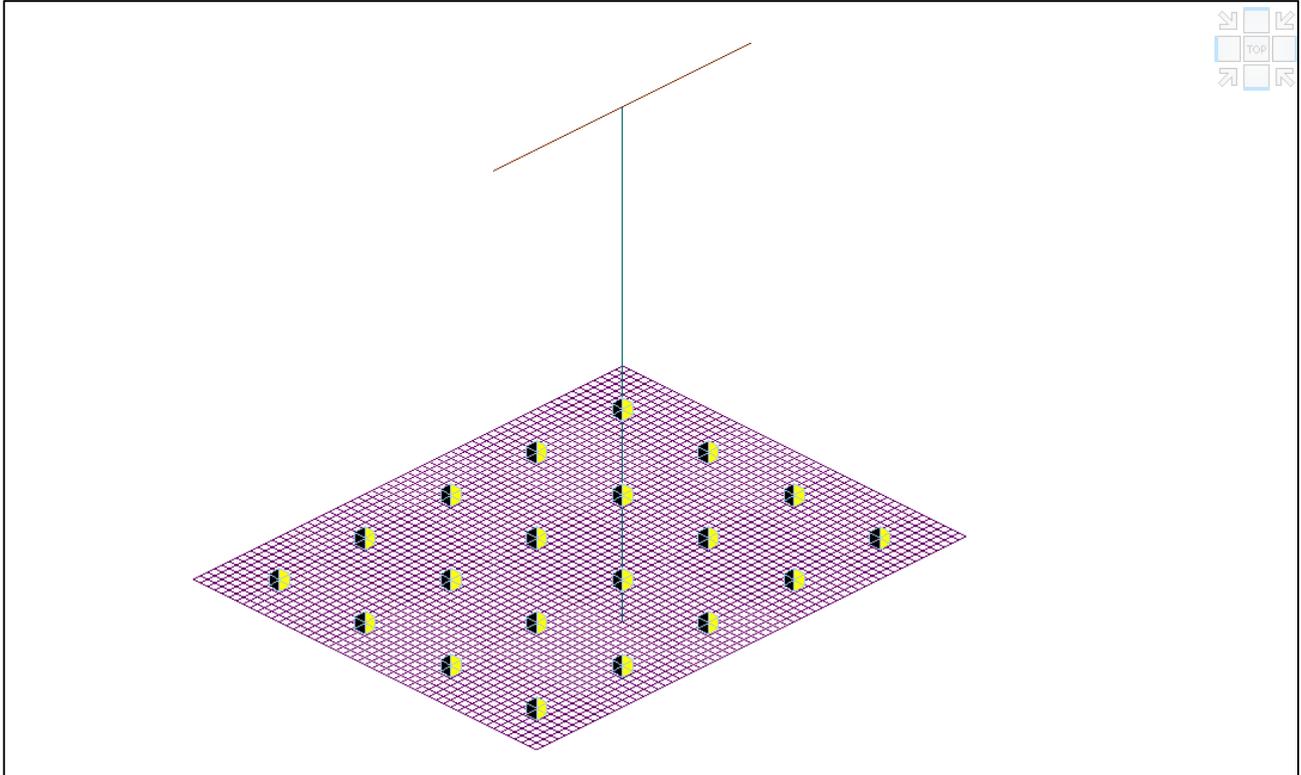


Modello FEM – Identificazione pulvino di altezza variabile pari a 200cm in mezzeria e pari a 50cm agli estremi in calcestruzzo C32/40

12.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei pali. I valori delle costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del palo, sono gli stessi di quelli calcolati per la Spalla B.

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

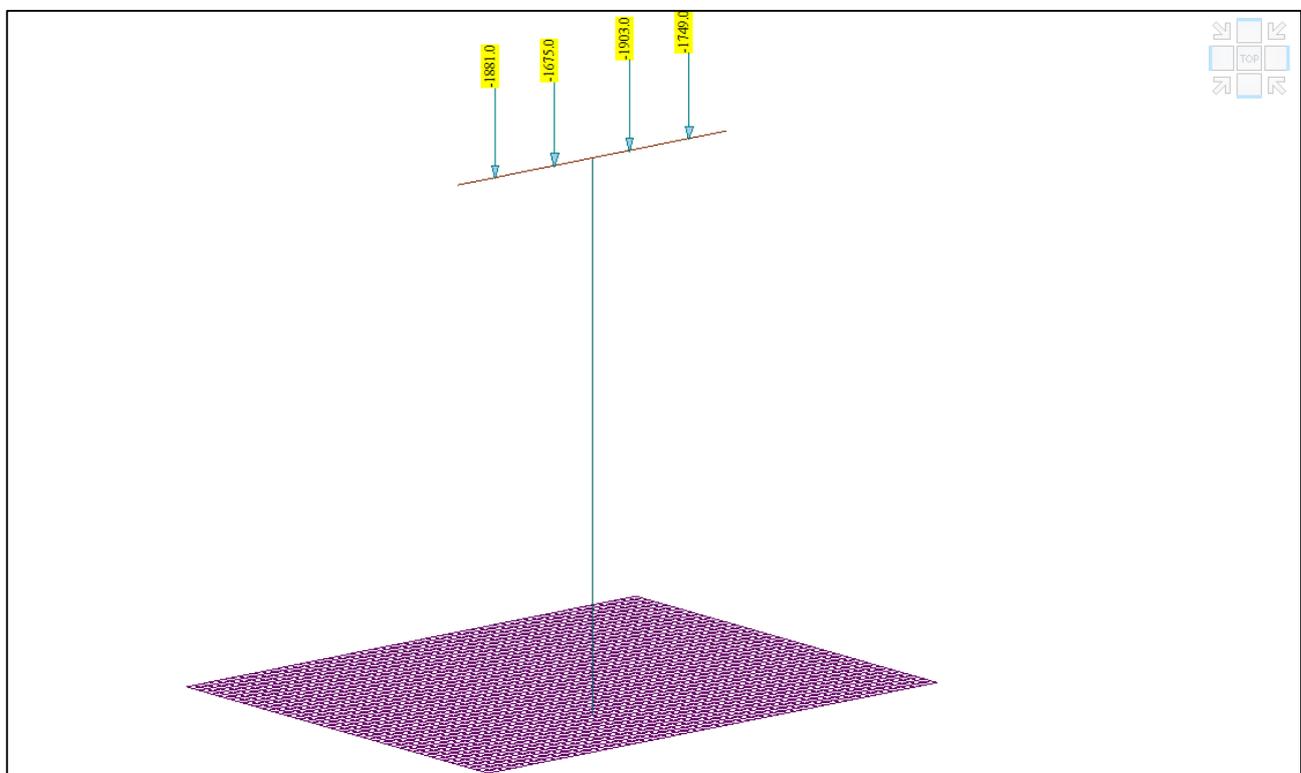


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

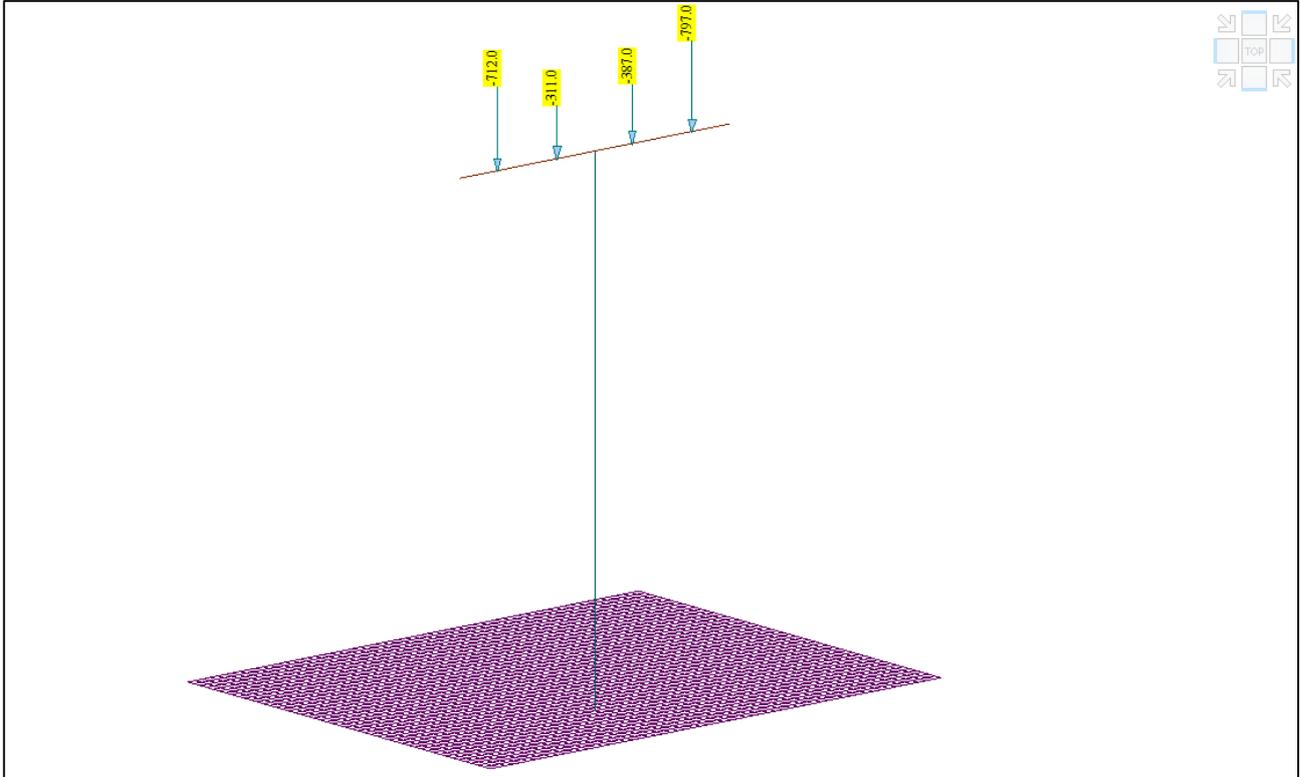
12.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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 pila. I carichi orizzontali derivanti dall’impalcato sono stati applicati in modo da massimizzare l’effetto ribaltante della pila; in questo modo vengono massimizzate le sollecitazioni dei pali.

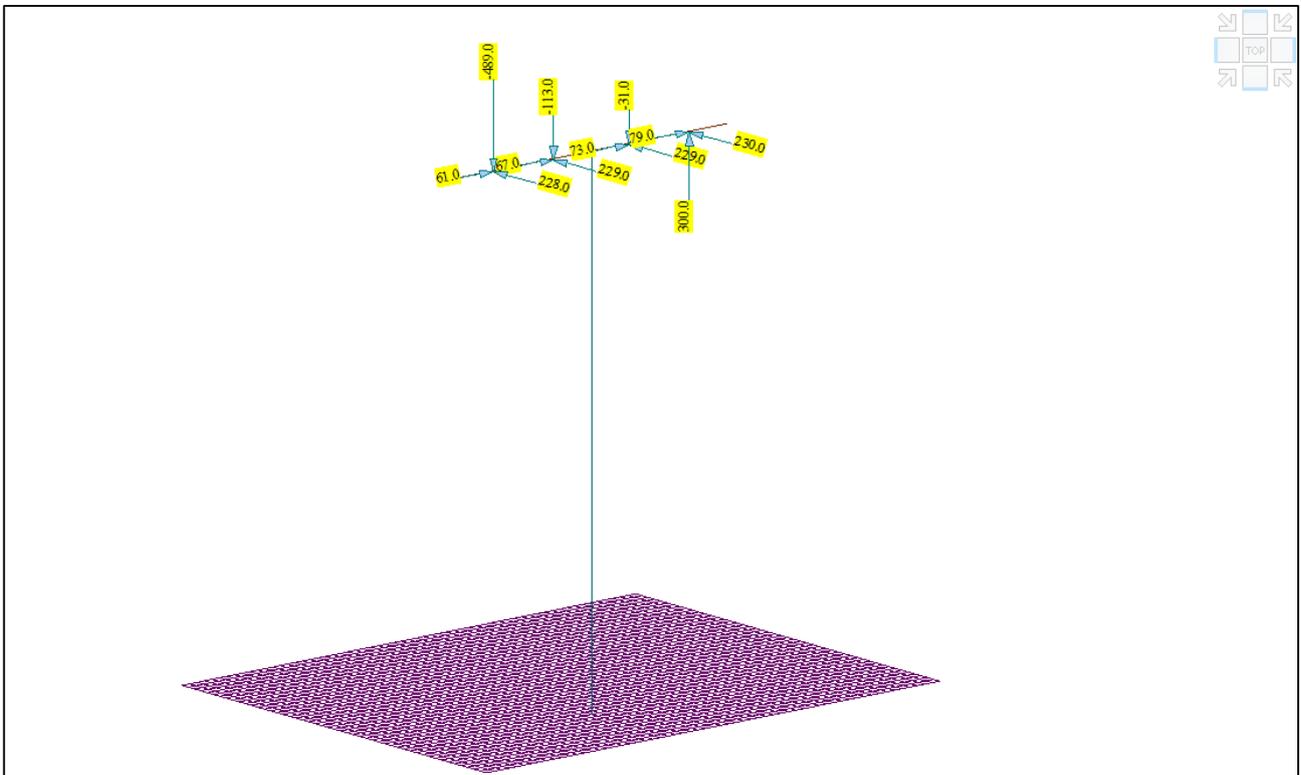
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti.



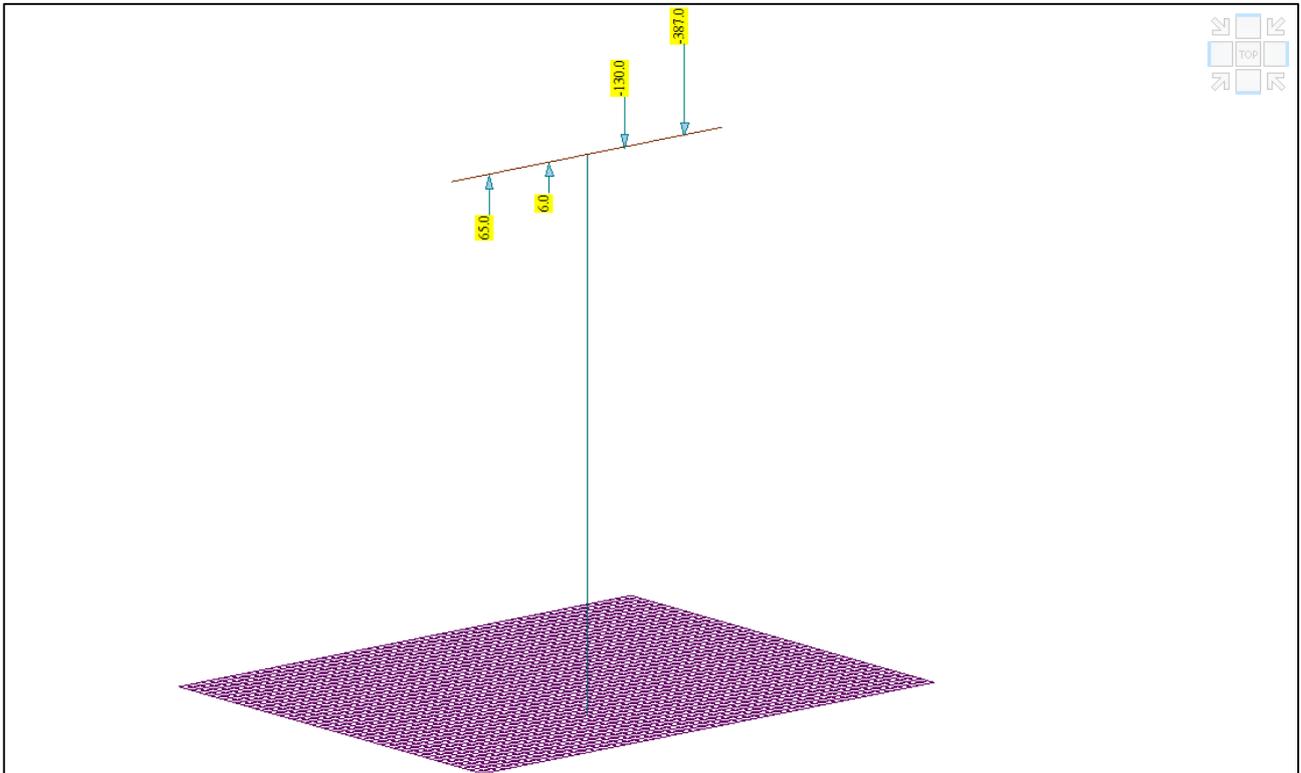
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



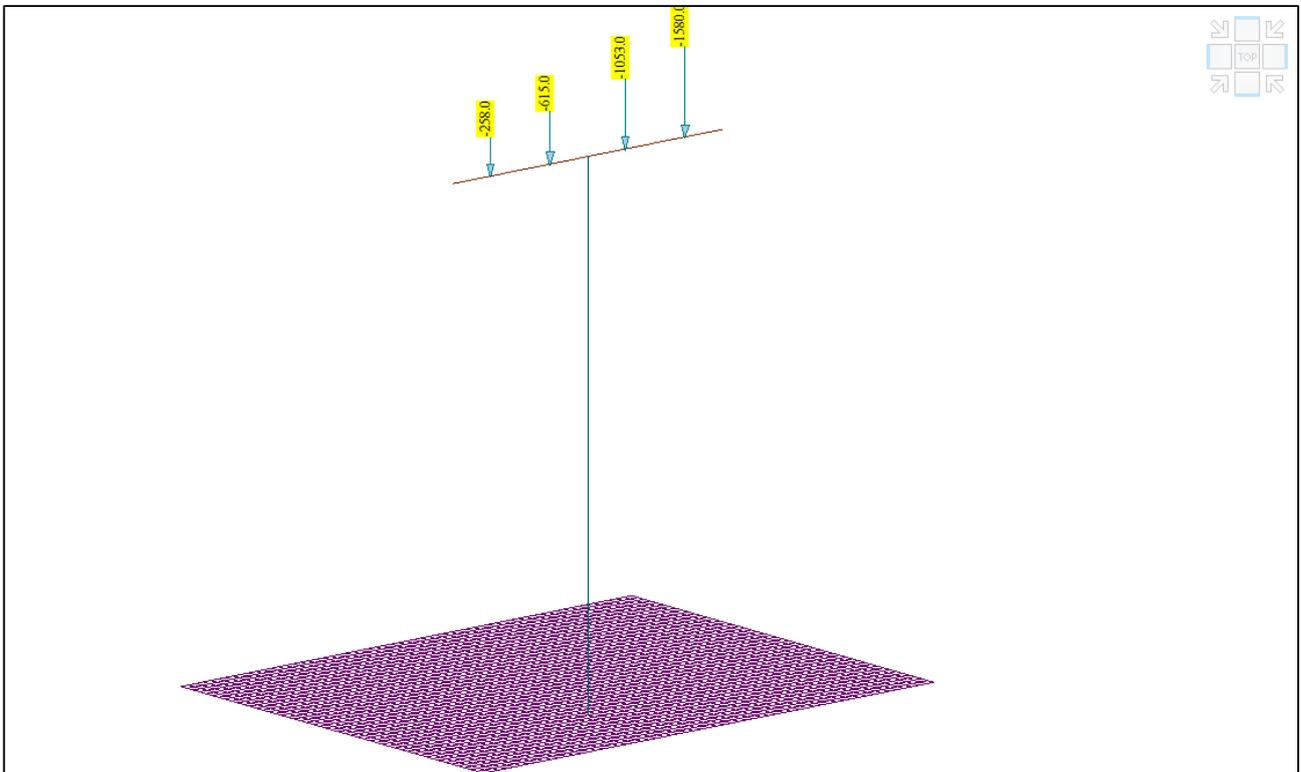
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



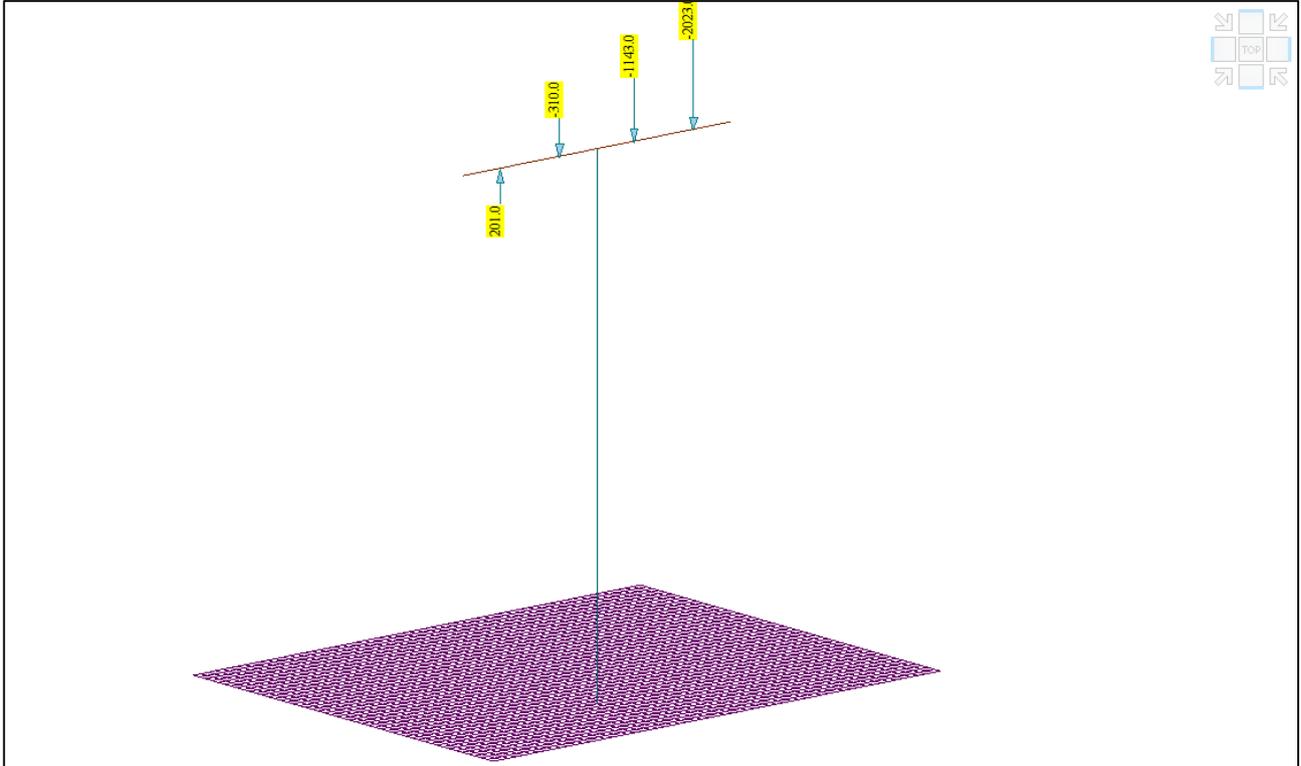
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



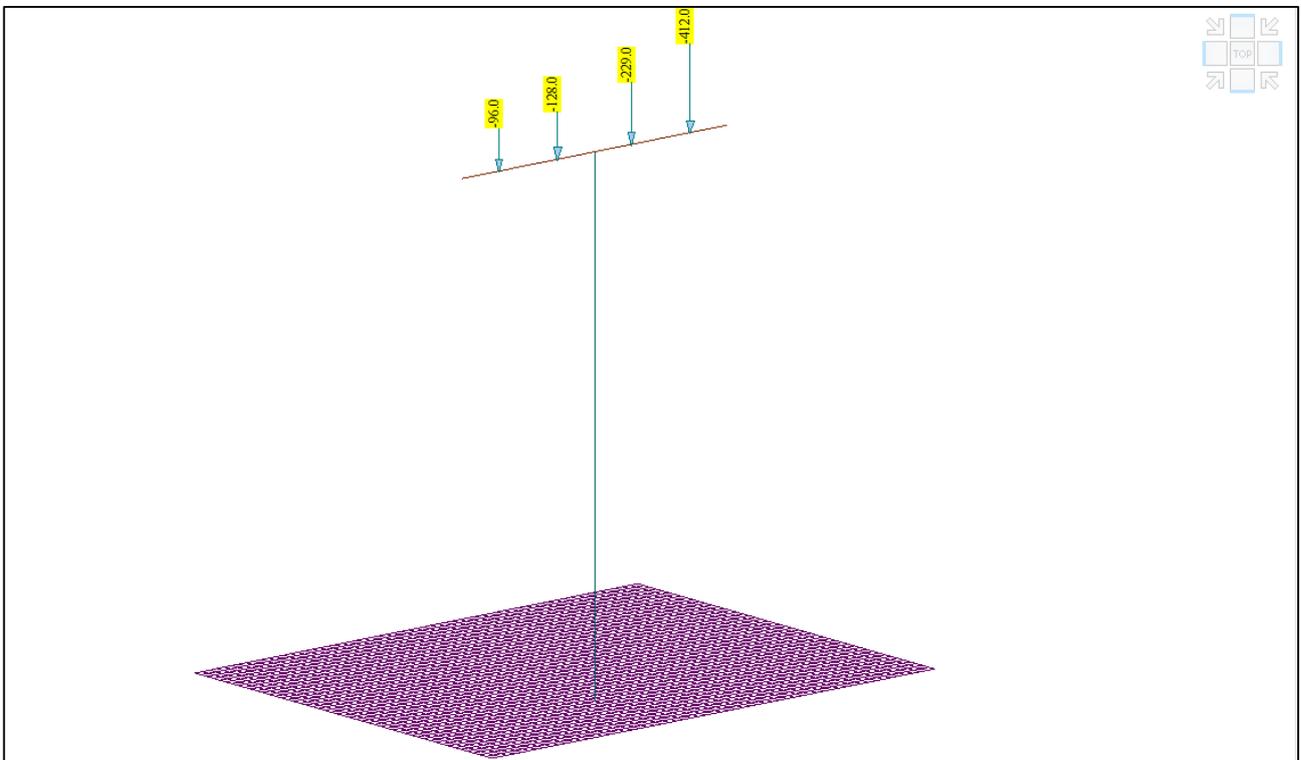
Modello FEM – Condizione di carico DistrA4



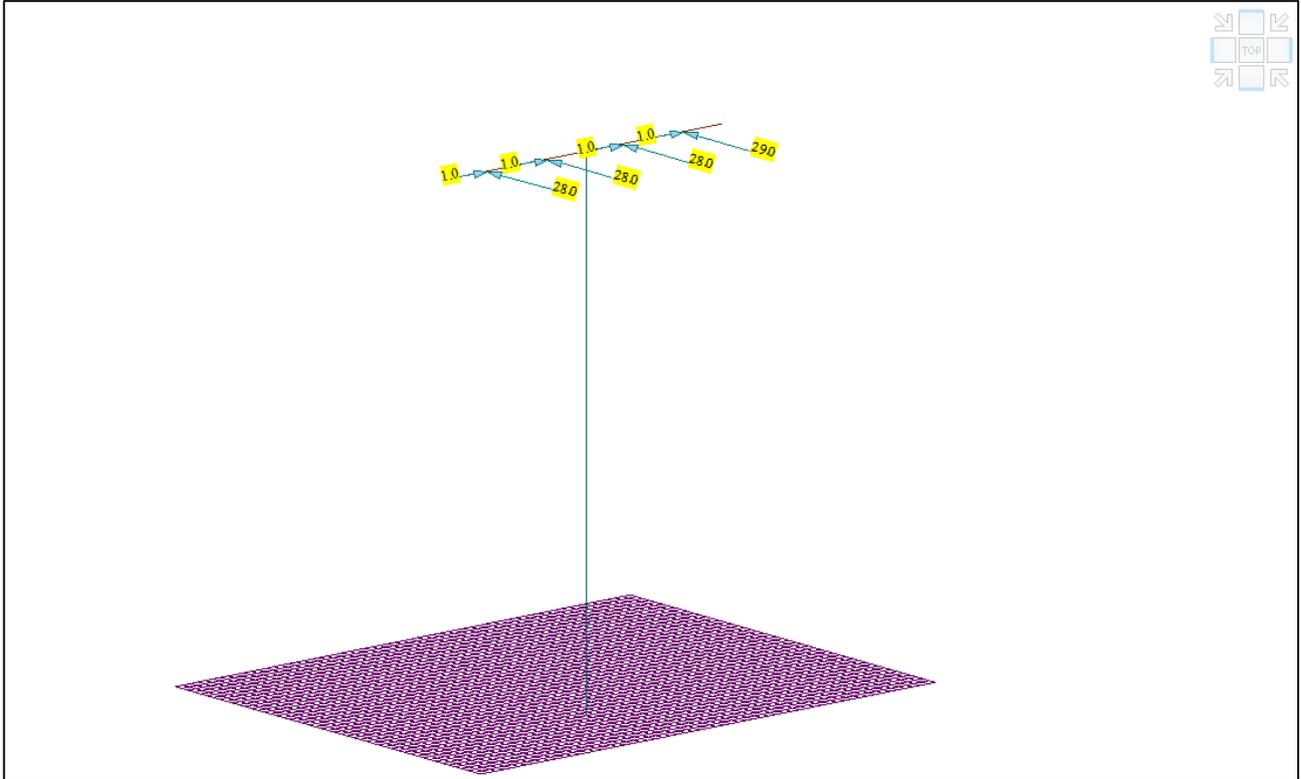
Modello FEM – Condizione di carico DistrD8



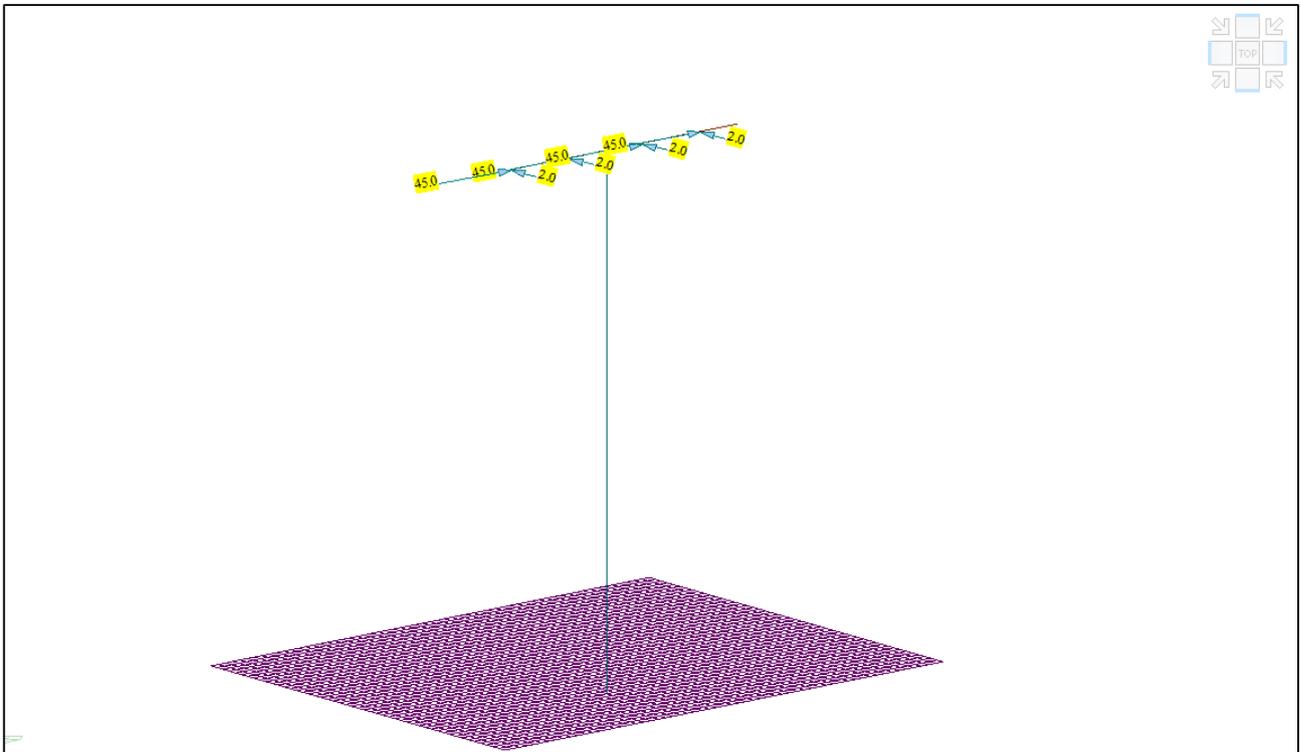
Modello FEM – Condizione di carico DistrB1



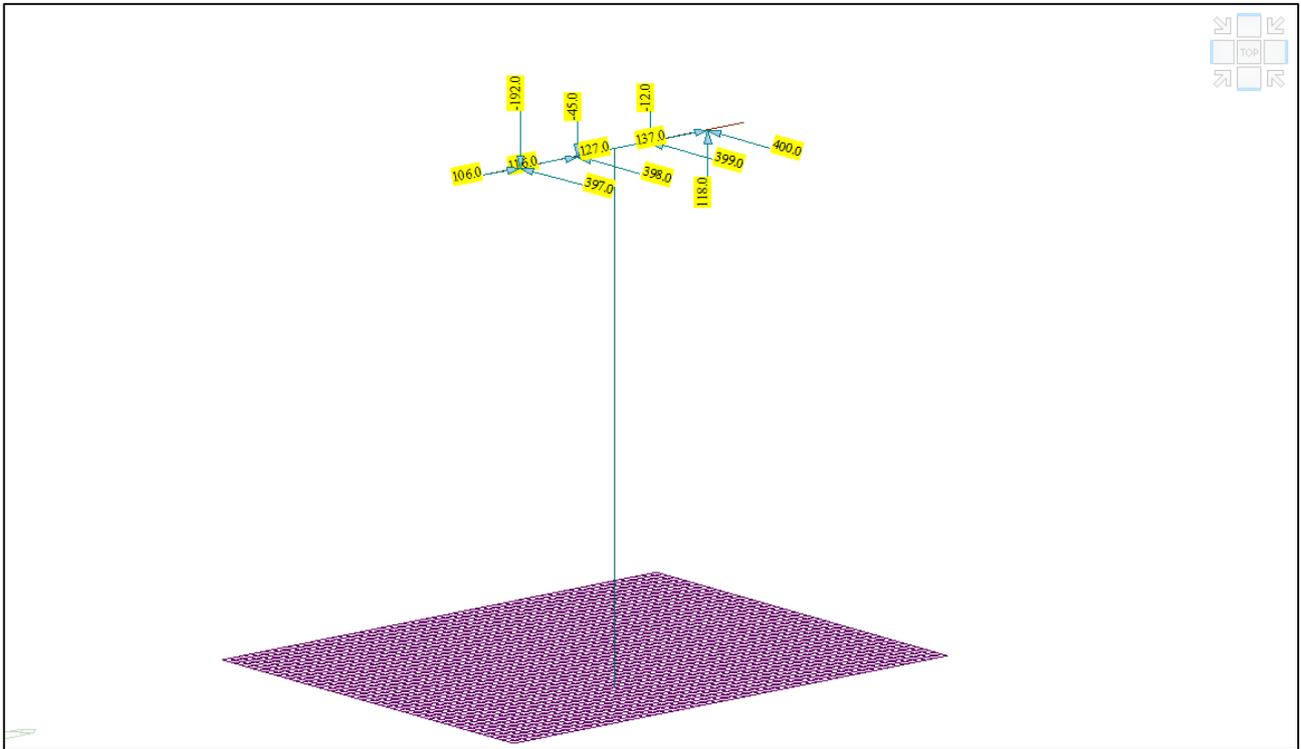
Modello FEM – Condizione di carico DistrD4



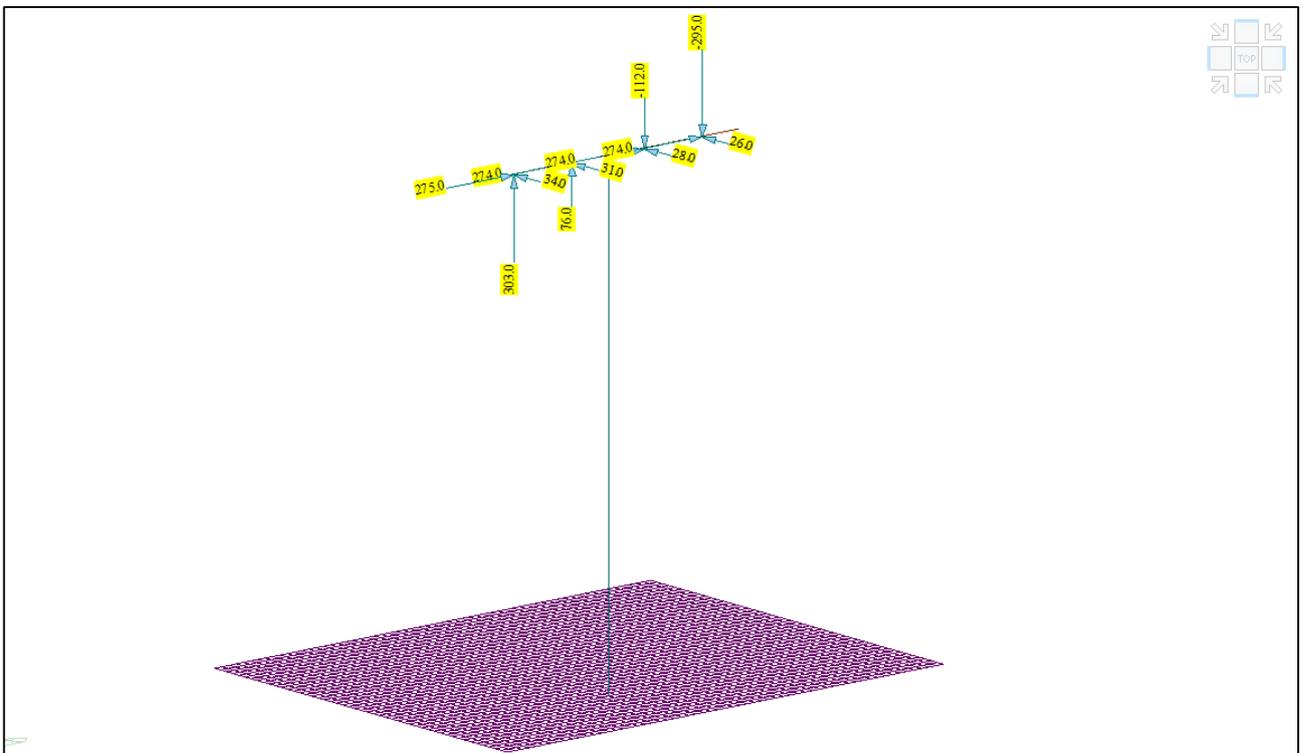
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



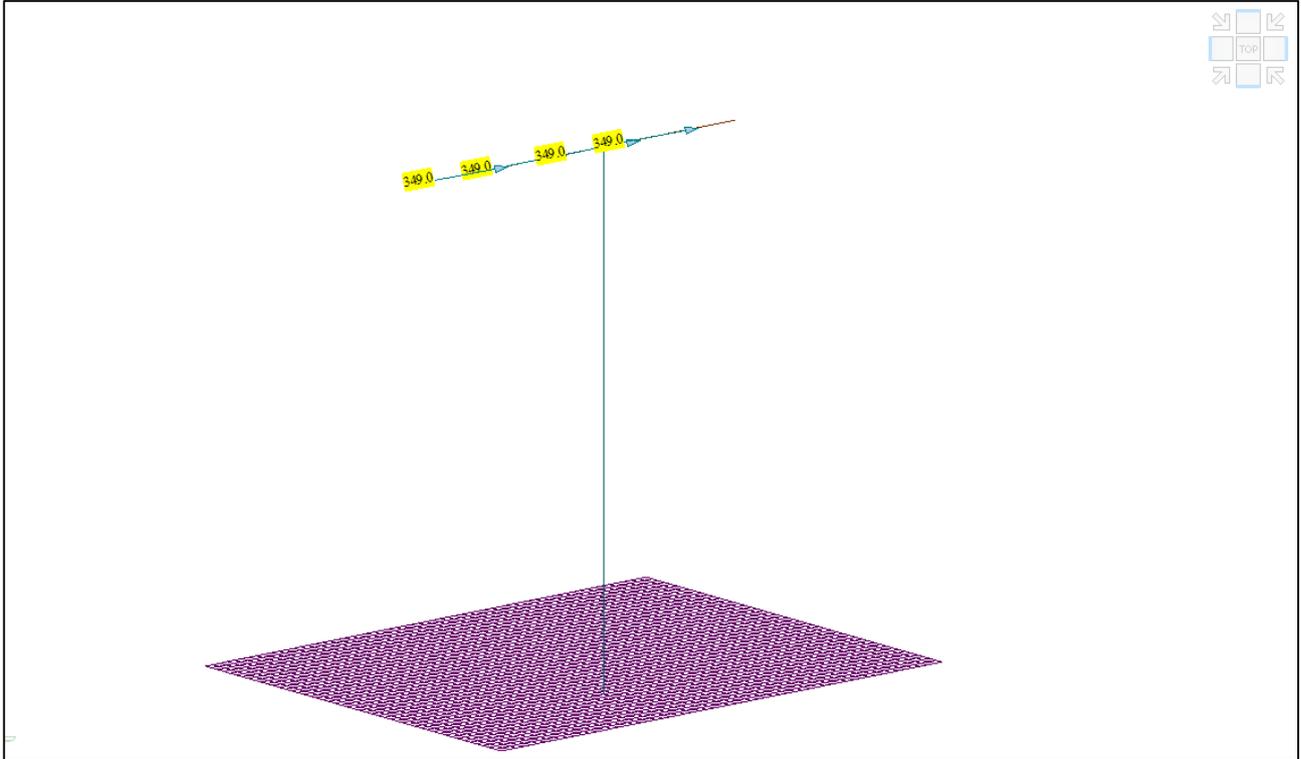
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



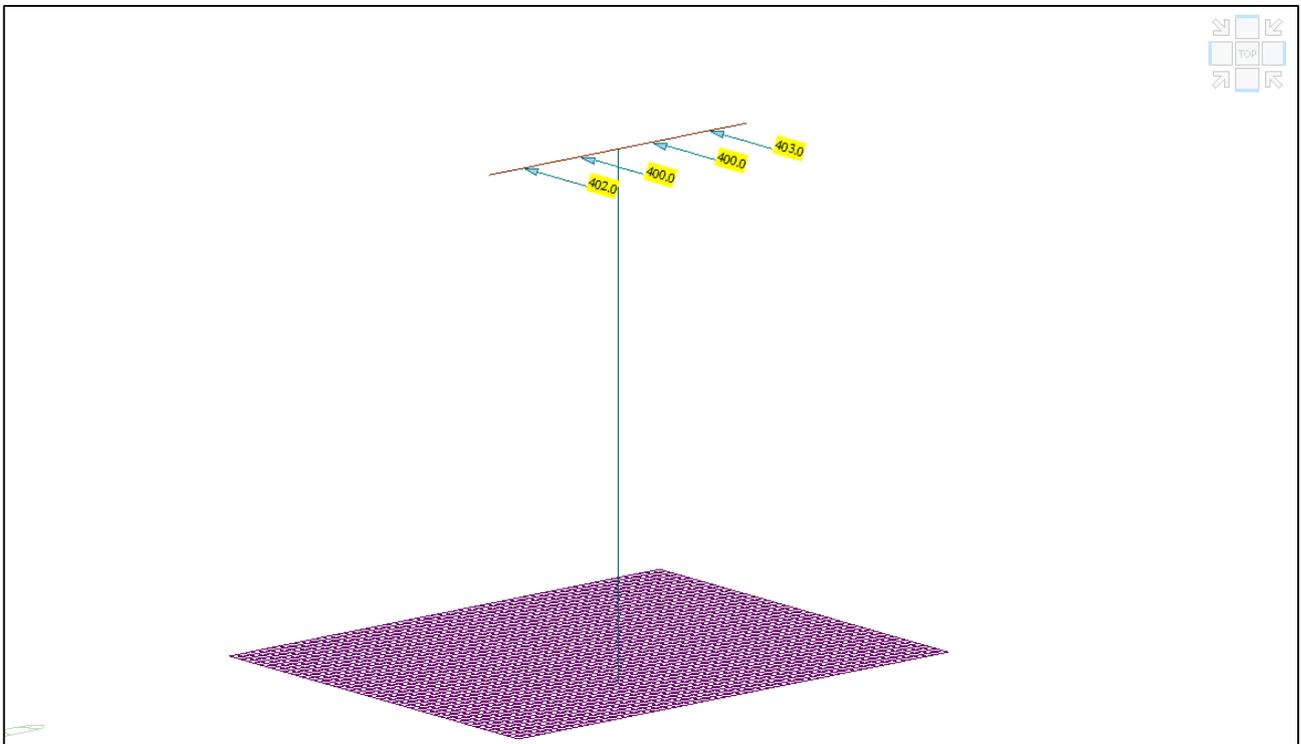
Modello FEM – Condizione di carico Termico



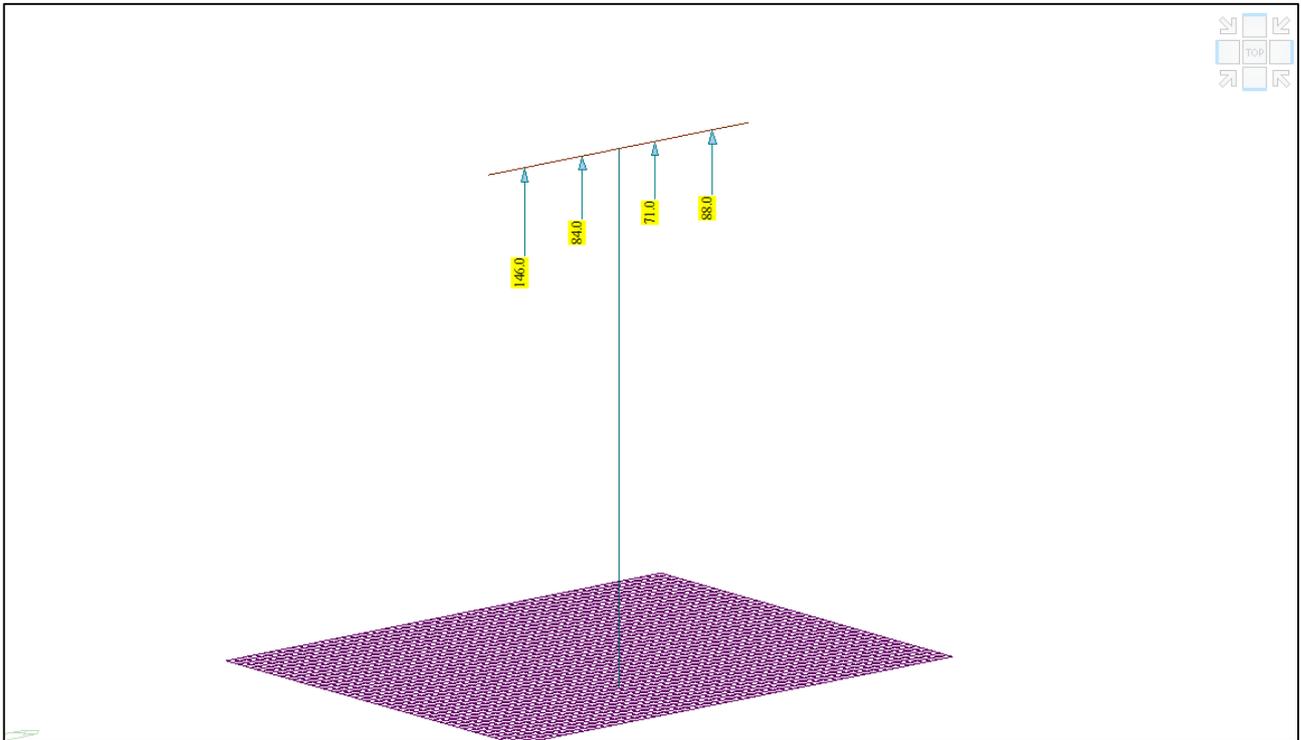
Modello FEM – Condizione di carico Vento



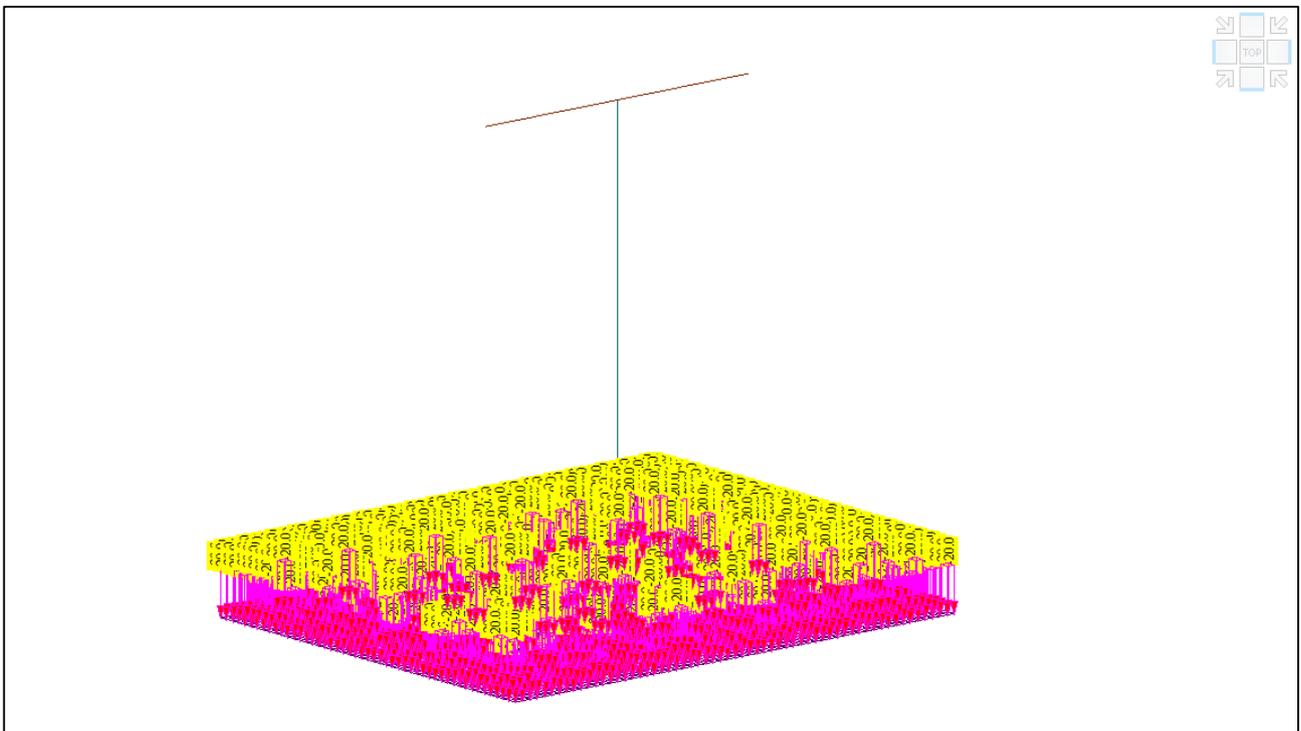
Modello FEM – Condizione di carico Sisma Impalcato X



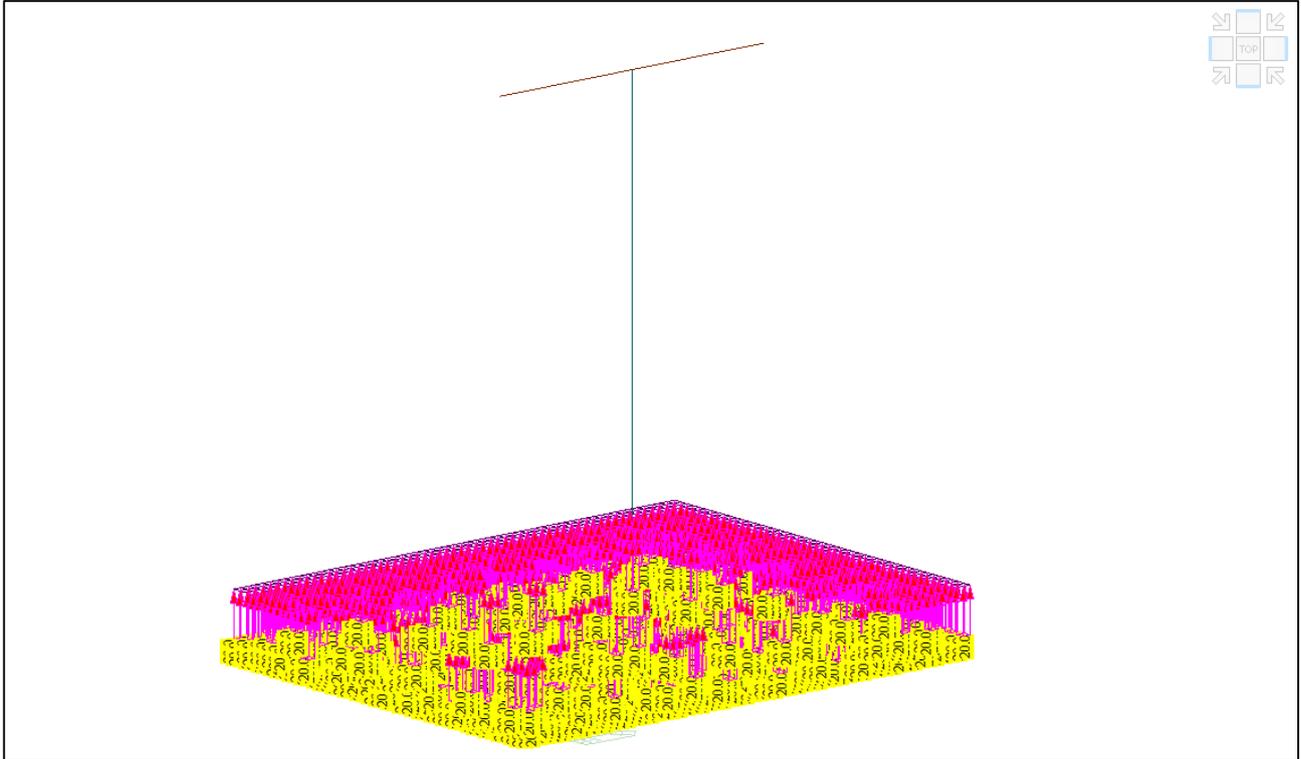
Modello FEM – Condizione di carico Sisma Impalcato Y



Modello FEM – Condizione di carico Sisma Impalcato Z



Modello FEM – Condizione di carico Peso terreno



Modello FEM – Condizione di carico Sottospinta

A queste condizioni di carico si è aggiunta anche il sisma agente sulla pila, in direzione X e in direzione Y. Il carico è stato inserito come peso proprio con un coefficiente pari a $a_g/g * S$ pari a 0.1769.



12.1.4 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

SLU

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ribalzo(ST), DistA(ST), DistB(ST), DistC(ST), DistD(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma impalcato X(ST), Sisma impalcato Y(ST), Sisma impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sottopinta(ST), Sisma pila Y1(ST), Sisma pila X1(ST)

SLE RARA

Table with 20 columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio pila(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ribalzo(ST), DistA(ST), DistB(ST), DistC(ST), DistD(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Termico(ST), Vento(ST), Sisma impalcato X(ST), Sisma impalcato Y(ST), Sisma impalcato Z(ST), Peso terreno(ST), Sottopinta(ST), Sisma pila Y1(ST), Sisma pila X1(ST)

SLE FREQUENTE



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

No	Nome	Active	Type	Peso proprio pile(S)	Peso proprio impalcato(S)	Permanente(S)	Ritico(S)	DiamA(S)	DiamB(S)	DiamC(S)	Frangimento(S)	Centrifuga(S)	Termico(S)	Vento(S)	Sisma impalcato X(S)	Sisma impalcato Y(S)	Sisma impalcato Z(S)	Peso terreno(S)	Sottopile(S)	Sisma pile Y(S)	Sisma pile X(S)		
37	SLE F1	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000	0.7500	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000			
38	SLE F2	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000			1.0000	0.7500	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
39	SLE F3	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000	0.7500	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
40	SLE F4	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	1.0000	0.7500	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
41	SLE F5	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	1.0000	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
42	SLE F6	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	1.0000	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
43	SLE F7	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	1.0000	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
44	SLE F8	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	1.0000	0.6000	0.2000					1.0000	1.0000		
45	SLE F9	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	0.7500	1.0000	0.2000					1.0000	1.0000		
46	SLE F10	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000			0.7500	0.7500	1.0000	0.2000					1.0000	1.0000		
47	SLE F11	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	1.0000	0.2000					1.0000	1.0000		
48	SLE F12	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	0.7500	1.0000	0.2000					1.0000	1.0000		
49	SLE F13	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	0.7500	0.6000	1.0000					1.0000	1.0000		
50	SLE F14	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	0.6000	1.0000					1.0000	1.0000		
51	SLE F15	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	0.6000	1.0000					1.0000	1.0000		
52	SLE F16	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	0.7500	0.6000	1.0000					1.0000	1.0000		

SLE QUASI PERMANENTE

53	SLE QP1	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.5000							1.0000	1.0000		
54	SLE QP2	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000		1.0000					0.5000						1.0000	1.0000		
55	SLE QP3	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000				0.5000						1.0000	1.0000		
56	SLE QP4	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000			0.5000						1.0000	1.0000		

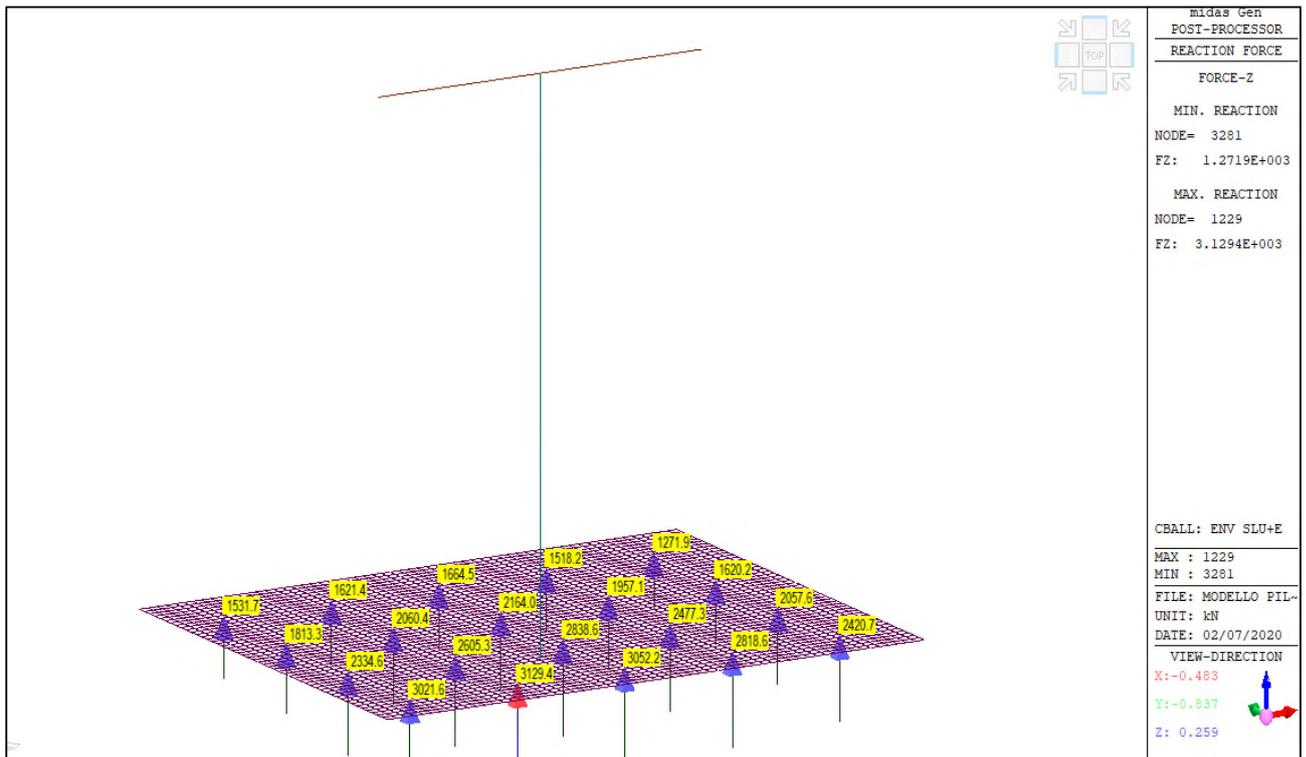
E

37	E1	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	1.0000	
38	E2	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	1.0000	
39	E3	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	0.3000	1.0000	1.0000	-0.3000	1.0000	
40	E4	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	-0.3000	1.0000	
41	E5	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	-1.0000	
42	E6	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-1.0000	0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	-1.0000
43	E7	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	-0.3000	-1.0000	
44	E8	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	-0.3000	-1.0000
45	E9	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	1.0000	0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
46	E10	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	1.0000	0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
47	E11	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	1.0000	-0.3000	1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000
48	E12	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000
49	E13	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	1.0000	0.3000	1.0000	1.0000	-1.0000	0.3000
50	E14	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-1.0000	-0.3000	0.3000	1.0000	1.0000	-1.0000	0.3000
51	E15	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	-1.0000	-0.3000	-0.3000
52	E16	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-1.0000	-0.3000	1.0000	1.0000	-1.0000	-0.3000
53	E17	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	0.3000	1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
54	E18	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	1.0000	0.3000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
55	E19	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000
56	E20	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000
57	E21	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	0.3000	-1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
58	E22	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	0.3000	-1.0000	-1.0000	1.0000	1.0000	0.3000	0.3000
59	E23	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	-1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000
60	E24	Active	Add	1.0000	1.0000	1.0000							0.5000		1.0000	-0.3000	-0.3000	-1.0000	1.0000	1.0000	-0.3000	-0.3000

12.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

12.2.1 REAZIONI VINCOLARI

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



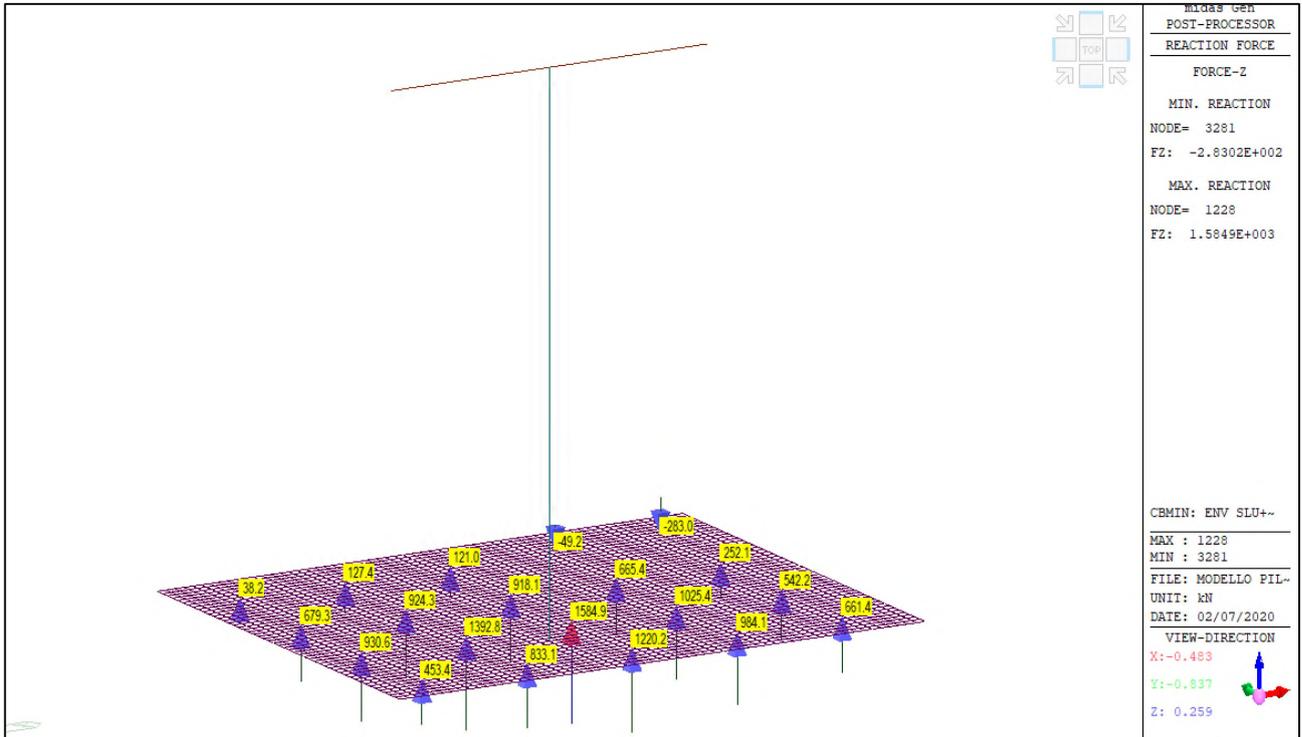
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



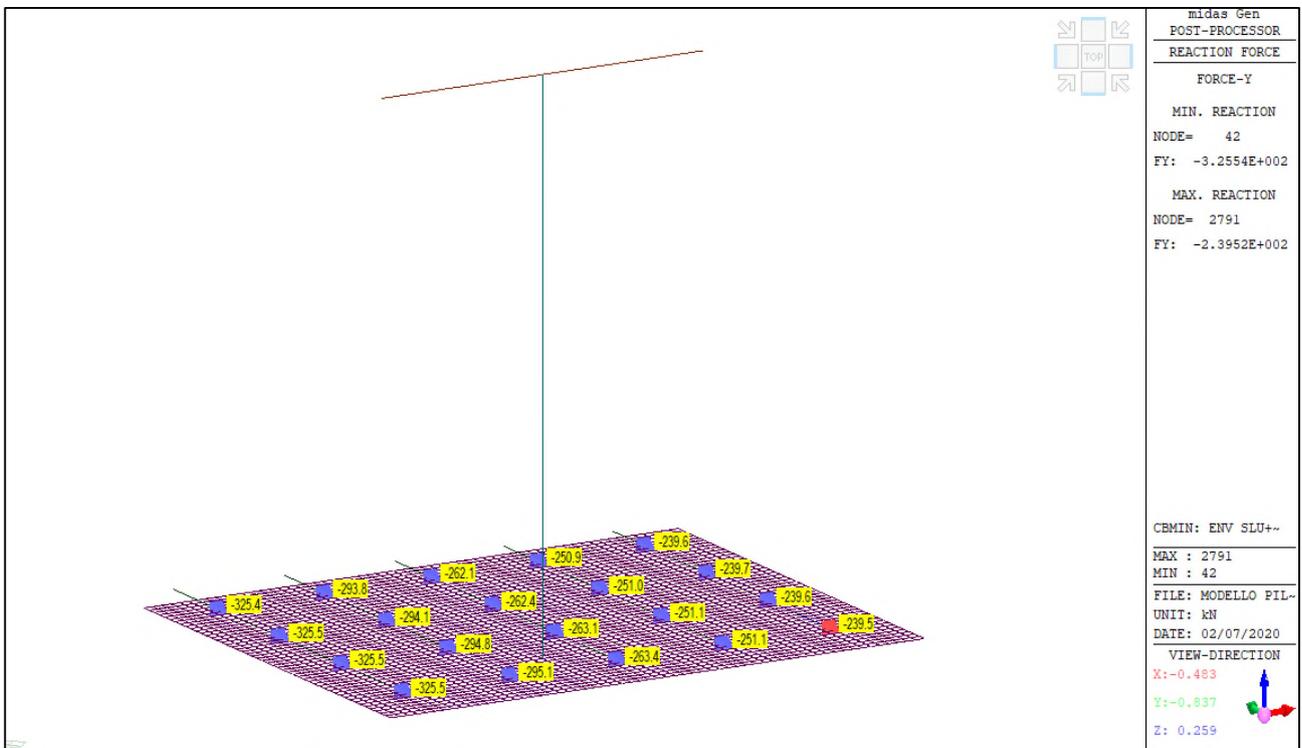
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



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



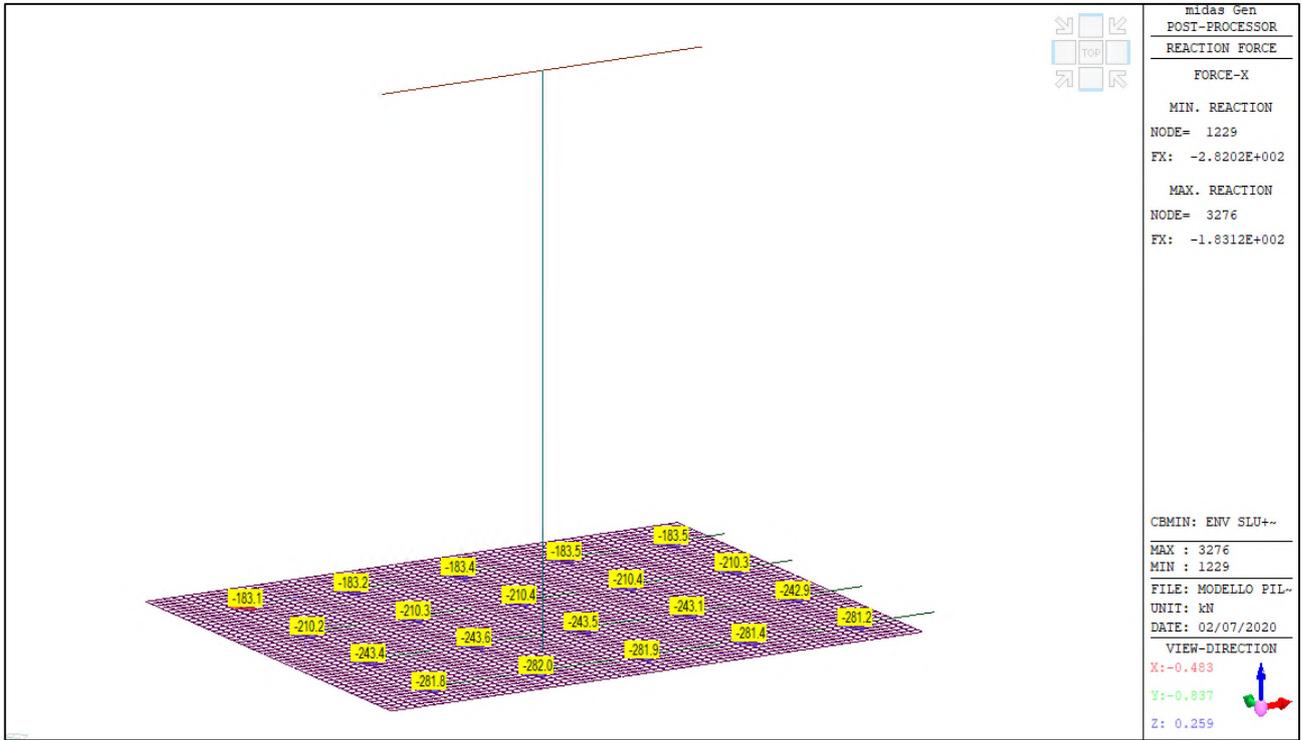
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

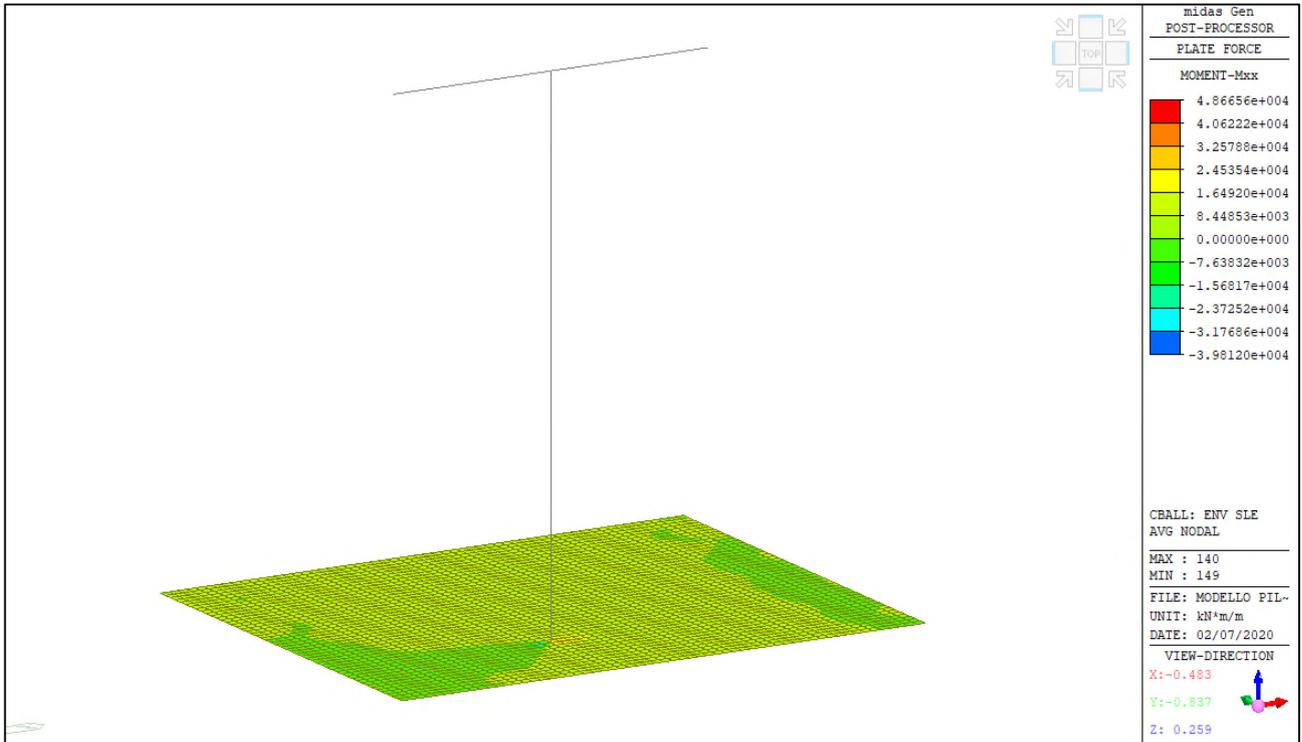


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime



12.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

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



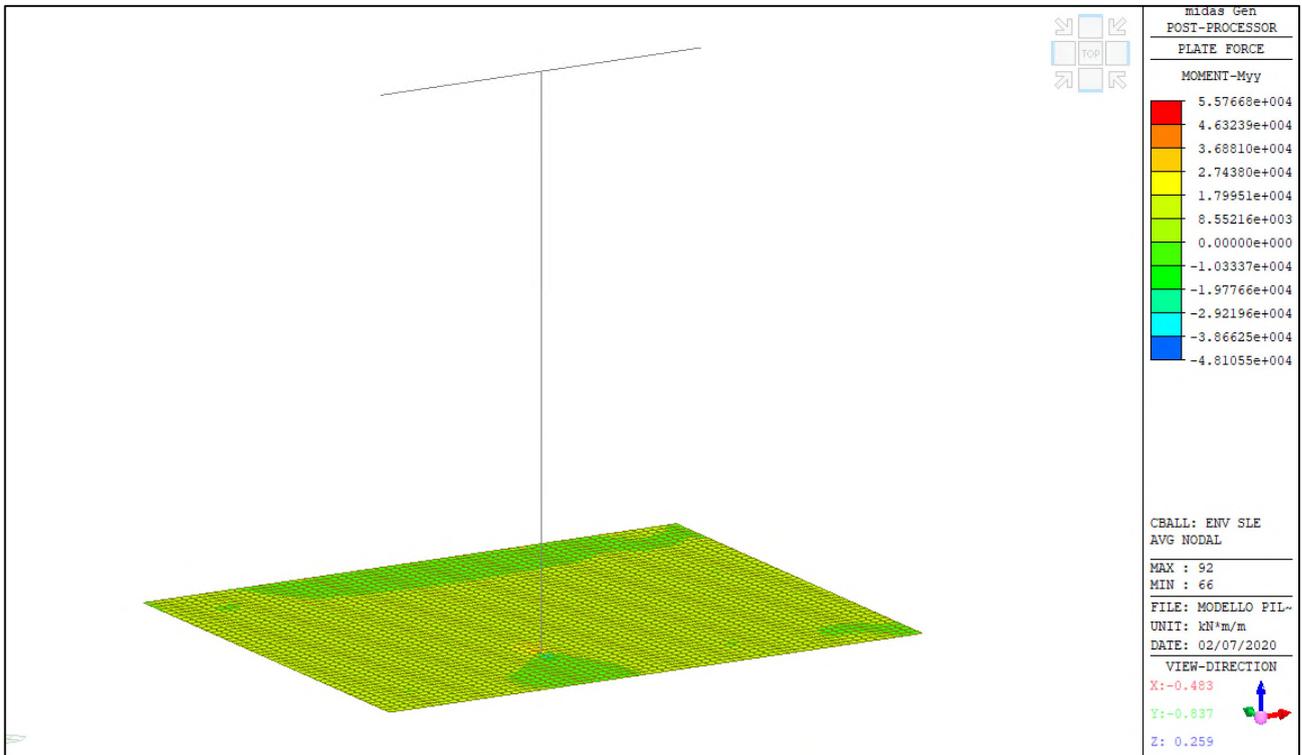
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Platea



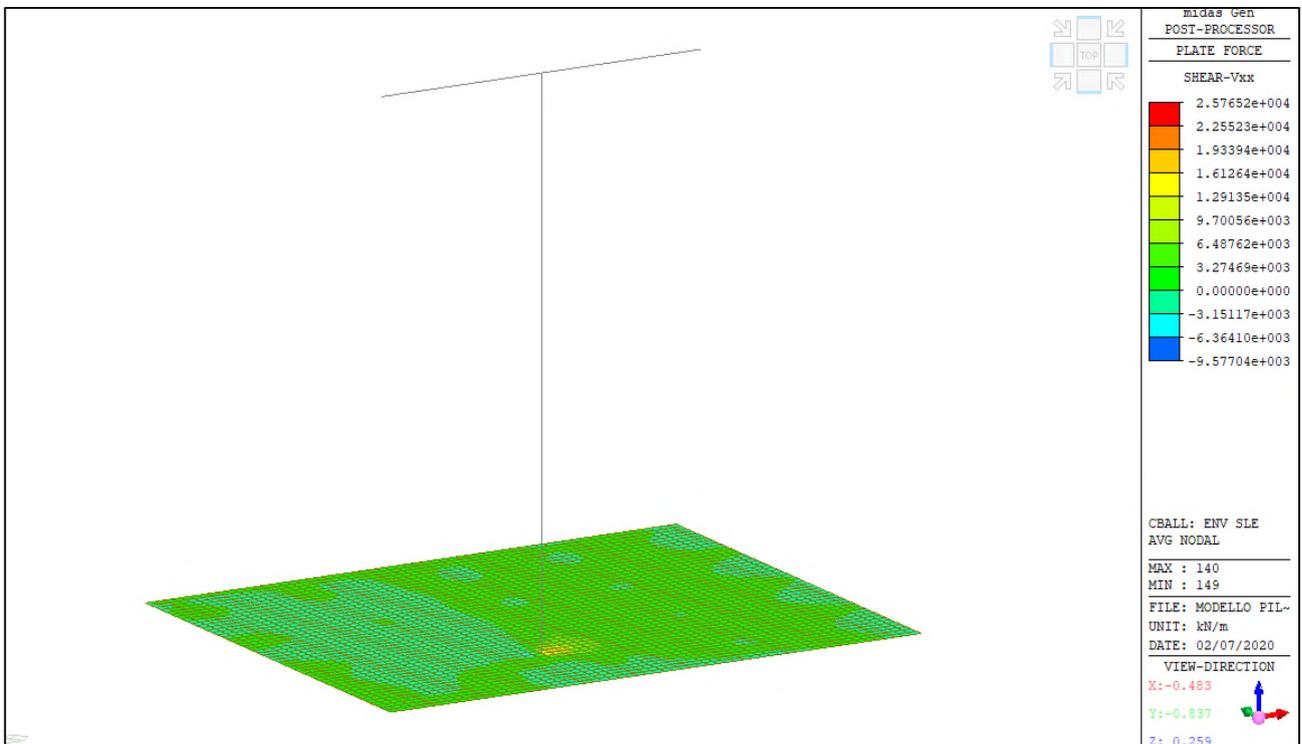
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



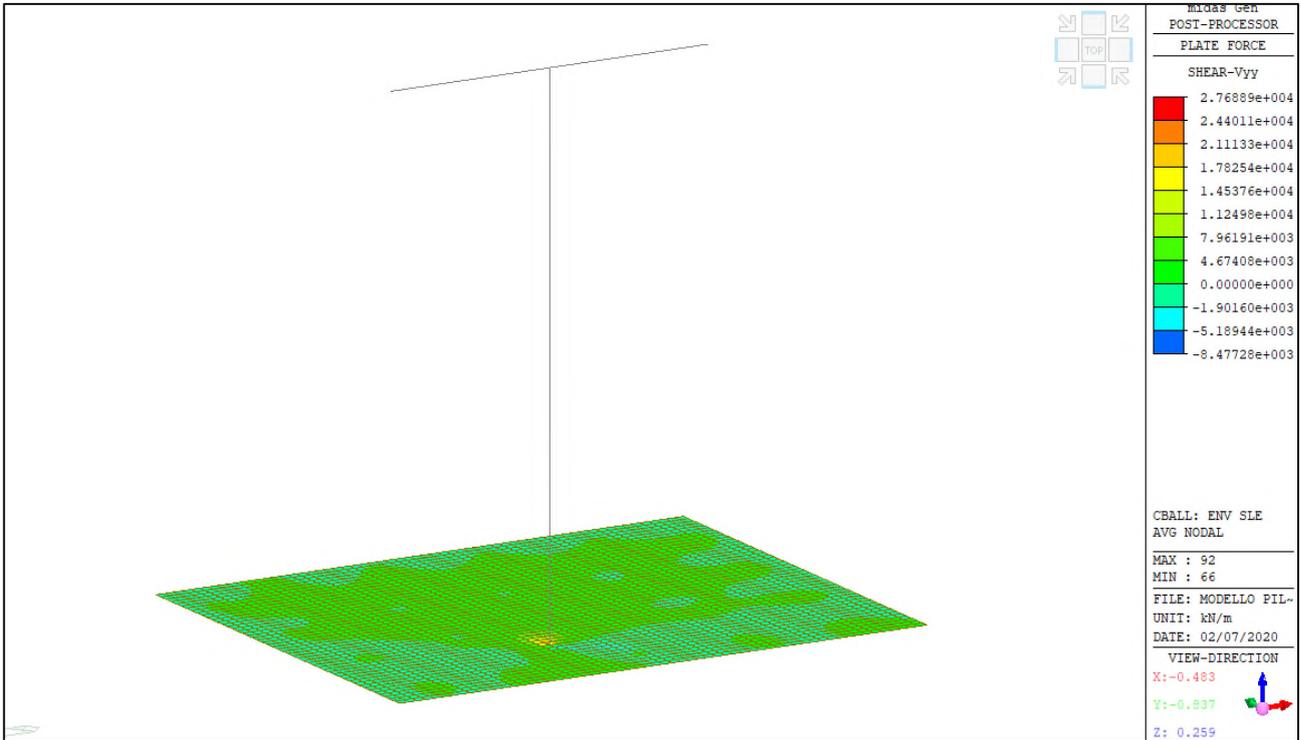
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Platea



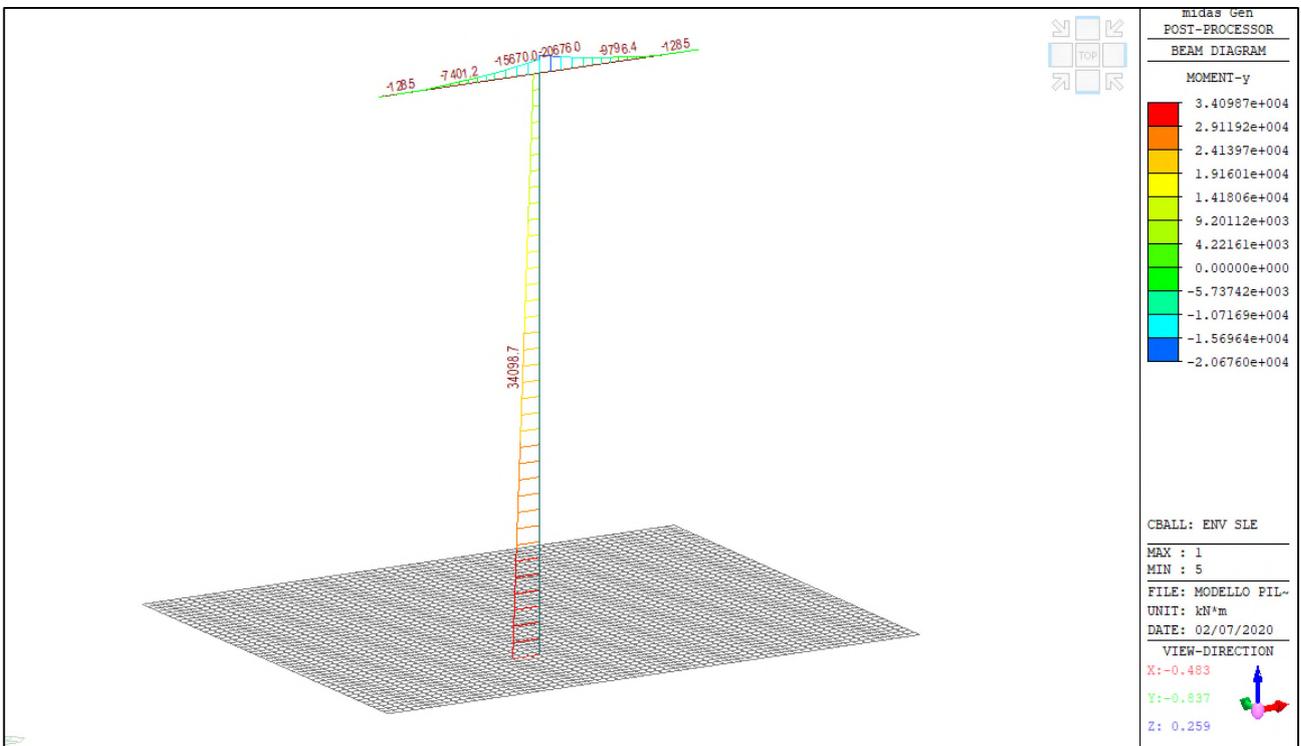
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



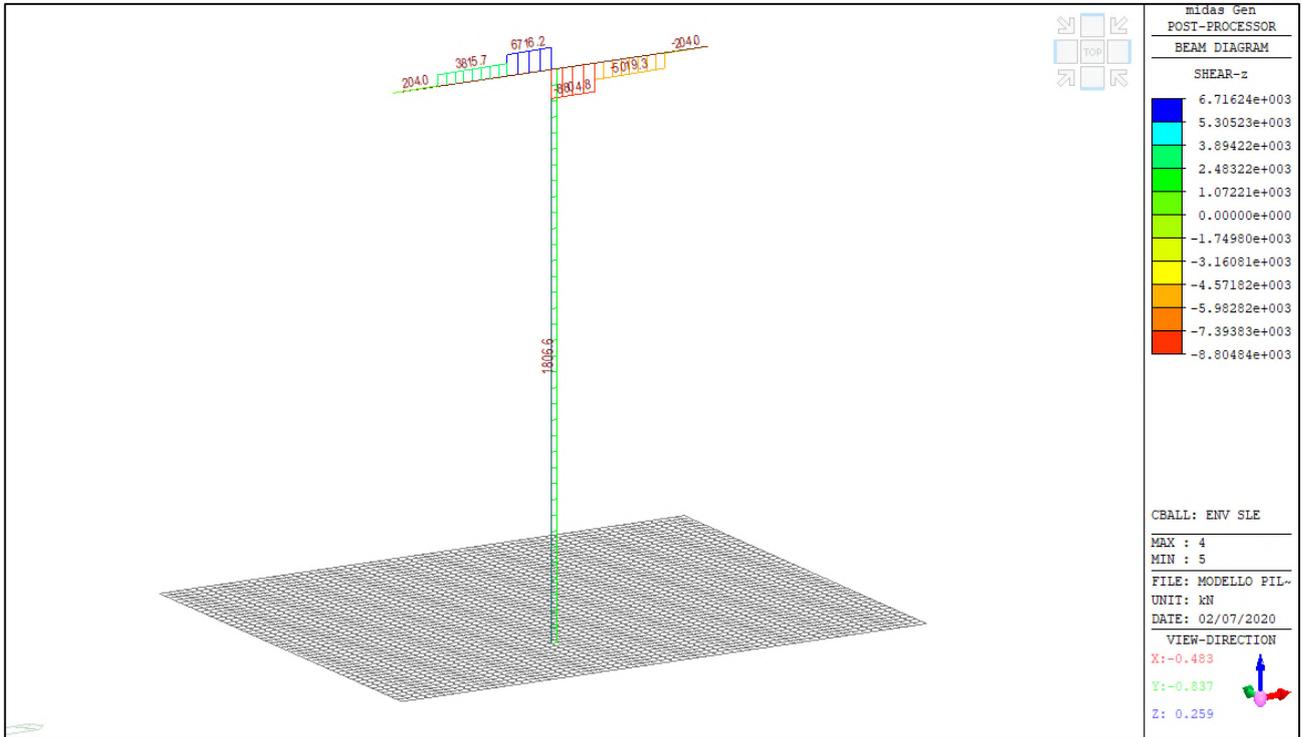
ENV-SLE RARA- My (kNm) – Pila+Pulvino



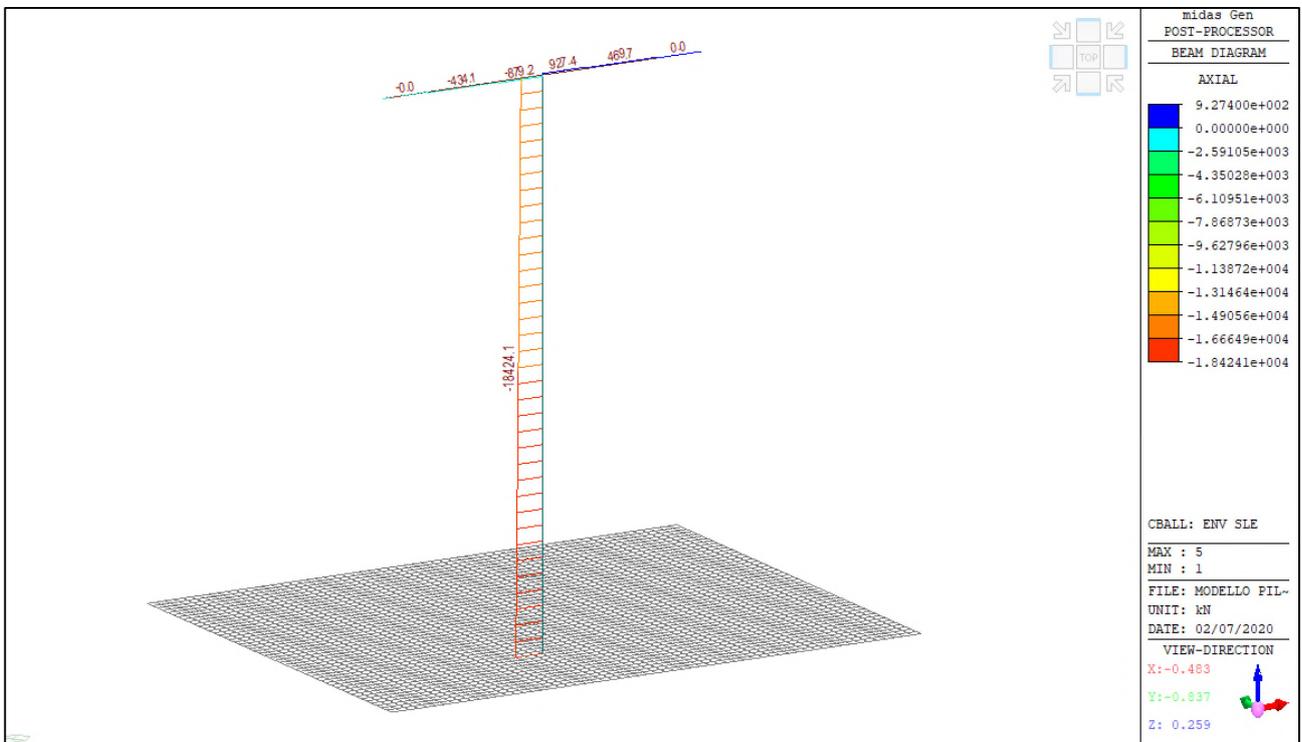
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Fz (kN) – Pila+Pulvino



ENV-SLE RARA– Fx (kN) – Pila+Pulvino

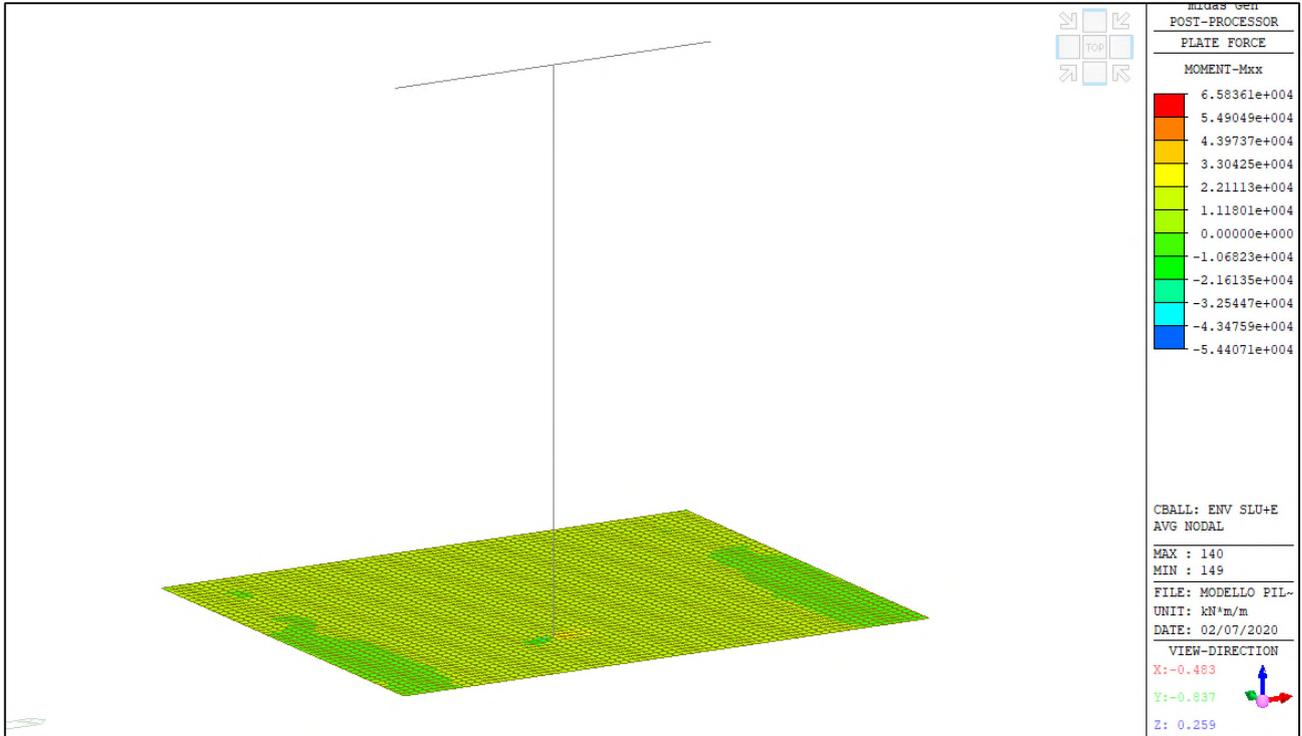


Comune di Vado Ligure

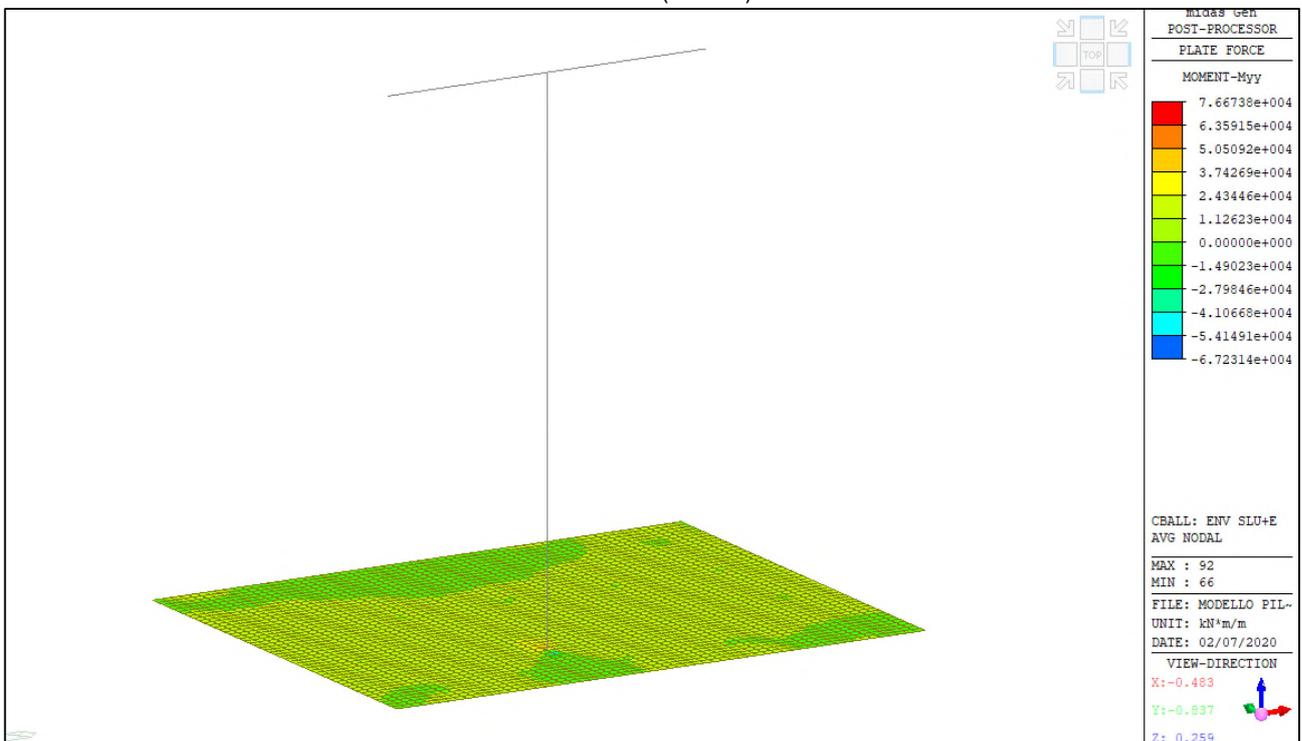
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione 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



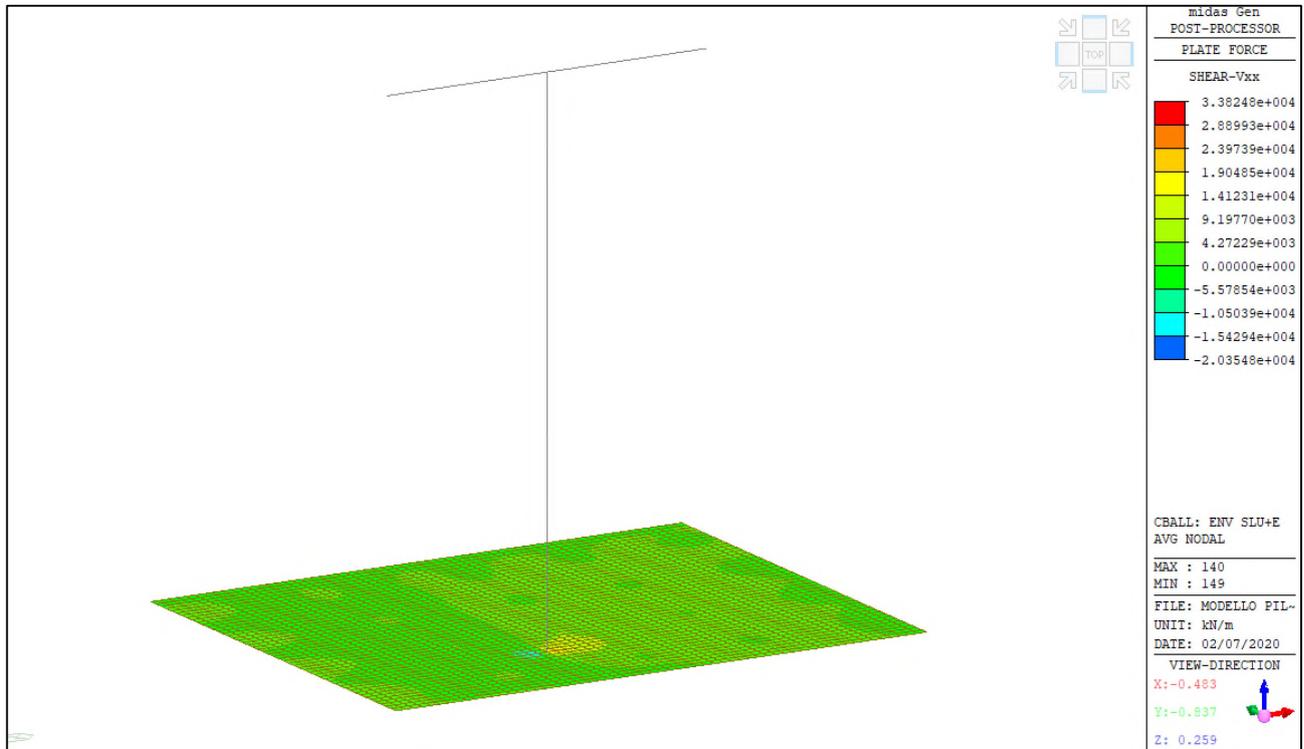
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



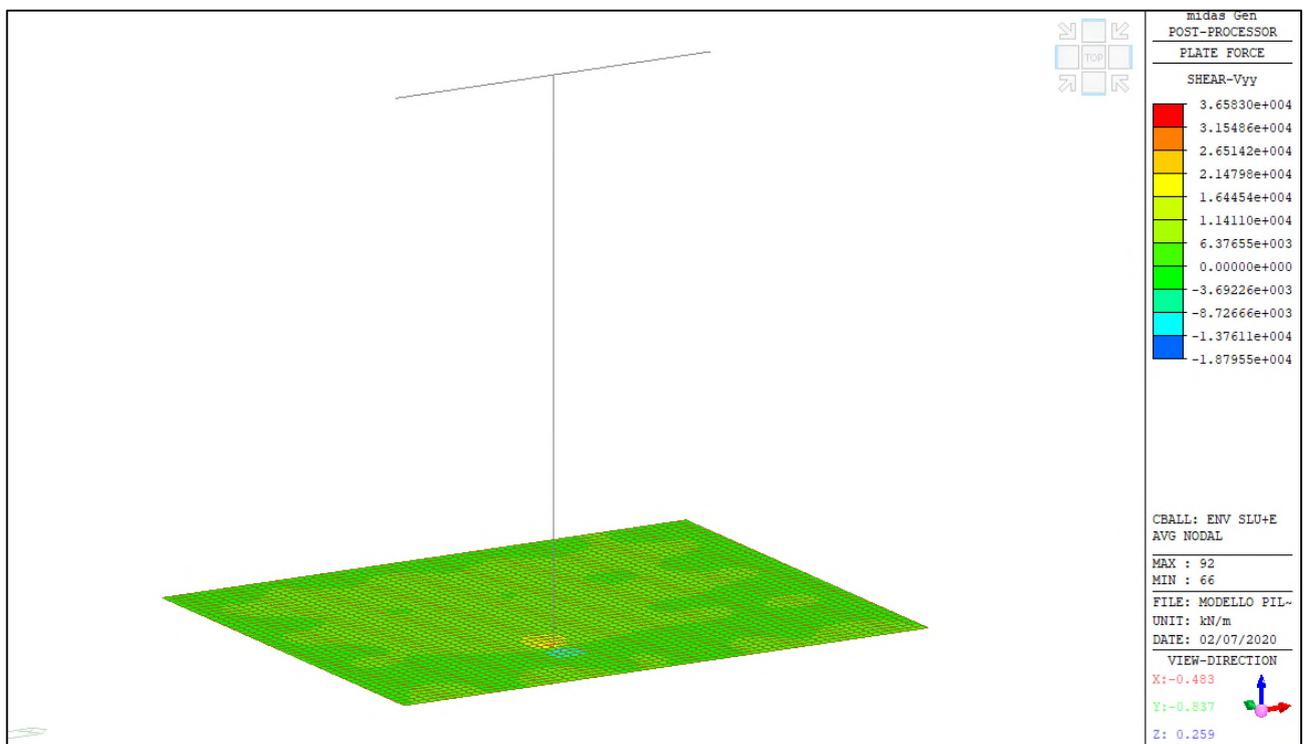
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



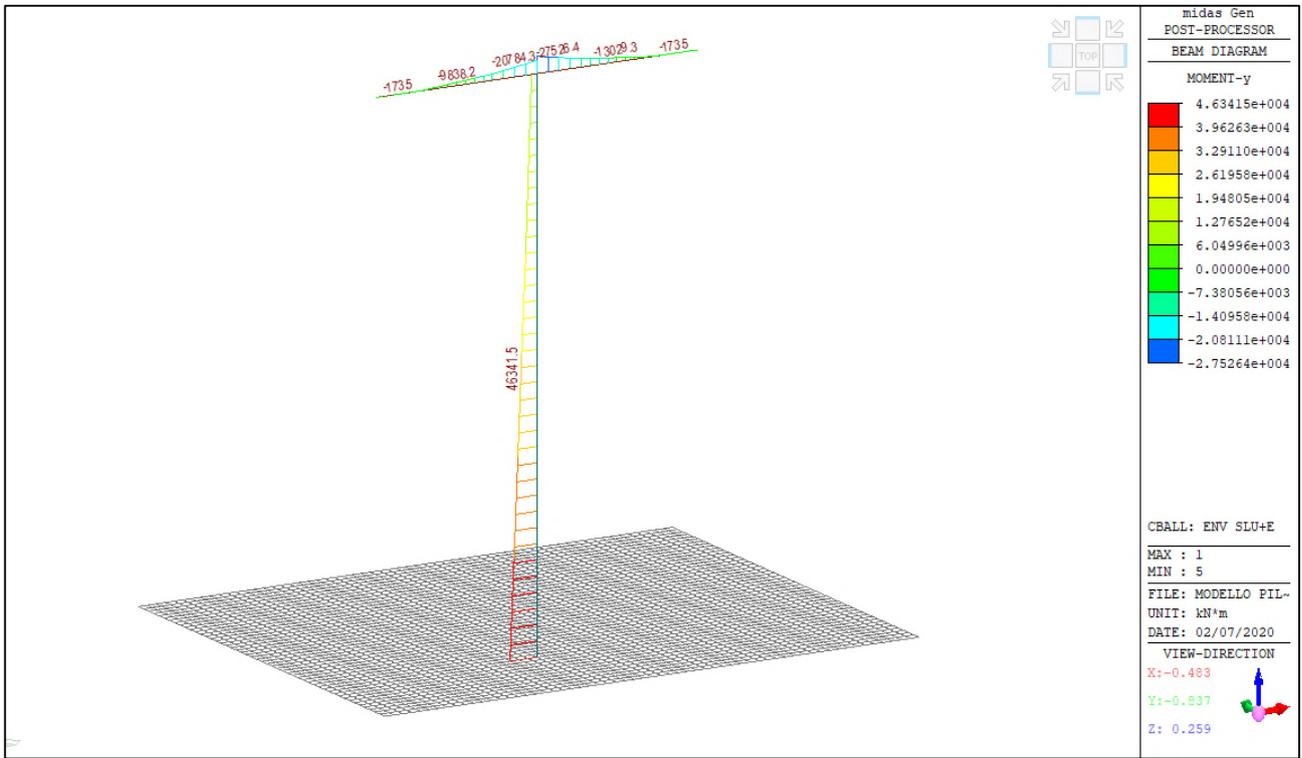
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



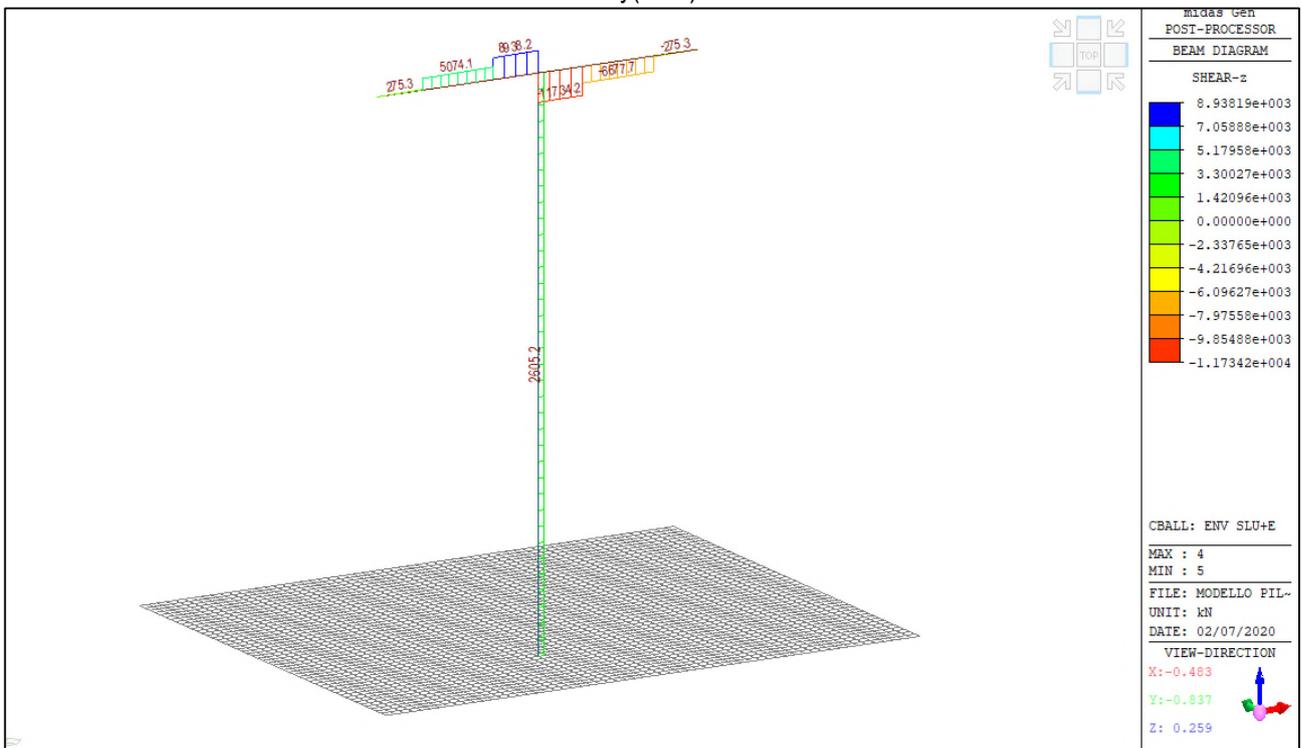
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – M_y (kNm) – Pila+Pulvino



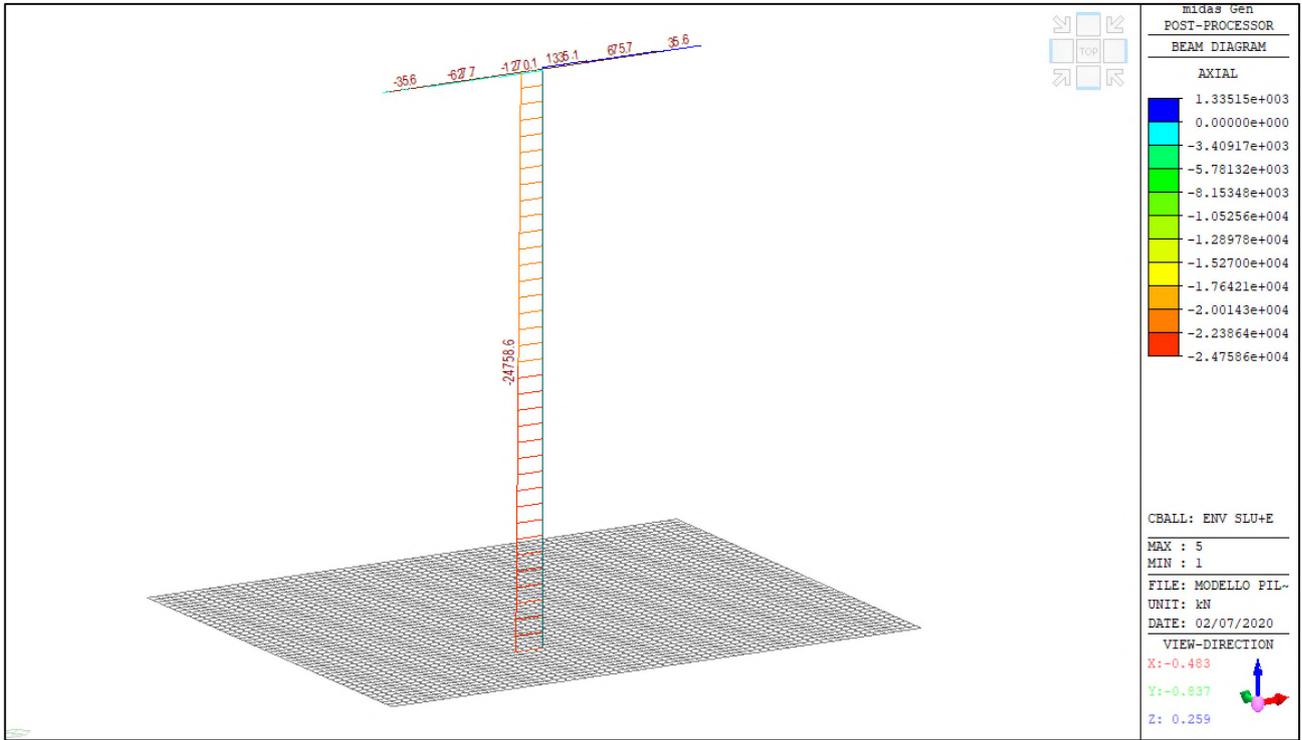
ENV-SLU+E – V_z (kN) – Pila+Pulvino



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

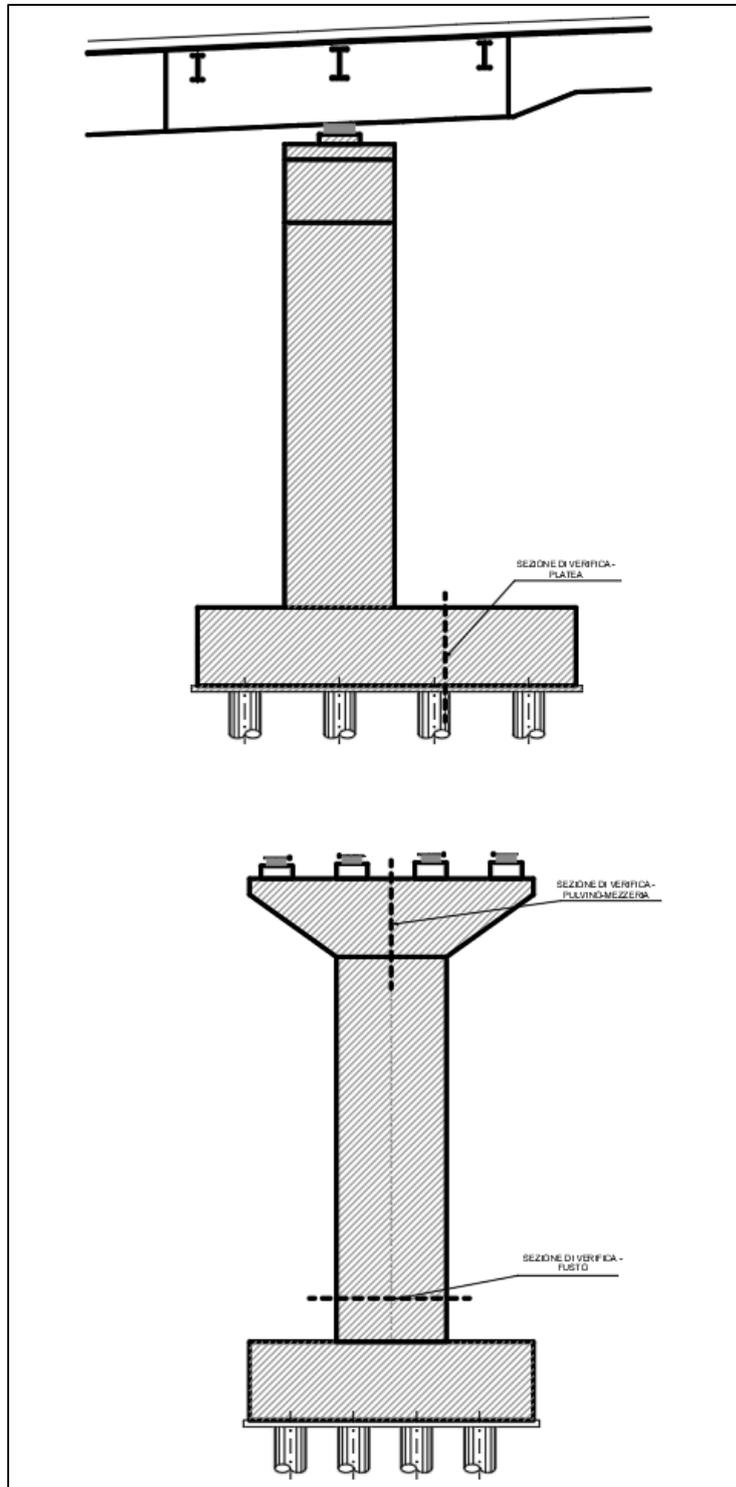
Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Fx (kN) – Pila+Pulvino

12.3 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



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

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	4136	4003	5638	5030	6560	5036	11280	11280

SEZIONE	SLE QP			SLE F			SLE R			SLU		
	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Fx [kN]
FUSTO	13033.4	523	-18336.2	24159.8	1398	-18369.5	32098.7	1806.6	-18424.1	46341.5	2605.2	-24758.6
PULVINO MEZZERIA	10116.9	6316	-239	13365	6914.5	-698	20676	8804.8	-879.2	27526.4	11734.2	-1270.1



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione x
- $\Phi 40/10$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 20$

Le verifiche lungo la direzione X valgono anche lungo la direzione Y

Armatura platea direzione x

Armatura interna: copriferro $5.0+4.0+2.0= 11.0$ cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	250	9.0	239.0	215.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	40	11.0	125.66	
10	40	239.0	125.66	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
M _{Ed} 11280 [kNm]	M _{Ek} 6560 [kNm]	M _{Ek} 5638 [kNm]	M _{Ek} 4136 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 5000.00 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
M _{Rd} 11284.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
FS 1.00	M _{cr} 3000.4 [kNm]	M _{cr} 3000.4 [kNm]	M _{cr} 3000.4 [kNm]
	y _n -58.55 [cm]	y _n -58.55 [cm]	y _n -58.55 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -6.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -5.2 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.8 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -76.1 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -65.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -48.0 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 236.8 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 203.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 149.3 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.83 [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.56 [%]
		S _{r,max} 45.5 [cm]	S _{r,max} 45.5 [cm]
		w _k 0.377 [mm]	w _k 0.254 [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

base	B =	100	cm
altezza	H =	250	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	11	cm
altezza utile	d =	239	cm
braccio coppia interna	z =	215.1	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	5	
diametro	ϕ =	16	mm
passo	s =	40	mm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	10.05	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	40	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	125.7	cm ²

materiali

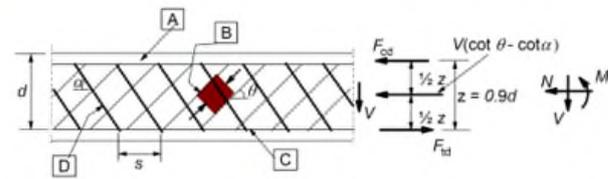
calcestruzzo

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	v =	0.540	
tensione di calcolo bielle	$v f_{cd}$ =	7.6	MPa

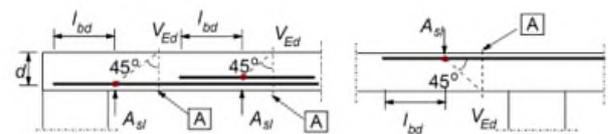
acciaio

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} =	5000	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	871.5	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	5288.5	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	5654.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione	duttile		
traslazione armatura long.	a_l =	268.9	cm



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

2. Fusto

Le armature sono costituite da

- 60 Φ 30 longitudinali
- Staffe Φ 16/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU-Pila

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

N* barre Zoom

Raggio esterno [cm]
Raggio interno [cm]
N* barre uguali
Diametro barre [cm]
Copriferro (baric.) [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E_s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="18.13"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Verifica armatura longitudinale Fusto – SLU



Per la verifica a fessurazione e a taglio si è considerata la sezione corrispondente al quadrato inscritto nella circonferenza del fusto.

SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLE		SLE		SLE	
M_{Ek}	32098.7 [kNm]	M_{Ek}	24159.8 [kNm]	M_{Ek}	13033.4 [kNm]
N_{Ek}	-18424 [kN]	N_{Ek}	-18370 [kN]	N_{Ek}	-18336 [kN]
tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
M_{dec}	8658.7 [kNm]	M_{dec}	8633.0 [kNm]	M_{dec}	8617.4 [kNm]
M_{cr}	16783.8 [kNm]	M_{cr}	16758.1 [kNm]	M_{cr}	16742.4 [kNm]
y_n	-21.78 [cm]	y_n	-2.97 [cm]	y_n	68.62 [cm]
$\sigma_{c,min}$	-16.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-12.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-7.1 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	-225.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-173.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-101.1 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	331.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	183.0 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	25.5 [MPa]
		k_2	0.5	k_2	0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.67 [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [‰]
		$S_{r,max}$	36.9 [cm]	$S_{r,max}$	- [cm]
		w_k	0.246 [mm]	w_k	- [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	247	cm
altezza	H =	247	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	8.6	cm
altezza utile	d =	238	cm
braccio coppia interna	z =	214.6	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	2	
diametro	ϕ =	16	mm
passo	s =	20	mm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	4.02	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	30	
diametro	ϕ_1 =	30	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	212.1	cm ²

materiali

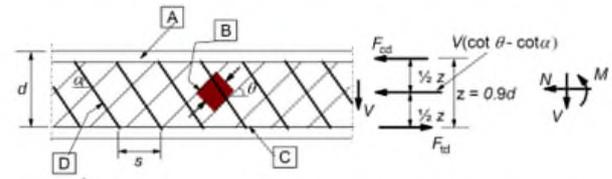
calcestruzzo

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

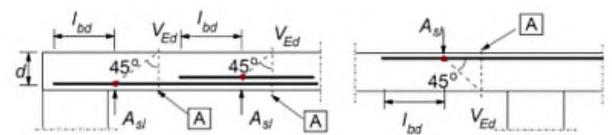
acciaio

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} =	2605.2	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	2083.8	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	3313.0	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	20985.0	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione			duttile
traslazione armatura long.	al =	210.5	cm

Verifica armatura trasversale Fusto



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Aurelia-bis” – Relazione di calcolo sottostrutture e fondazioni

3. Pulvino

Le armature nella sezione di mezzeria sono costituite da

- 20 Φ 30 inferiore
- 20 Φ 30 + 20 Φ 30 + 20 Φ 30 superiore
- Staffe Φ 16/10 4 bracci

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE-MEZZ.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	350	200

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	141.4	8.6
2	141.4	191.4
3	141.4	181.4
4	141.4	171.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E_s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6933"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.029"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Verifica armatura longitudinale Pulvino – sezione di attacco con il fusto – SLU



SLU		SLE - R		SLE - F		SLE - QP	
SLU		SLE		SLE		SLE	
MEd	27526.4 [kNm]	MEk	20676 [kNm]	MEk	13365 [kNm]	MEk	10116.9 [kNm]
NEd	0.00 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]	NEk	0 [kN]
VEd	11234 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure		tensioni e fessure	
presso-flessione		Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]	Mdec	0.0 [kNm]
MRd	29117.2 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]	Mcr	7847.1 [kNm]
FS	1.06						
		yn	-38.17 [cm]	yn	-38.17 [cm]	yn	-38.17 [cm]
		$\sigma_{c,min}$	-9.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-6.4 [MPa]	$\sigma_{c,min}$	-4.8 [MPa]
		$\sigma_{s,min}$	-127.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-82.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$	-62.2 [MPa]
		$\sigma_{s,max}$	309.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	200.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$	151.5 [MPa]
				k_2	0.5	k_2	0.5
				$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.73 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0.49 [%]
				$S_{r,max}$	38.4 [cm]	$S_{r,max}$	38.4 [cm]
				W_k	0.282 [mm]	W_k	0.189 [mm]

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

geometria

sezione trasversale

base	B =	350	cm
altezza	H =	200	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	15.3	cm
altezza utile	d =	185	cm
braccio coppia interna	z =	166.3	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	4	
diametro	ϕ =	16	mm
passo	s =	10	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	8.04	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	40	
diametro	ϕ_1 =	30	mm
numero barre	n_2 =	20	
diametro	ϕ_2 =	30	mm
area totale	A_{sl} =	424.1	cm ²

materiali

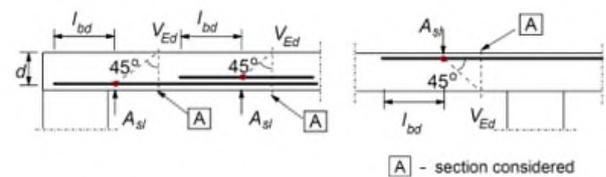
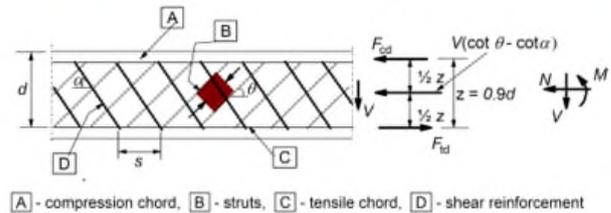
calcestruzzo

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



sollecitazioni e verifiche

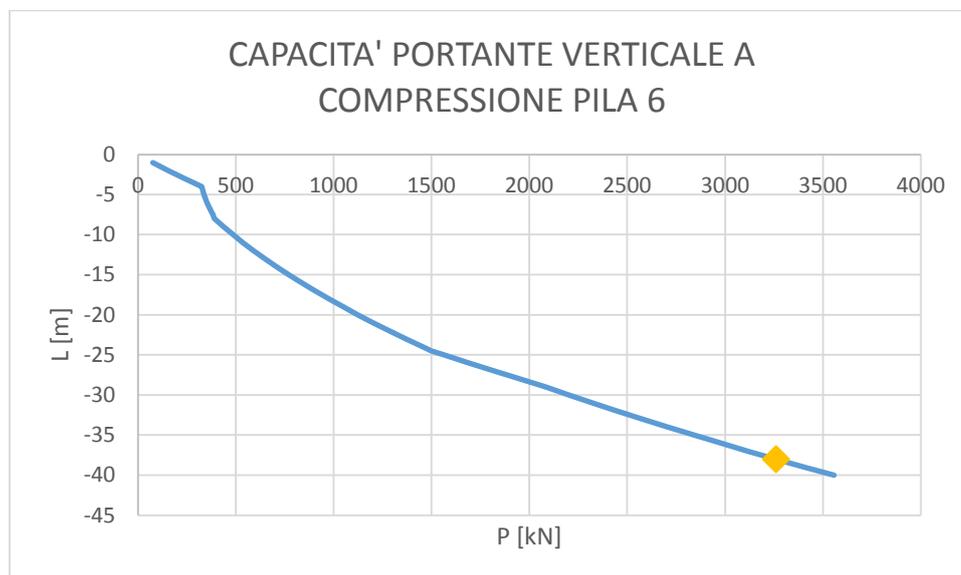
taglio	V_{Ed} =	11234	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	2879.6	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	11751.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	21165.8	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	24.0	°
sezione			duttile
traslazione armatura long.	ai =	186.7	cm

Verifica armatura trasversale Pulvino – sezione di attacco con il fusto

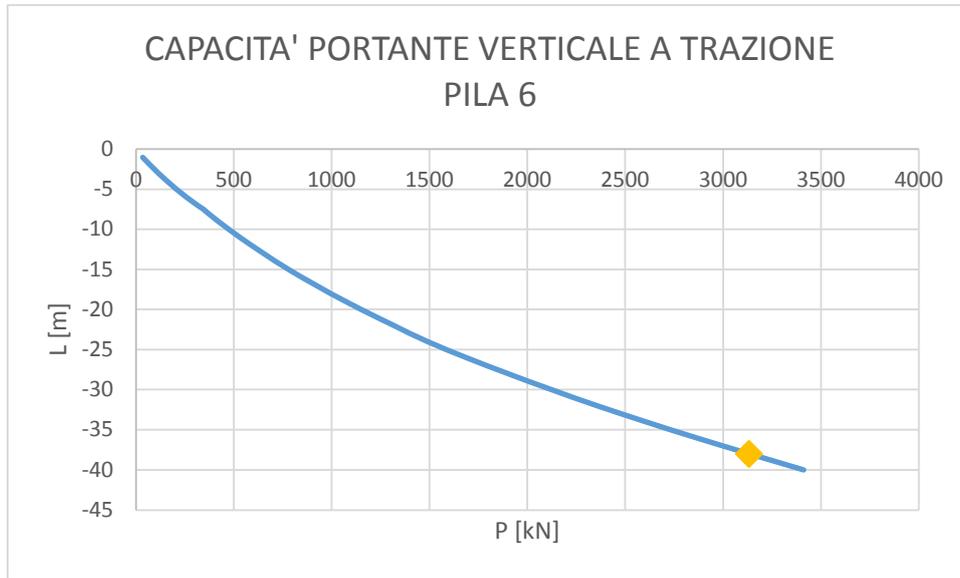
12.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 1000mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale. Le verifiche sono state condotte in accordo con NTC2018.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale a compressione, il valore dell'azione agente sul palo più sollecitato risulta essere pari a 3129.4 kN. Data la presenza di pali in trazione, la cui azione agente è pari a 283 kN, è necessario effettuare anche una verifica a capacità portante a trazione. Pertanto, si utilizzano pali di lunghezza pari a 38.00m la cui capacità portante verticale a compressione è maggiore di quella agente, e pari a 3259.10 kN, mentre quella a trazione è pari a 3130.08 kN.



Capacità portante verticale a compressione dei pali



Capacità portante verticale a trazione dei pali

AURELIA BIS

PALI DI FONDAZIONE PILA 6

Calcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:

H _{1,medio}	43801.2	[kN]	$H = 1.5k_p\gamma d^3\left(\frac{L}{d}\right)^2$
H _{1,minimo}	42322.6	[kN]	

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	14657.7	[kN]	$H = \frac{1}{2}k_p\gamma d^3\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$
H _{2,minimo}	14164.9	[kN]	

CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO H₃:

H _{3,medio}	1090.8	[kN]	$H = k_p\gamma d^3\sqrt[3]{\frac{3.676}{k_p\gamma d^4}M_y}$
H _{3,minimo}	1078.4	[kN]	

DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO:

H _{medio}	1090.8	[kN]	PALO LUNGO
H _{minimo}	1078.4	[kN]	

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	661.1	[kN]
----------------	-------	------

$H_d = H_k/\gamma_T$

γ _T	1.3	[-]
H _d	508.5	[kN]
H _{agente}	430.7	[kN]

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

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	37	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	1000	[mm]

Momento di plasticizzazione M_y 2122.0 [kNm]

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	9	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{media}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,media}	2.37	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	23	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.29	[-]

VERTICALI INDAGATE:

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

Capacità portante trasversale pali

L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E

geometria

sezione trasversale

base	B =	70.7	cm
altezza	H =	70.7	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	8	cm
altezza utile	d =	62.7	cm
braccio coppia interna	z =	56.4	cm

armatura a taglio

numero braccia	n =	2	
diametro	ϕ =	12	mm
passo	s =	20	cm
inclinazione	α =	90	°
area	A_{sw} =	2.26	cm ²

armatura longitudinale tesa

numero barre	n_1 =	10	
diametro	ϕ_1 =	26	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	53.1	cm ²

materiali

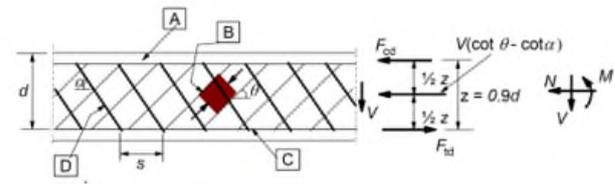
calcestruzzo

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

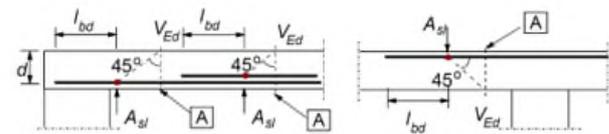
acciaio

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} =	430.7	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	284.1	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	624.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	1346.7	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione		duatile	
traslazione armatura long.	a_l =	70.5	cm

Verifica a taglio pali di fondazione