



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

RIO TANA

Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture, fondazioni e muri andatori

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	008	A
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

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

**PONTE "RIO TANA"
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE, FONDAZIONI E MURI ANDATORI**

							
A	Febbraio 2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT		
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato		
			Documento: P280_D_OMG_RC_008_A.docx			SINA	



INDICE

1.	INTRODUZIONE	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3.	MATERIALI.....	7
3.1	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER MICROPALI	7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	7
3.3	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	8
3.3.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI	8
3.3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI.....	9
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	10
5.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI	11
6.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	12
7.	CARICHI DI PROGETTO.....	15
7.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	15
7.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	15
7.3	CARICHI PERMANENTI	15
7.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_2)	16
7.5	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	16
7.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	17
7.7	AZIONE CENTRIFUGA.....	17
7.8	AZIONE DEL VENTO.....	17
7.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO	19
7.9	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	20
7.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	20
7.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})	20
7.10	SPINTA DELLE TERRE	20
7.11	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	21
7.12	RICOPRIMENTO.....	21
7.13	AZIONI SISMICHE	21
7.13.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	22
7.13.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	23



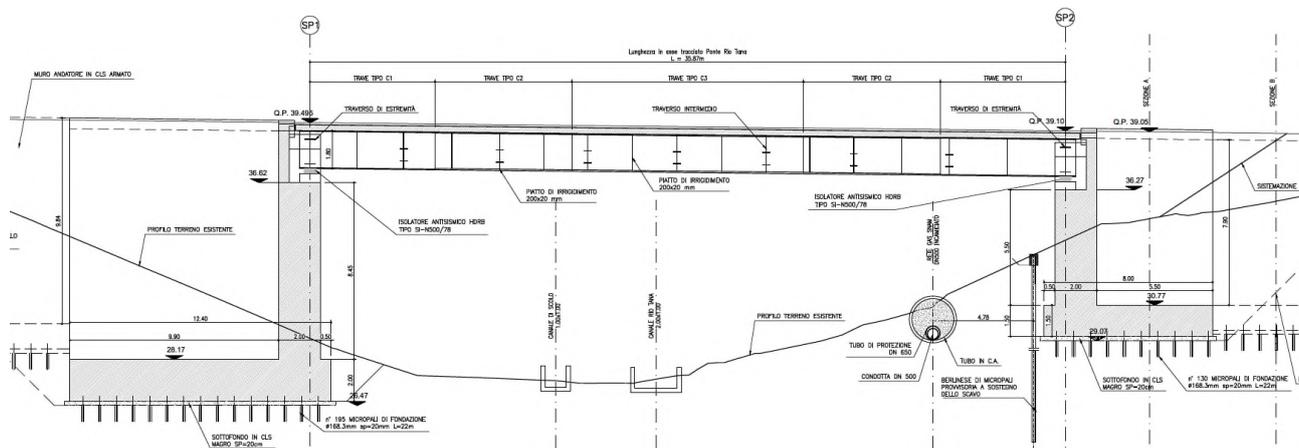
7.13.3	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD).....	23
8.	VERIFICA SPALLA LATO VADO LIGURE	25
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	25
8.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	25
8.1.2	VINCOLI	27
8.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	29
8.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	40
8.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	41
8.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	41
8.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	44
8.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	55
8.4	VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE	62
9.	VERIFICA SPALLA LATO GENOVA	65
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	65
9.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	65
9.1.2	VINCOLI	68
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 MICROPALI DI FONDAZIONE	102
10.	VERIFICA MURO ANDATORE.....	106
10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	106
10.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	106
10.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	108
10.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	108
10.2.1	PARAMENTO DEL MURO	108
10.2.2	PIASTRA DI FONDAZIONE.....	108
10.2.3	MICROPALI DI FONDAZIONE	111
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI	112
10.3.1	PARAMENTO DEL MURO	112
10.3.2	PIASTRA DI FONDAZIONE.....	113
10.3.3	MICROPALI DI FONDAZIONE	114
10.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	115
10.4.1	STABILITÀ GLOBALE	115
10.4.2	CAPACITÀ PORTANTE	117

10.4.3 PORTANZA TRASVERSALE 118

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 inerenti la realizzazione del “Ponte Rio Tana”, posto lungo il tratto monodirezionale del ramo di svincolo Casello - Genova, necessario per l'attraversamento dell'incisione valliva del canale Rio Tana. Le verifiche strutturali dell'impalcato sono presenti nella relazione specifica di progetto P280_D_OMG_RC_006.



Ponte Rio Tana

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 |
| [7] | UNI EN 1993-1-1 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [8] | UNI EN 1993-1-5 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra |
| [9] | UNI EN 1993-1-8 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti |
| [10] | UNI EN 1993-1-9 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica |
| [11] | UNI EN 1993-1-10 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore |
| [12] | UNI EN 1993-2 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio |
| [13] | UNI EN 1994-1-1 | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [14] | UNI EN 1994-2 | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti |
| [15] | CNR–UNI 10011-1997 | Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione |
| [16] | CNR–UNI 10016-2000 | Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni |



3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei principali materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione delle spalle oggetto della presente relazione.

3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA PER MICROPALI

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

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

3.2 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



3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

3.3.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

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

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

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



3.3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI

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

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

Classe di esposizione: XS1-XC4-XF2

Classe di consistenza: S4

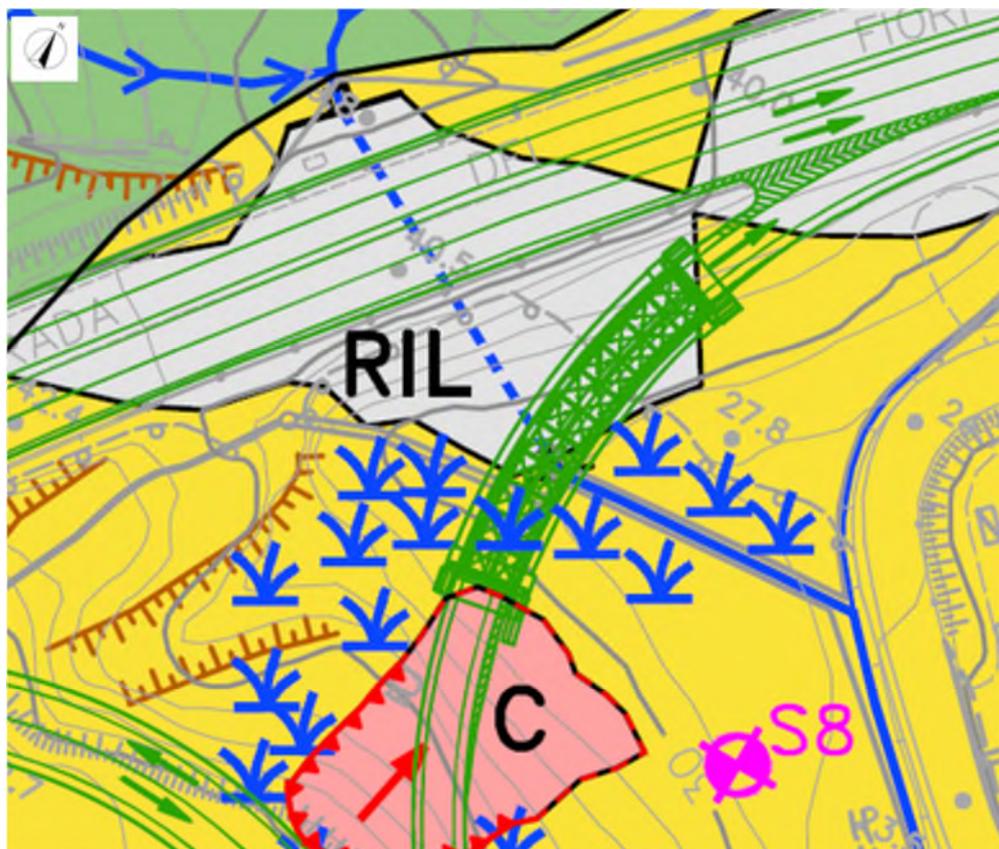
Copriferro minimo: 55 mm

Contenuto minimo di cemento: 340 kg/mc

Massimo rapporto A/C: 0.50

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area del ponte Rio Tana è caratterizzata, sia in superficie sia in profondità, da depositi pleistocenici di origine deltizia, eccetto una buona parte del ponte che attraversa superficialmente il rilevato autostradale esistente. Essendo l'opera oggetto di studio intercalata nell'impluvio del Rio Tana, la soggiacenza della falda è prossima al piano campagna. Inoltre, durante il mese di novembre 2019, a seguito delle intense precipitazioni, quest'area è stata



ELEMENTI GEOLOGICI

DISCARICA

DISC Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento

RITOMBAMENTO

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

RIPORTI

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

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

C Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale

RILEVATI

RIL Rilevati autostradali e stradali

DEPOSITI ALLUVIONALI

AR Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)

AT Depositi alluvionali ferrazzati (Quaternario medio-recente)

DEPOSITI PLEISTOCENICI

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

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

COPERTURA

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

METASEDIMENTI PERMIANI

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

ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI

a/b Limite geologico certo (a) o presunto (b)

GLV Giacitura stratificazione e/o scistosità principale

GLW Giacitura sub-verticale

IM Immersione asse di piega

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

P Pozzo ad uso irriguo

soggetta ad una colata superficiale, che ha coinvolto anche la parte dove saranno realizzate la rampa casello-Genova e la spalla del ponte.

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

5. CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI

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

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

Descrizione geologica (codice)	Descrizione geotecnica	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Rilevati (RIL)	Ghiaia sabbioso limosa, addensata	19-20	34-36	0-2	50-80
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



6.DESCRIZIONE DELL'OPERA

Trattasi di un ponte con andamento planimetrico in curva ad una campata di lunghezza di 36.50 m, misurata lungo lo sviluppo planimetrico in curva dell'asse stradale, con impalcato realizzato mediante una sezione trasversale di tipo "mista" acciaio-calcestruzzo. Nel dettaglio, vengono descritte solamente le caratteristiche delle strutture di supporto dell'impalcato, ovvero le due spalle di estremità.

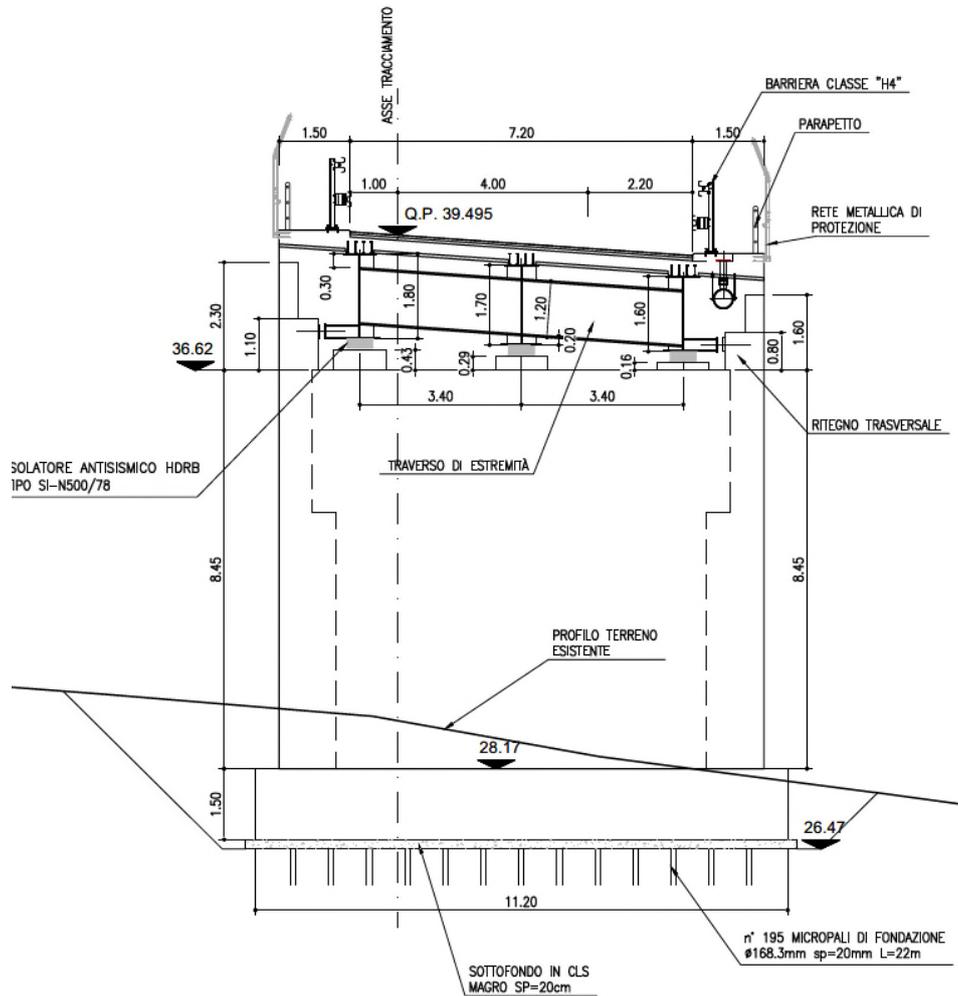
Queste sono previste in c.a. ordinario e si compongono di un muro frontale di spalla su cui sono in diretto appoggio i dispositivi di vincolo dell'impalcato, dello spessore complessivo di 200 cm. La spalla maggiore lato Vado Ligure (spalla 1) presenta un muro di spalla con altezza pari a 8.45 m mentre la spalla lato Genova presenta un muro di spalla di altezza pari a 5.50 m.

Entrambe le strutture sono fondate su micropali aventi camicia metallica di spessore 20mm e diametro 168.3mm e lunghezza di 22m; sotto alla spalla 1 sono presenti 195 micropali mentre sotto la spalla 2 sono presenti 130 micropali a maglia 80cm x 80cm.

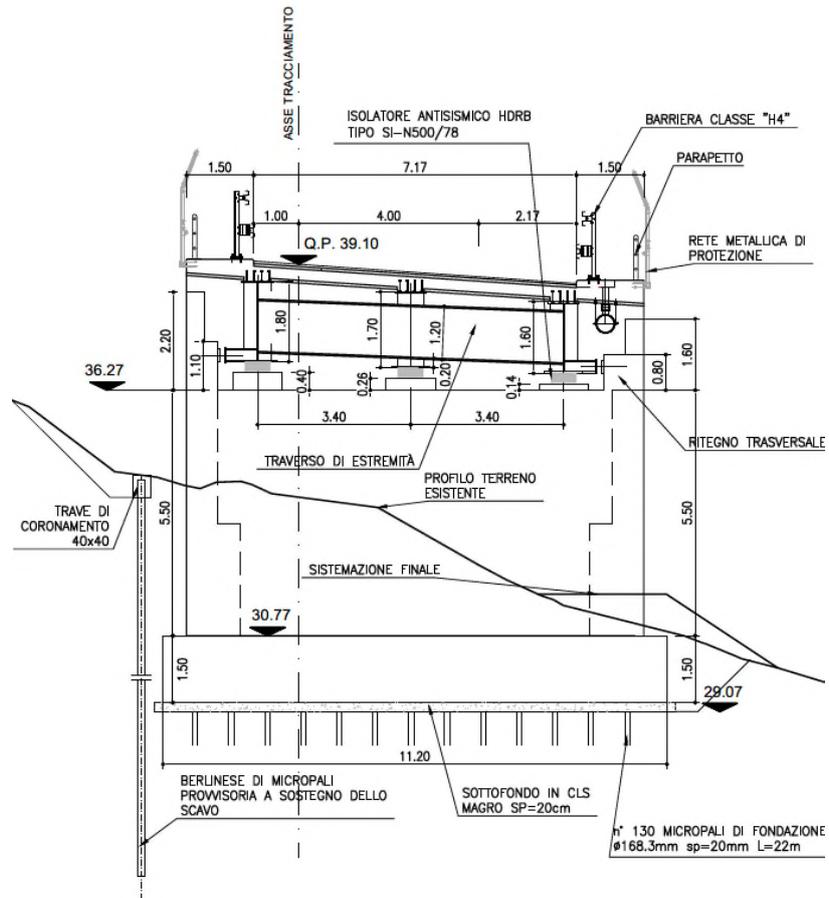
In sommità i muri sono completati dal para-ghiaia che ha la funzione di proteggere l'impalcato dal terreno retrostante la spalla. Il muro para-ghiaia ha spessore contenuto e pari a 50 cm.

Le elevazioni sono fondate su un basamento pseudo-rettangolare con altezza pari a 150 cm per la spalla lato Genova e altezza pari a 200 cm per la spalla lato Vado Ligure, impostate su batteria di micropali infissi nel terreno.

Completano la struttura i muri d'ala laterali, impostati sul basamento, con la funzione di contenere le spinte laterali del terrapieno adiacente.



Spalla lato Vado Ligure



Spalla lato Genova



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. 26+6): $0,32 \text{ m} \times 25,00 \text{ kN/m}^3 = 8,00 \text{ kN/m}^2$

7.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti considerati sono i seguenti:

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

7.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (ε2)

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:

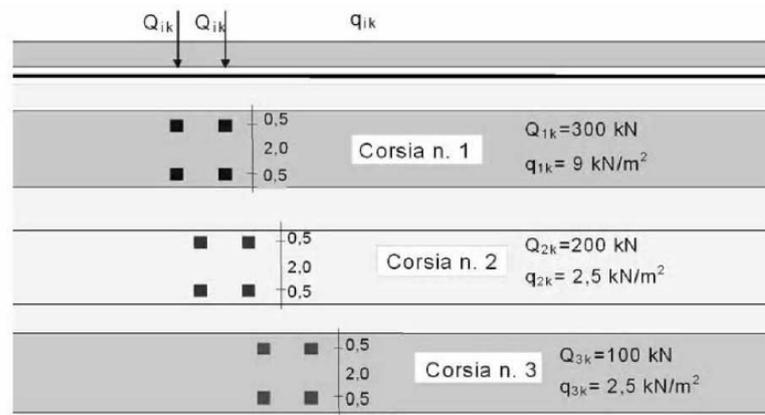
$E_{c0} = 33.643 \text{ N/mm}^2$ è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo assunto per l'impalcato in progetto;

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_{ik}) e da carichi distribuiti uniformemente sulle corsie (q_{ik}).



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

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



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

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

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

Le disposizioni longitudinali considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in progetto (travi, traversi, apparecchi di appoggio) sono state definite per massimizzare gli effetti flettenti in mezzzeria e i 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 36.5 m, la forza di frenamento vale: $q_3 = 459 \text{ kN}$.

7.7 AZIONE CENTRIFUGA

Il ponte in oggetto presenta andamento planimetrico curvilineo con raggio pari a 100.0 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 al massimo tre corsie convenzionali, il carico totale agli assi tandem è pari a (cfr. tabella 5.1.II): $Q_v = 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} = 1000 \text{ kN}$

e quindi: $Q_4 = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ kN}$

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

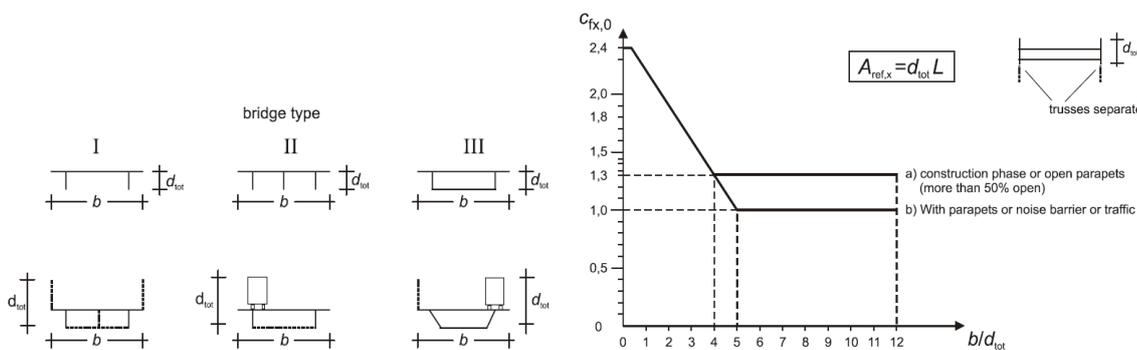
Categoria di esposizione III $k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$ m; $z_{min} = 5,00$ m

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:

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

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 impalcato da ponte

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

- | | |
|---|--------|
| 1. Altezza impalcato | 2,05 m |
| 2. Altezza pavimentazione cumulata alla pendenza trasv. | 0,80 m |
| 3. Altezza cordolo laterale sopra pavimento | 0,15 m |
| 4. Altezza barriera di protezione | 4,00 m |
| 5. Altezza convenzionale della colonna di carico | 3,00 m |

Vento a ponte scarico

$d = 10,20 \text{ m}$ $h_{\text{tot}} = 1+2+3+4 = 7,00 \text{ m}$ $d/h_{\text{tot}} = 1,457$ $c_p = 2,063$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 2,311 \times 2,063 = 2,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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.

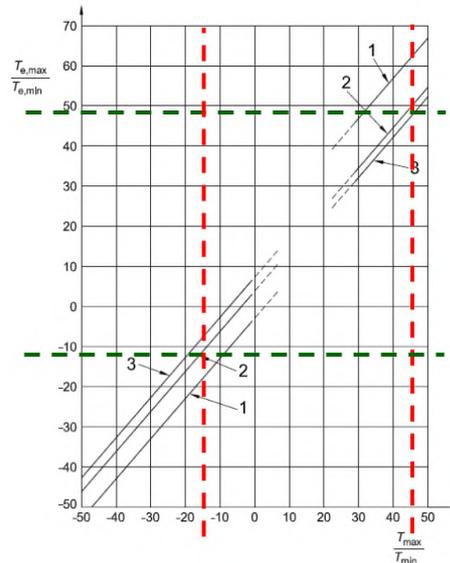
7.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN})

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.):

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

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

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



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

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 $\Delta T_s = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

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.

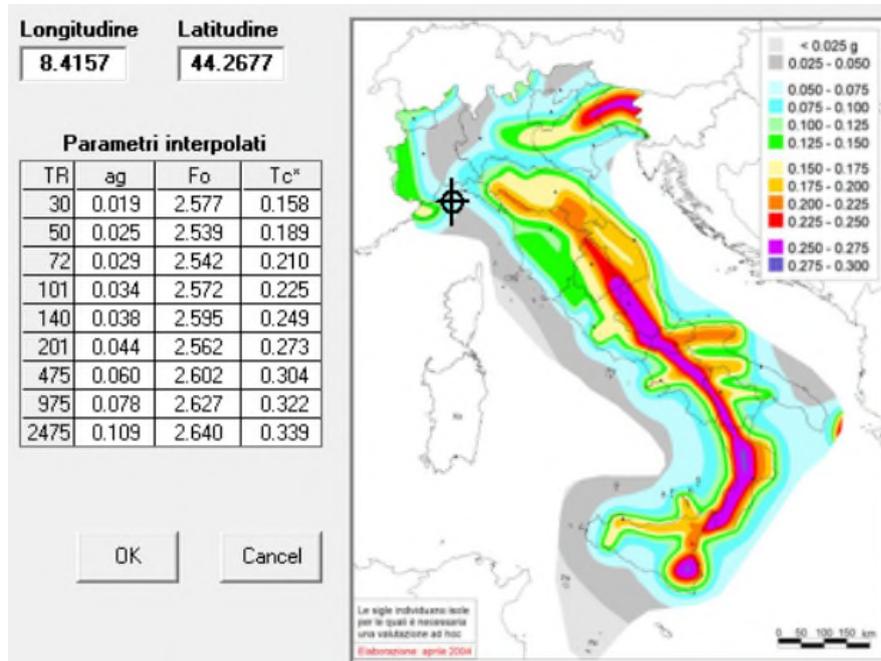
7.13 AZIONI SISMICHE

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: C
- Caratteristiche topografiche: T2.

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



Sismicità del sito in esame

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

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

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

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

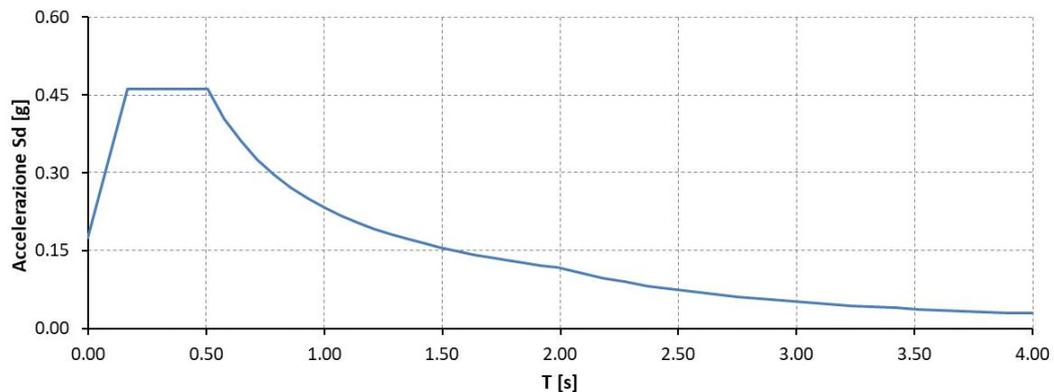
L'analisi sismica del ponte oggetto della presente relazione di calcolo è stata effettuata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) ai sensi di quanto indicato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17.01.2018.

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

7.13.1 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

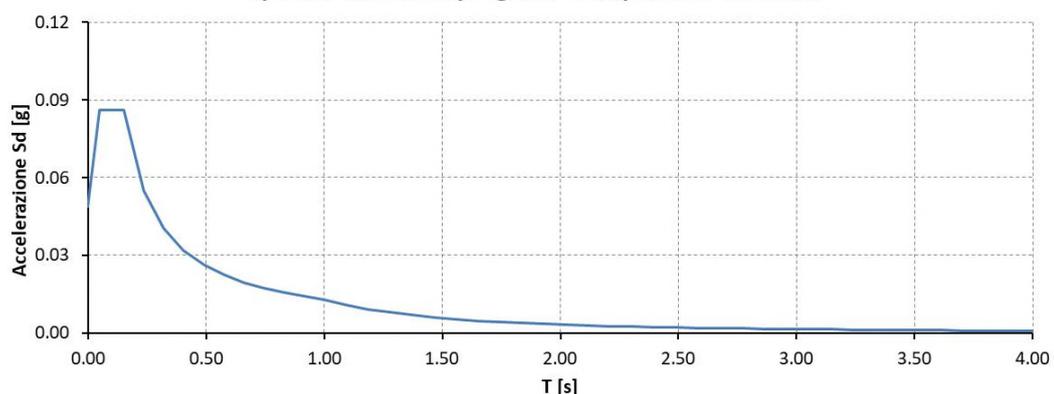
Nel caso di **ponti con isolamento sismico**, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento pari a 15%. Il fattore η di alterazione dello spettro elastico assume il valore seguente:

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

7.13.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

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

Spettro elastico di progetto - componente verticale



Spettro elastico della componente verticale

7.13.3 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.



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori

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:

$$E = Ss * St * ag/g * \gamma * H$$

8.VERIFICA SPALLA LATO VADO LIGURE

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.

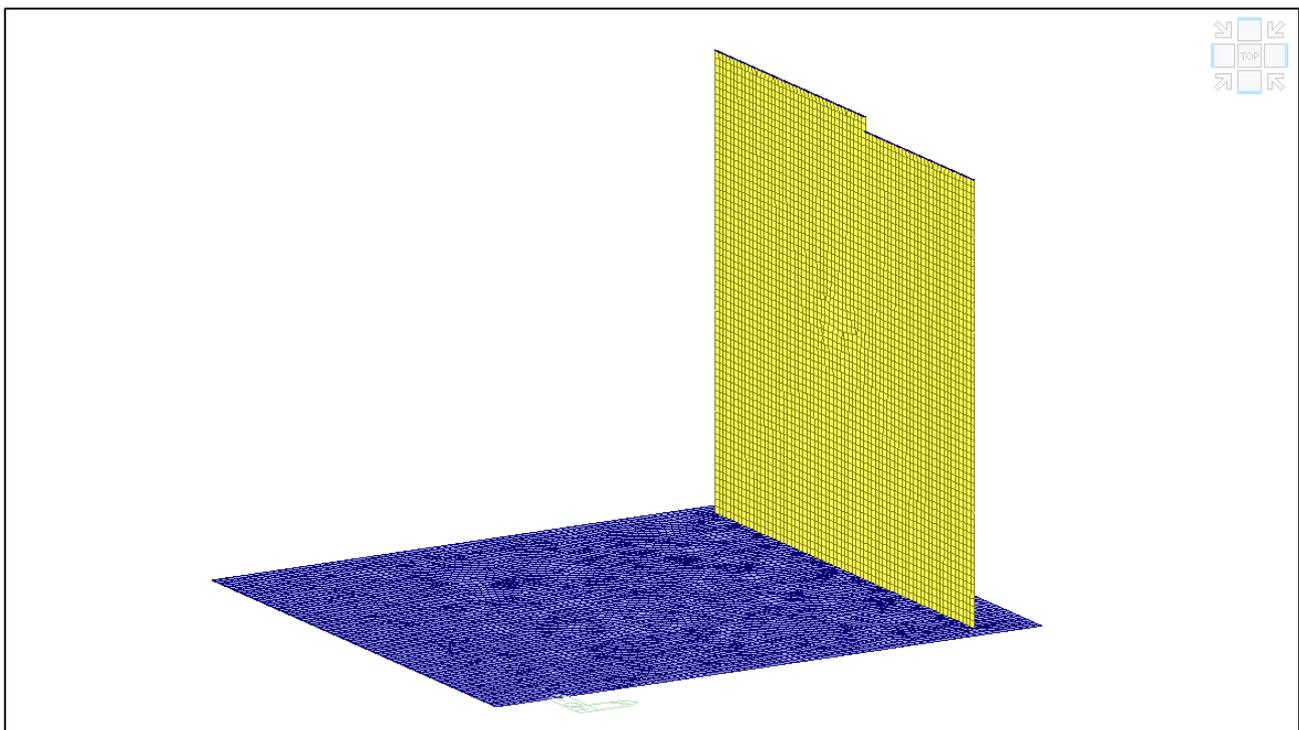
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

8.1DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

8.1.1GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 200 cm e da una platea di fondazione dello spessore di 200cm. In sommità è presente un paraghiaia di spessore pari a 50 cm.

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



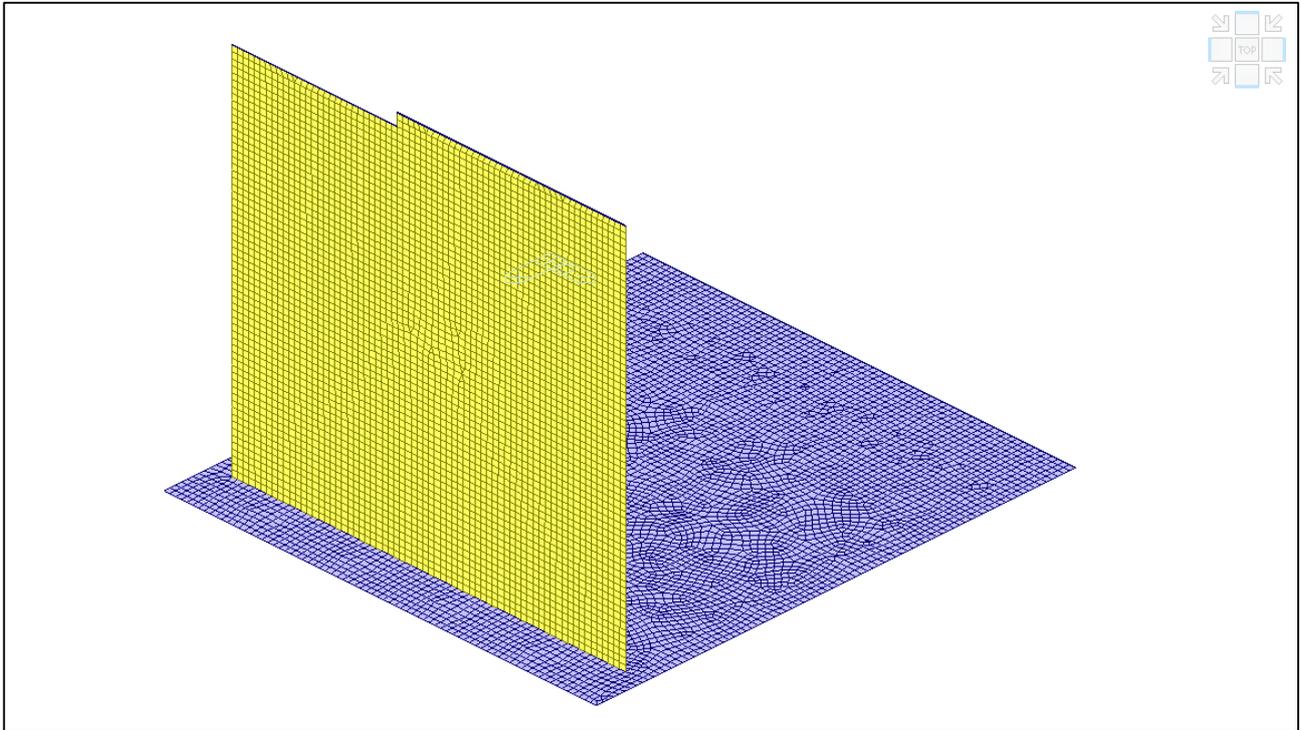
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Vado Ligure



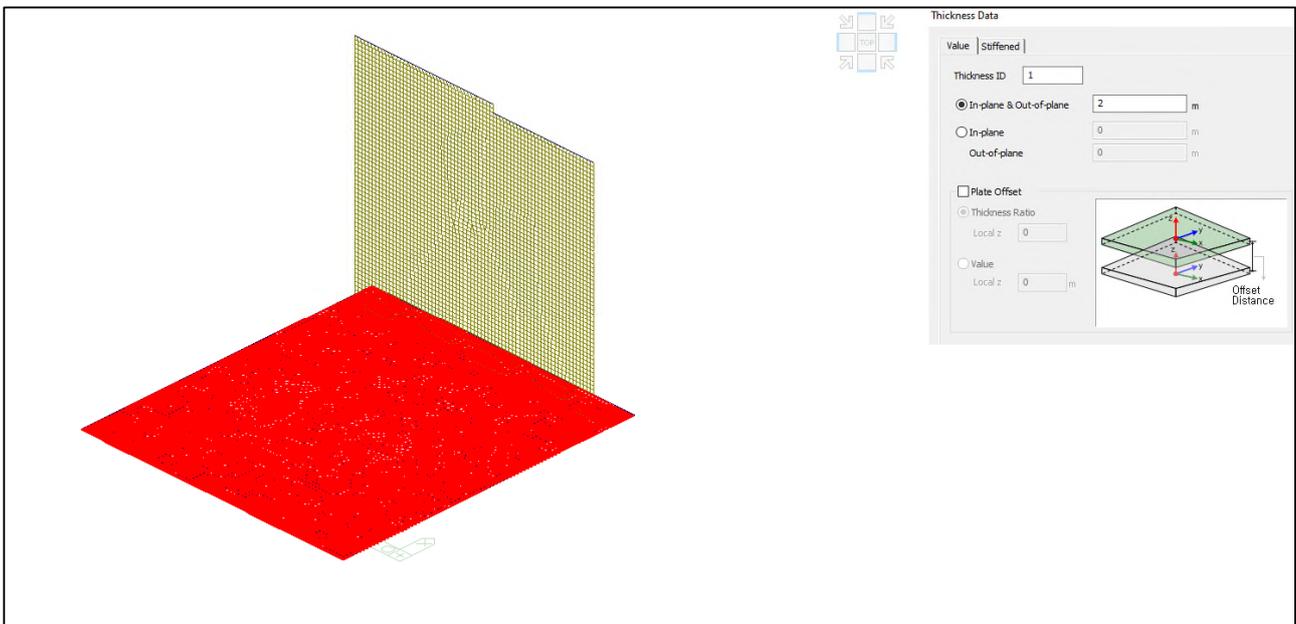
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

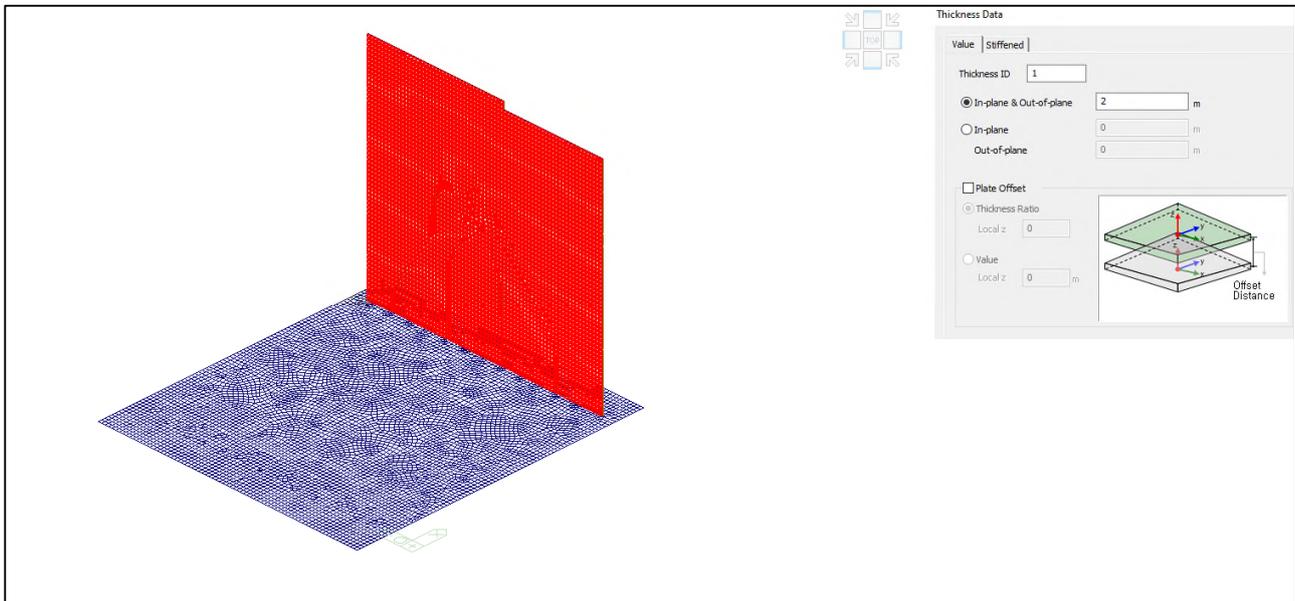
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Vado Ligure



Modello FEM - Identificazione platea spessore 2.00m in calcestruzzo C25/30



Modello FEM - Identificazione platea spessore 2.00m in calcestruzzo C32/40

8.1.2VINCOLI

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

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

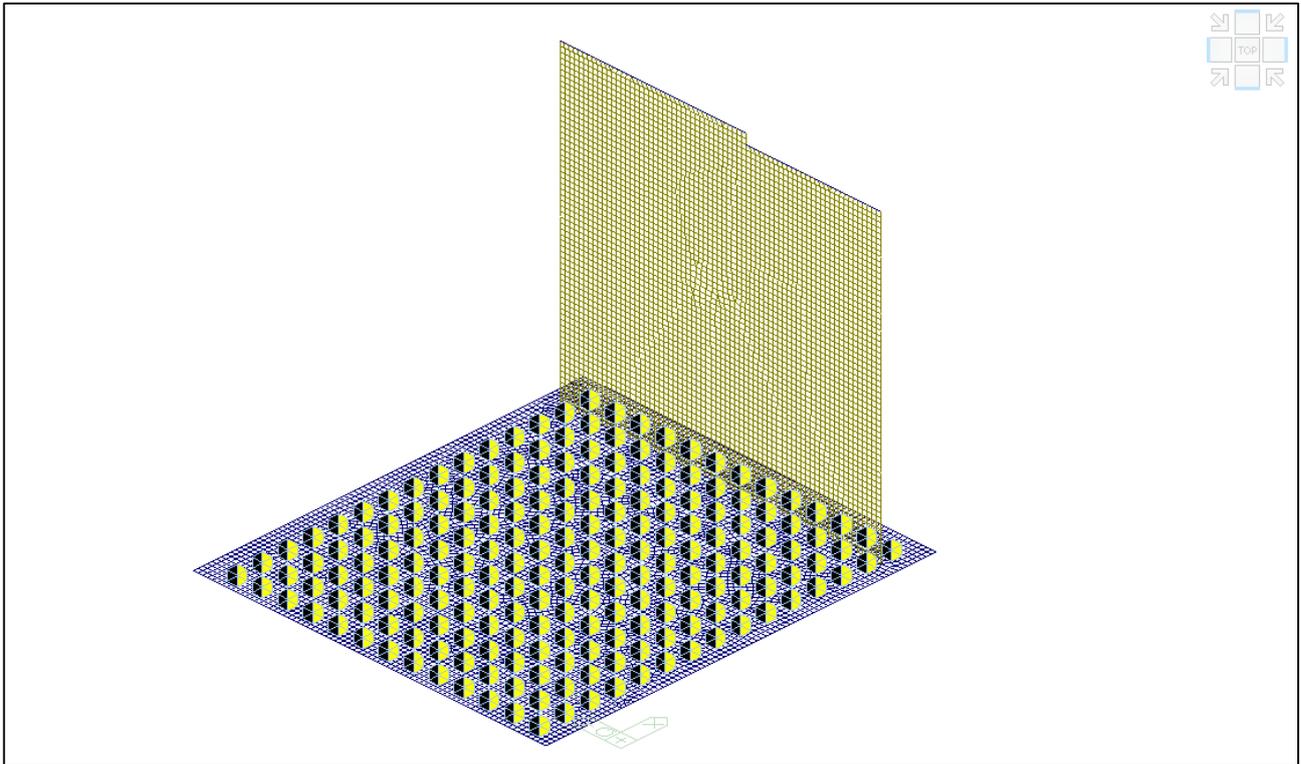
Le proprietà meccaniche e geometriche del micropalo in acciaio S355 sono riassunte nella tabella seguente.

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI PALI		
E [MPa]	Modulo elastico	210000
D [mm]	Diametro palo	168.3
A [mm ²]	Area palo	9317.96
I [mm ⁴]	Momento d'inerzia	2.61*10 ⁷
L [m]	Lunghezza palo	22.00

$$K_V = 88944.2 \frac{kN}{m} \quad K_H = 53895 \frac{kN}{m}$$



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

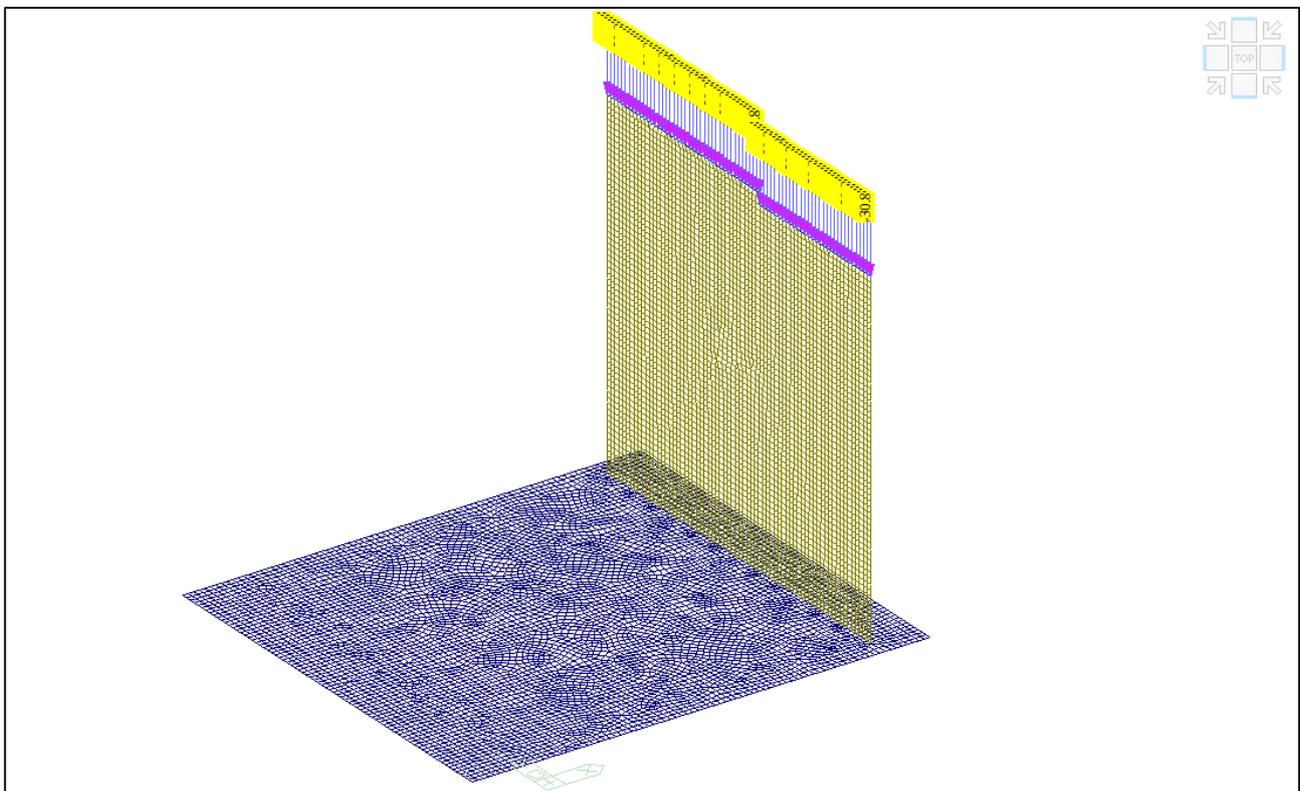


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei micropali

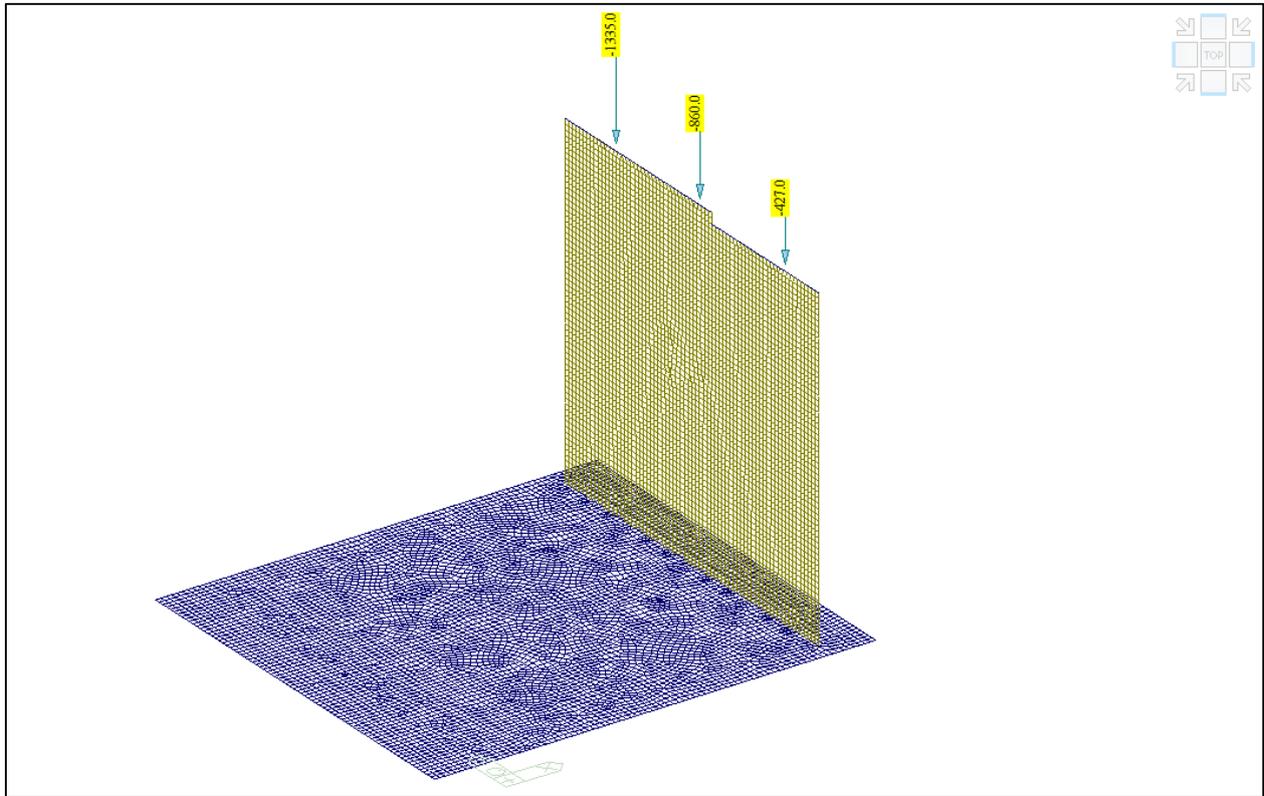
8.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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

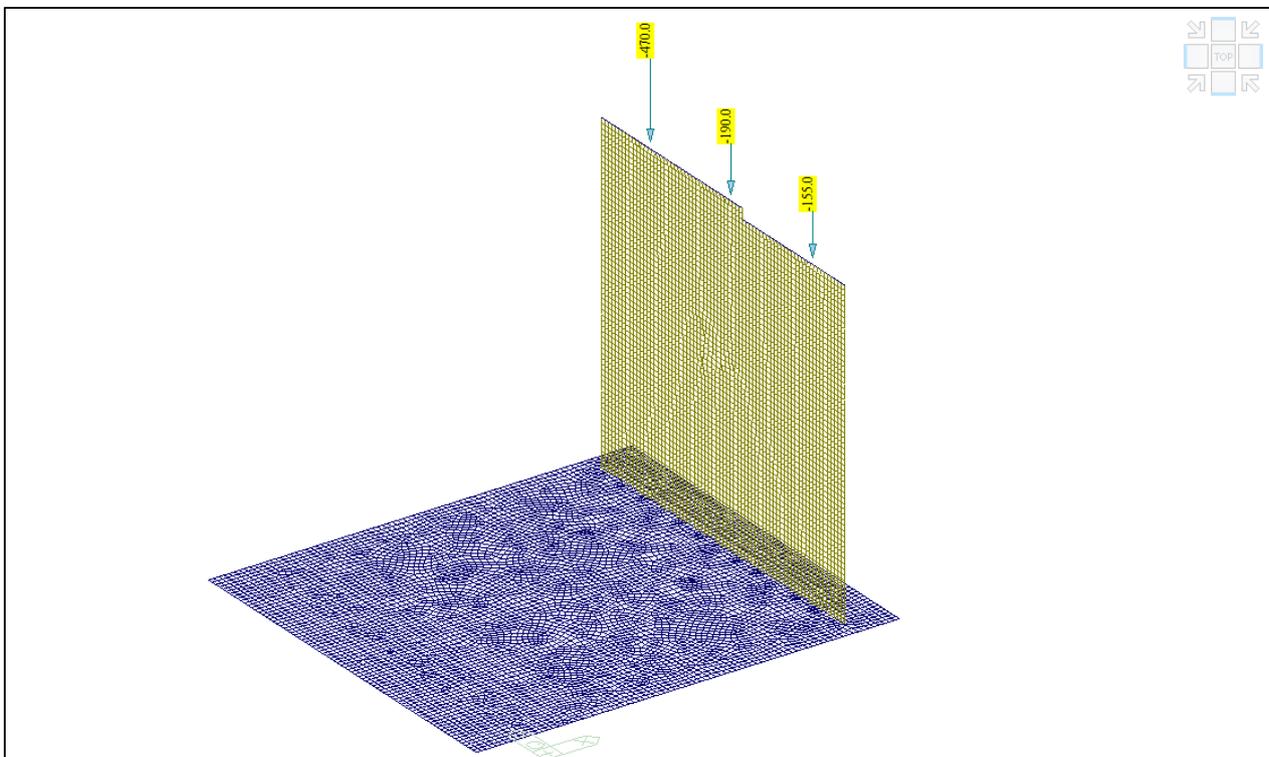
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 2.00m.



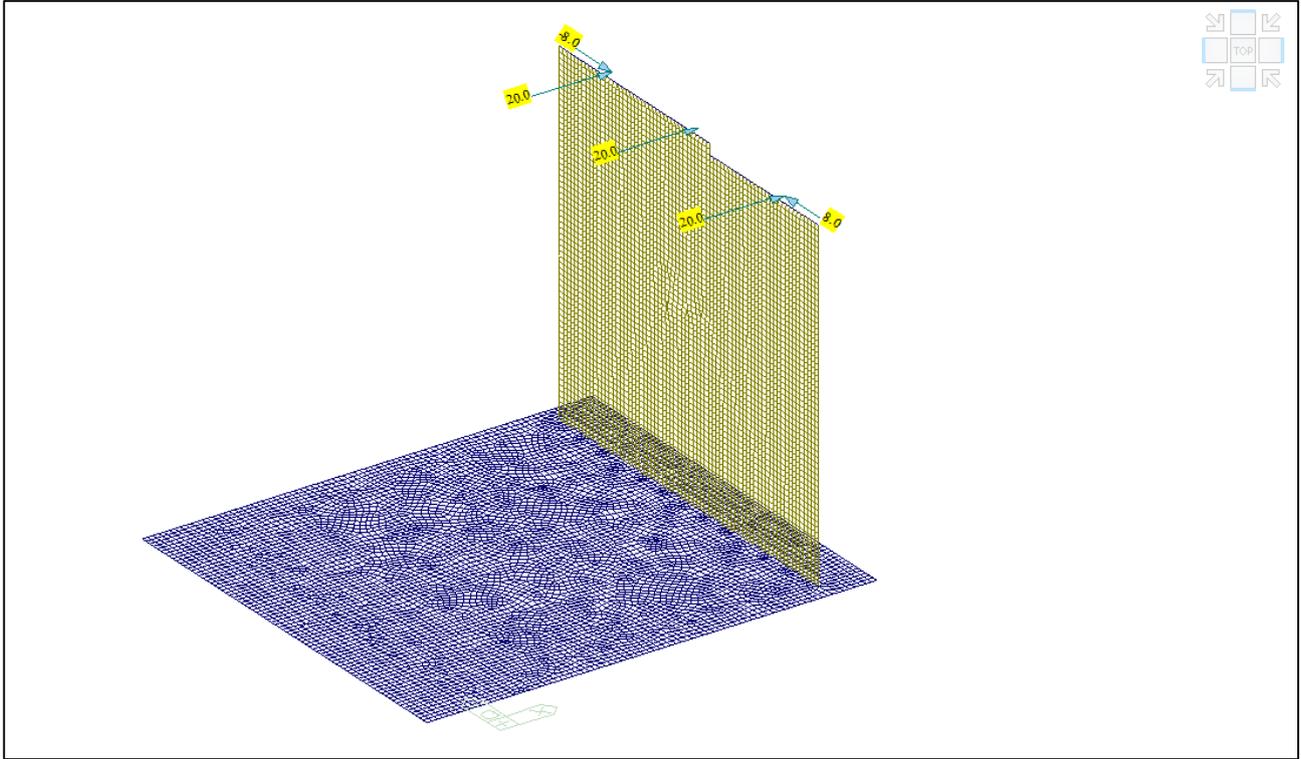
Modello FEM – Condizione di carico Peso Paraghiaia



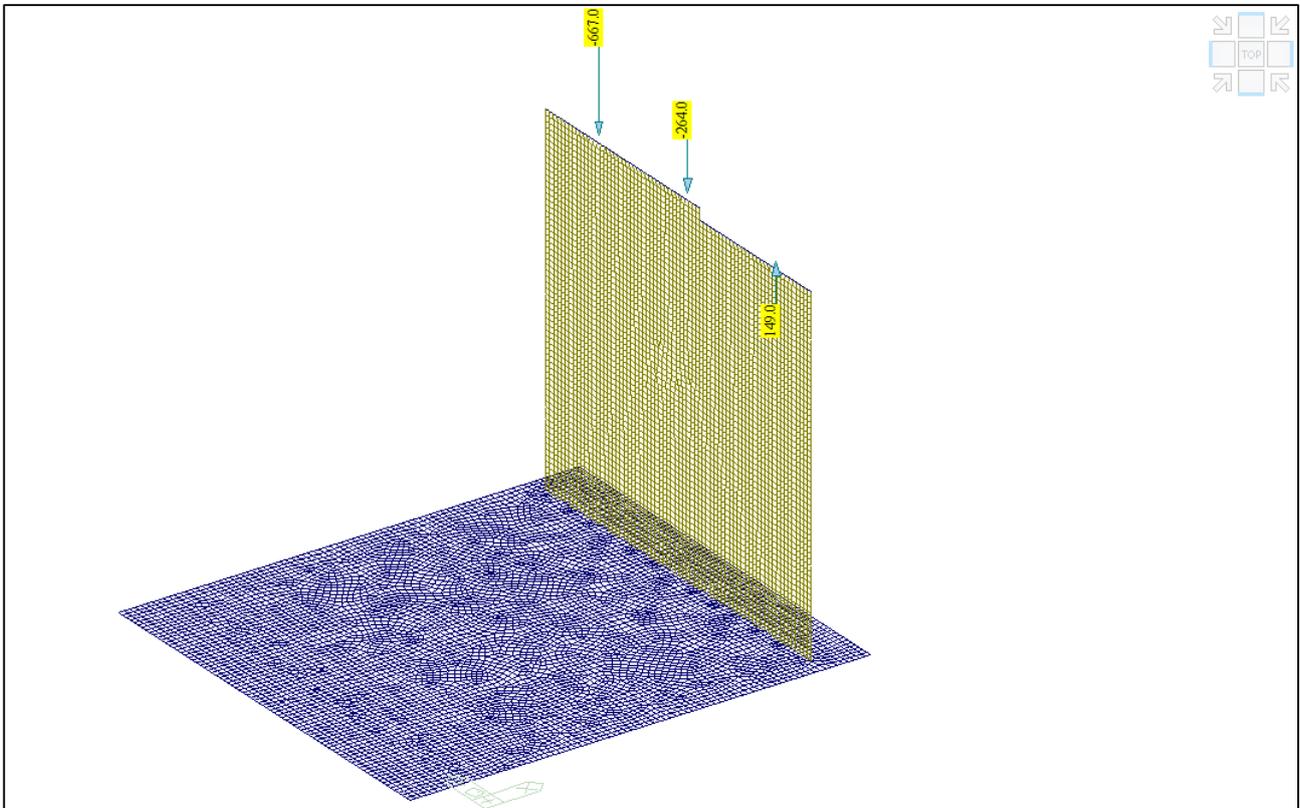
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



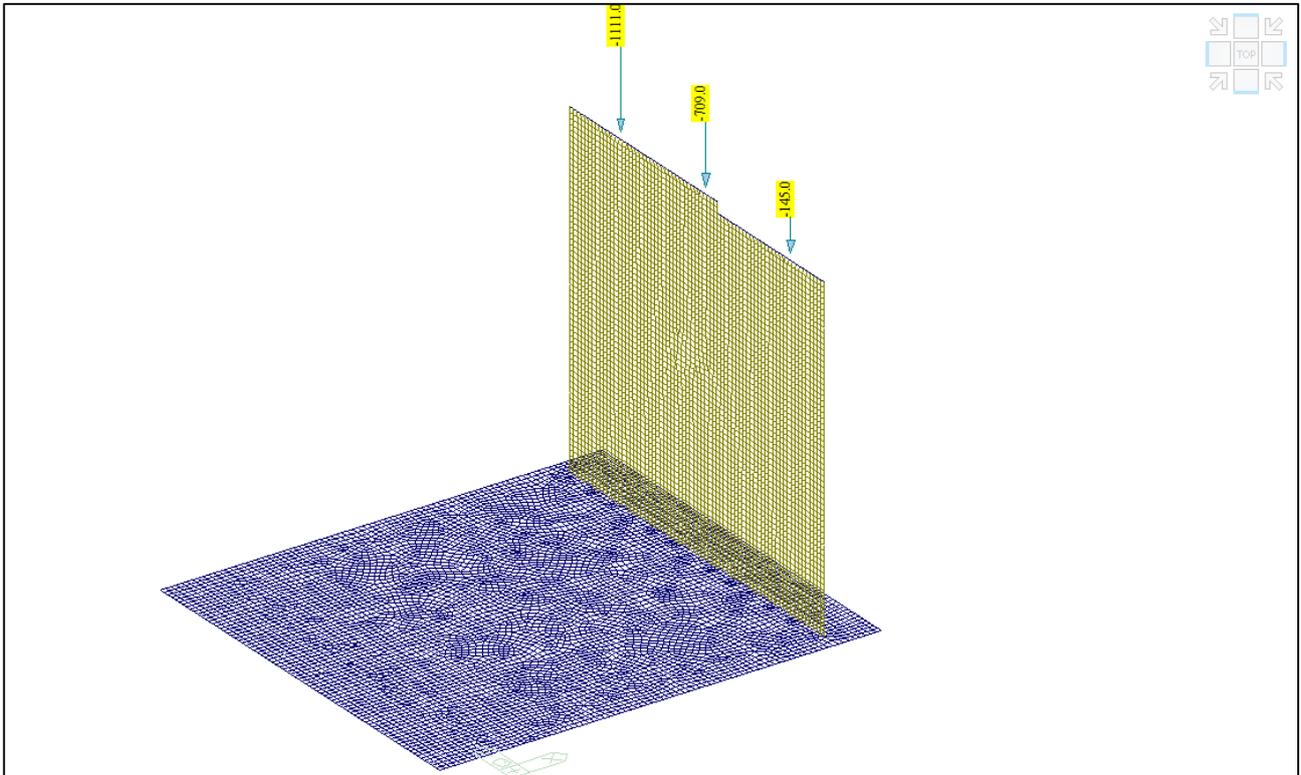
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



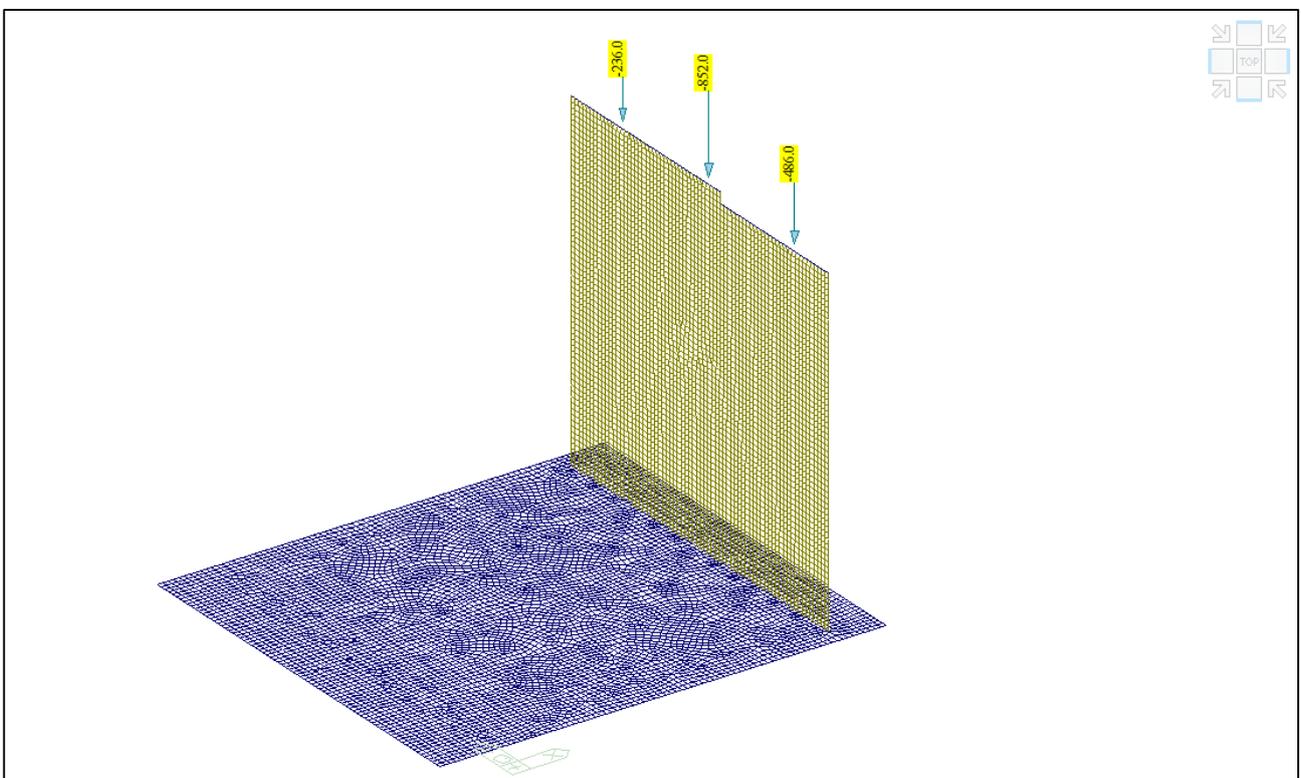
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



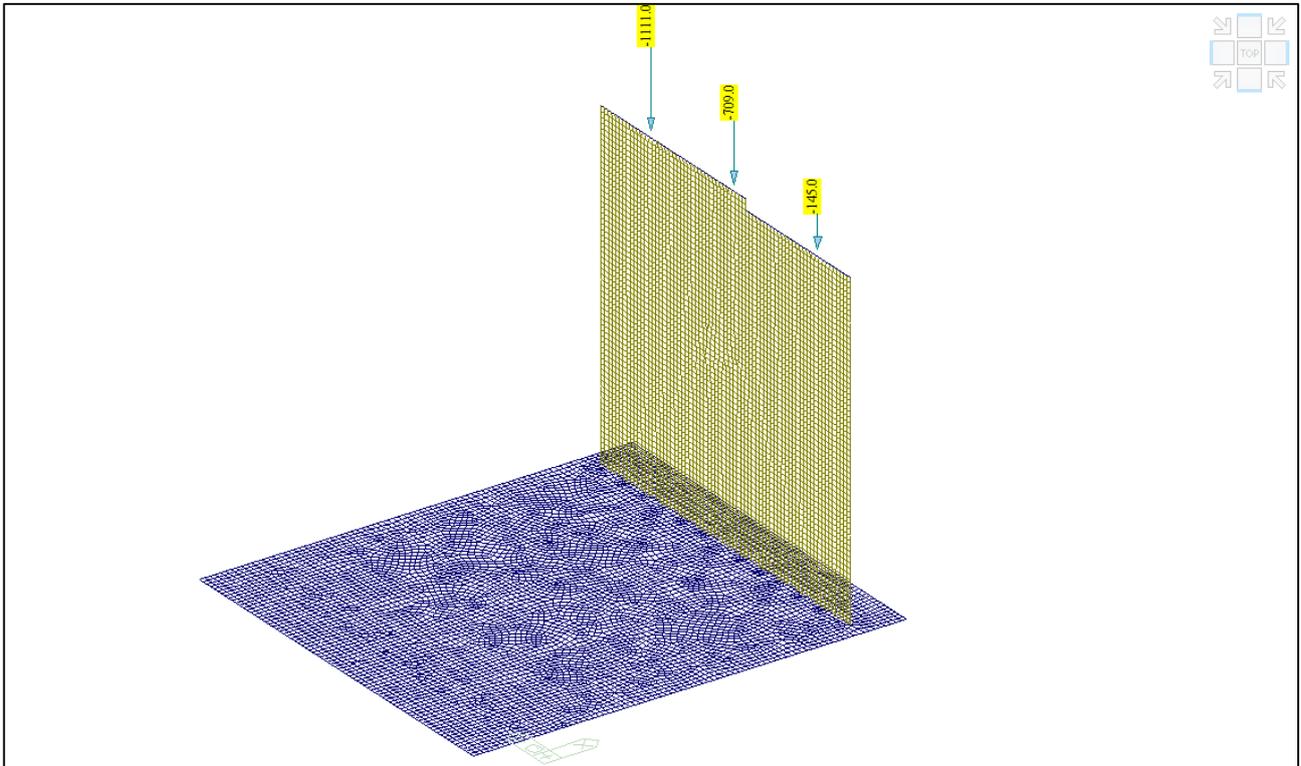
Modello FEM – Condizione di carico Disp1A



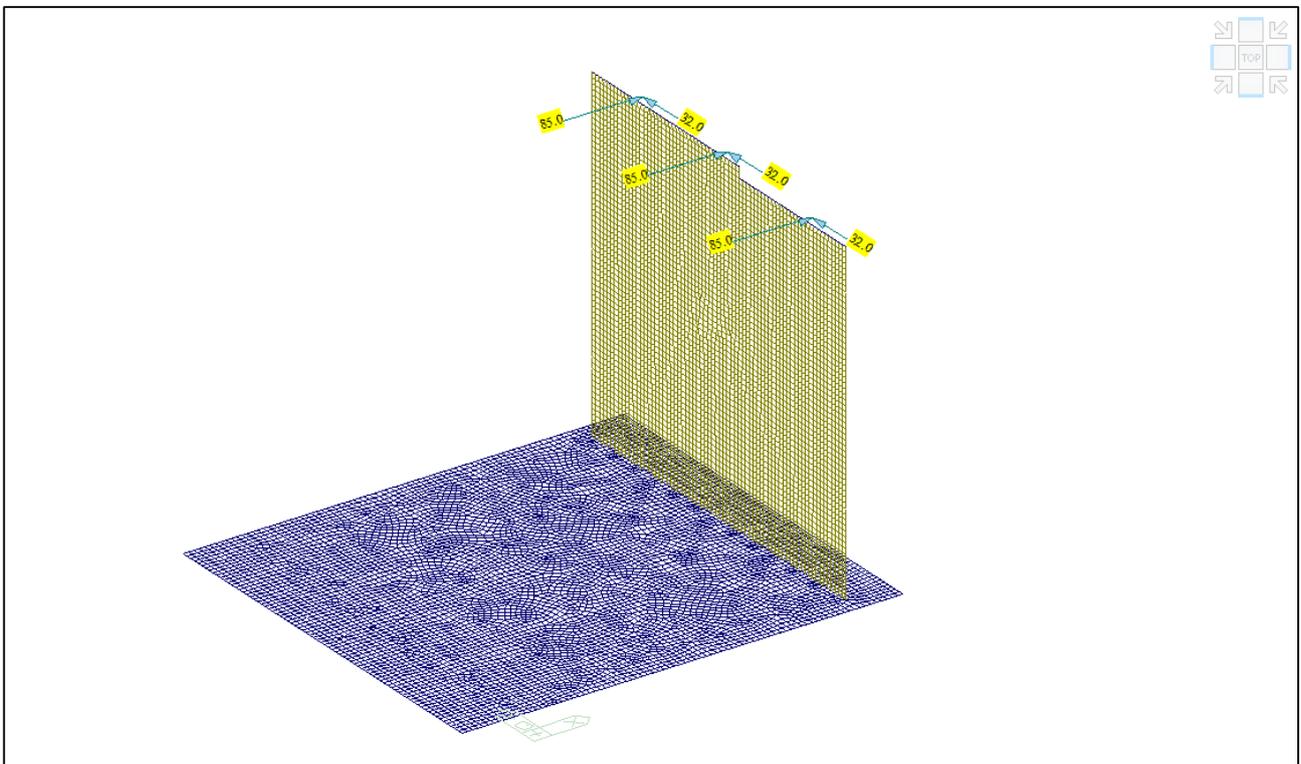
Modello FEM – Condizione di carico Disp2A



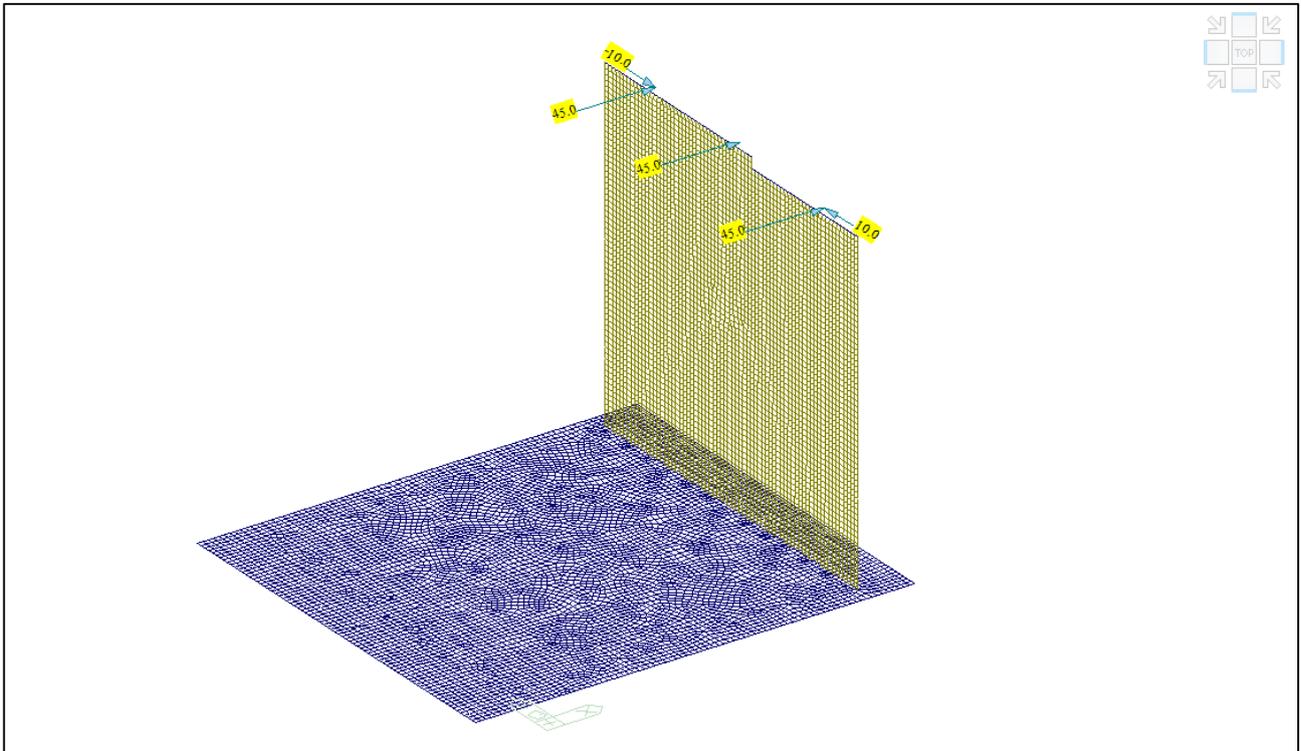
Modello FEM – Condizione di carico Disp4D



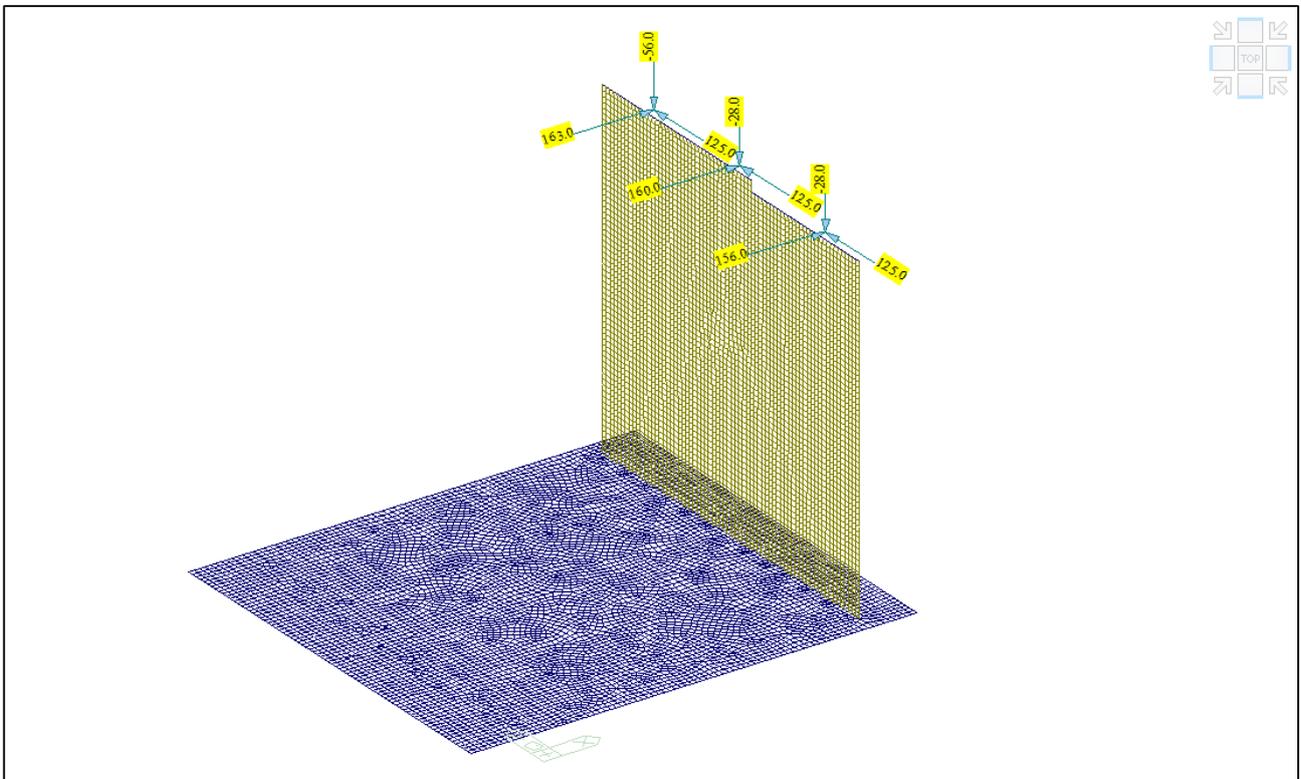
Modello FEM – Condizione di carico Disp2A



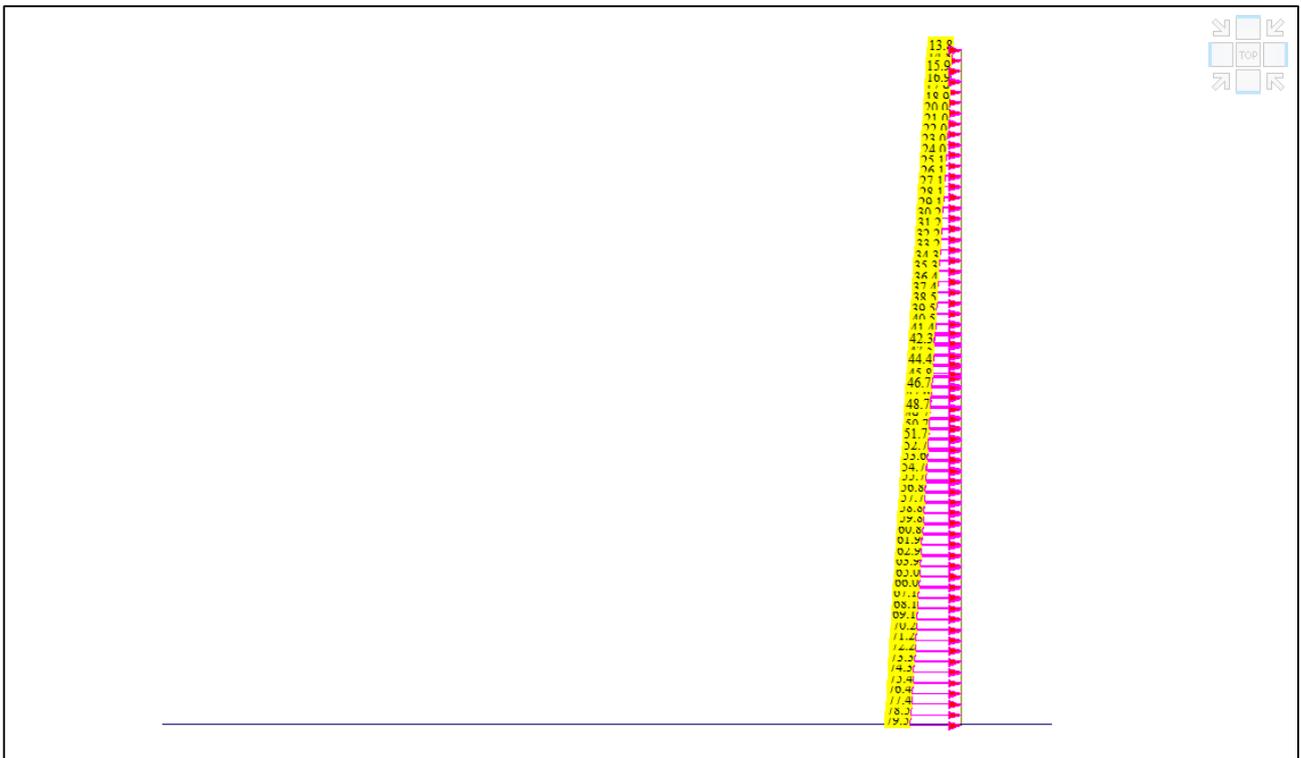
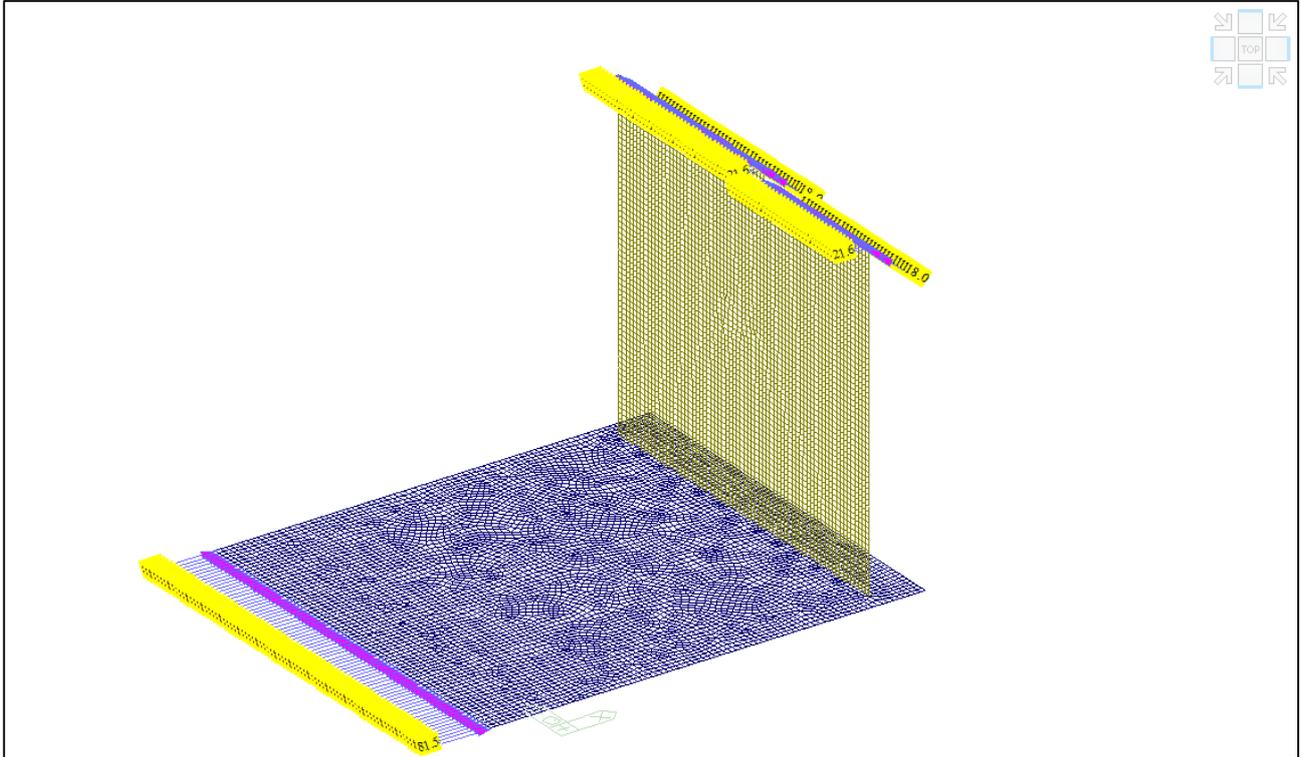
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento

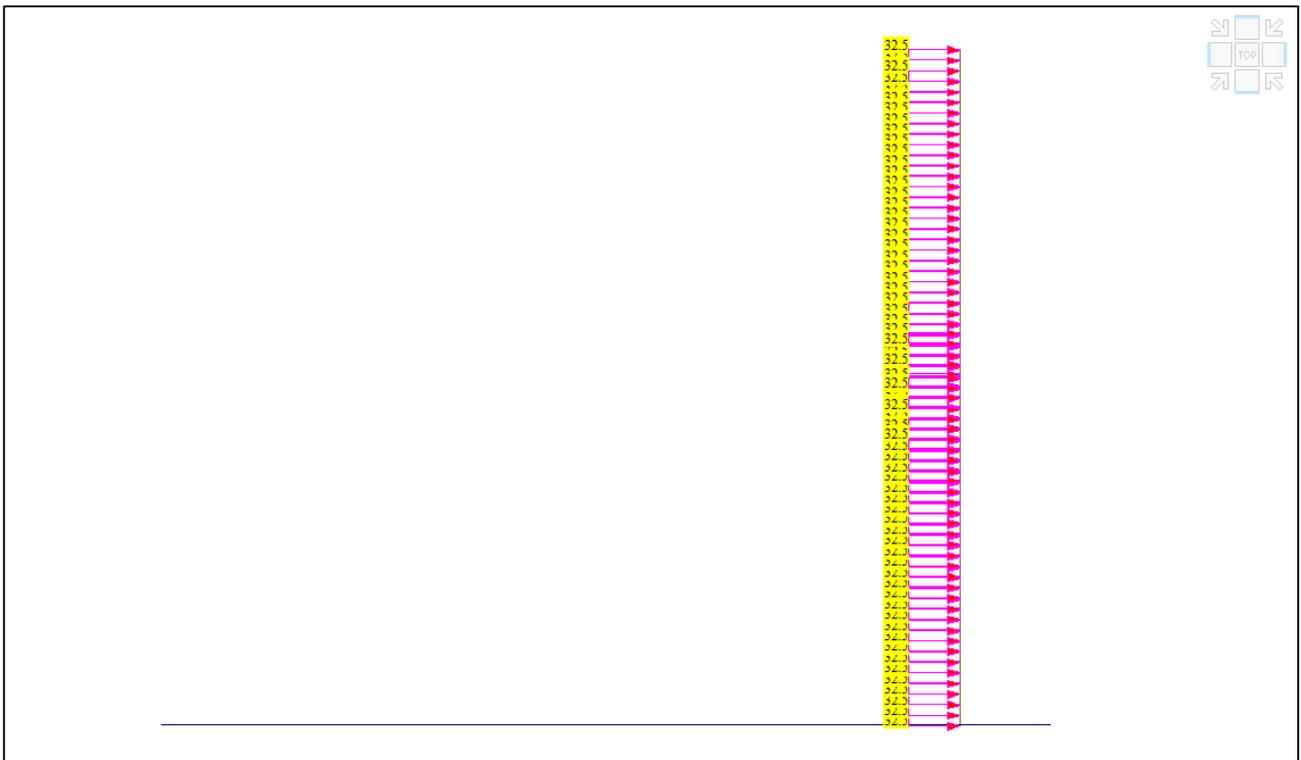
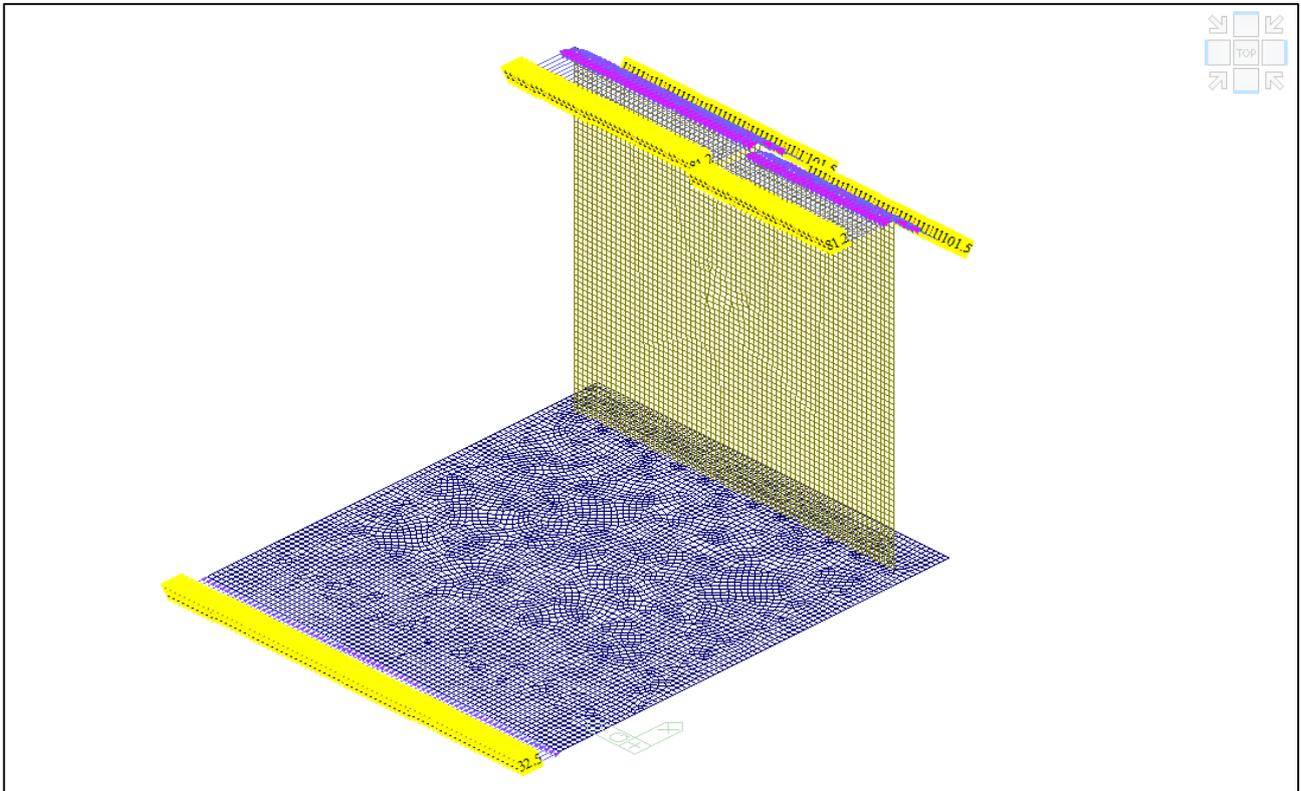


Modello FEM – Condizione di carico Termico

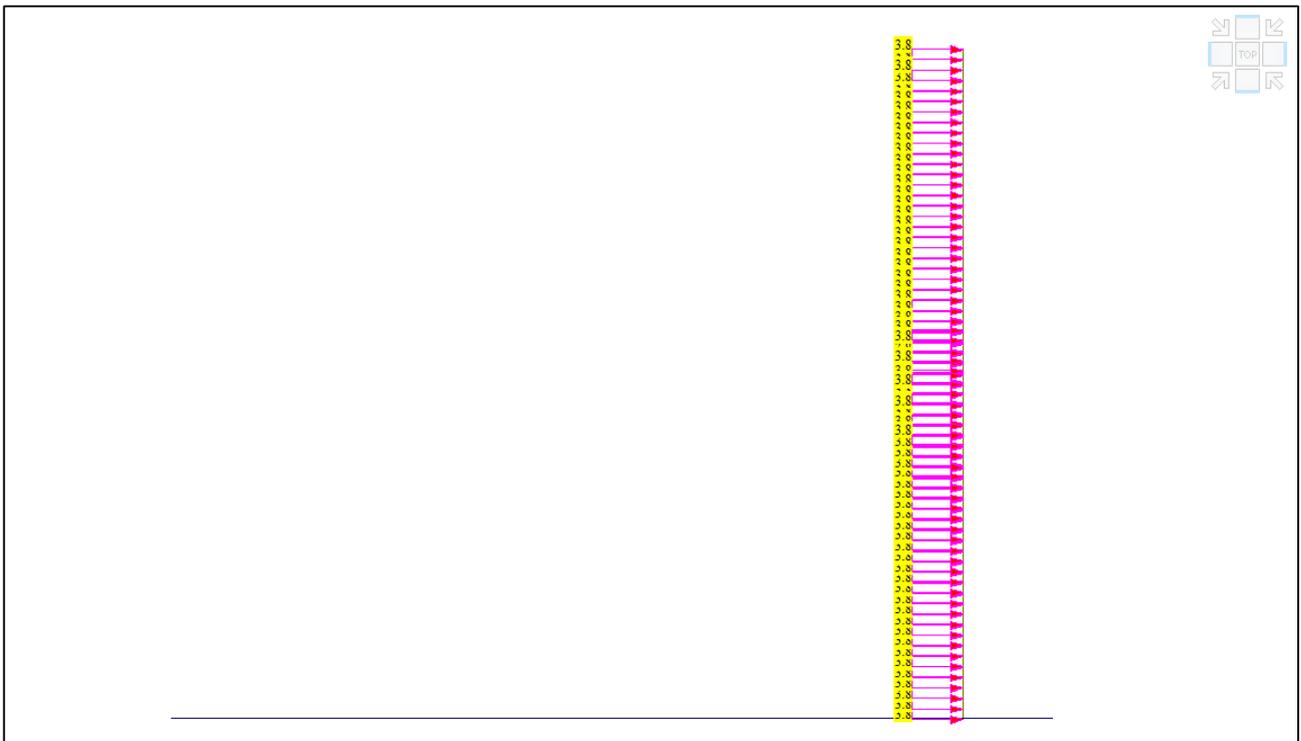
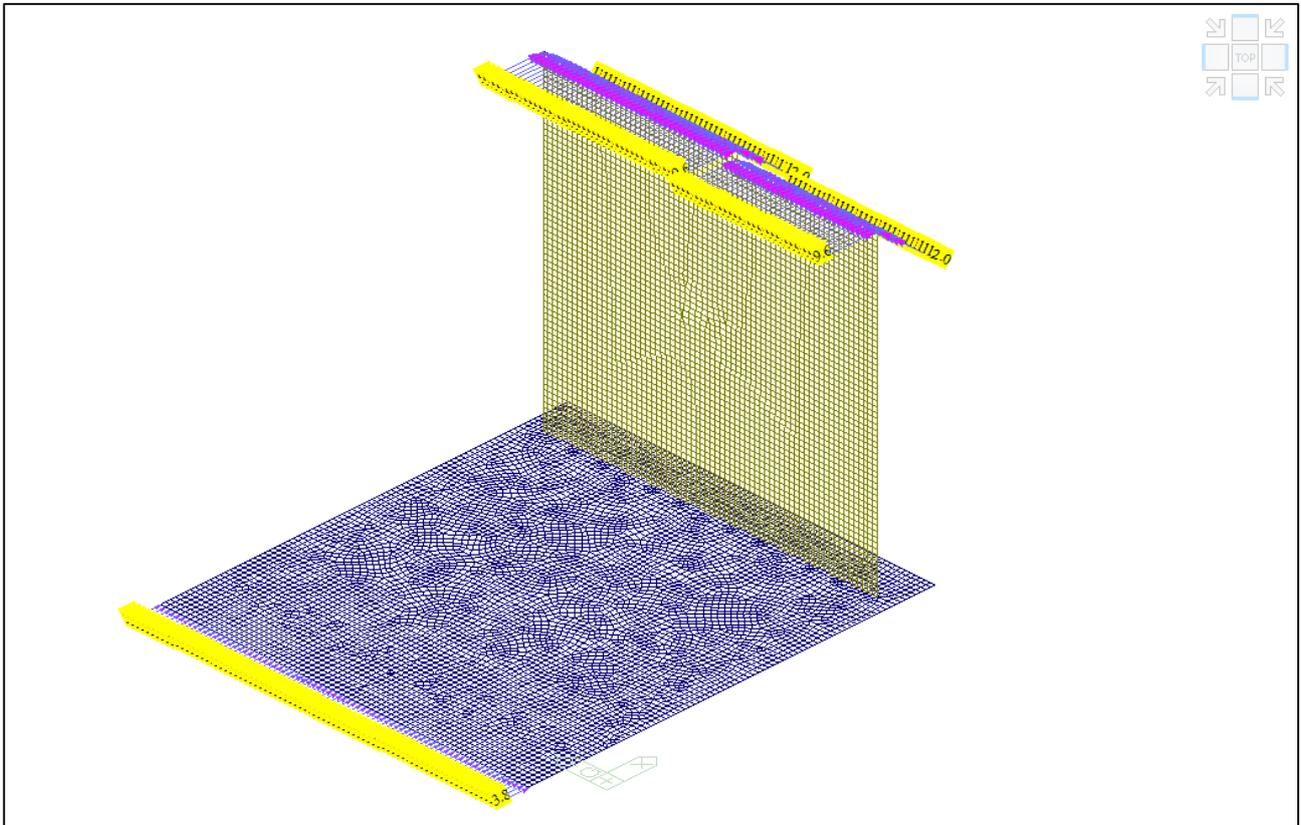


Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato

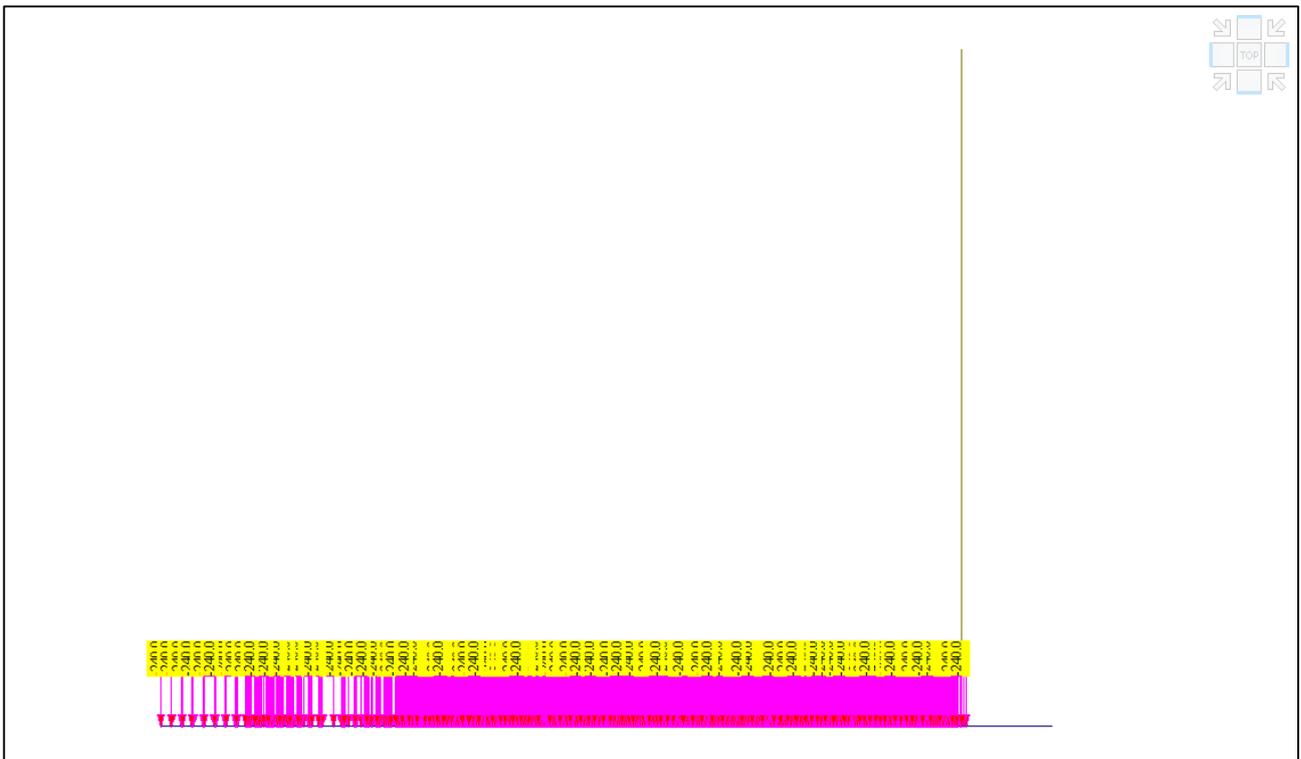
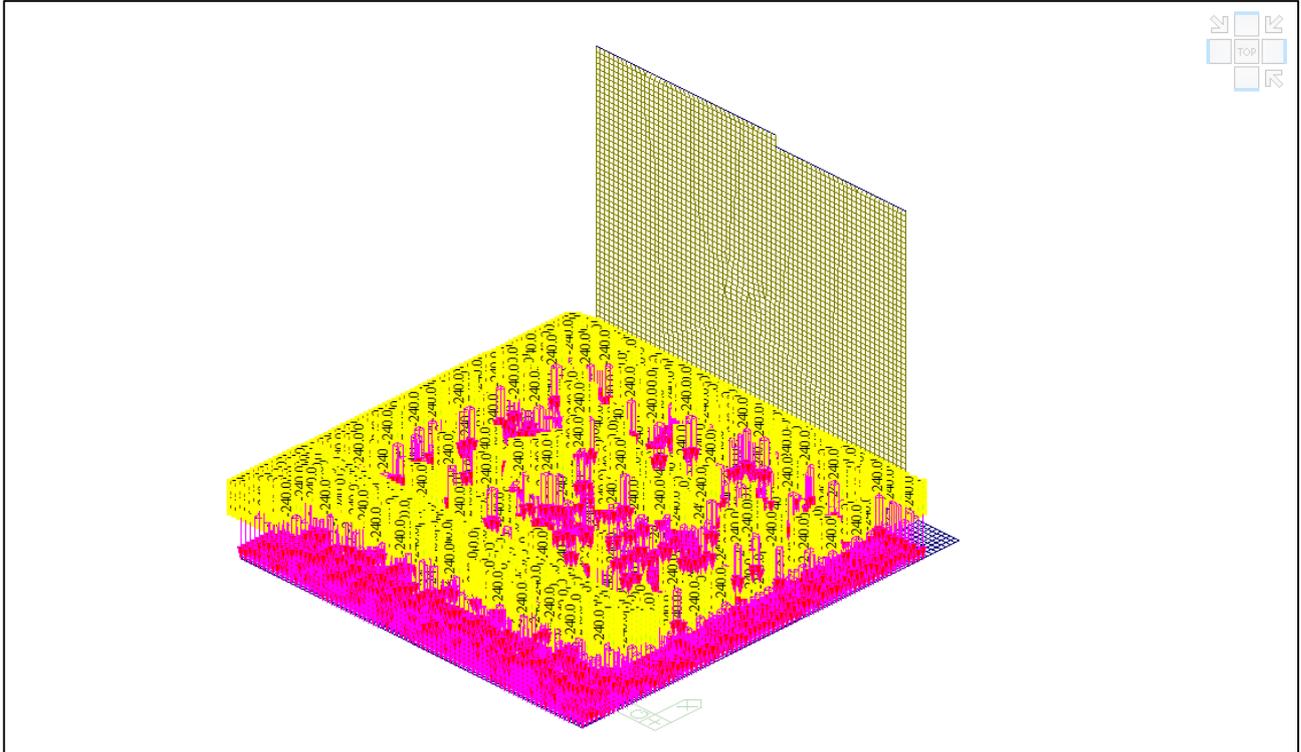




Modello FEM – Condizione di carico Spinta Wood



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

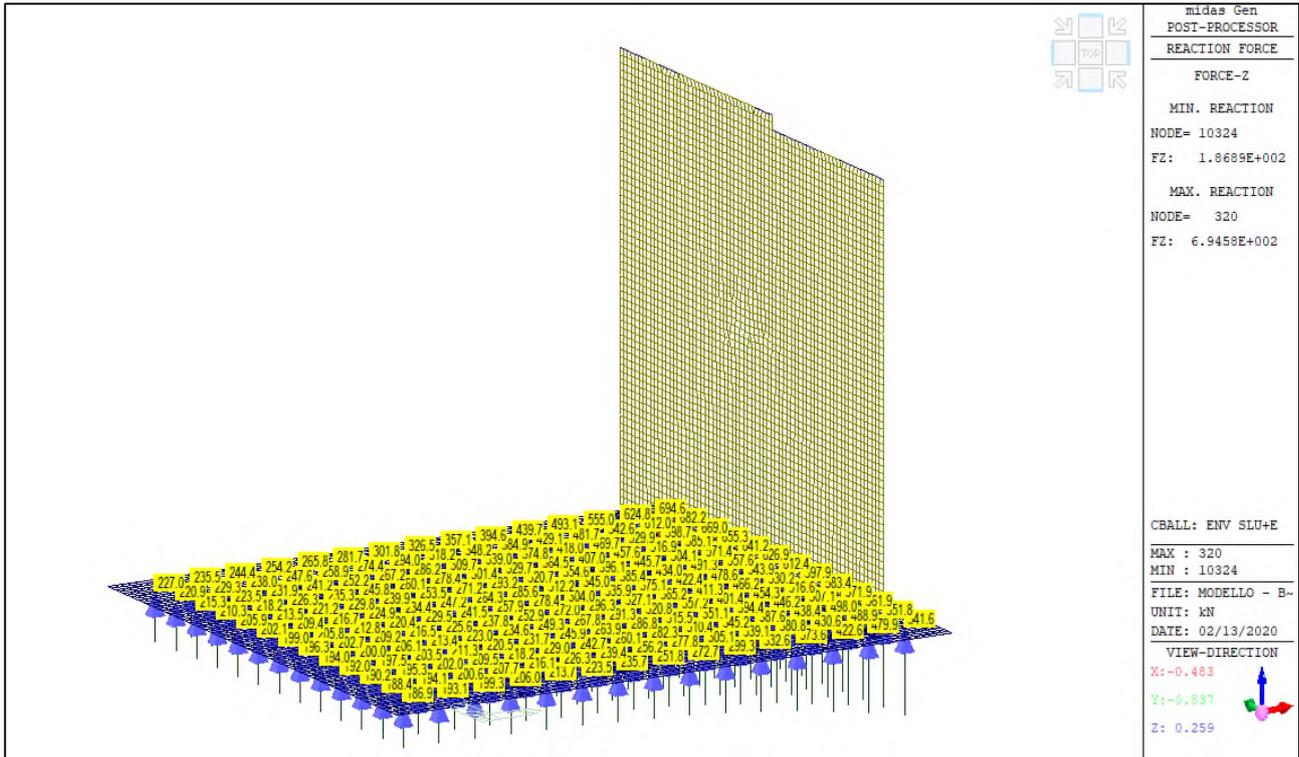
Table with columns: No, Nome, Attivo, Type, Peso proprio spalla(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), Disp 1A(ST), Disp 2A(ST), Disp 4D(ST), Disp 2A(b)(ST), Frangimento(ST), Centrifuga(ST), Vento(ST), Termica(ST), Sisma impalcato(ST), Spinta terreno(ST), Spinta Wood(ST), Spinta sovraccarico(ST), Ricoprimento(ST). Rows include combinations like SLU1, SLE1, SLE2, etc.



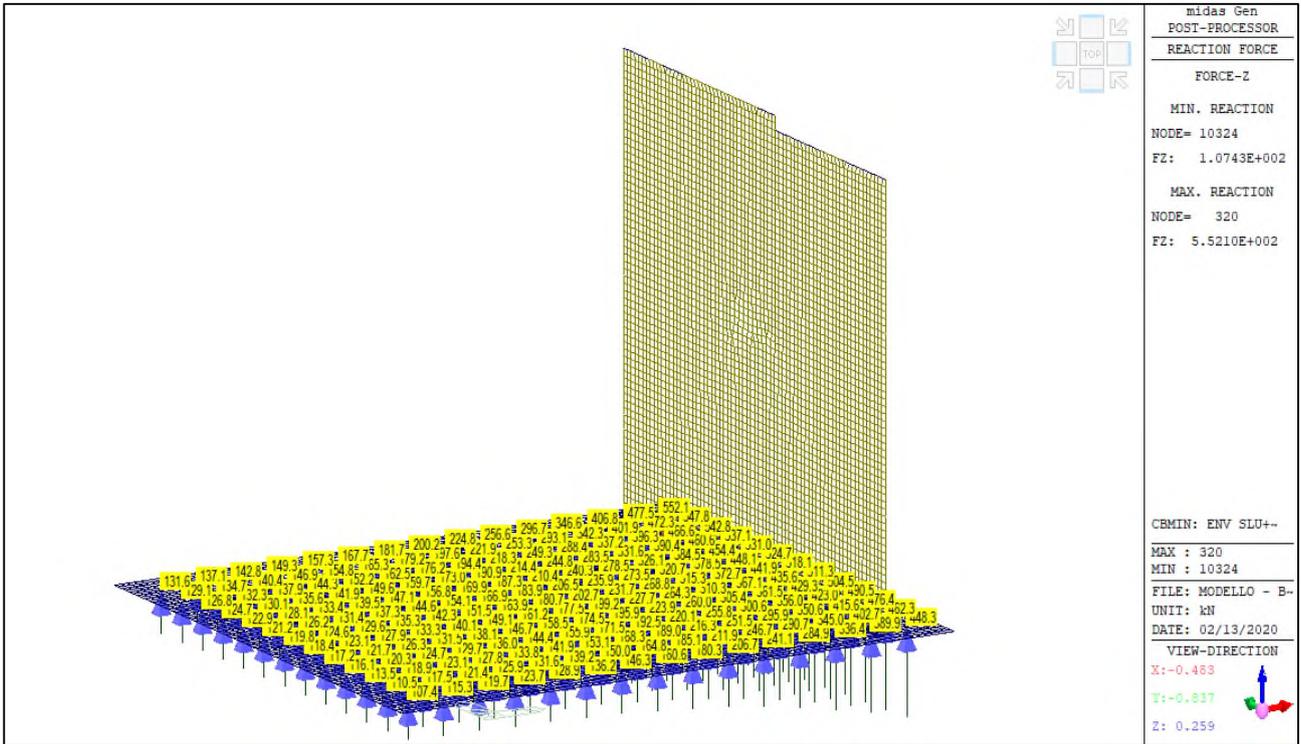
8.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

8.2.1 REAZIONI VINCOLARI

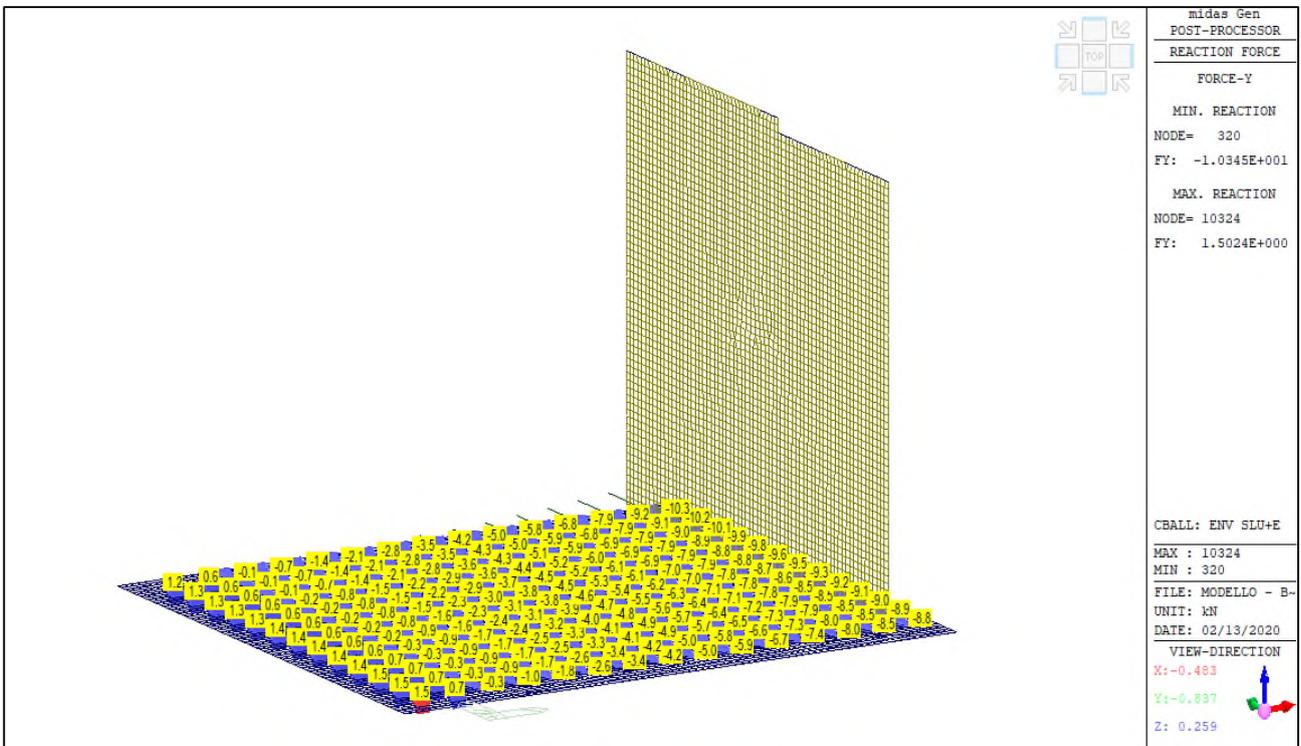
Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano agli stati limite SLU+E necessarie per la verifica dei micropali



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



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



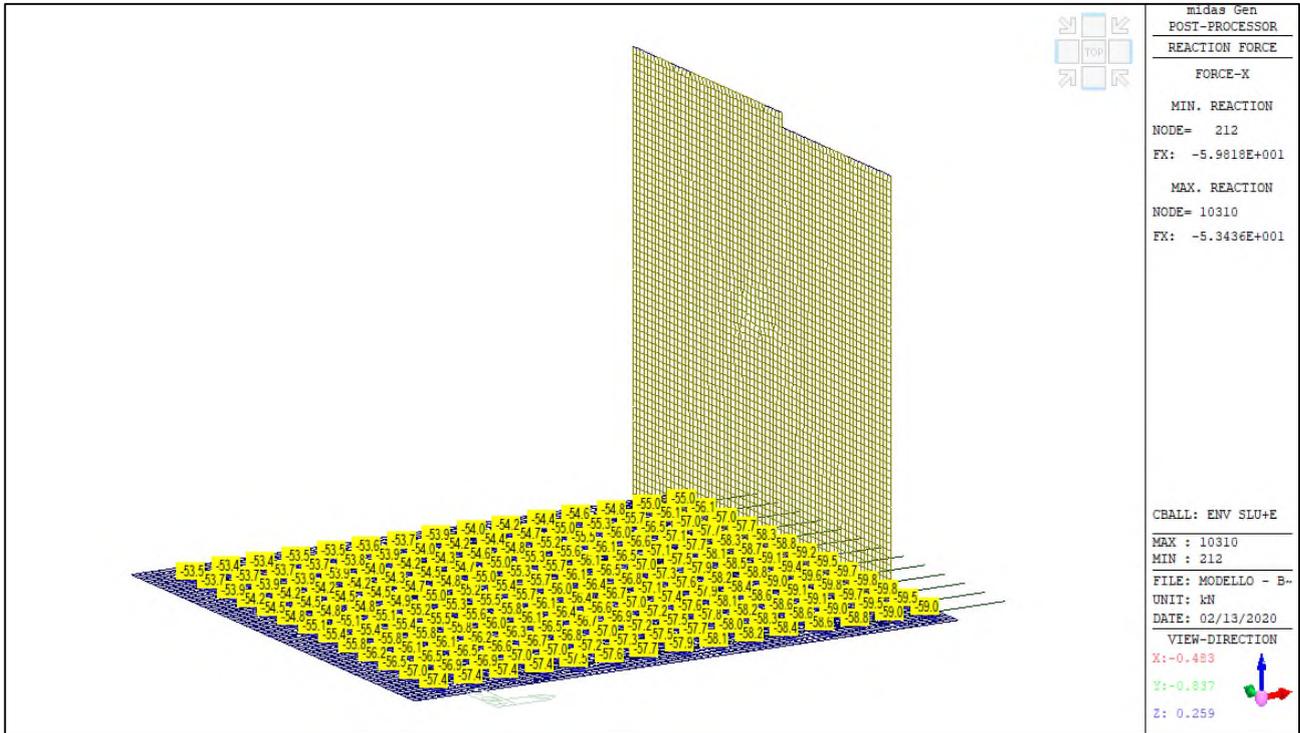
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori

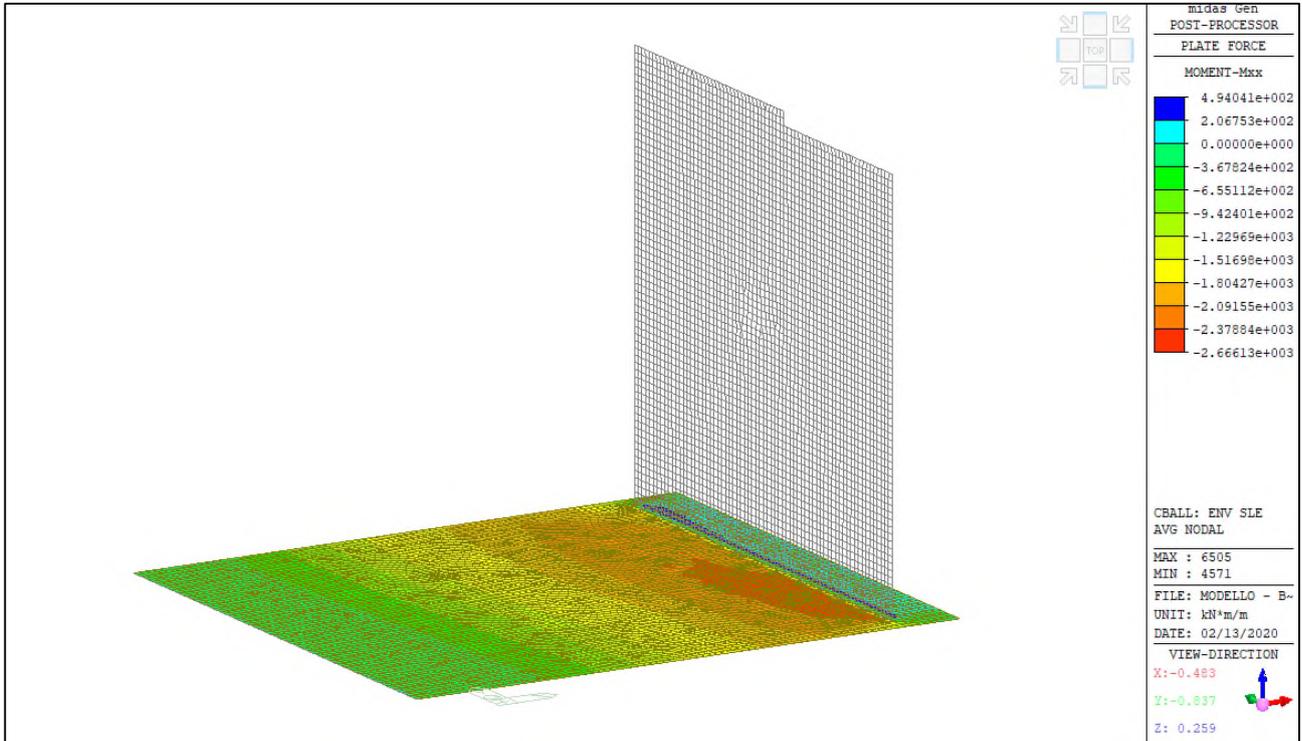


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

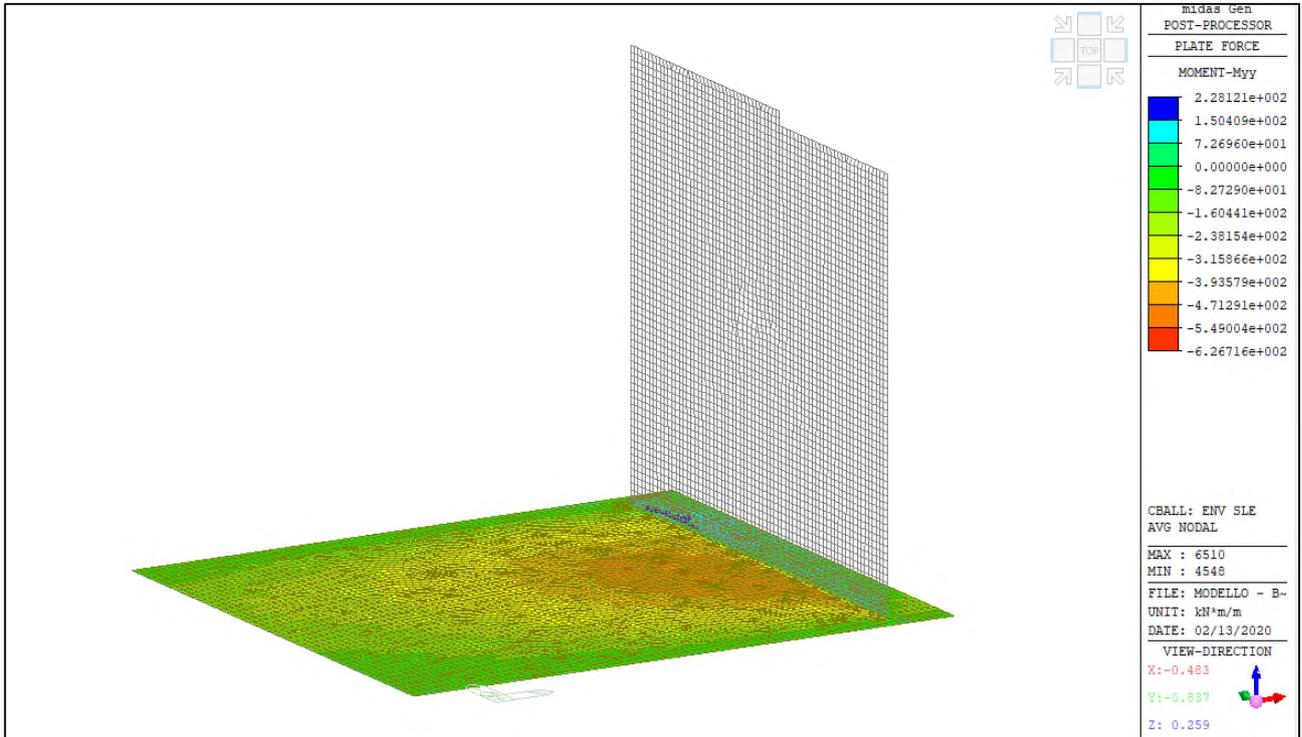


8.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

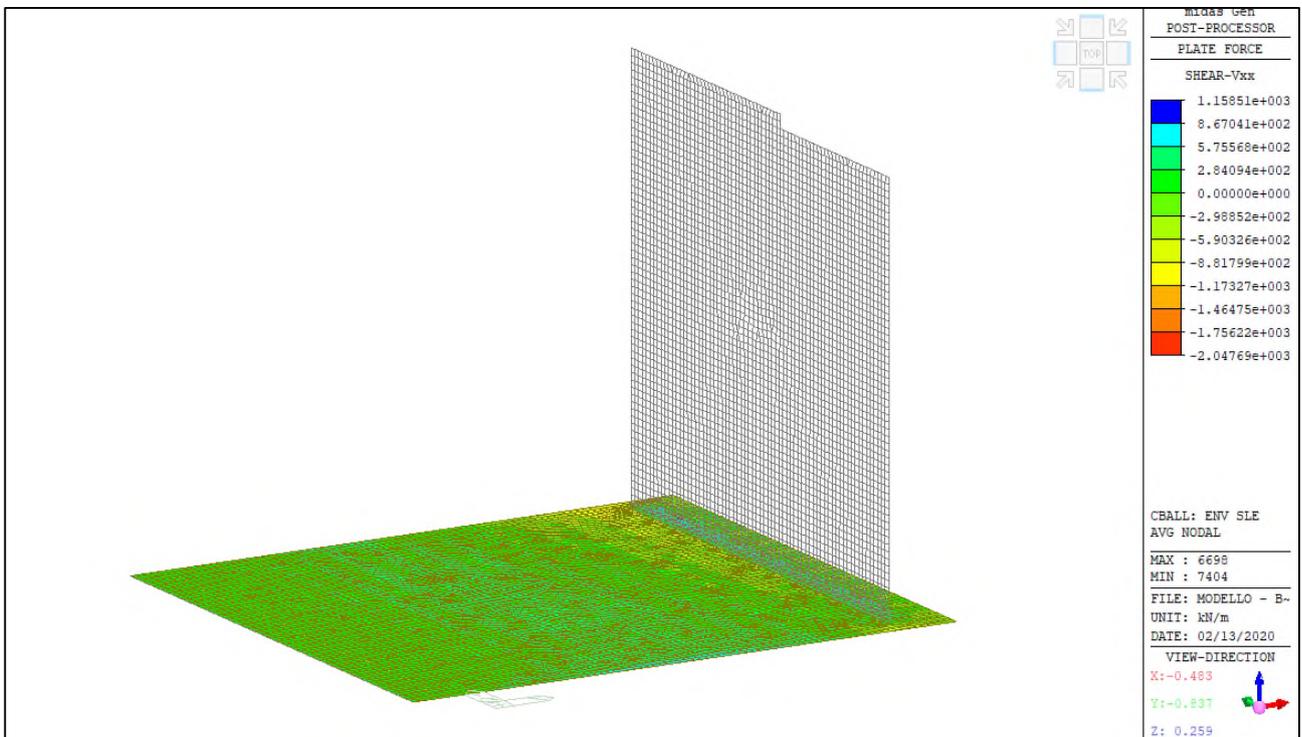
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



ENV-SLE RARA– Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



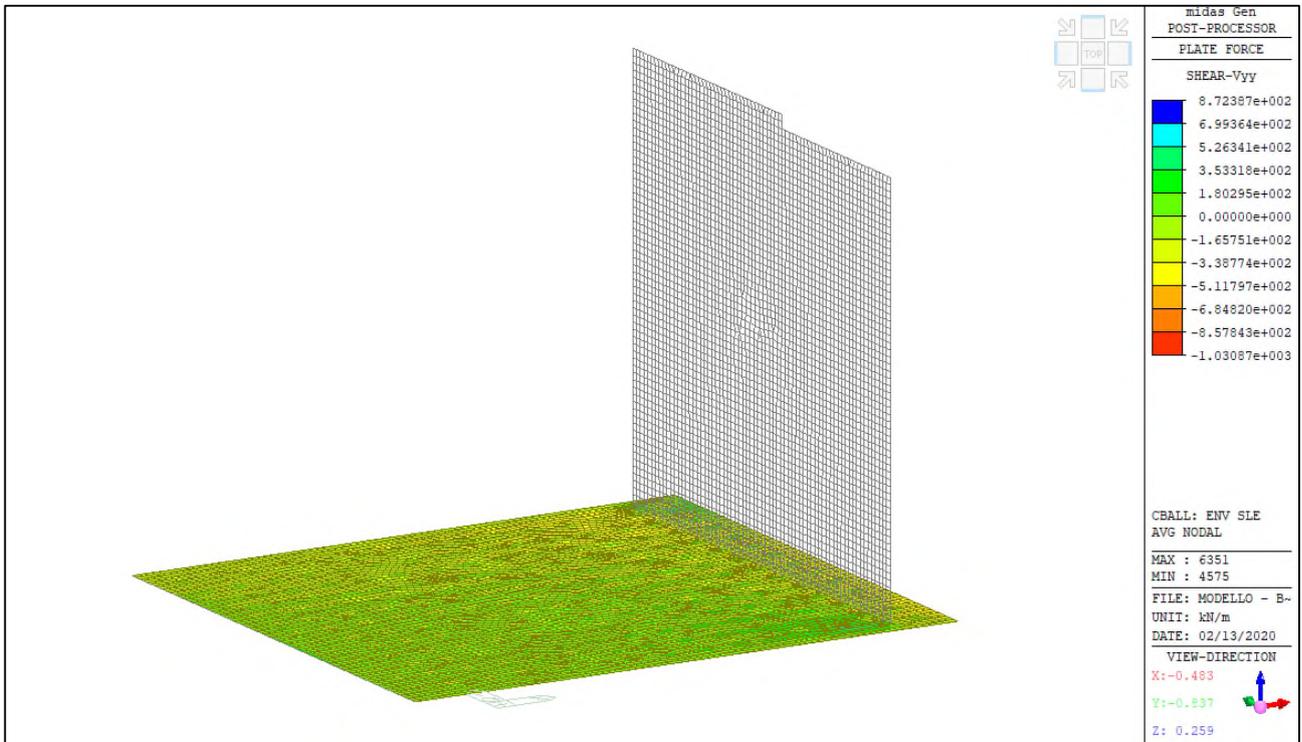
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Platea



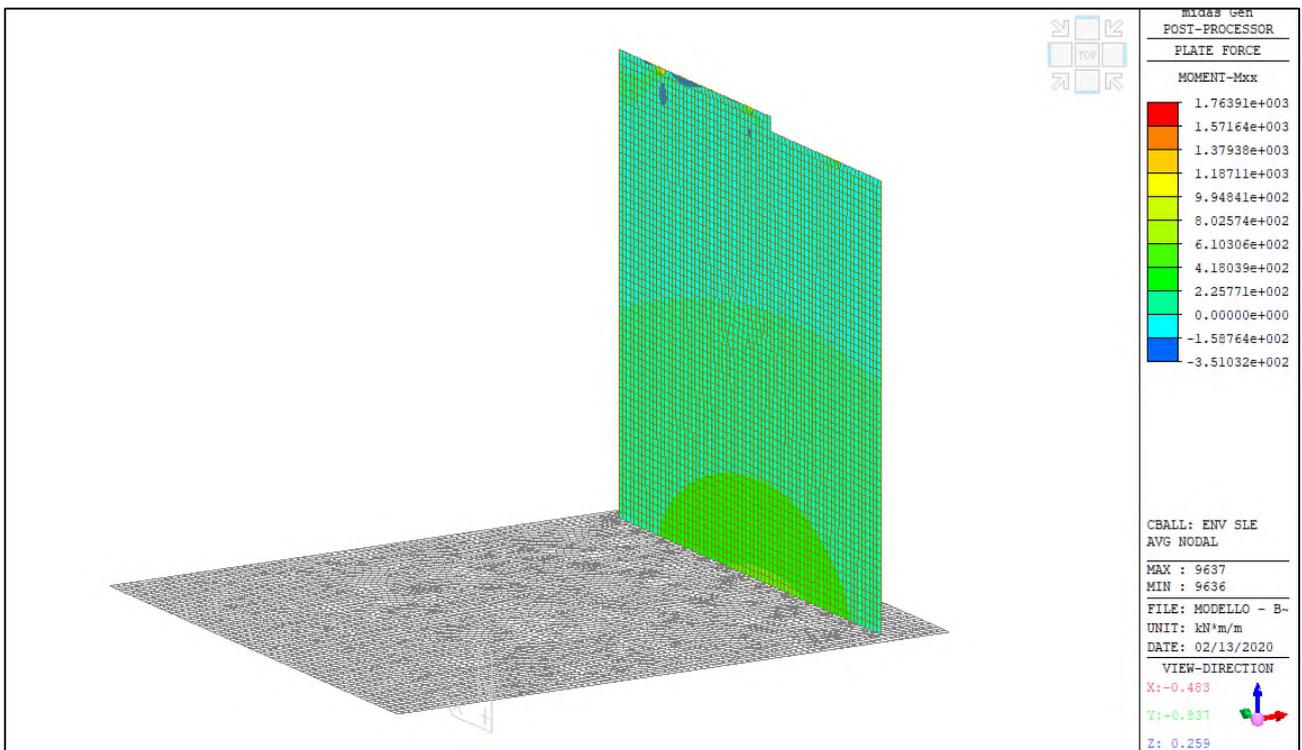
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



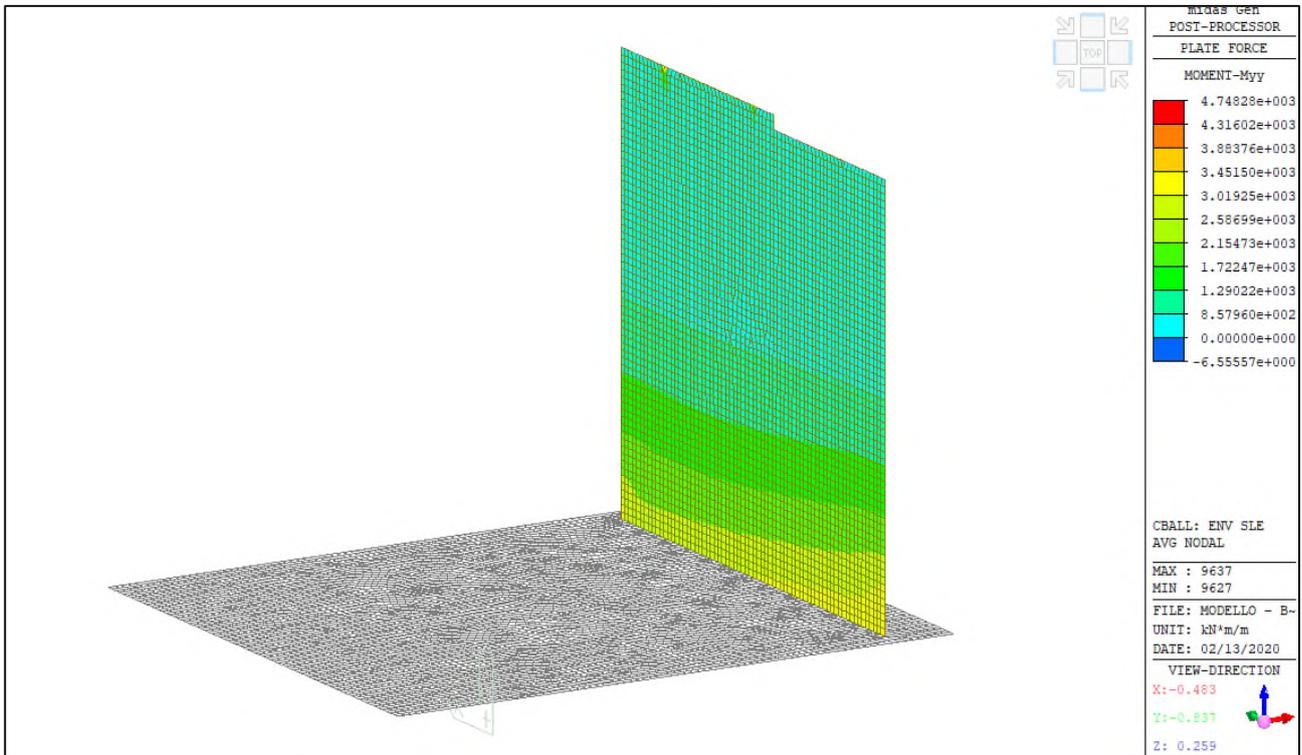
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



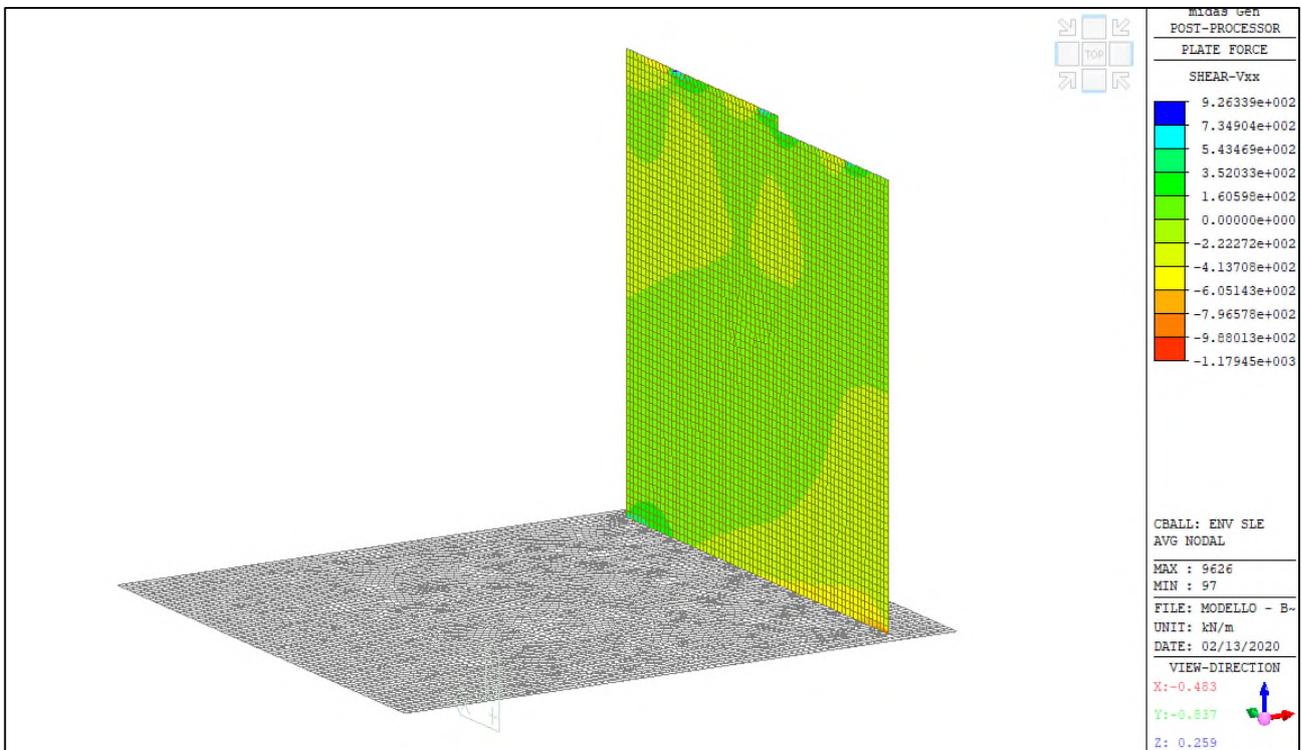
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

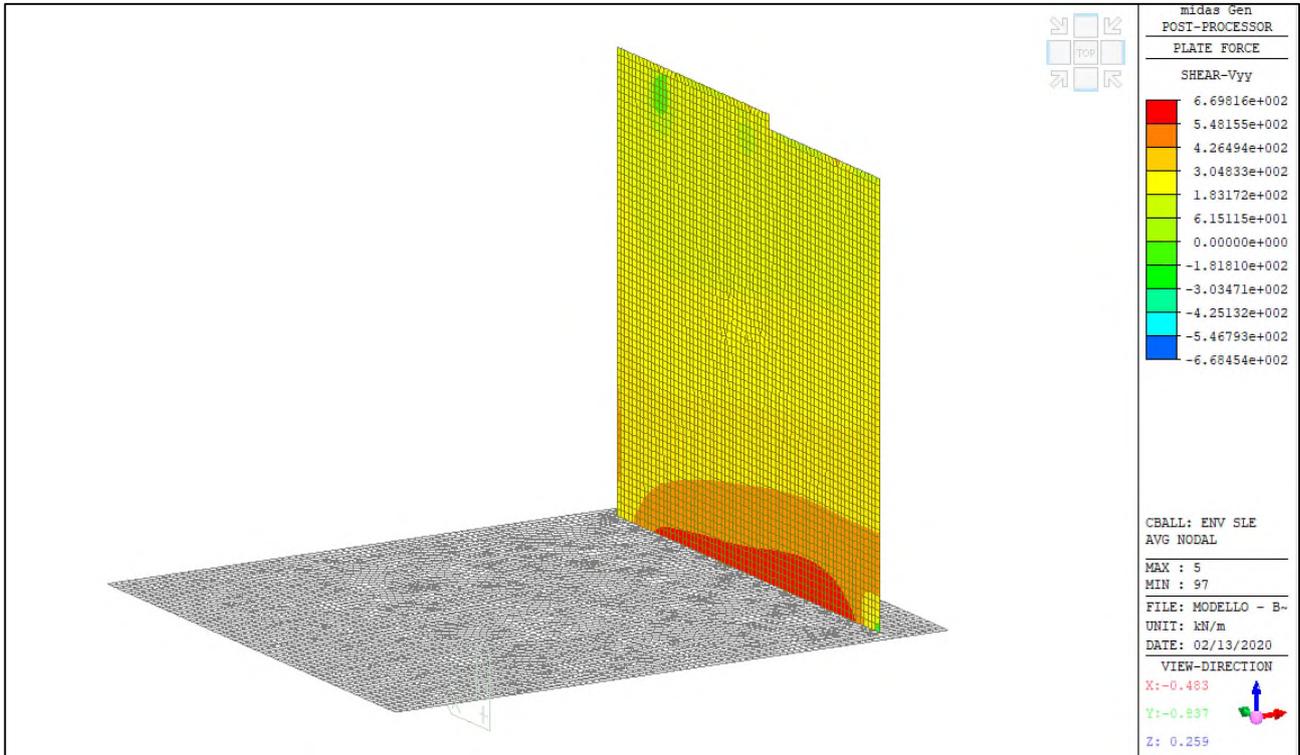
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



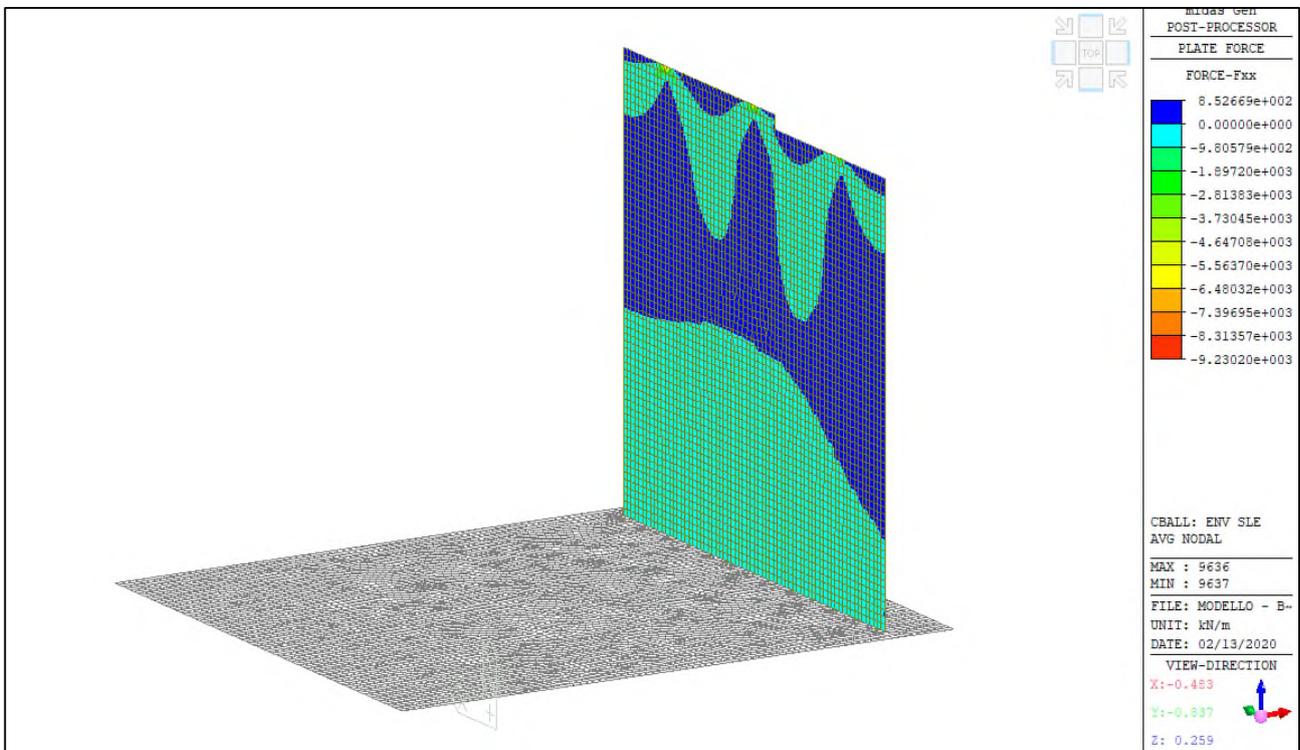
ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Spalla



ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



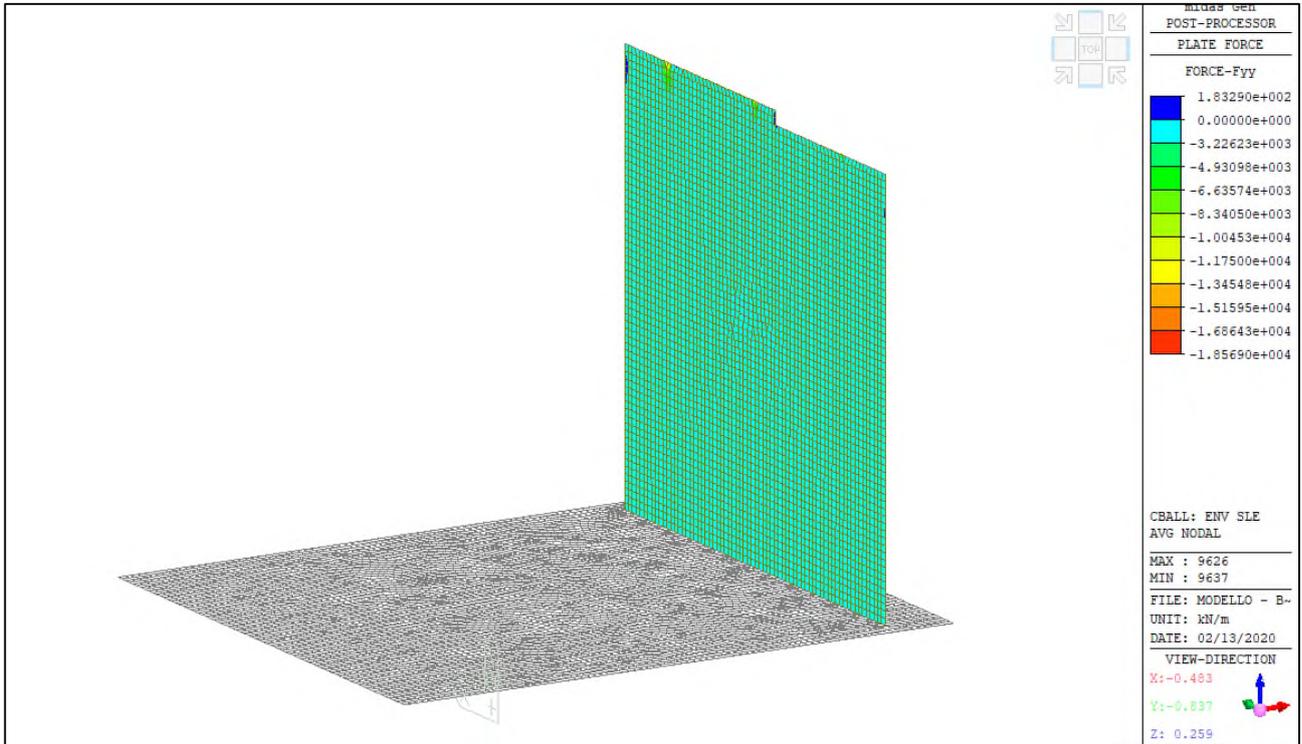
ENV-SLE RARA- Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

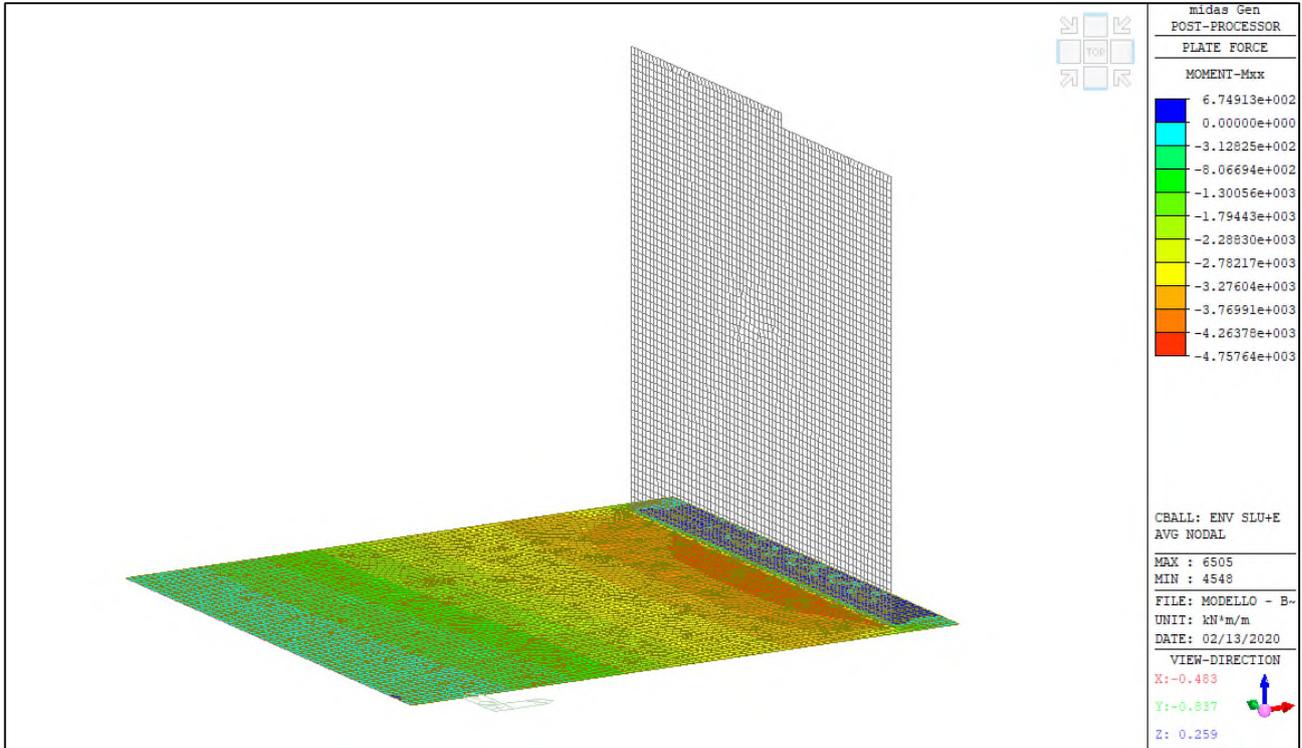
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



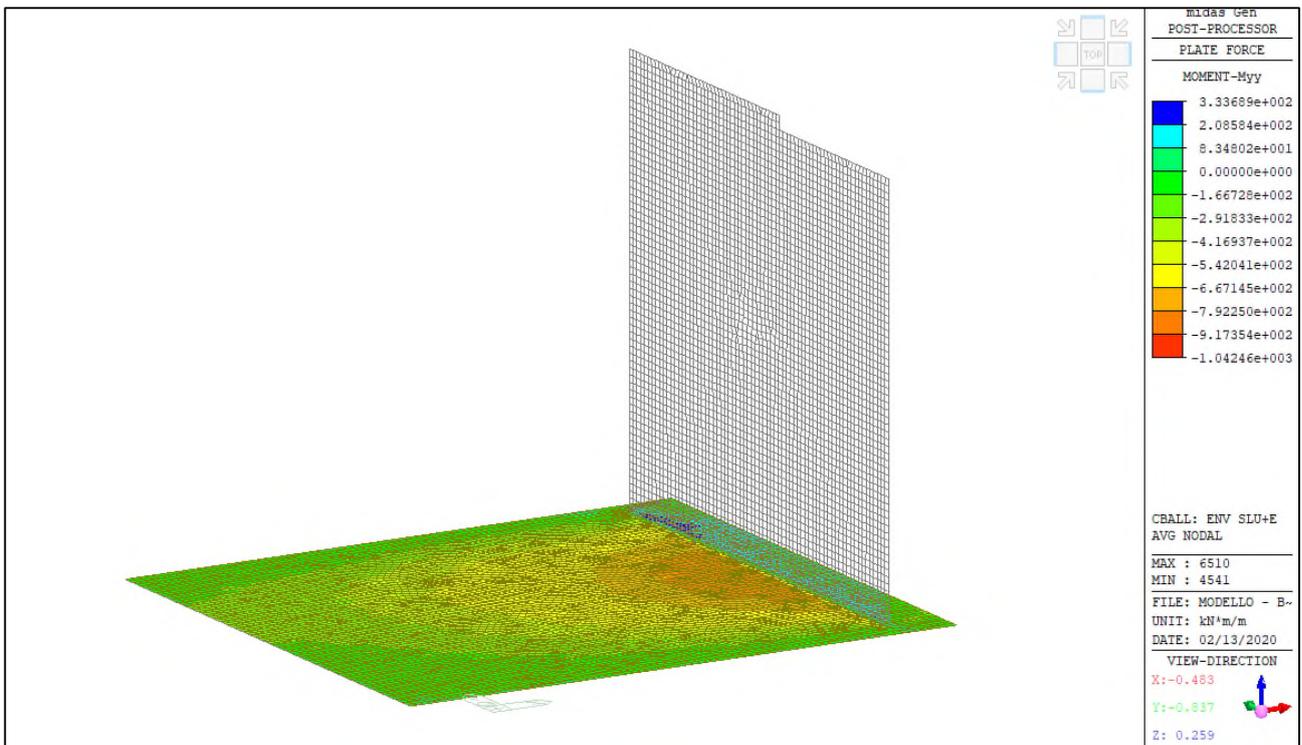
ENV-SLE RARA – Fxx (kN/m) – Spalla



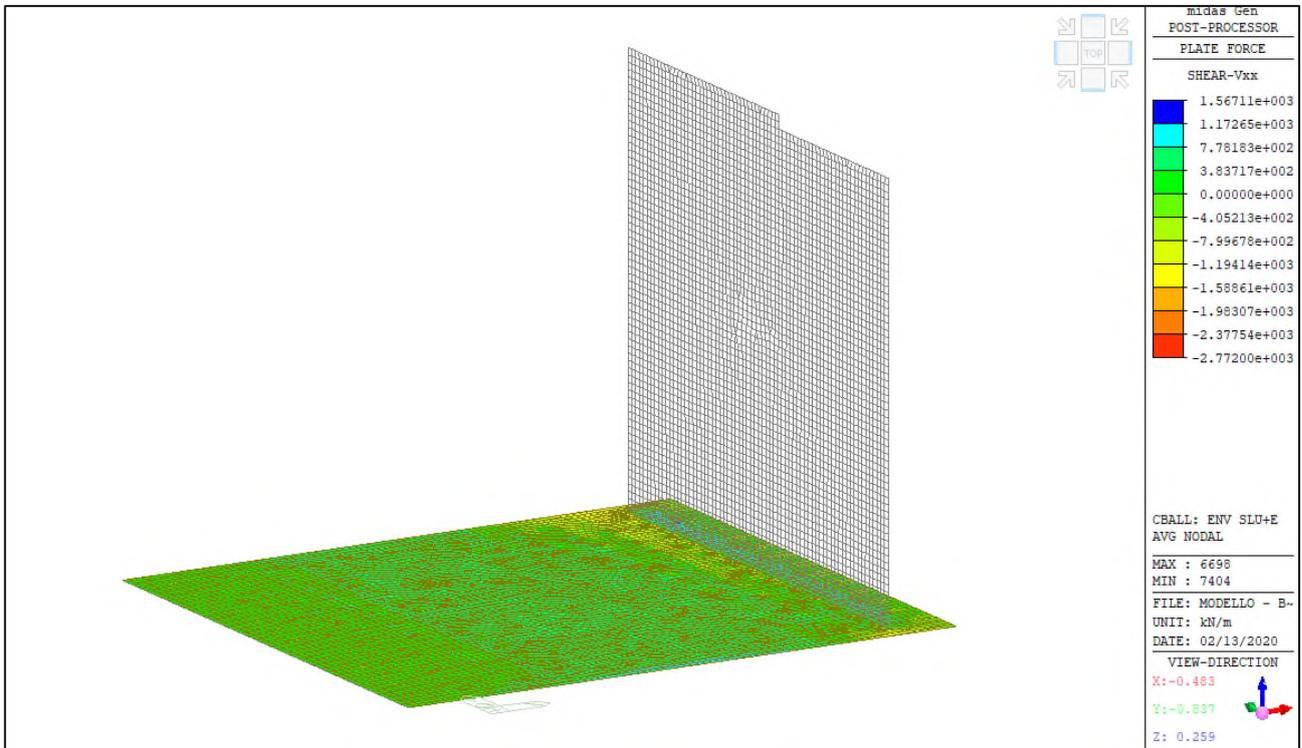
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



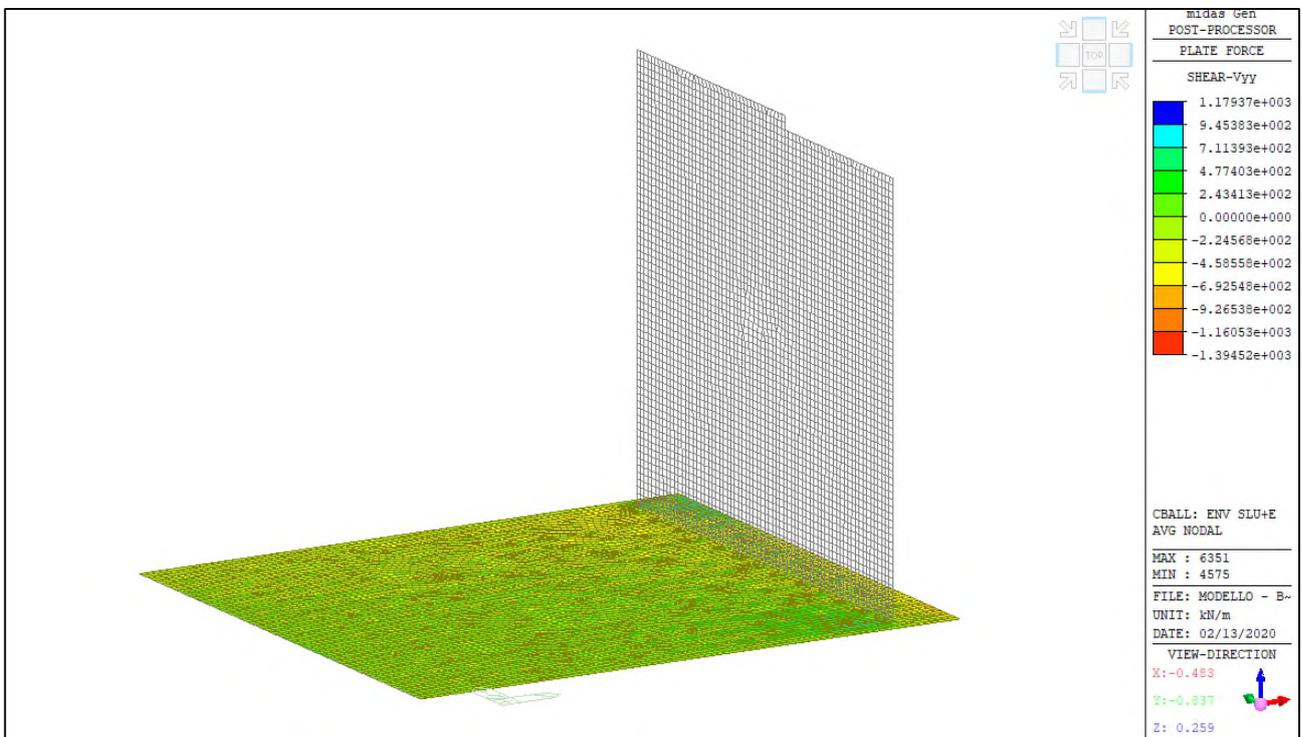
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



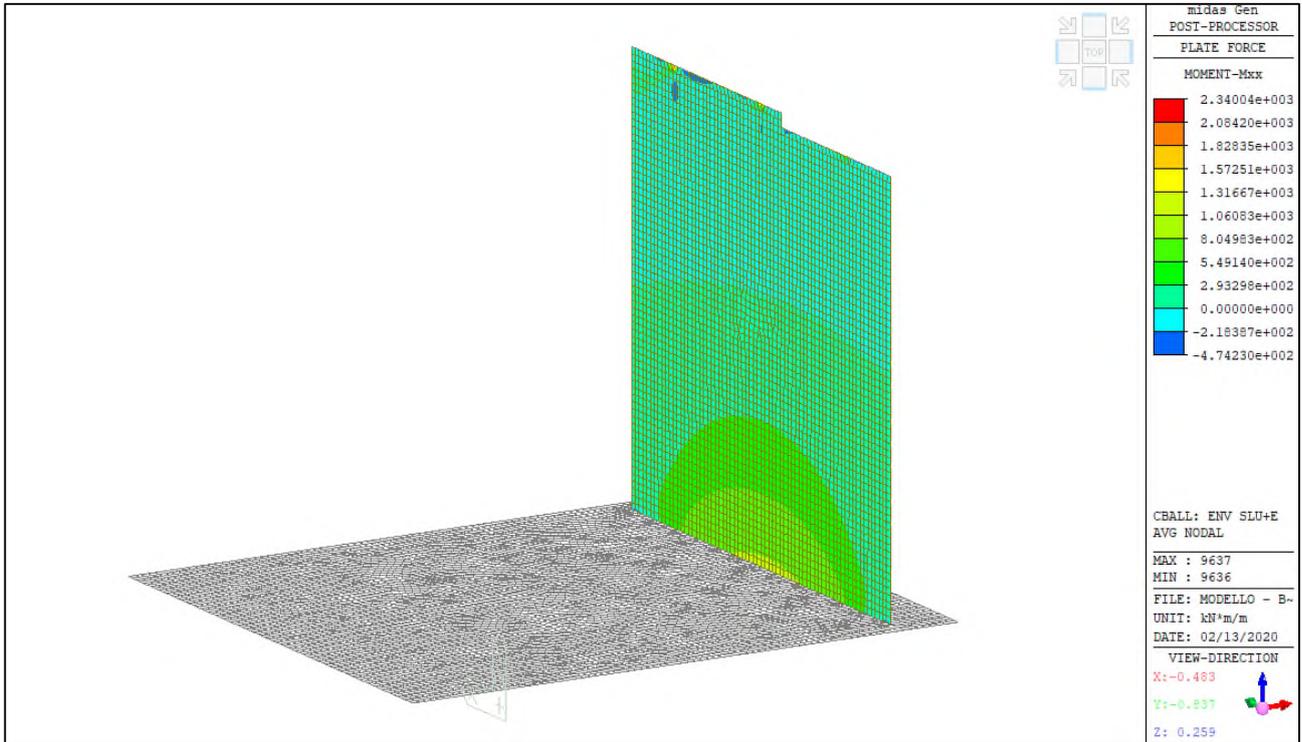
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



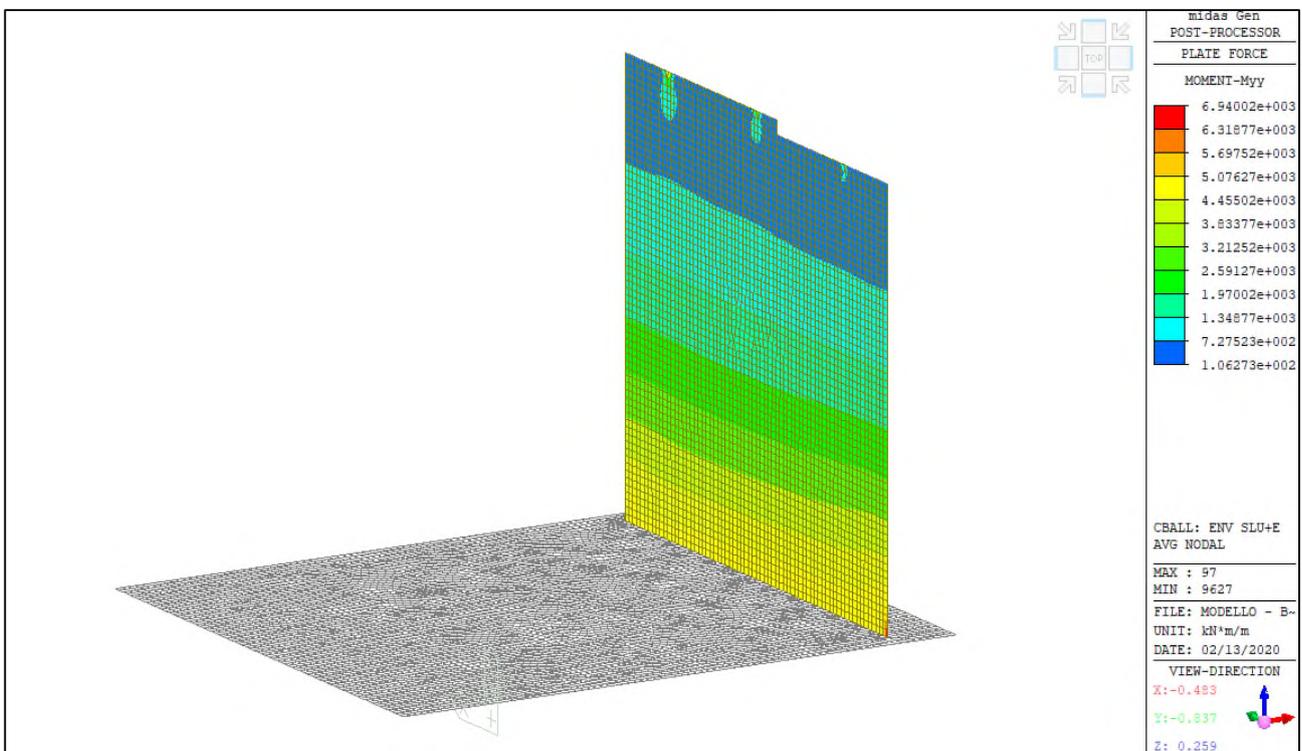
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



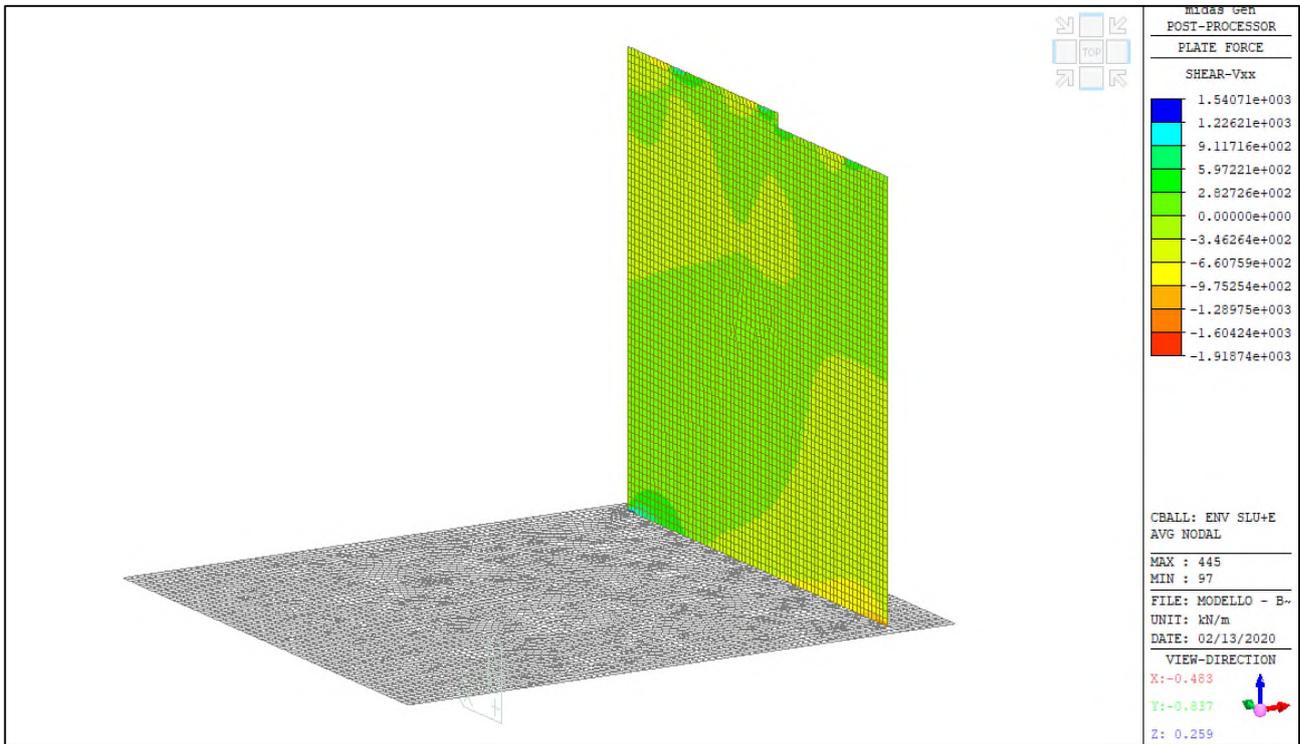
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



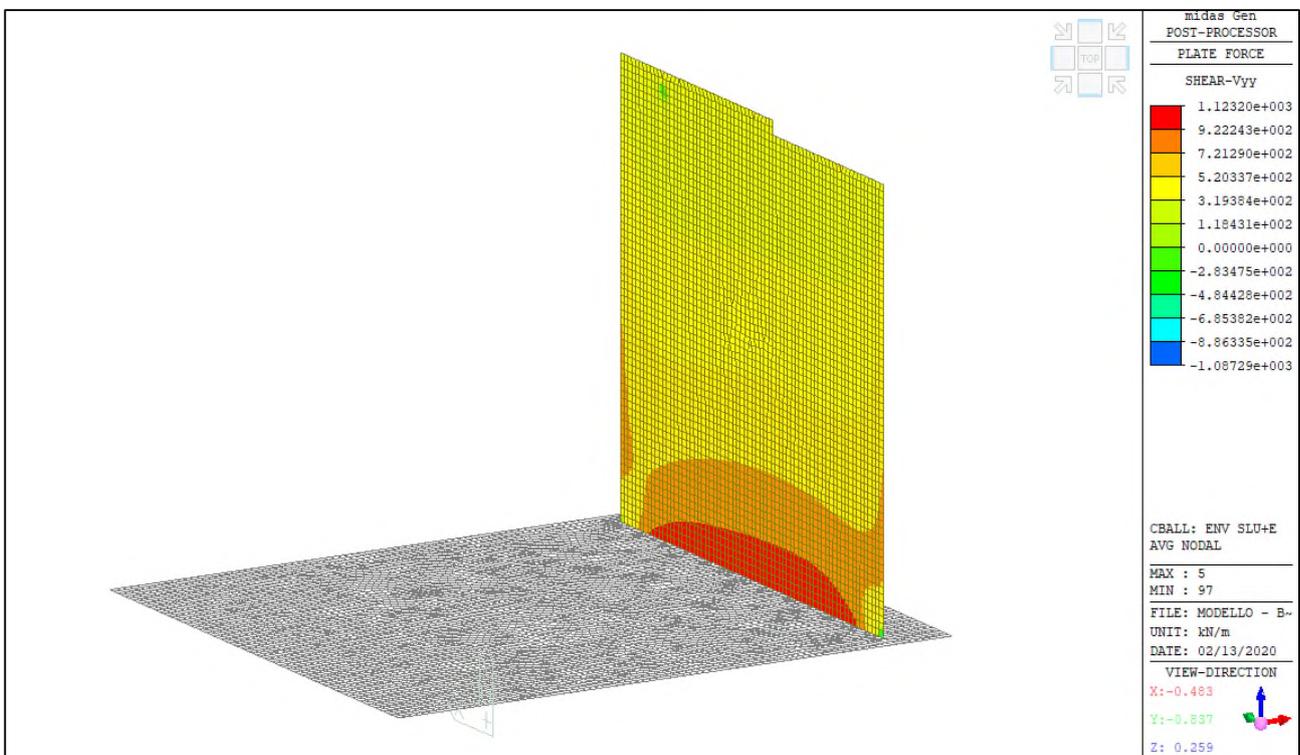
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



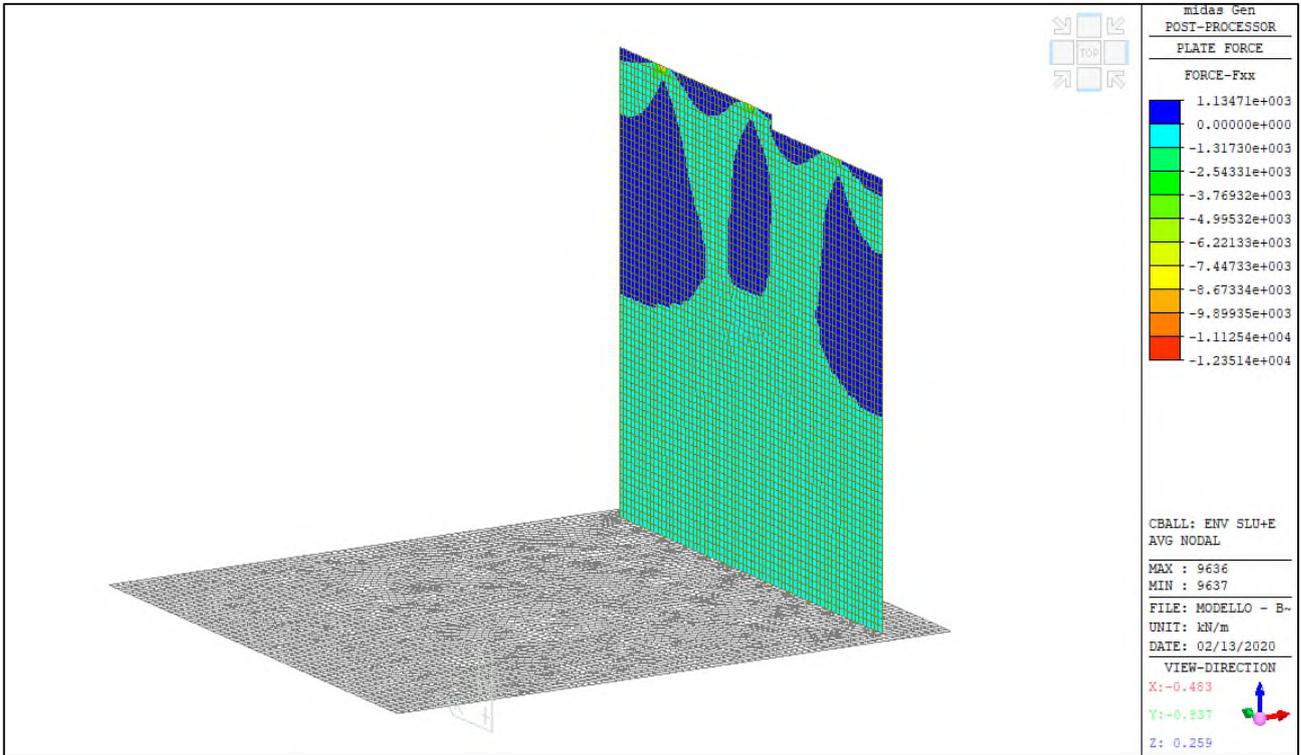
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



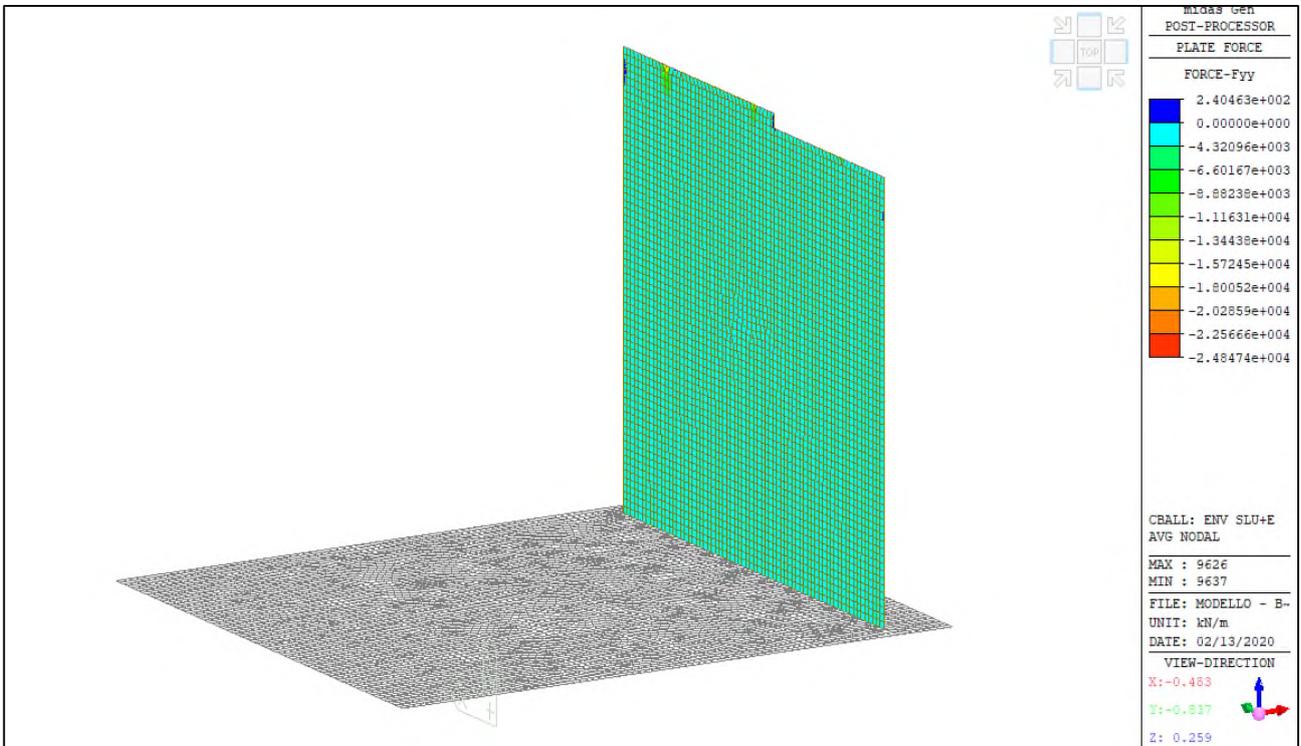
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



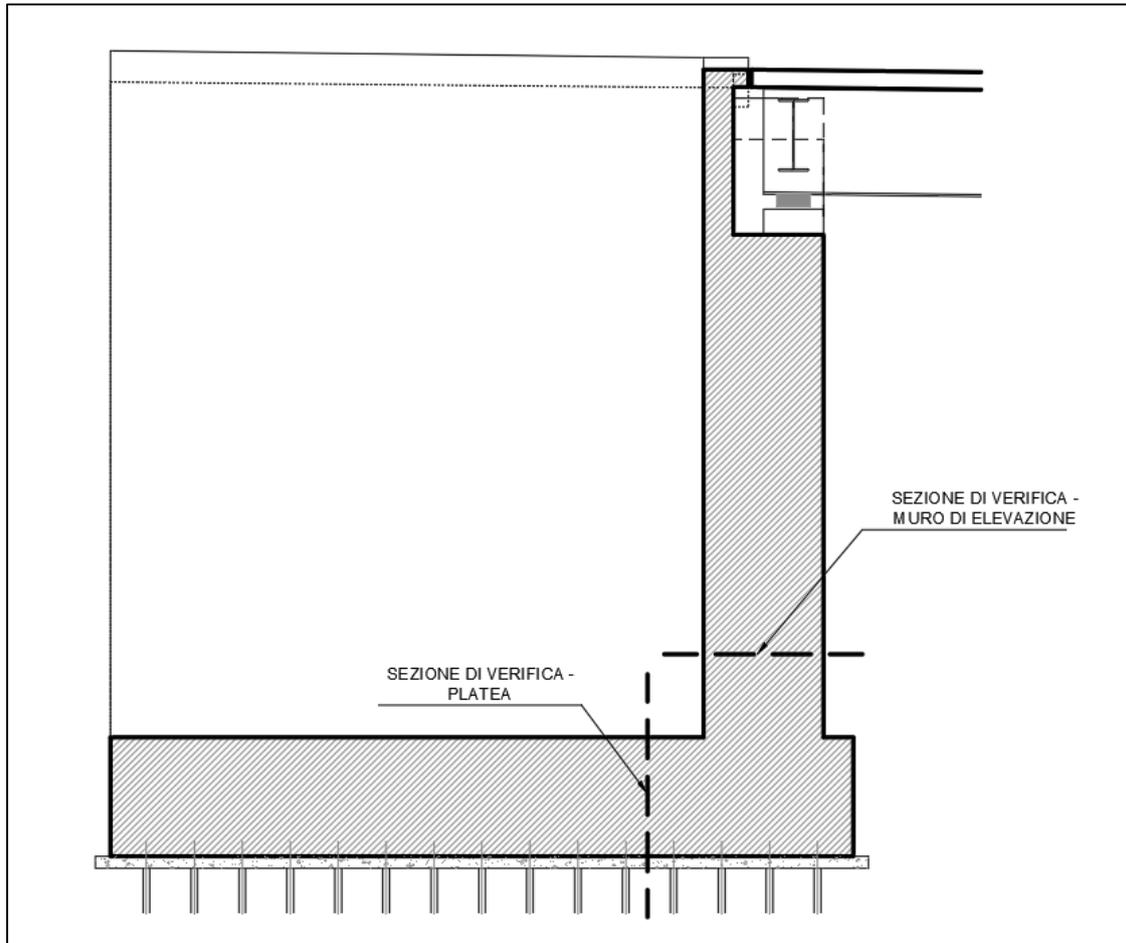
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Fyy (kN/m) – Spalla

8.3 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A

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



Identificazione sezioni di verifica

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

SEZIONE	SLE QP [kNm/m]		SLE F [kNm/m]		SLE R [kNm/m]		SLU [kNm/m]	
	M _{xx}	M _{yy}						
PLATEA	2278	581.3	2630.9	620.2	2666.1	626.7	4757.6	1042.4
ELEVAZIONE	1599.1	3315.6	1663.9	4423.6	1763.9	4748.3	2340	6940



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 32/20$ inferiori in direzione x
- $\Phi 40/10$ superiori in direzione x
- $5\Phi 32$ inferiori e superiori in direzione y
- Spilli $\Phi 16/20 \times 40$

Armatura platea direzione x

Armatura interna: copriferro $5.0+3.2+1.6 = 9.8\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	200	8.2	189.8	170.8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	9.8	40.21	
10	40	189.8	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} 4757.60 [kNm]	M _{Ek} 2666.1 [kNm]	M _{Ek} 2630.9 [kNm]	M _{Ek} 2278 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 2772.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 8753.7 [kNm]	M _{cr} 1901.6 [kNm]	M _{cr} 1901.6 [kNm]	M _{cr} 1901.6 [kNm]
FS 1.84	γ _n -36.04 [cm]	γ _n -36.04 [cm]	γ _n -36.04 [cm]
	σ _{c,min} -4.2 [MPa]	σ _{c,min} -4.2 [MPa]	σ _{c,min} -3.6 [MPa]
	σ _{s,min} -53.7 [MPa]	σ _{s,min} -53.0 [MPa]	σ _{s,min} -45.9 [MPa]
	σ _{s,max} 124.8 [MPa]	σ _{s,max} 123.1 [MPa]	σ _{s,max} 106.6 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} 0.43 [%]	ε _{sm-ε_{cm}} 0.35 [%]
		s _{r,max} 41.7 [cm]	s _{r,max} 41.7 [cm]
		w _k 0.181 [mm]	w _k 0.147 [mm]

Armatura platea direzione y

Armatura esterna: copriferro 5.0+1.6 = 6.6cm

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	200	5.0	193.4	174.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	6.6	40.21	
5	32	193.4	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} 1042.50 [kNm]	M _{Ek} 626.7 [kNm]	M _{Ek} 620.2 [kNm]	M _{Ek} 581.3 [kNm]
N _{Ed} 0.00 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]	N _{Ek} 0 [kN]
V _{Ed} 1394.50 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]	M _{dec} 0.0 [kNm]
M _{Rd} 2968.3 [kNm]	M _{cr} 1630.6 [kNm]	M _{cr} 1630.6 [kNm]	M _{cr} 1630.6 [kNm]
FS 2.85	y_n -61.48 [cm]	y_n -61.48 [cm]	y_n -61.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -1.4 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.4 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.3 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -17.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -17.5 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -16.4 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 85.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 84.8 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 79.5 [MPa]
	k_2 0.5	k_2 0.5	
	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [‰]	
	$s_{r,max}$ - [cm]	$s_{r,max}$ - [cm]	
	w_k - [mm]	w_k - [mm]	

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

geometria

sezione trasversale

base	B =	100	cm
altezza	H =	200	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	9.8	cm
altezza utile	d =	190	cm
braccio coppia interna	z =	171.2	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 =	40	mm
numero barre	n_2 =	0	
diametro	ϕ_2 =	0	mm
area totale	A_{sl} =	125.7	cm ²

materiali

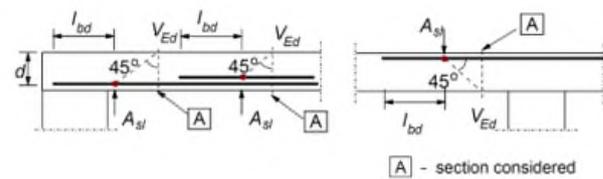
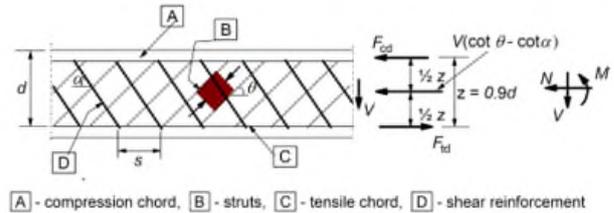
calcestruzzo

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



sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} =	2772	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	768.7	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	4208.7	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	4499.5	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	21.8	°
sezione		duttile	
traslazione armatura long.	a_l =	214.0	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 32/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 32/20$ lato controterra in direzione y
- $\Phi 40/10$ lato terra 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	200	5.5	192.9	173.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	7.1	40.21	
5	32	192.9	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
MEd 2340.00 [kNm]	MEk 1763.9 [kNm]	MEk 1663.9 [kNm]	MEk 1599.1 [kNm]
NEd [kN]	NEk [kN]	NEk [kN]	NEk [kN]
VEd 1918.70 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 4077.2 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]
FS 1.74	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -4.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.6 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -49.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -46.5 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -44.7 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 242.0 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 228.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 219.4 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ - [%]
		$S_{r,max}$ - [cm]	$S_{r,max}$ - [cm]
		Wk - [mm]	Wk - [mm]



Armatura muro di elevazione direzione y

Armatura interna: copriferro $5.5+3.2+1.6 = 10.3\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	200	8.7	189.3	170.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	40	189.3	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
MEd 6940.00 [kNm]	MEk 4748.3 [kNm]	MEk 4423.6 [kNm]	MEk 3315.6 [kNm]
NEd -1200.00 [kN]	NEk -1120 [kN]	NEk -980 [kN]	NEk -760 [kN]
VEd 1087.30 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure
presso-flessione	Mdec 392.9 [kNm]	Mdec 343.8 [kNm]	Mdec 266.6 [kNm]
MRd 9754.2 [kNm]	Mcr 2690.4 [kNm]	Mcr 2641.3 [kNm]	Mcr 2564.1 [kNm]
FS 1.41	yn -25.16 [cm]	yn -25.84 [cm]	yn -25.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -8.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -7.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -5.7 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -105.0 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -97.3 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -73.1 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 186.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 175.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 130.7 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.65 [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.43 [‰]
		$s_{r,max}$ 44.1 [cm]	$s_{r,max}$ 44.1 [cm]
		w_k 0.287 [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	=	100	cm
altezza	H	=	200	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	7.1	cm
altezza utile	d	=	193	cm
braccio coppia interna	z	=	173.6	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	=	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

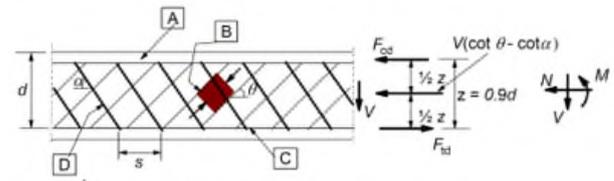
calcestruzzo

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

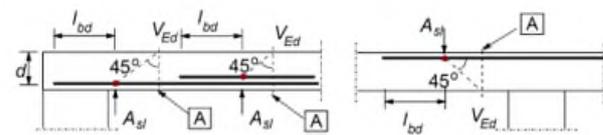
acciaio

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}	=	1918.7	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	-1200	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	764.9	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3350.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	6874.5	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			ductile	
traslazione armatura long.	a_l	=	170.4	cm



8.4 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione sono realizzati in acciaio S355, con un diametro pari a 168.3mm ed uno spessore di 20mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale, trasversale nonché la verifica strutturale del micropalo.

RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VADO LIGURE

Calcolo della capacità portante del micropalo

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

DATI GEOMETRICI:

diametro della perforazione	D	0.24	[m]
lunghezza del micropalo	L	18	[m]
diametro esterno tubolare	d	168.3	[mm]
spessore tubolare	t	20	[mm]
diametro interno tubolare	d _{int}	128.3	[mm]
area sezione tubolare	A	9318.0	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	2608.2	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	309.9	[cm ³]
peso tubolare	P	73.1	[kg/m]

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

		Strato 1	Strato 2
tipo di terreno		LPT2	LPT3
spessore dello strato	s [m]	10	8
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1
diametro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24
N _{SPT} medio	N _{SPT} [-]	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	100	110
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	754.0	663.5

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MINIMI

		Strato 1	Strato 2
tipo di terreno		LPT2	LPT3
spessore dello strato	s [m]	10	8
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1
diametro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24
N _{SPT} minimo	N _{SPT} [-]	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	100	110
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	754.0	663.5

RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VADO LIGURE

Calcolo della capacità portante del micropalo

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

COEFFICIENTI DI NORMATIVA:

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

VERTICALI INDAGATE:

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

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A COMPRESSIONE:

MEDIA: (R_{c,cal})_{media} 1417.5 [kN]

MINIMA: (R_{c,cal})_{minima} 1417.5 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:

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

R_{c,k} 859.1 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

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

Resistenza	R _{c,d}	747.0	[kN]
Azione agente	N _d	694.6	[kN]
Fattore Sicurezza	FS	1.1	[-]

Verifica capacità portante verticale del micropalo



RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VADO LIGURE

Calcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	18	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	0.24	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	168.3	[mm]
Spessore del tubolare	t _{tubolare}	20	[mm]
Tipo di acciaio	S	355	[-]
Momento di plasticizzazione	M _y	136.6	[kNm]

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	18.5	[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}	2.28	[-]

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}	5114.1	[kN]
H _{1,minimo}	4919.9	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	1712.3	[kN]
H _{2,minimo}	1647.5	[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}	138.4	[kN]
H _{3,minimo}	136.7	[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}	138.4	[kN]	PALO
H _{minimo}	136.7	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	83.9	[kN]
----------------	------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	64.5	[kN]
H _{agente}	60.7	[kN]

VERIFICA: H_d > H_{agente} VERIFICATO

Verifica capacità portante trasversale del micropalo



RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VADO LIGURE

Calcolo della resistenza strutturale del tubolare**DATI GEOMETRICI:**

diametro esterno del tubolare	d	168.3	[mm]
spessore del tubolare	t	20.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d _{int}	128.3	[mm]
area della sezione del tubolare	A	9318.0	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	2608.2	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	309.9	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	221.3	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ _{MO}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progett	f _{yd}	338.1	[MPa]

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

tensione di snervamento no	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessore	d/t	8.4	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	

SOLLECITAZIONI AGENTI:

momento flettente di calcolo	M _{Ed}	51.1	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	60.7	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	694.6	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	51.1	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	60.7	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	694.6	[kN]

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:

tensione normale	σ _{x,Ed}	164.9	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	12.9	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	166.4	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	2.0	VERIFICATO

Resistenza strutturale del micropalo

9.VERIFICA SPALLA LATO GENOVA

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

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

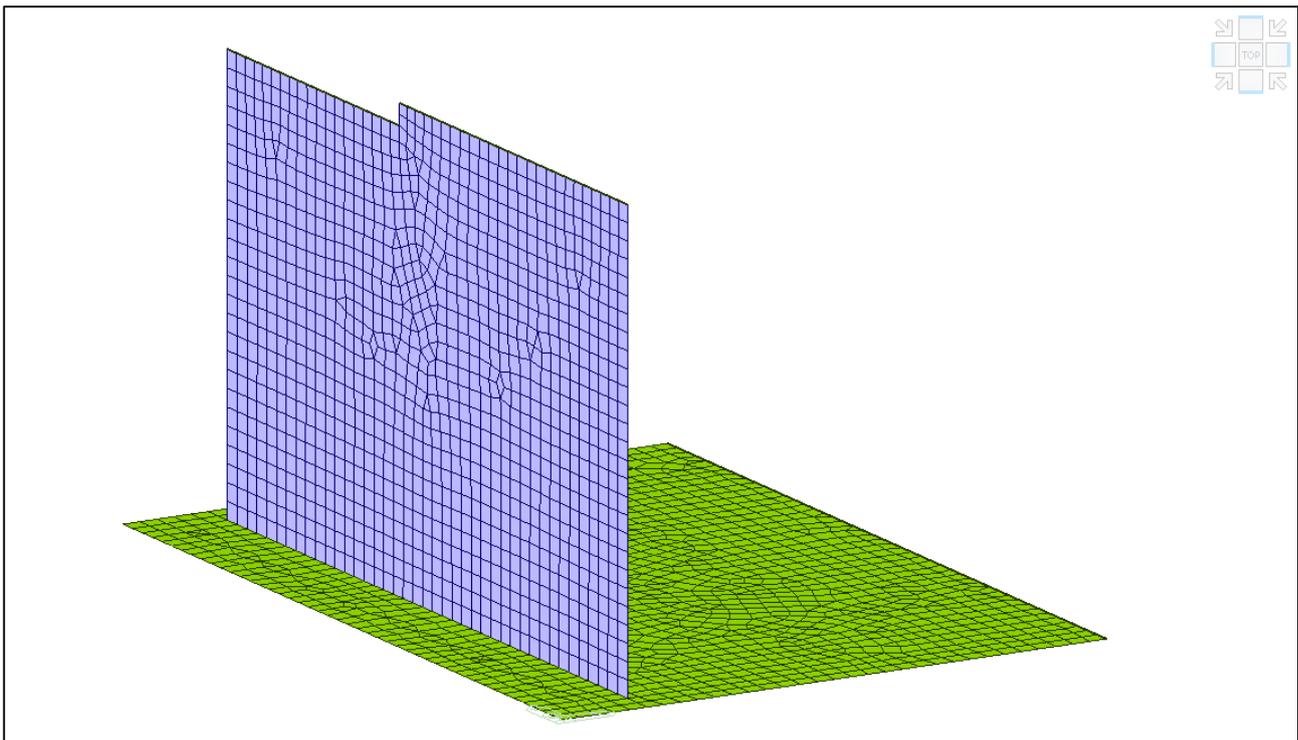
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

9.1DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

9.1.1GEOMETRIA DEL MODELLO

La spalla si compone di un muro frontale dello spessore di 200 cm e da una platea di fondazione dello spessore di 150cm. In sommità è presente un paraghiaia di spessore pari a 50 cm.

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



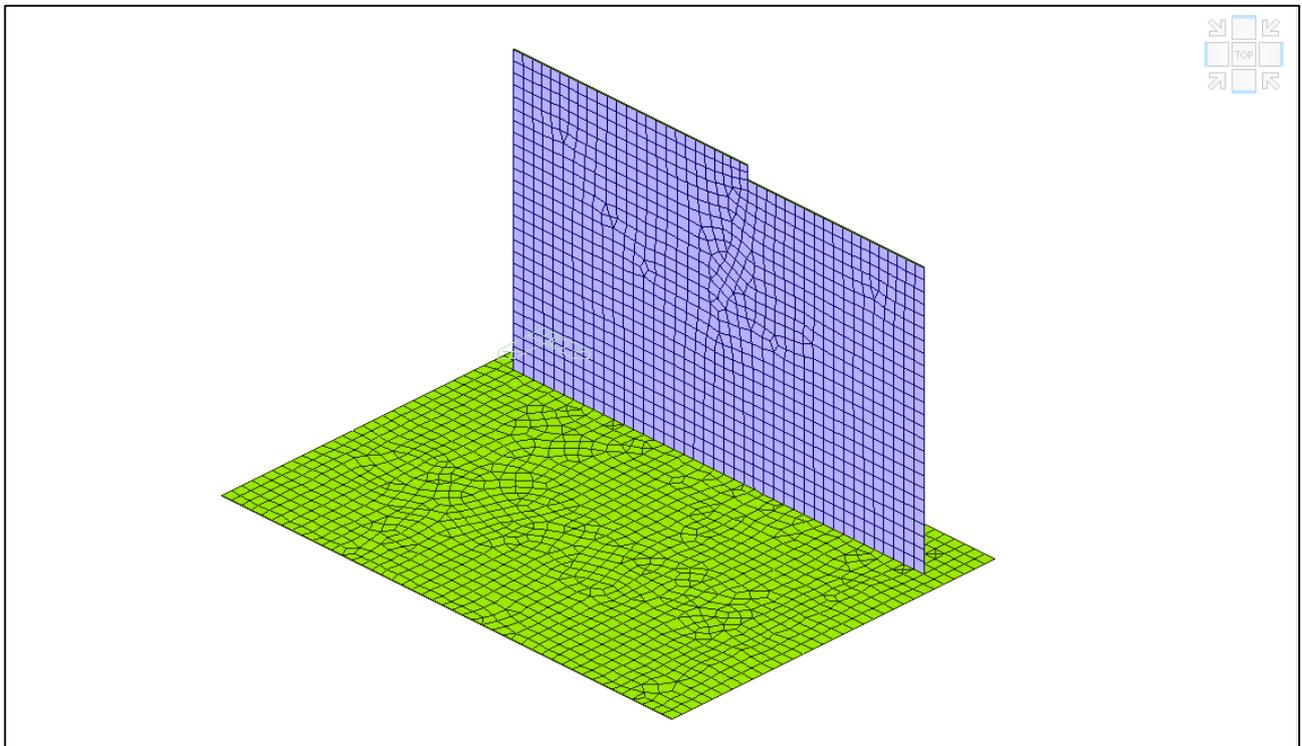
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Genova



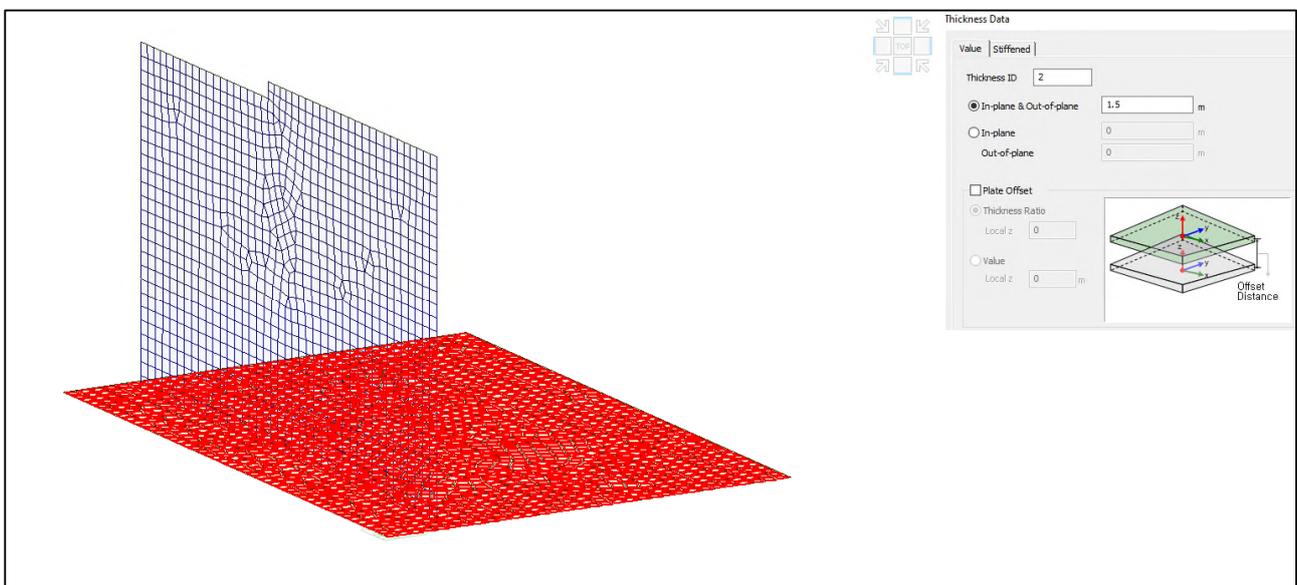
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

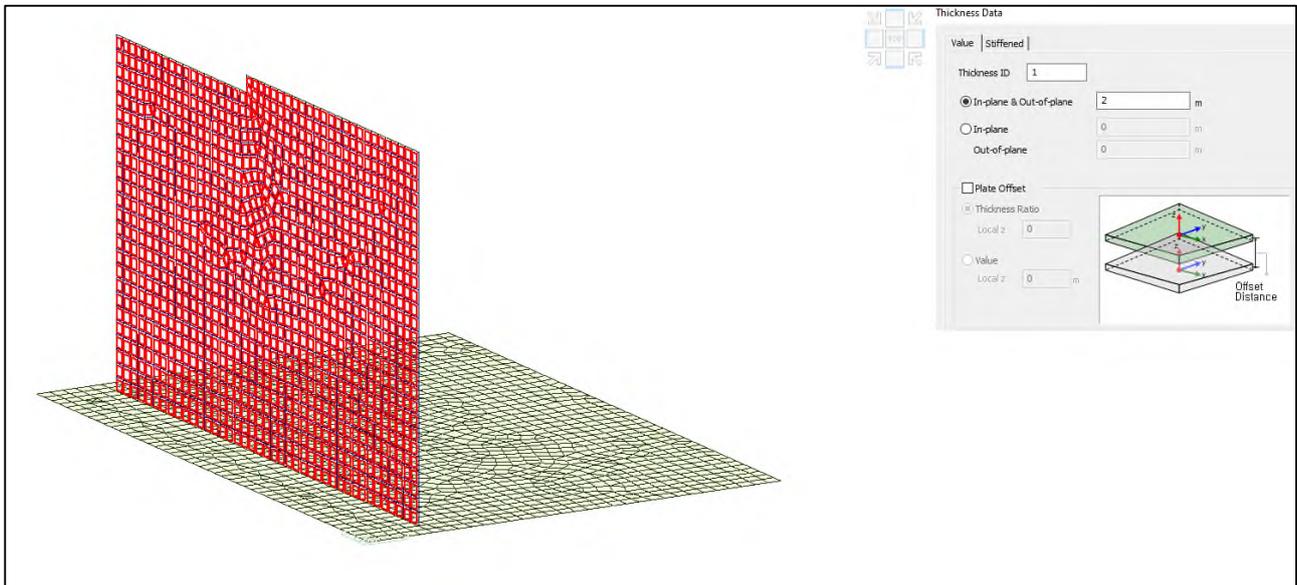
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Genova



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

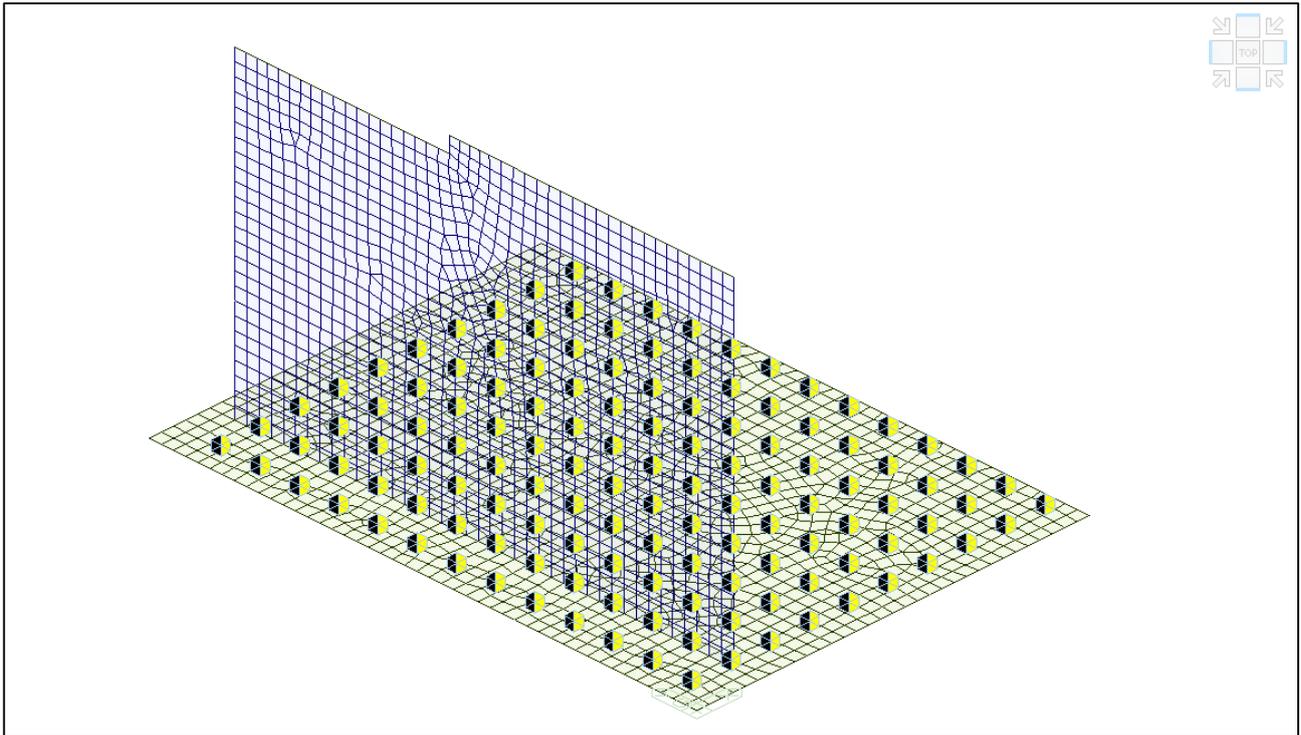


Modello FEM - Identificazione spalla spessore 2.00m in calcestruzzo C32/40

9.1.2VINCOLI

La struttura risulta vincolata a terra mediante Point Spring applicate in corrispondenza dei micropali. I valori delle costanti verticali ed orizzontali, che simulano la presenza del micropalo, sono le medesime di quelle calcolate per la spalla lato Vado Ligure.

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

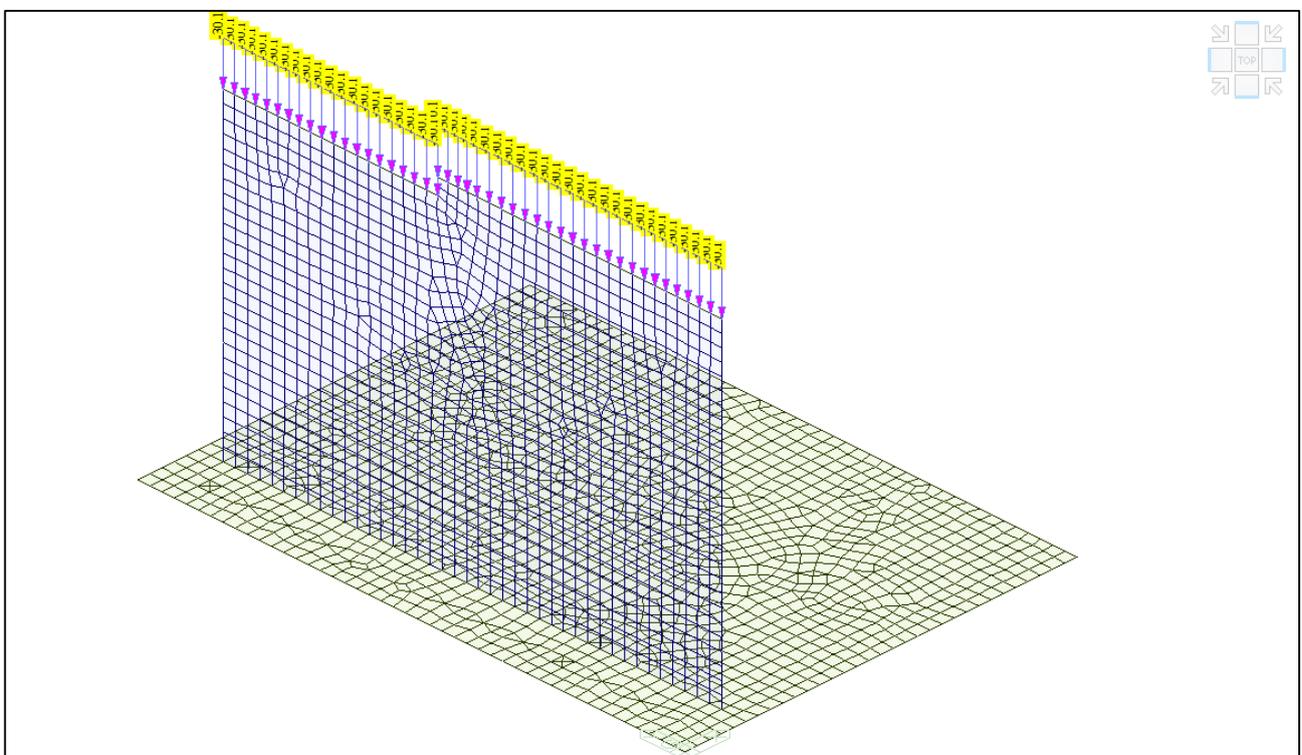


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei micropali

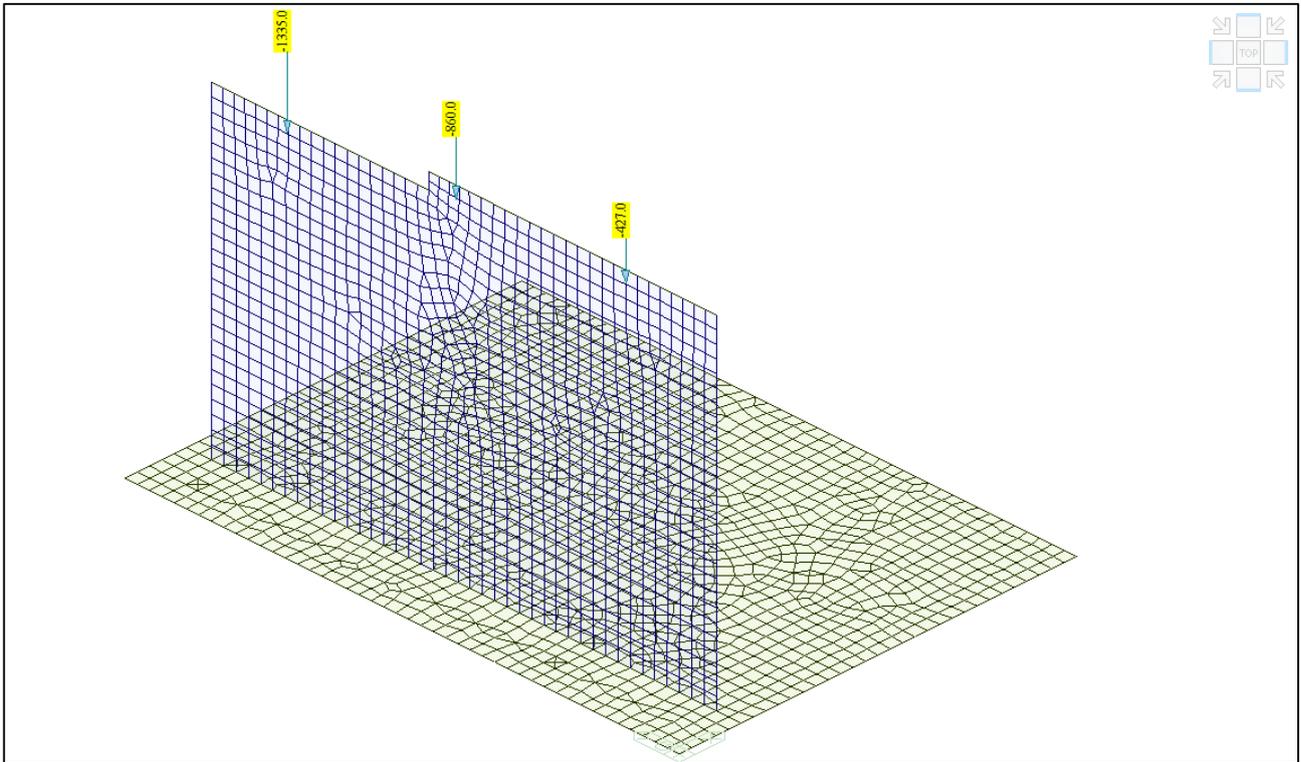
9.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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

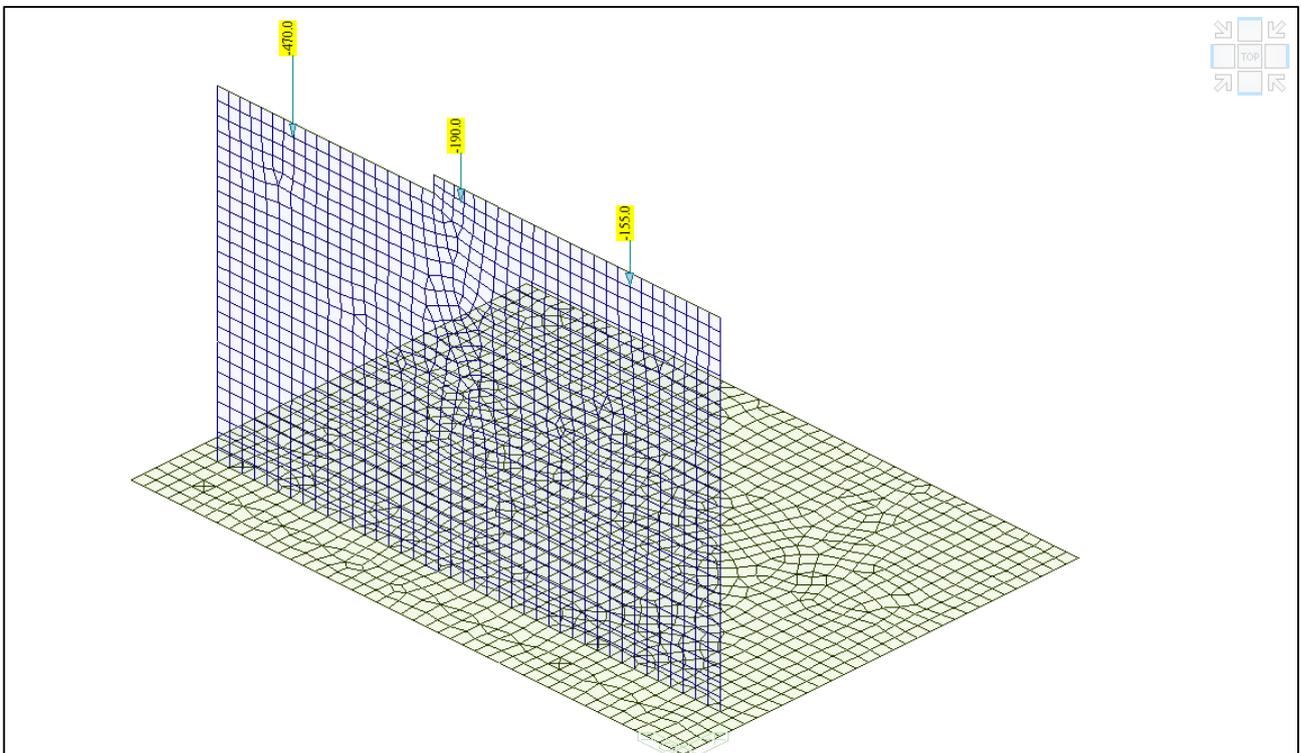
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 1.50m.



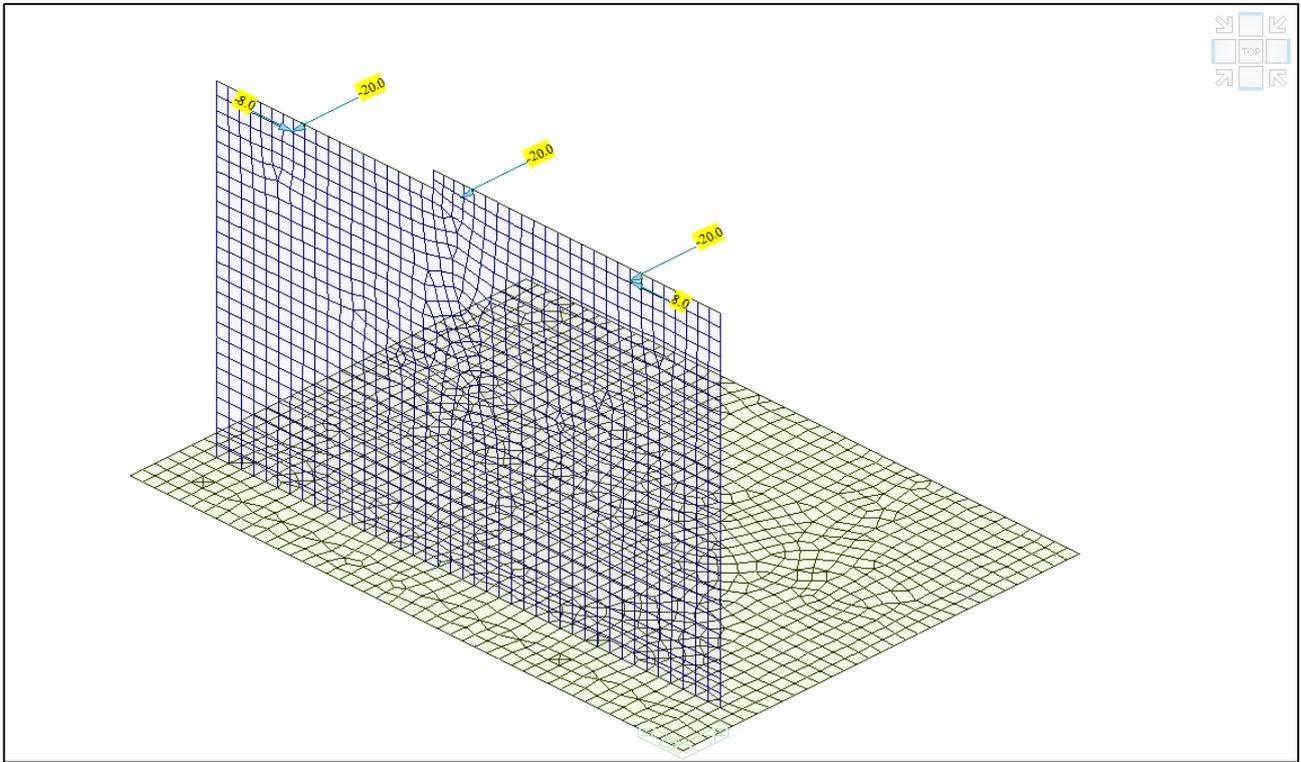
Modello FEM – Condizione di carico Peso Paraghiaia



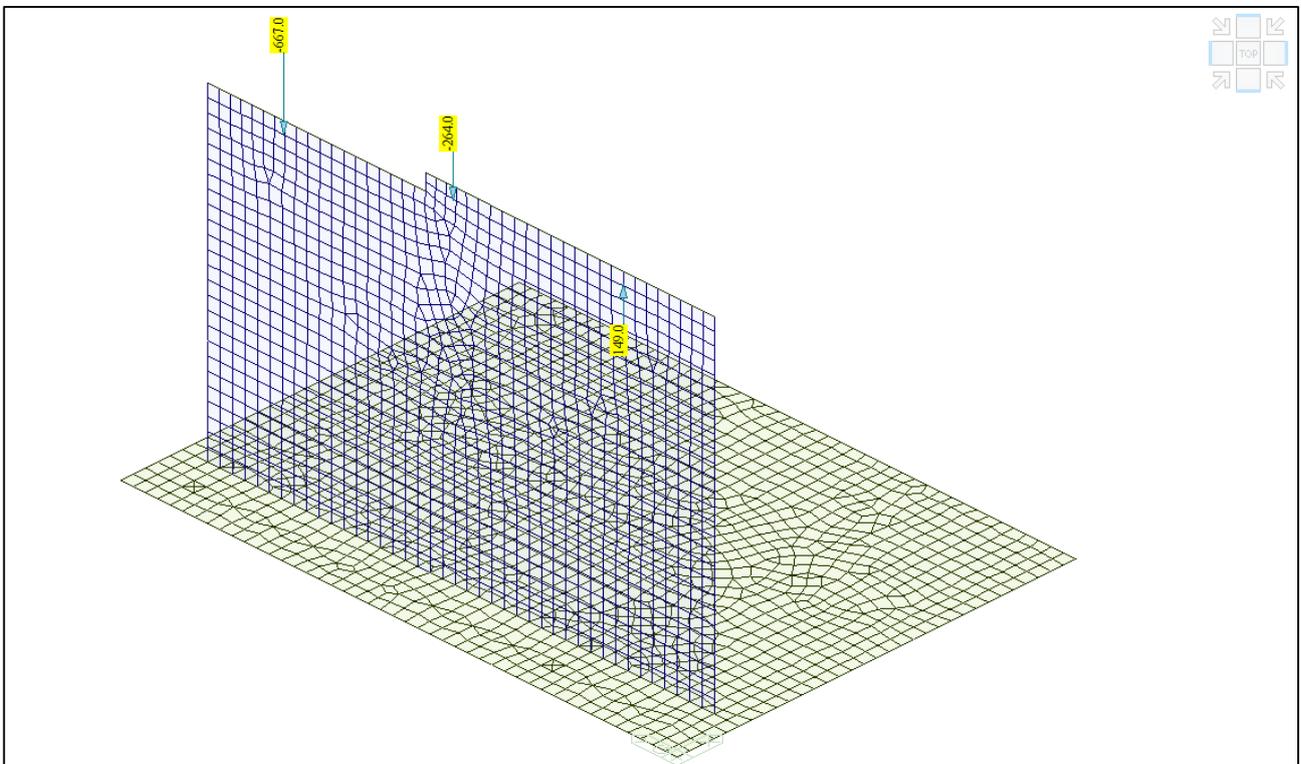
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



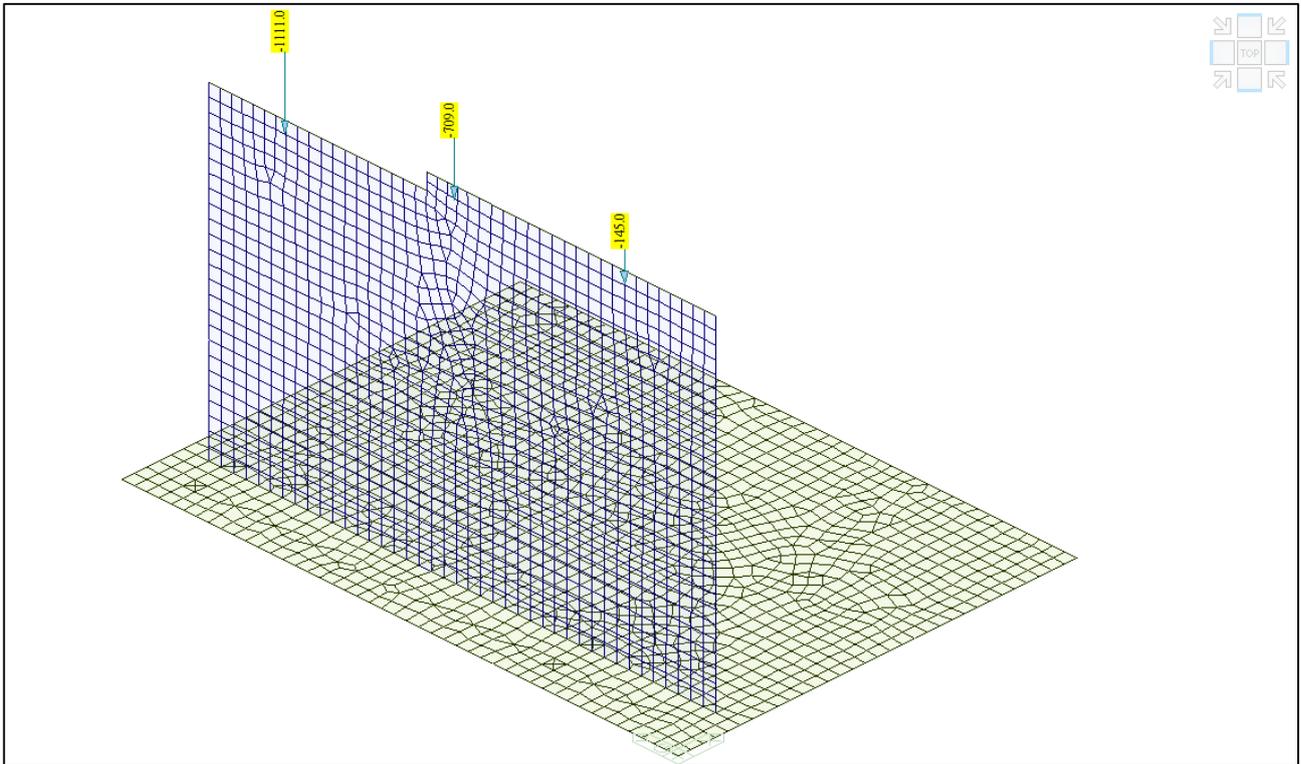
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



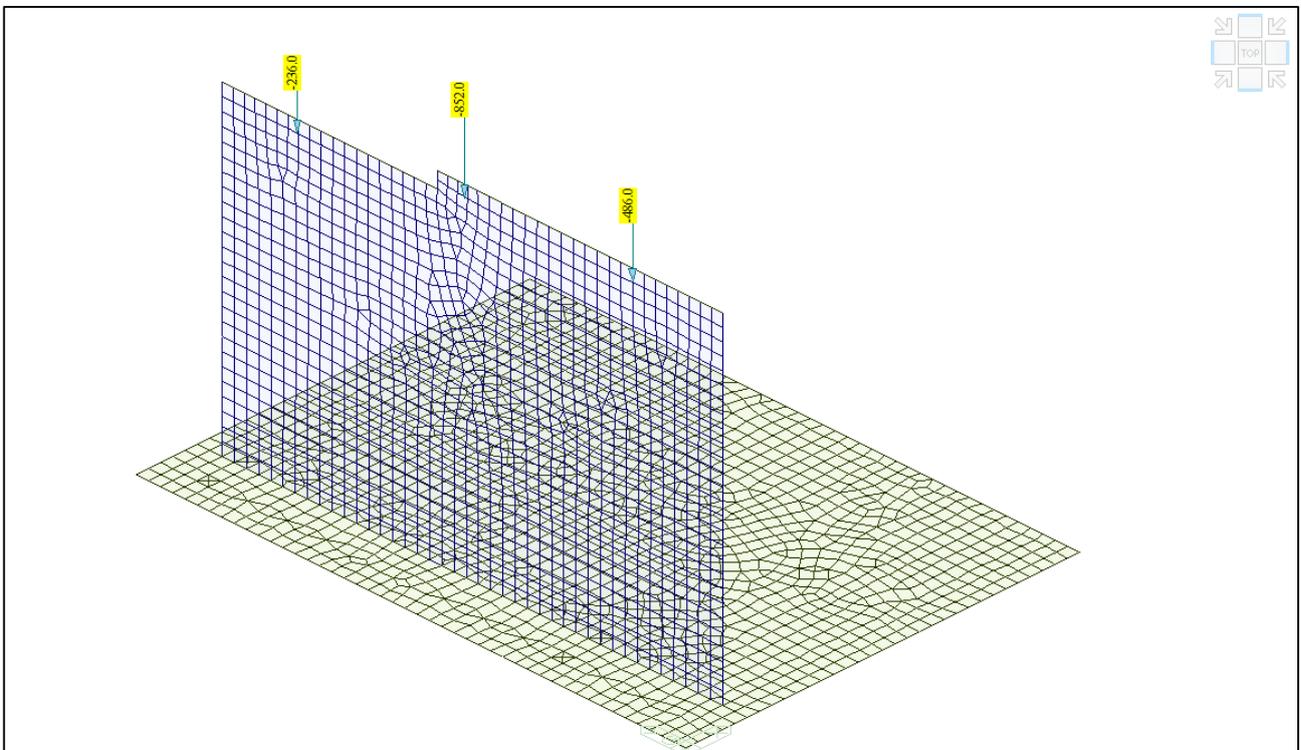
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



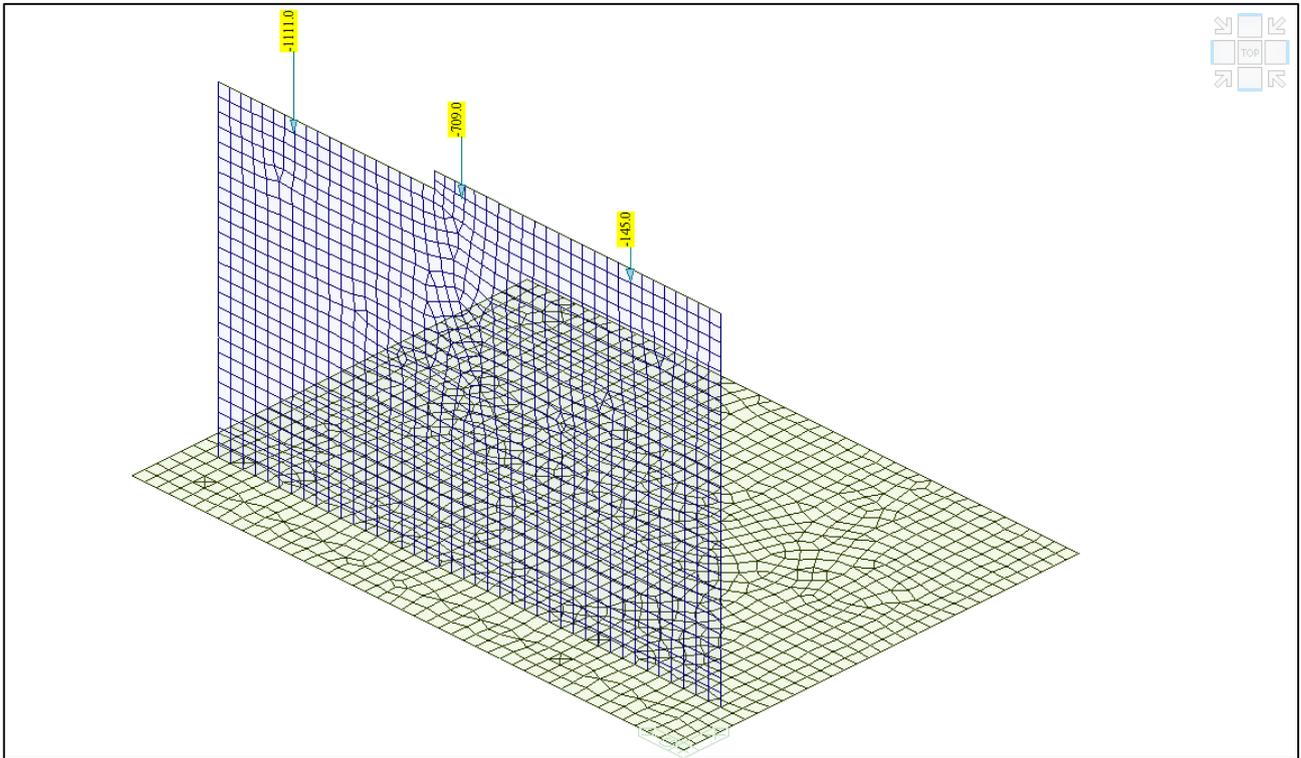
Modello FEM – Condizione di carico Disp1A



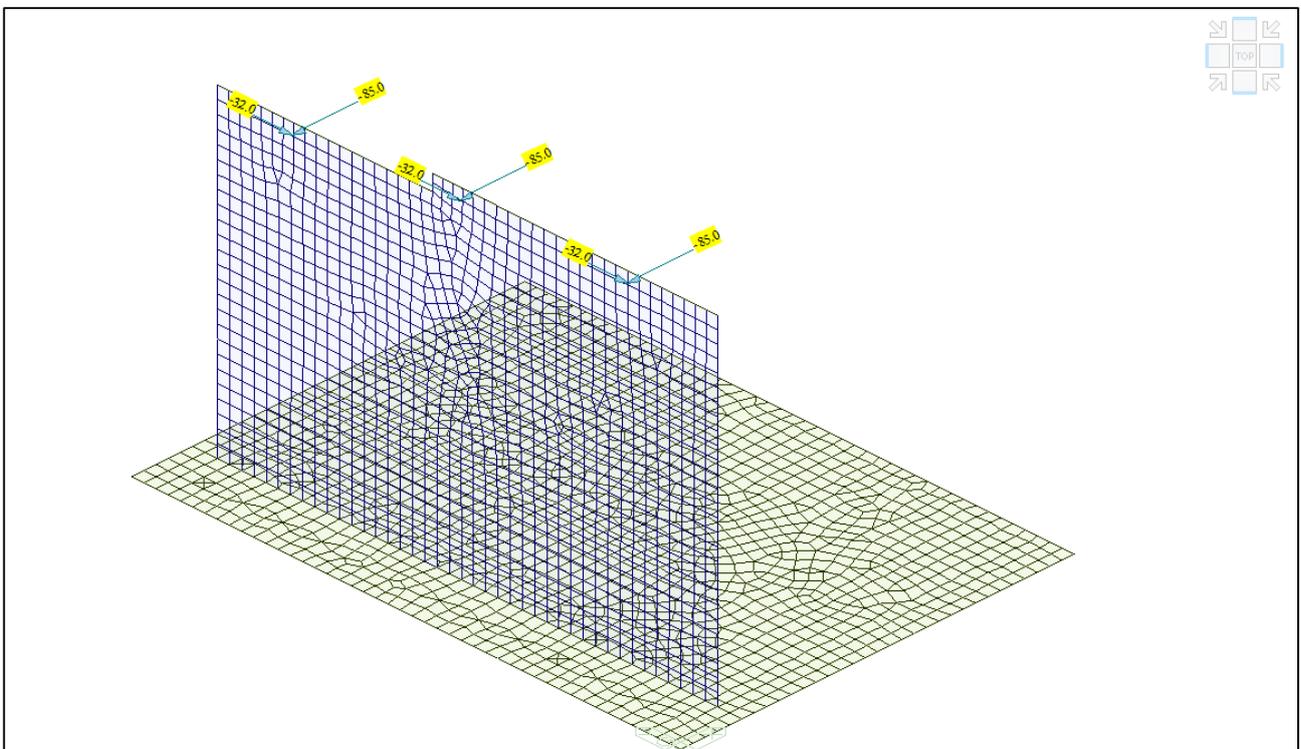
Modello FEM – Condizione di carico Disp2A



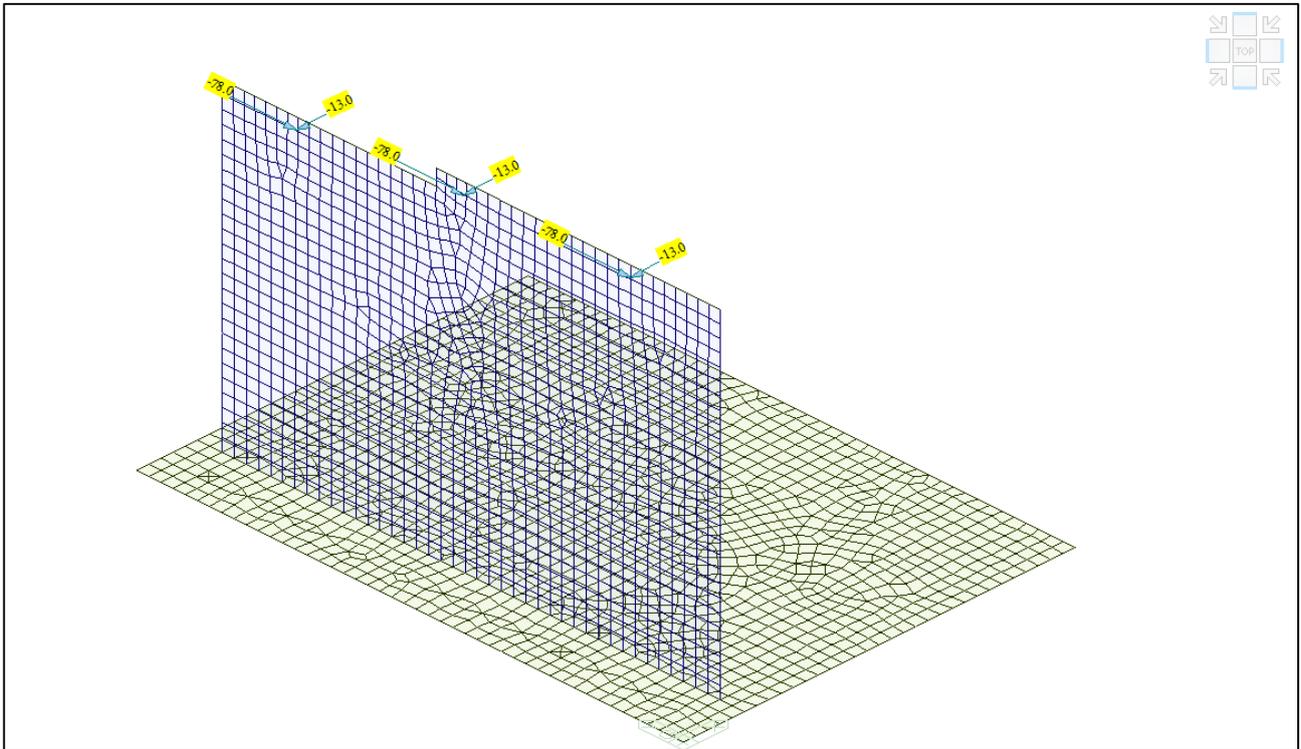
Modello FEM – Condizione di carico Disp4D



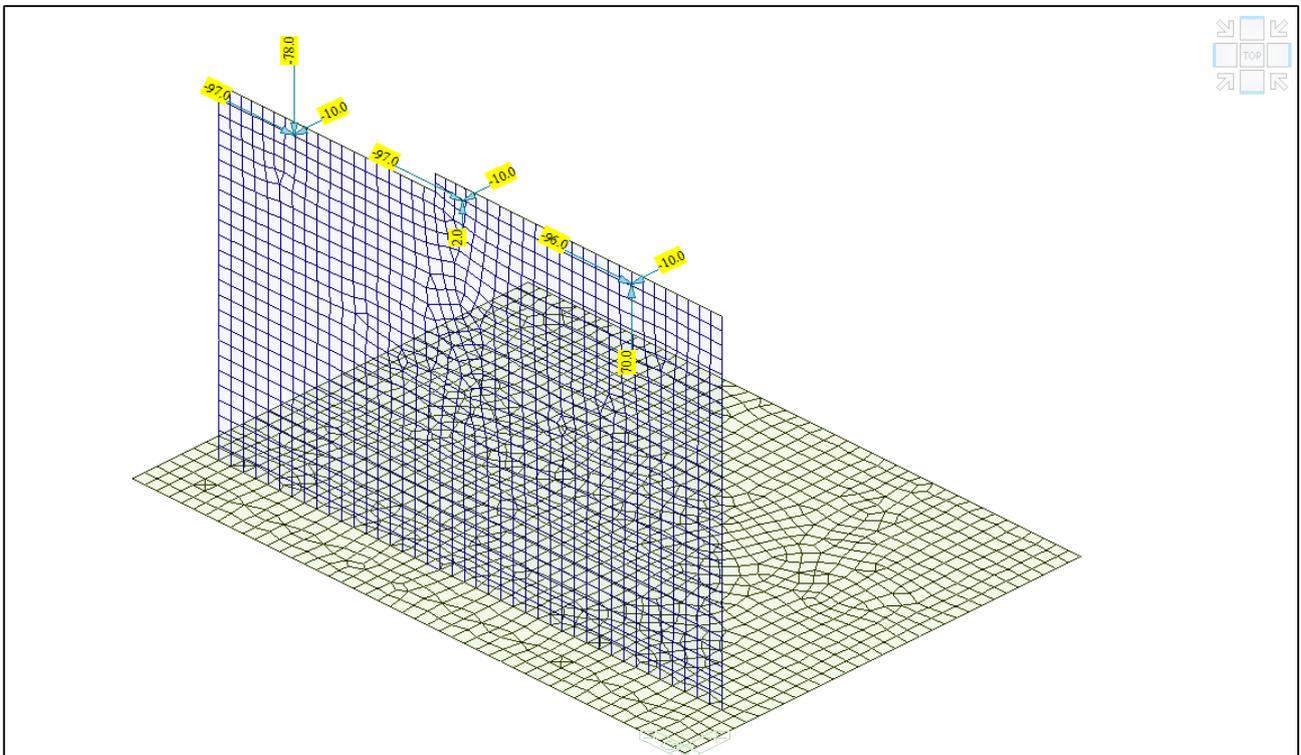
Modello FEM – Condizione di carico Disp2A



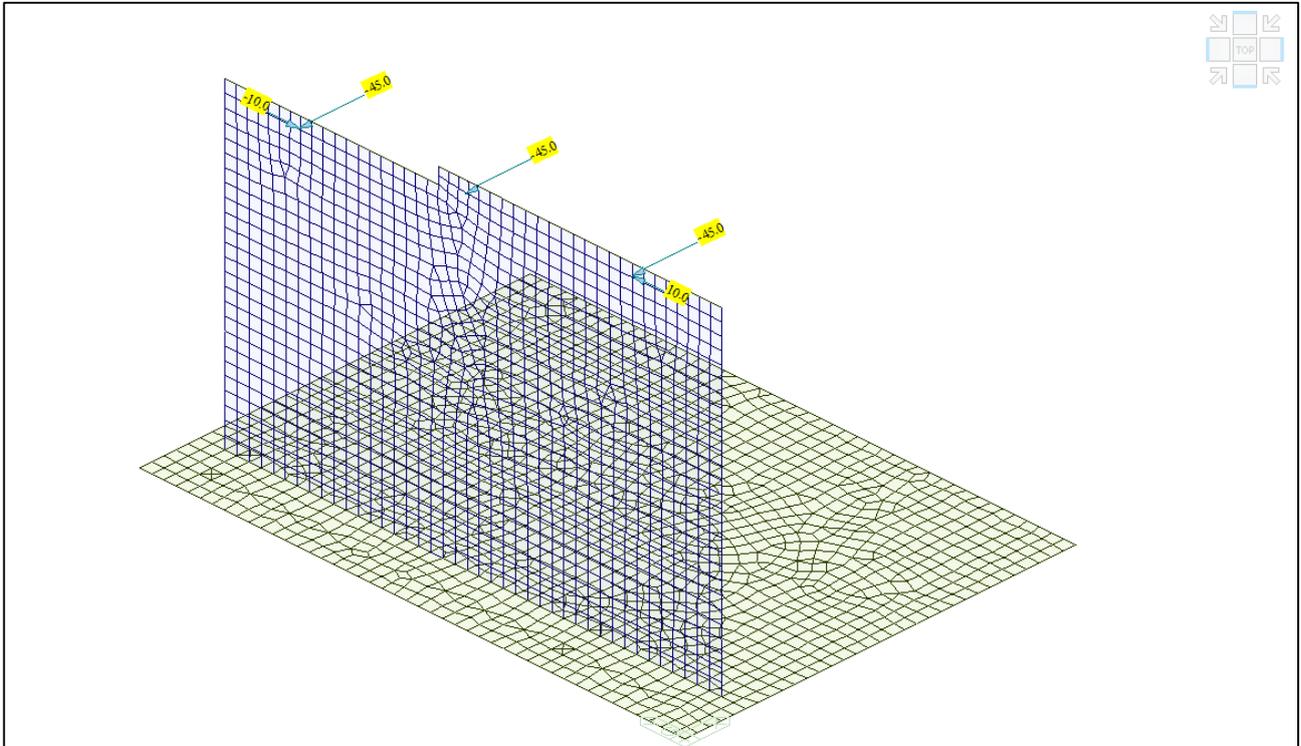
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



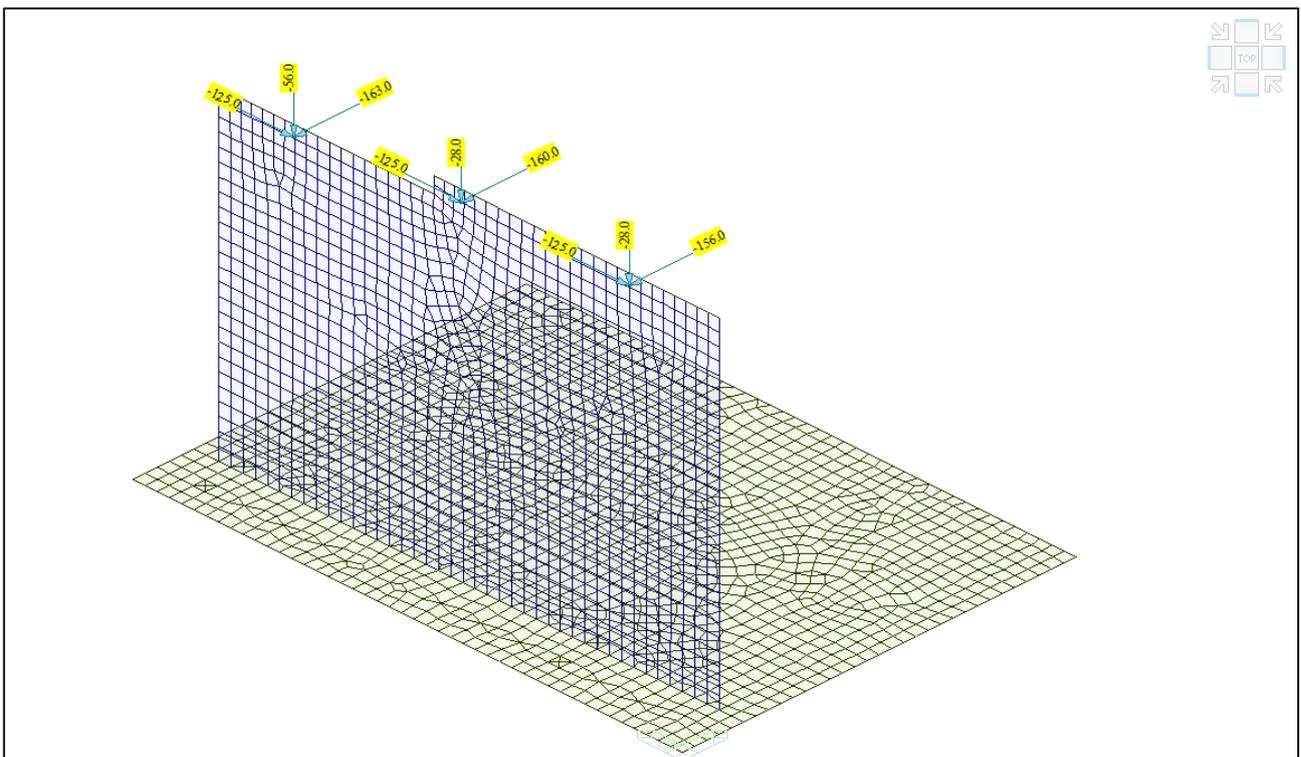
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



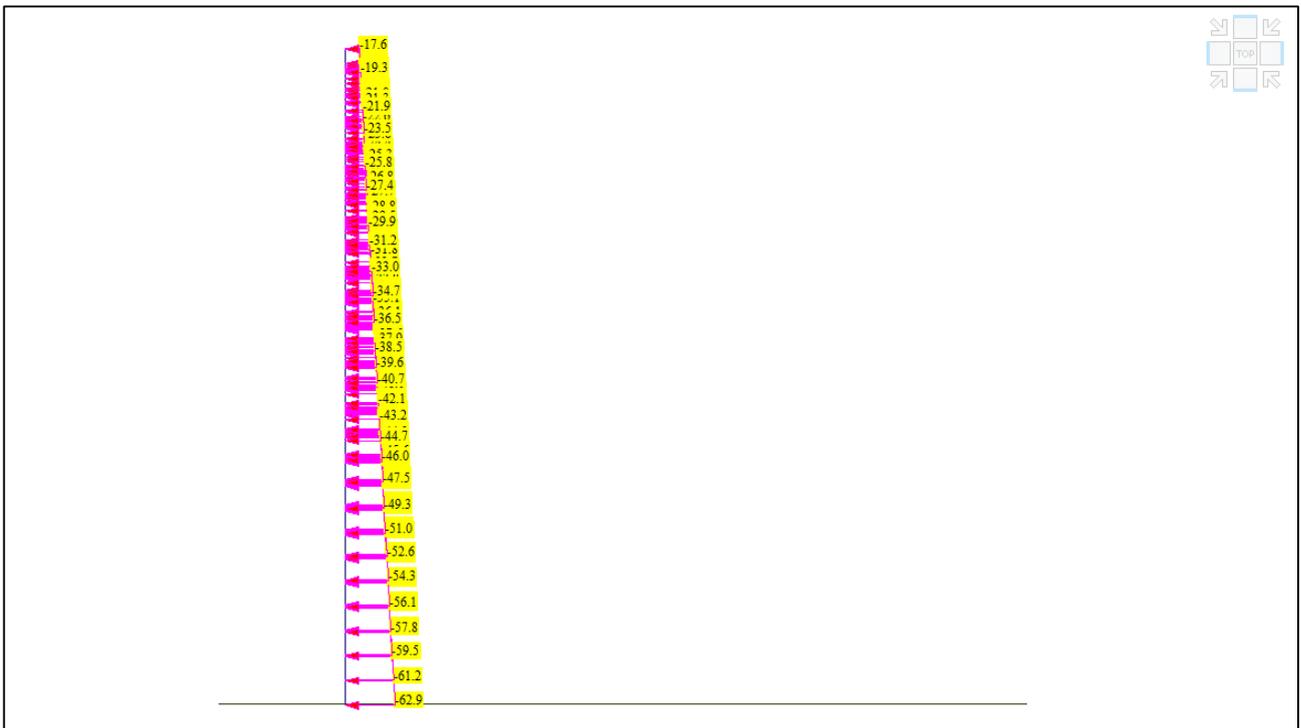
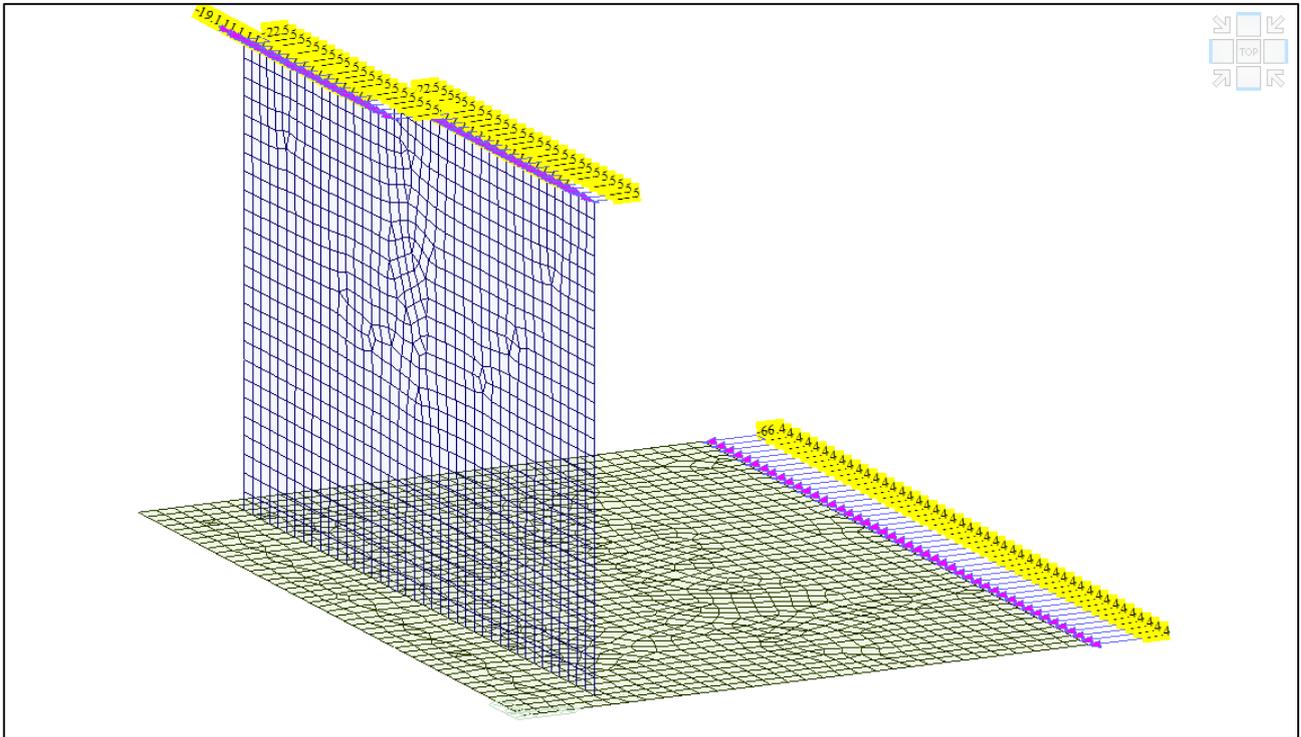
Modello FEM – Condizione di carico Vento



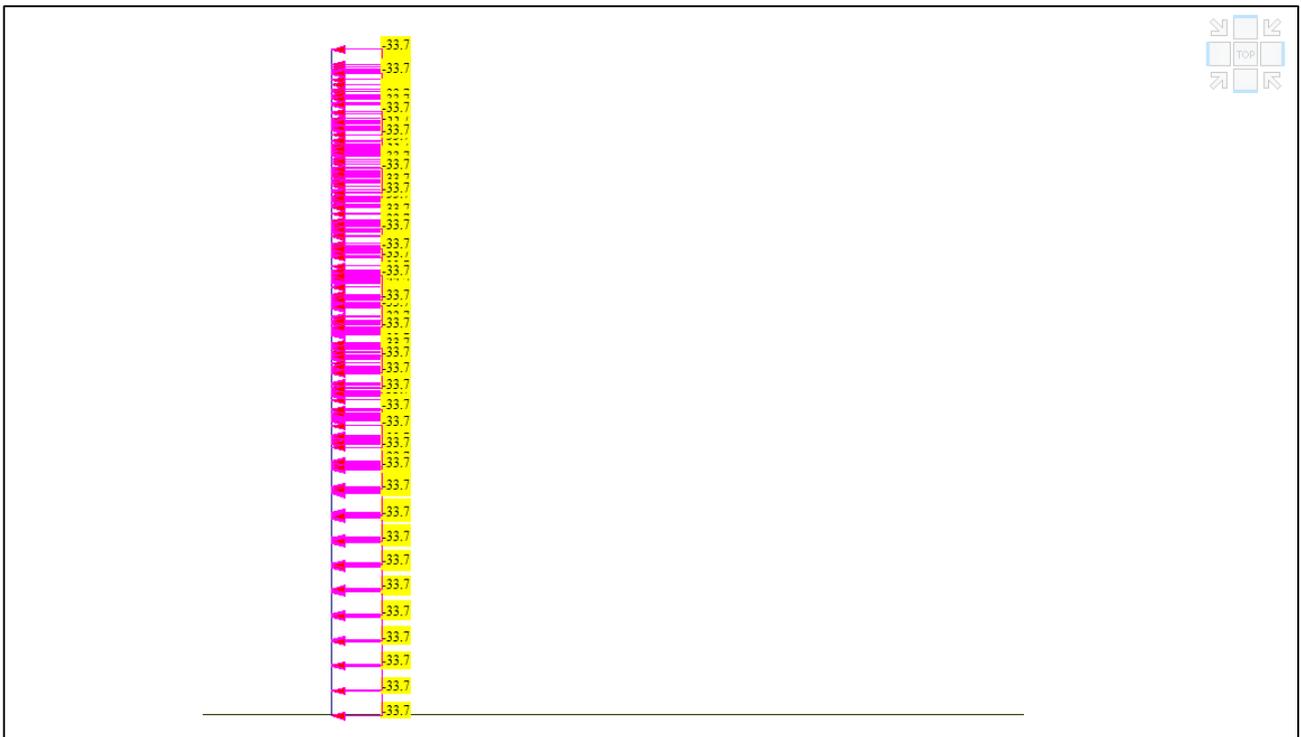
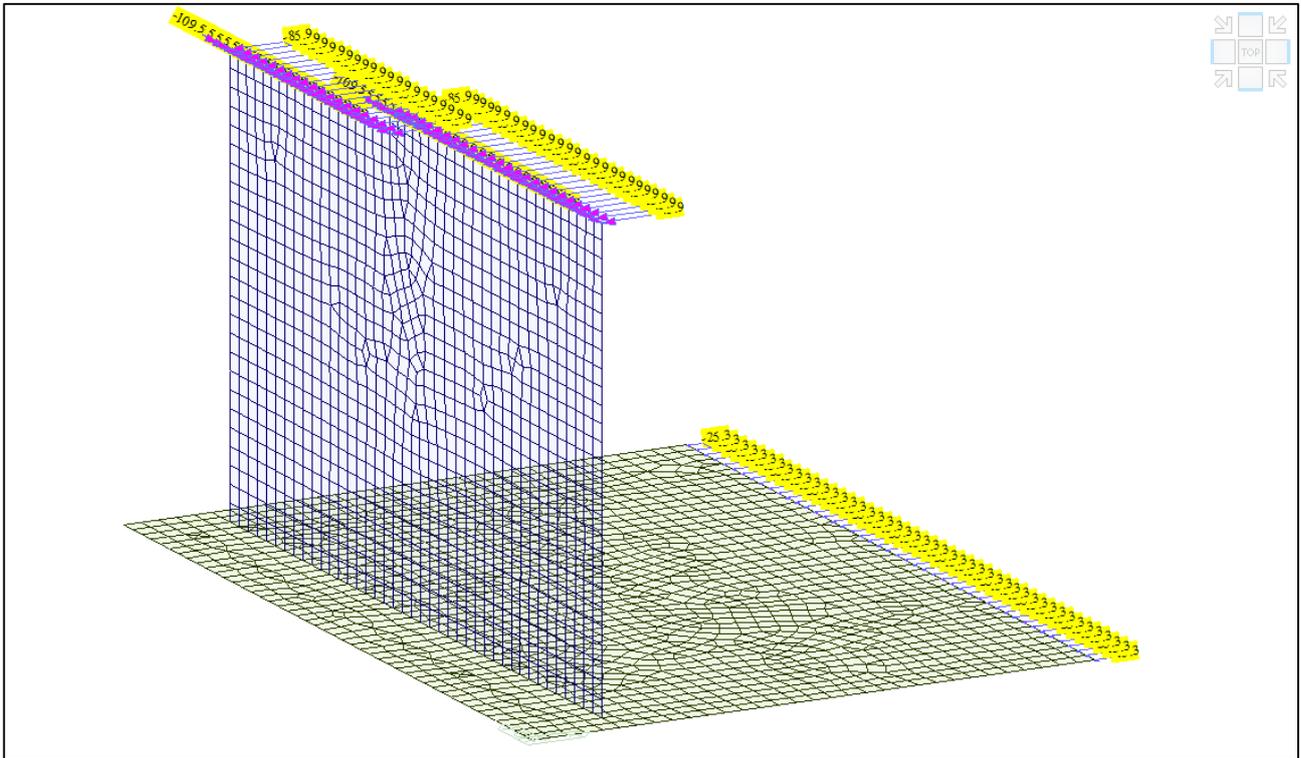
Modello FEM – Condizione di carico Termico



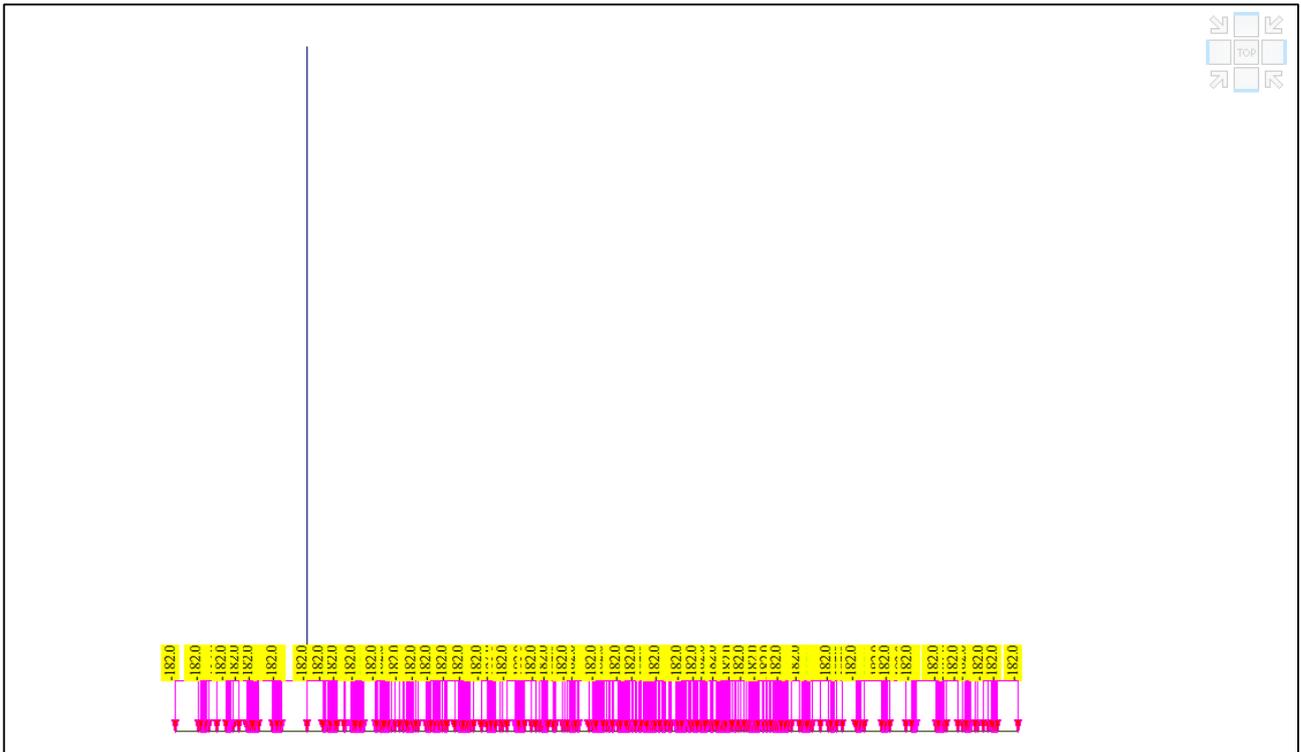
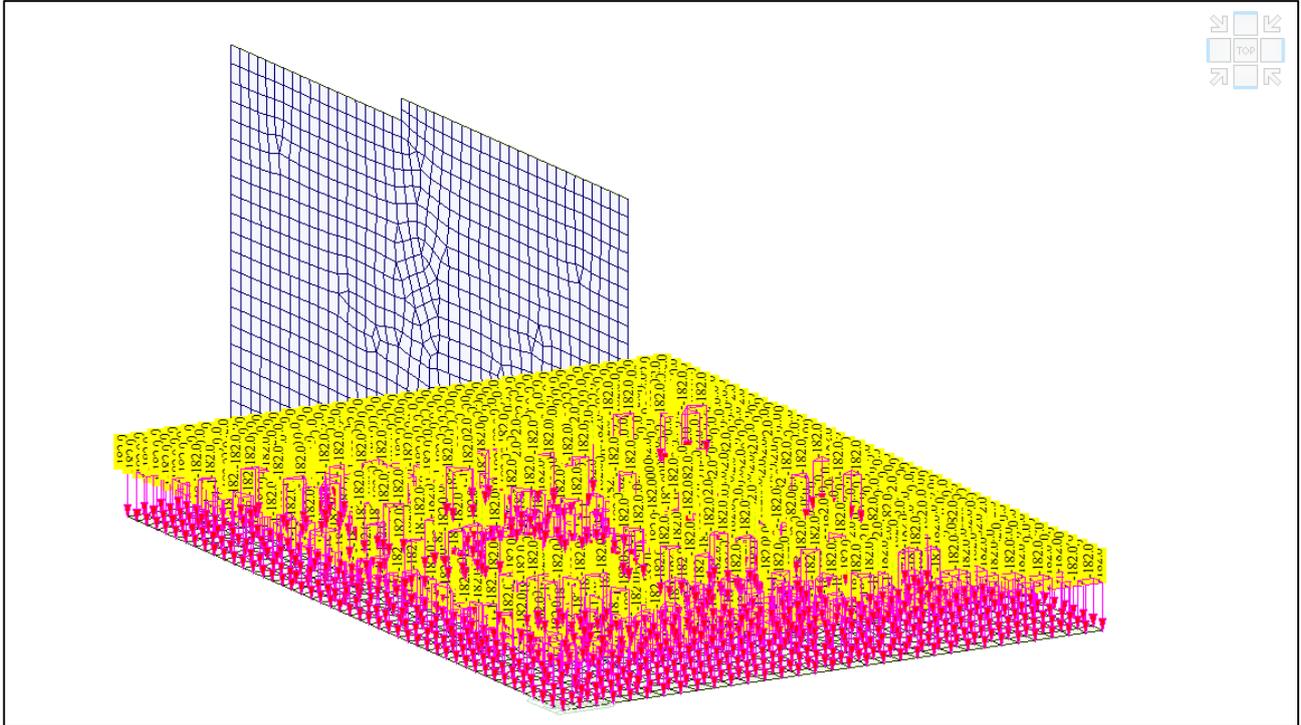
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



Modello FEM – Condizione di carico Spinta del terreno



Modello FEM – Condizione di carico Spinta Wood



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



9.1.4COMBINAZIONI 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

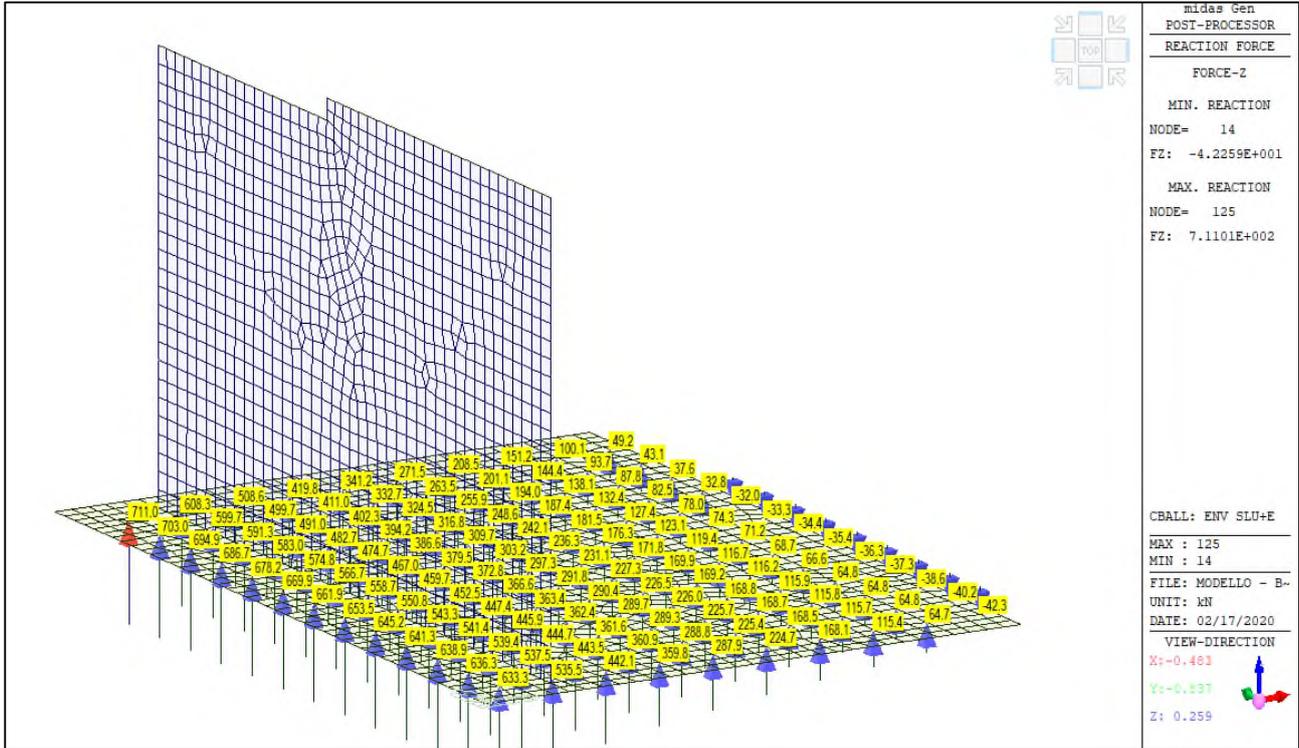
Table with columns: No., Name, Active, Type, Peso proprio spallato(ST), Peso proprio impalcato(ST), Permanente(ST), Ritiro(ST), Disp 1A(ST), Disp 2A(ST), Disp 4D(ST), Disp 2A(l)(ST), Frenamento(ST), Centrifuga(ST), Vento(ST), Termica(ST), Sistema impalcato(ST), Spinta torrenza(ST), Spinta Wood(ST), Spinta sovraccarico(ST), Ricoprimento(ST)



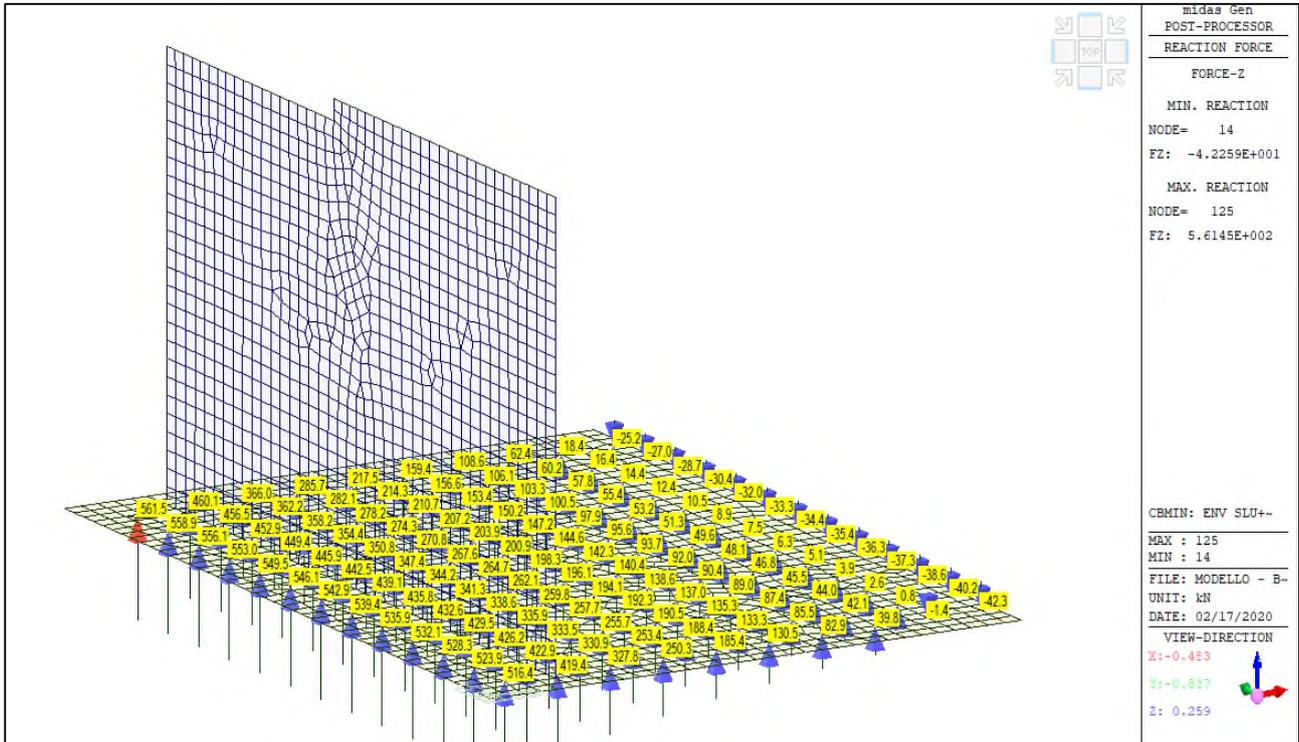
9.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

9.2.1 REAZIONI VINCOLARI

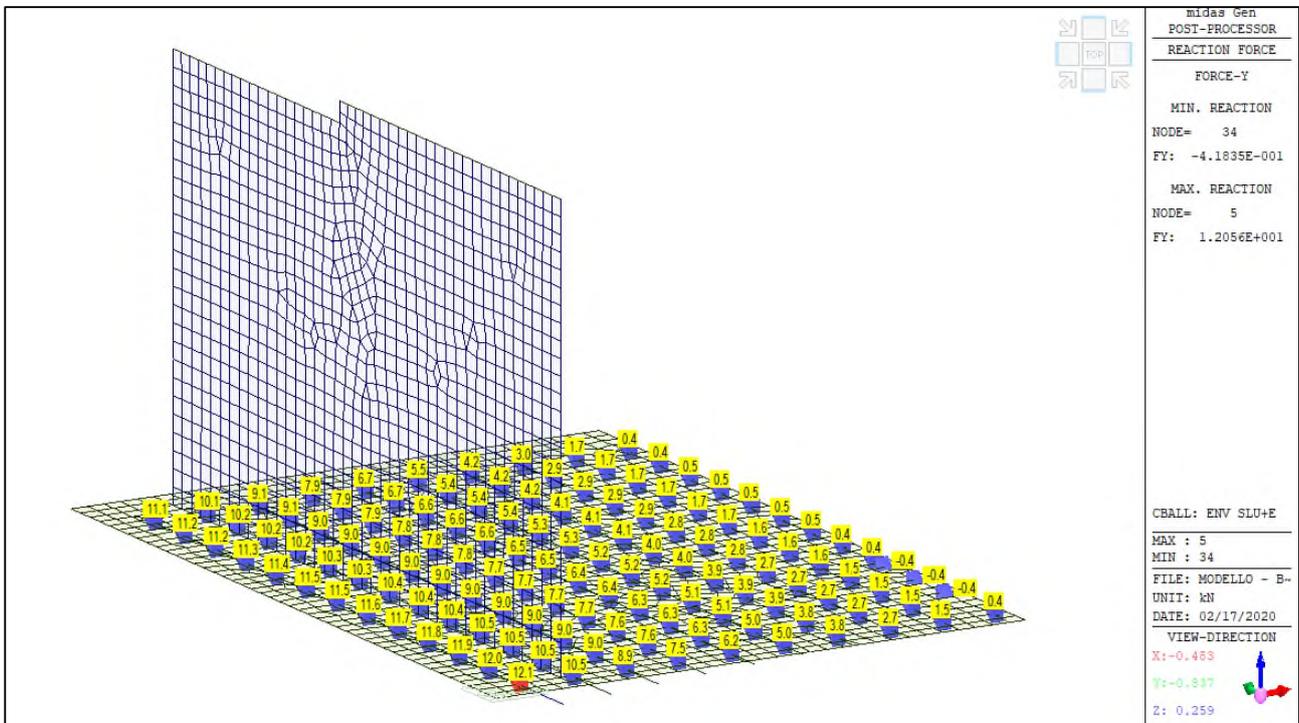
Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano agli stati limite SLU+E necessarie per la verifica dei micropali



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



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



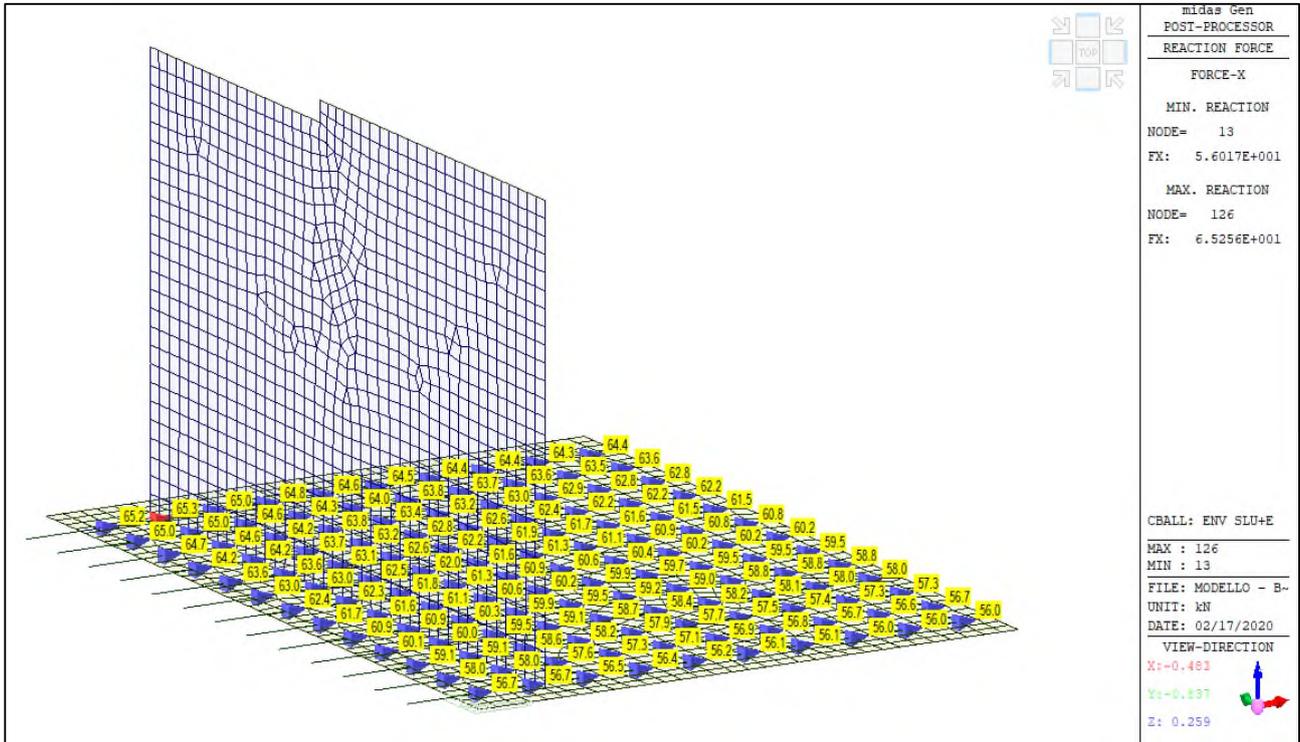
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fy) massime



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori

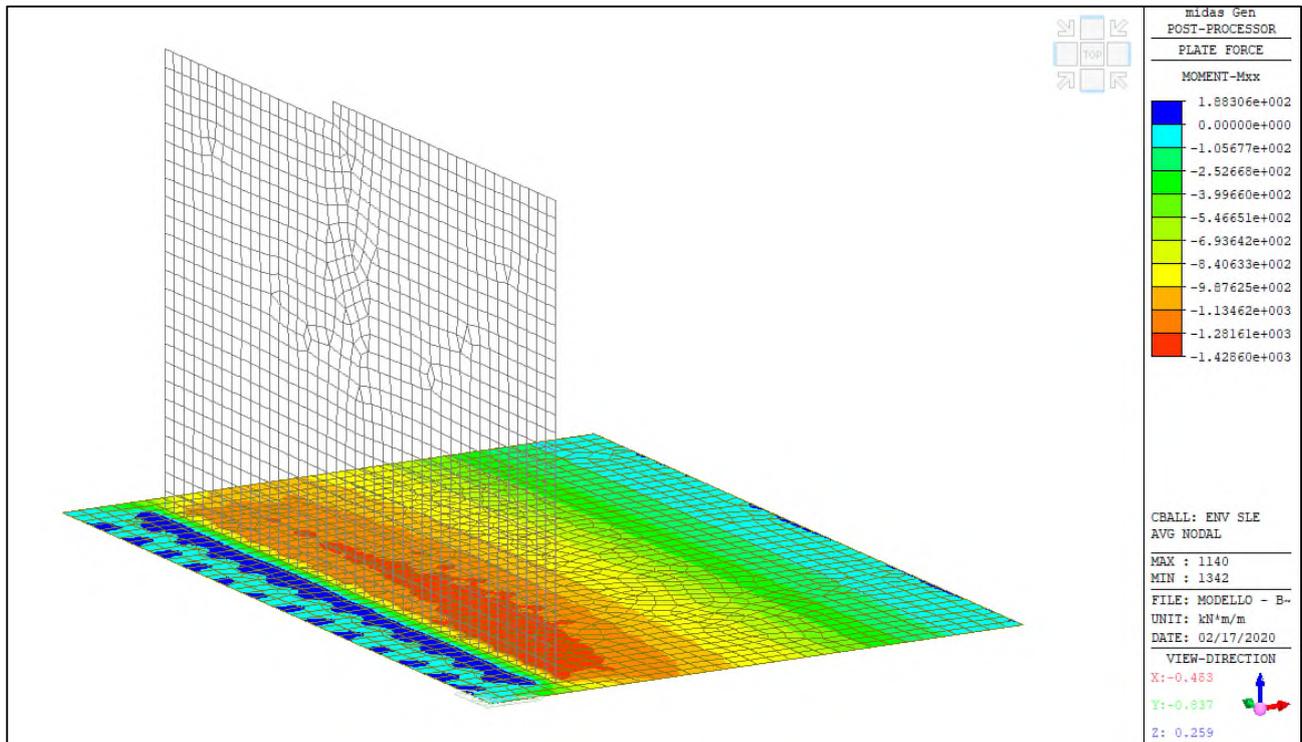


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

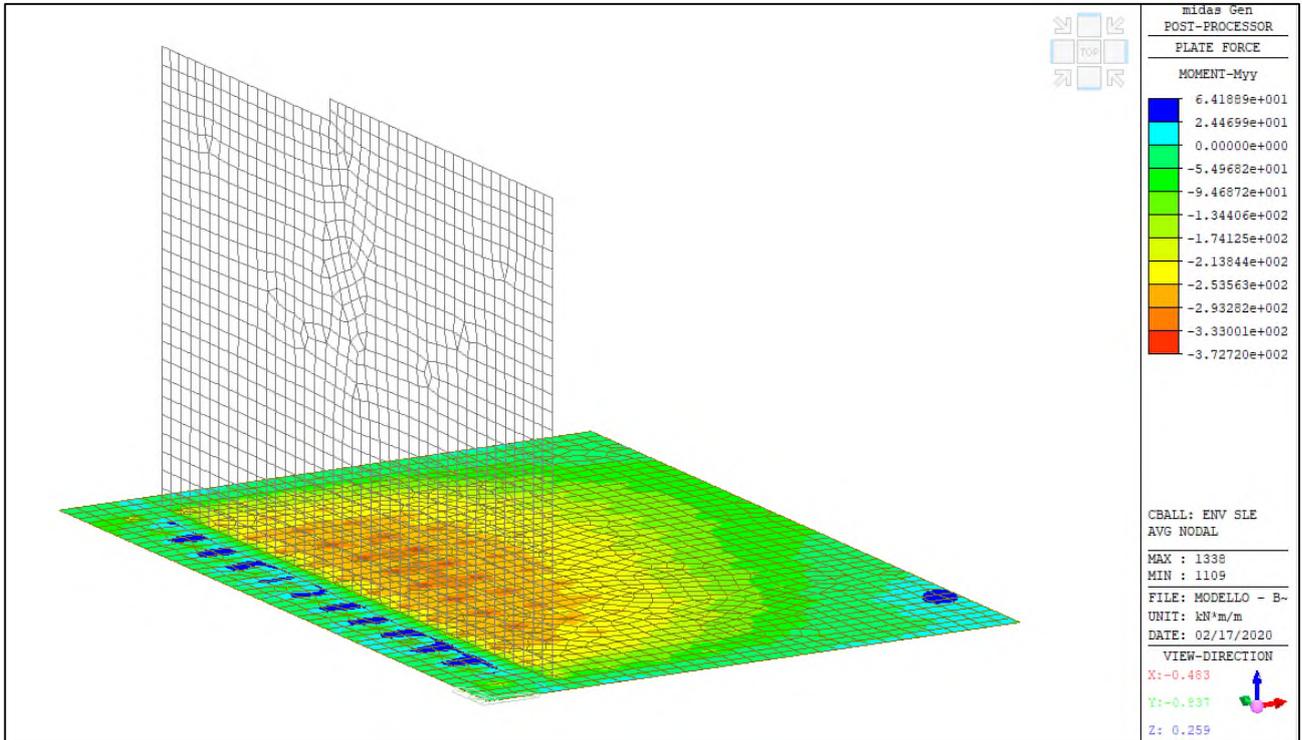


9.2.2DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

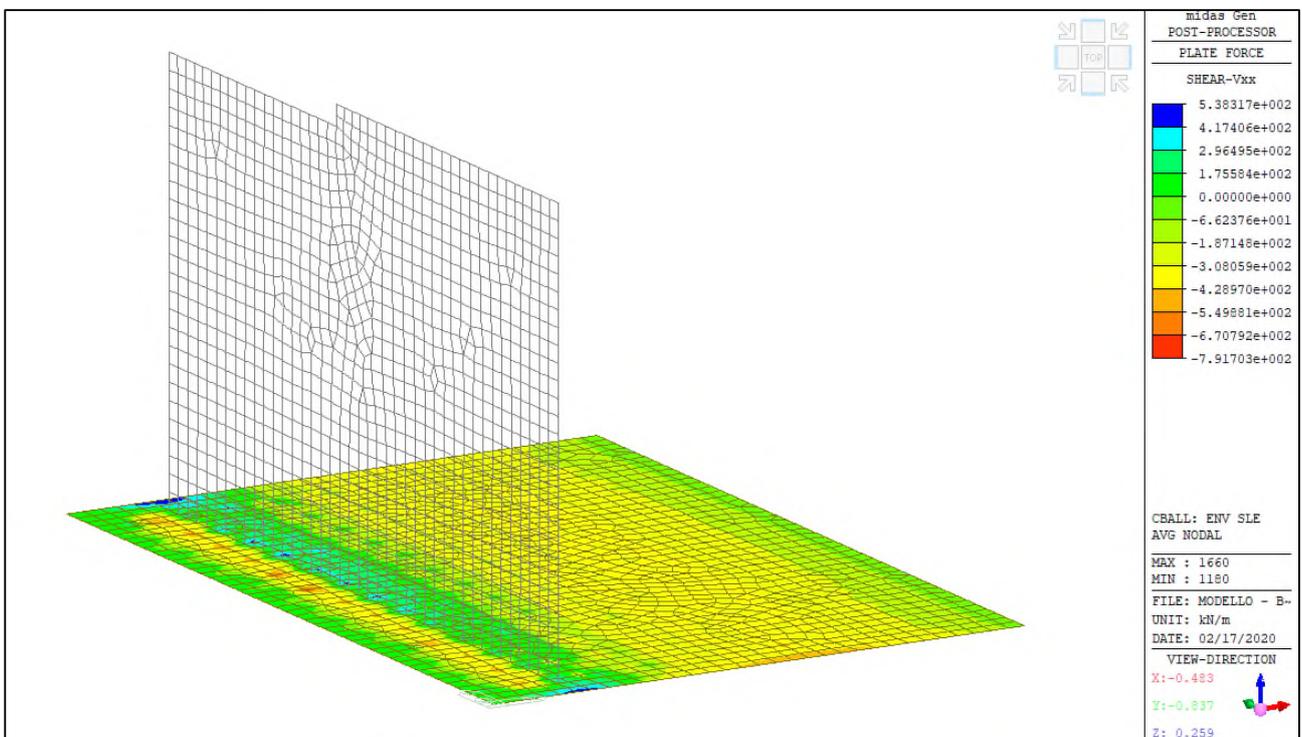
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite di esercizio (ENV-SLE RARA).



ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



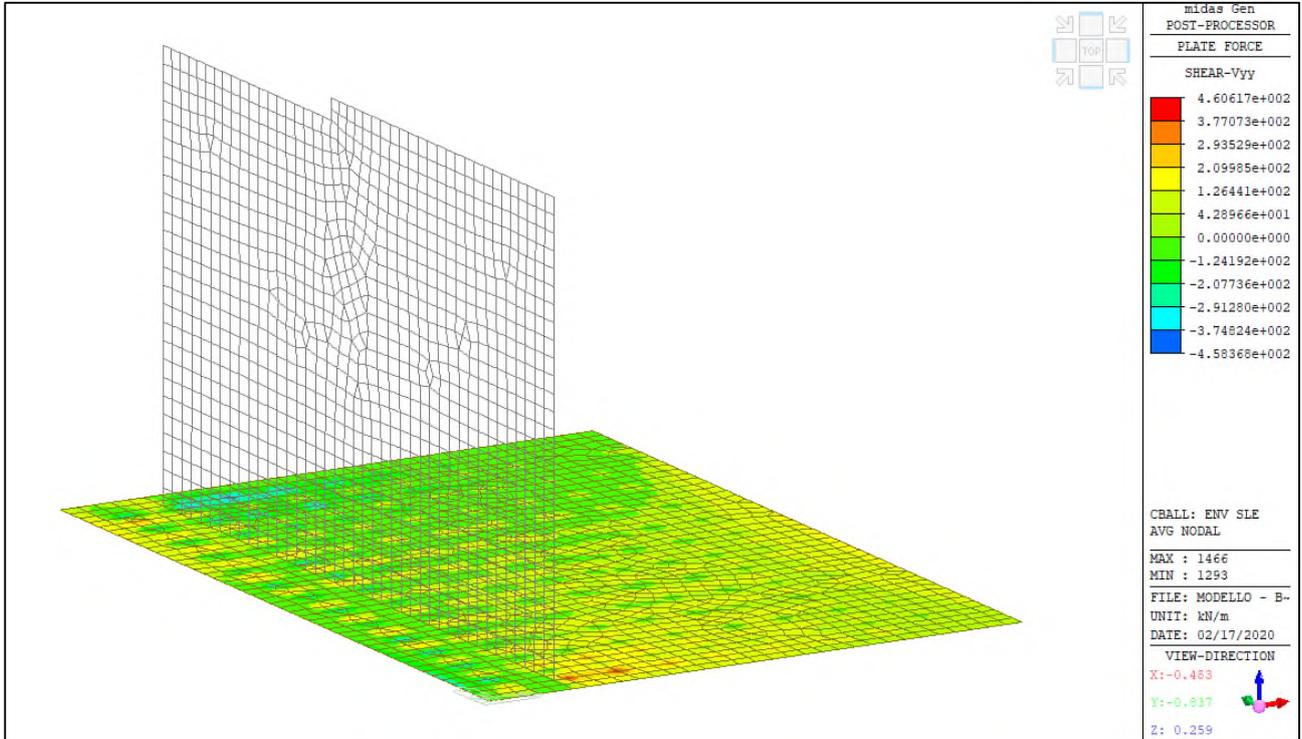
ENV-SLE RARA– Vxx (kN/m) – Platea



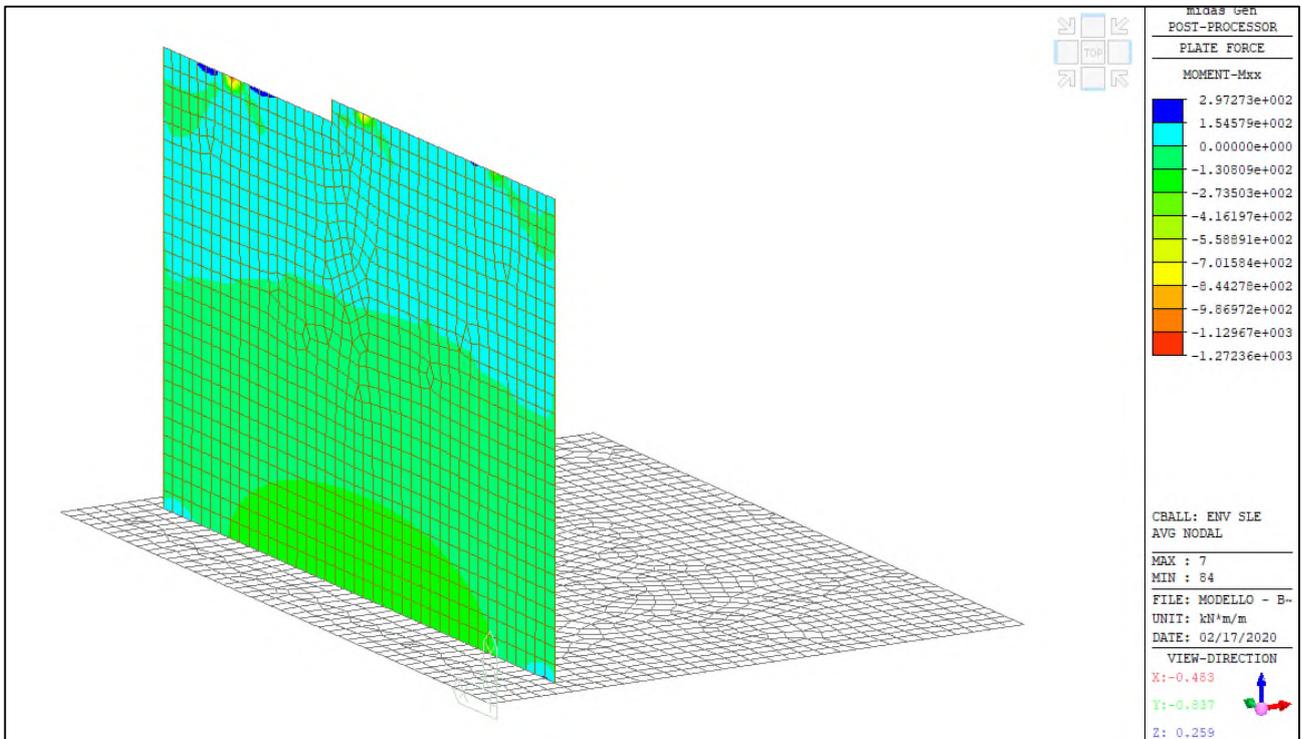
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

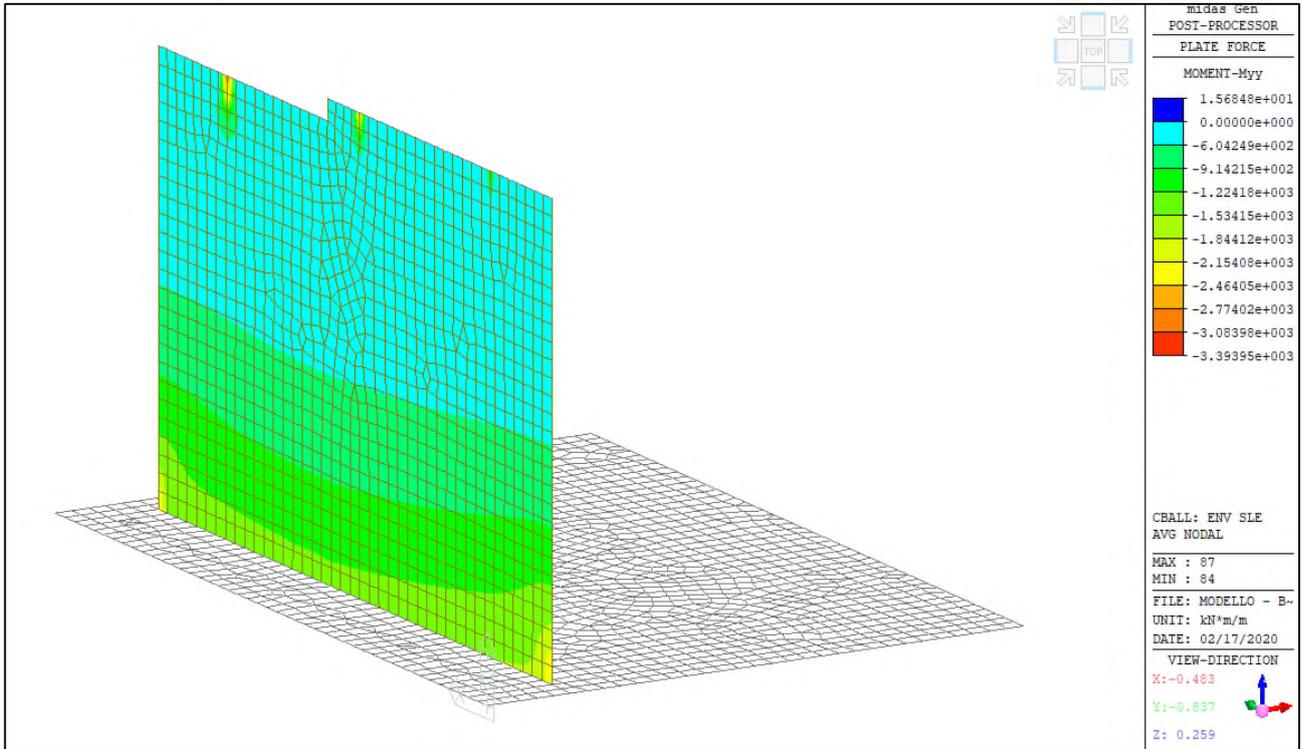
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



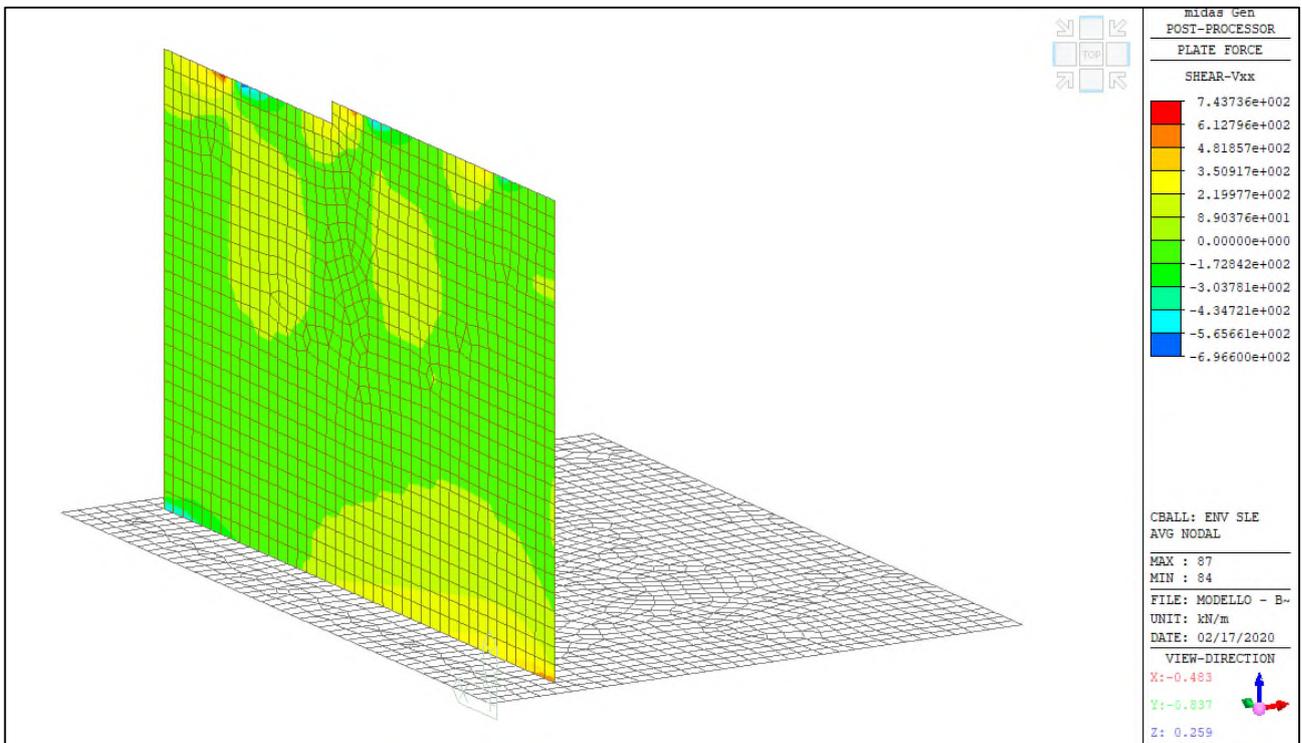
ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Platea



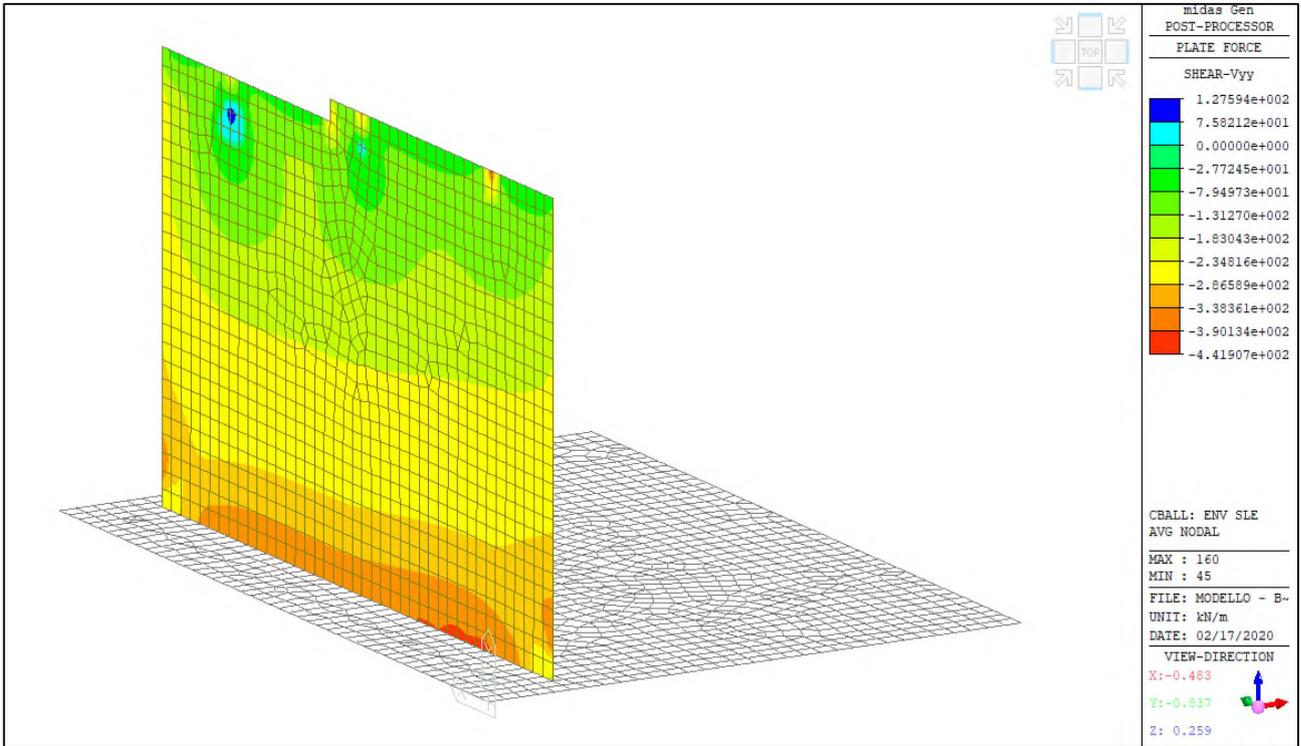
ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



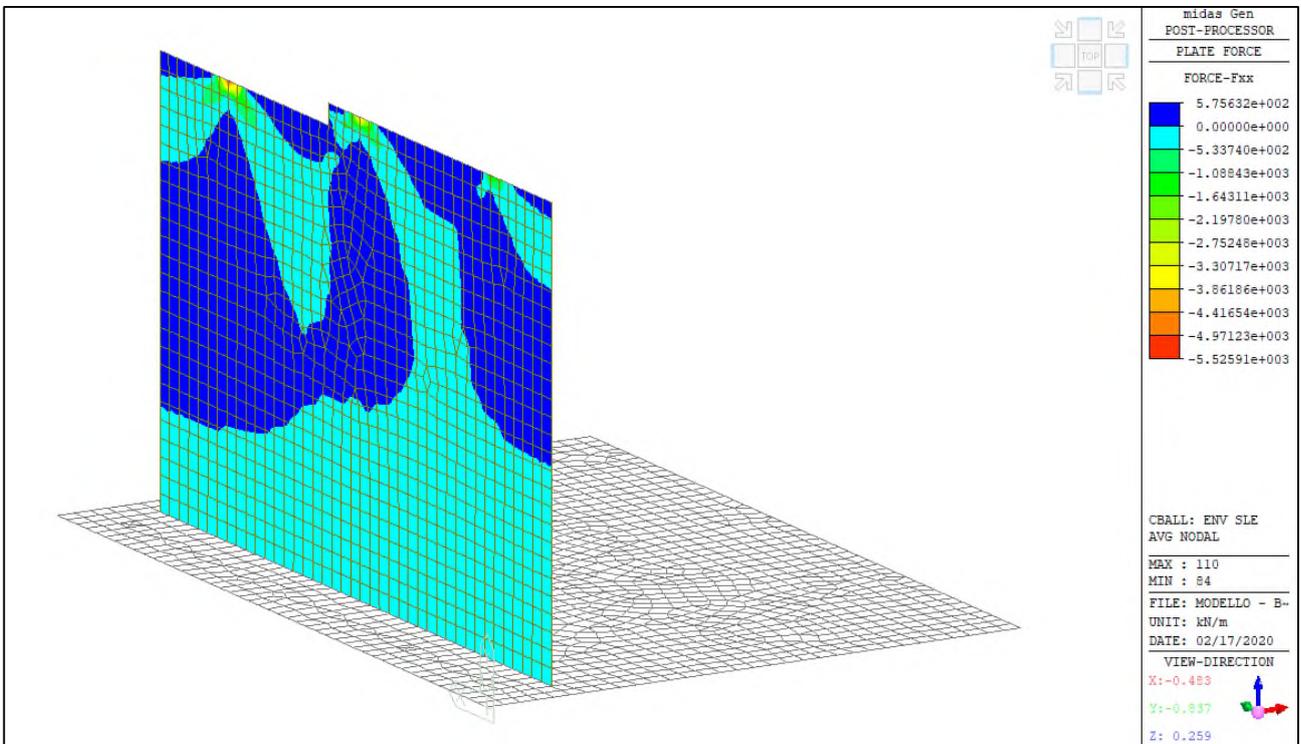
ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Spalla



ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLE RARA– Vyy (kN/m) – Spalla



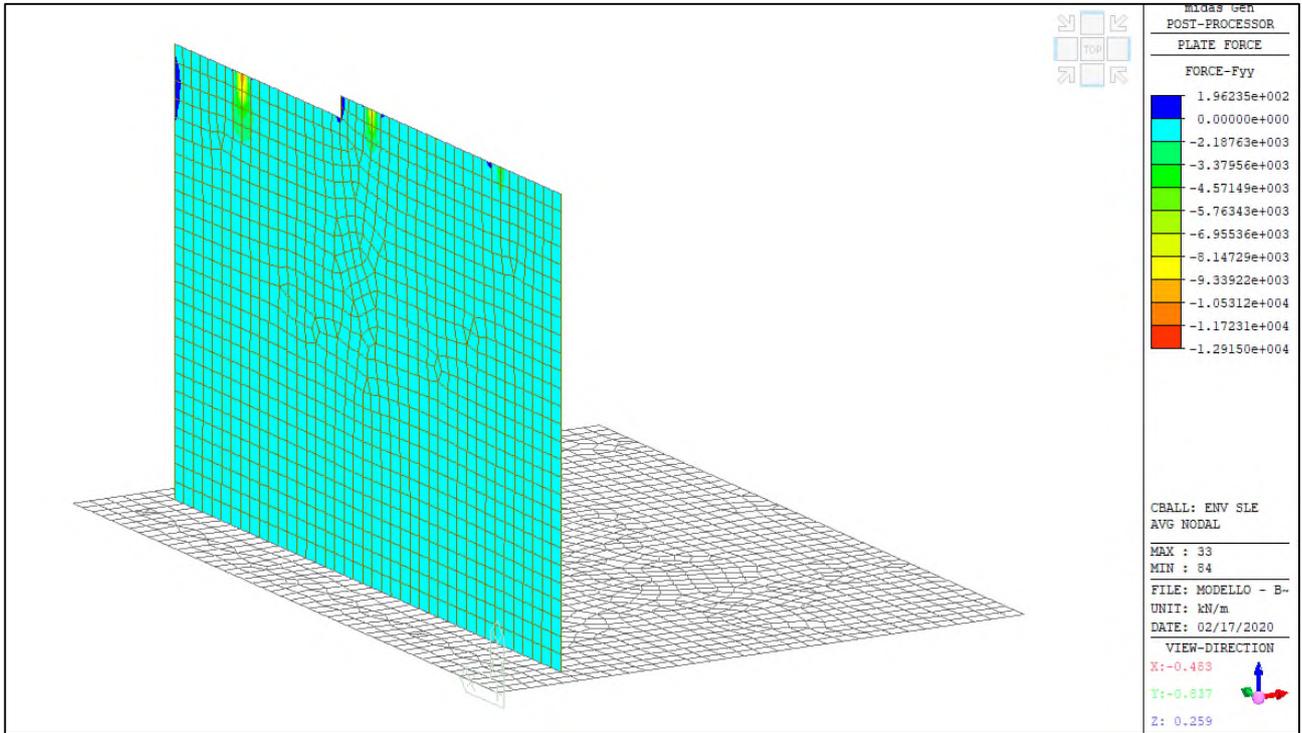
ENV-SLE RARA– Fxx (kN/m) – Spalla



Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

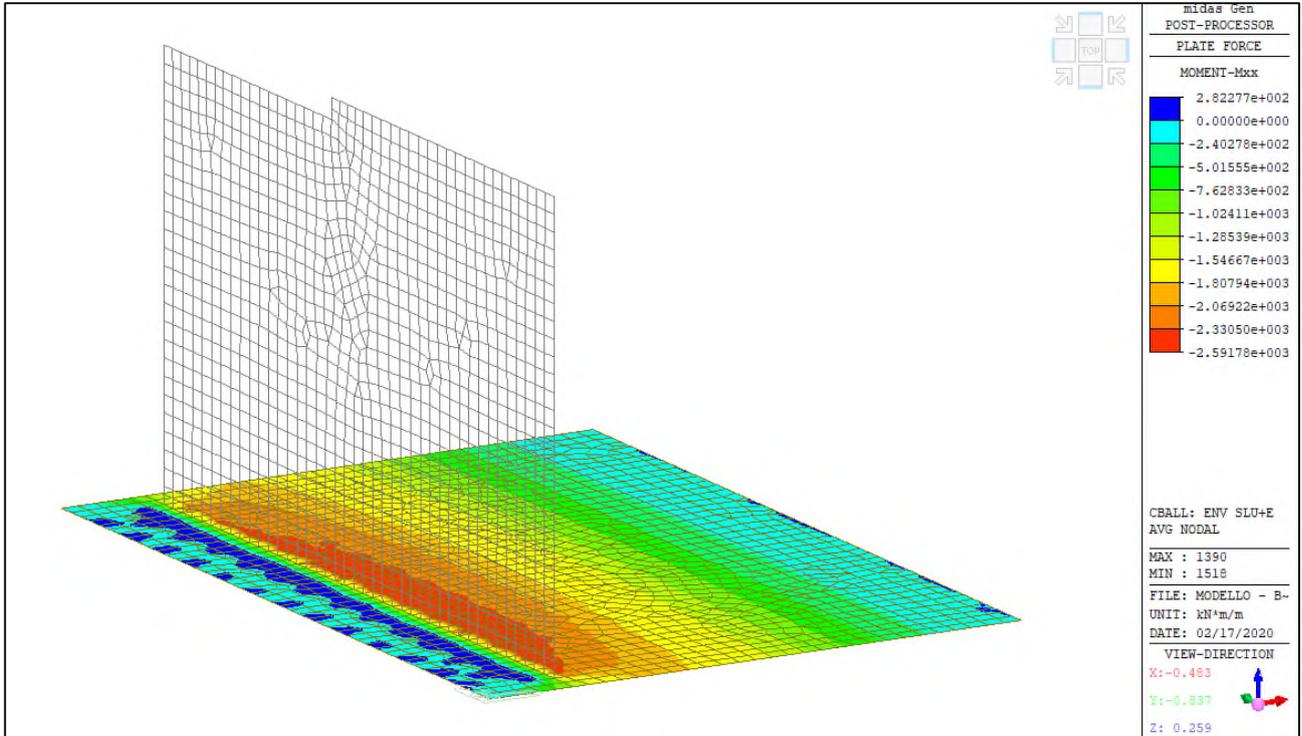
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



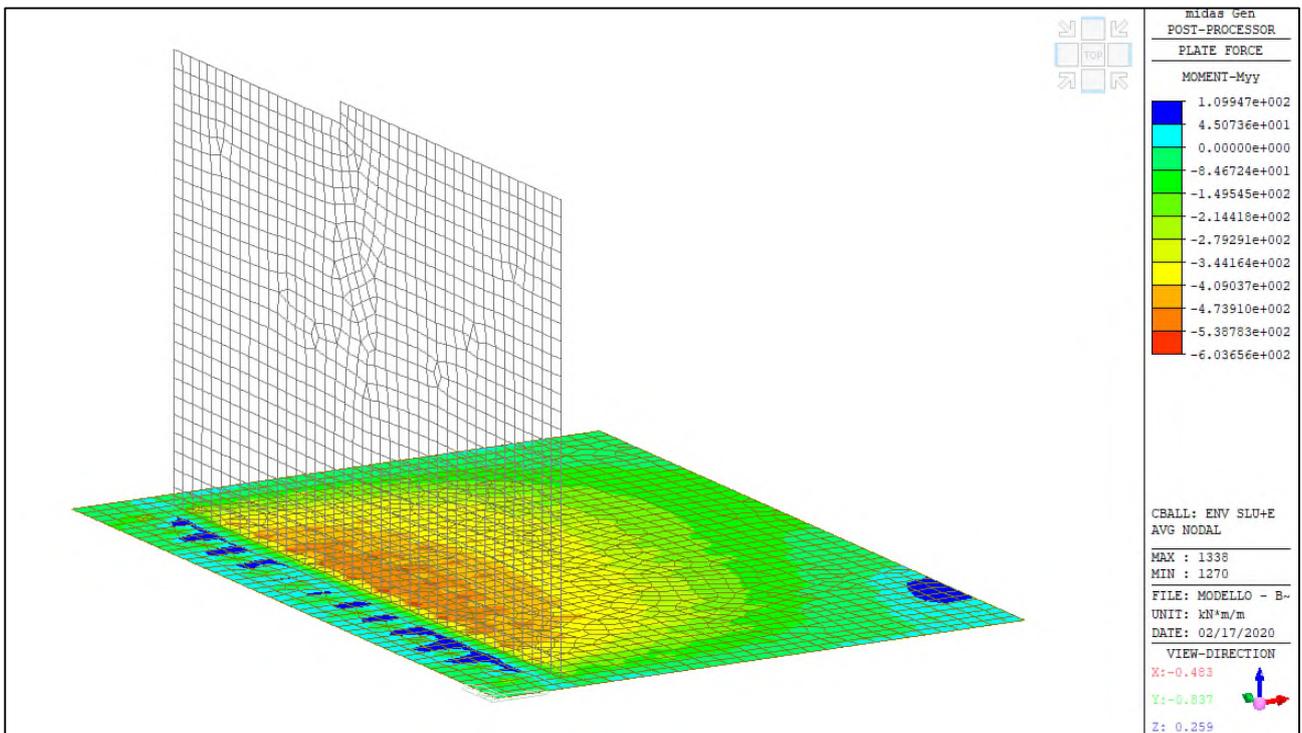
ENV-SLE RARA– Fyy (kN/m) – Spalla



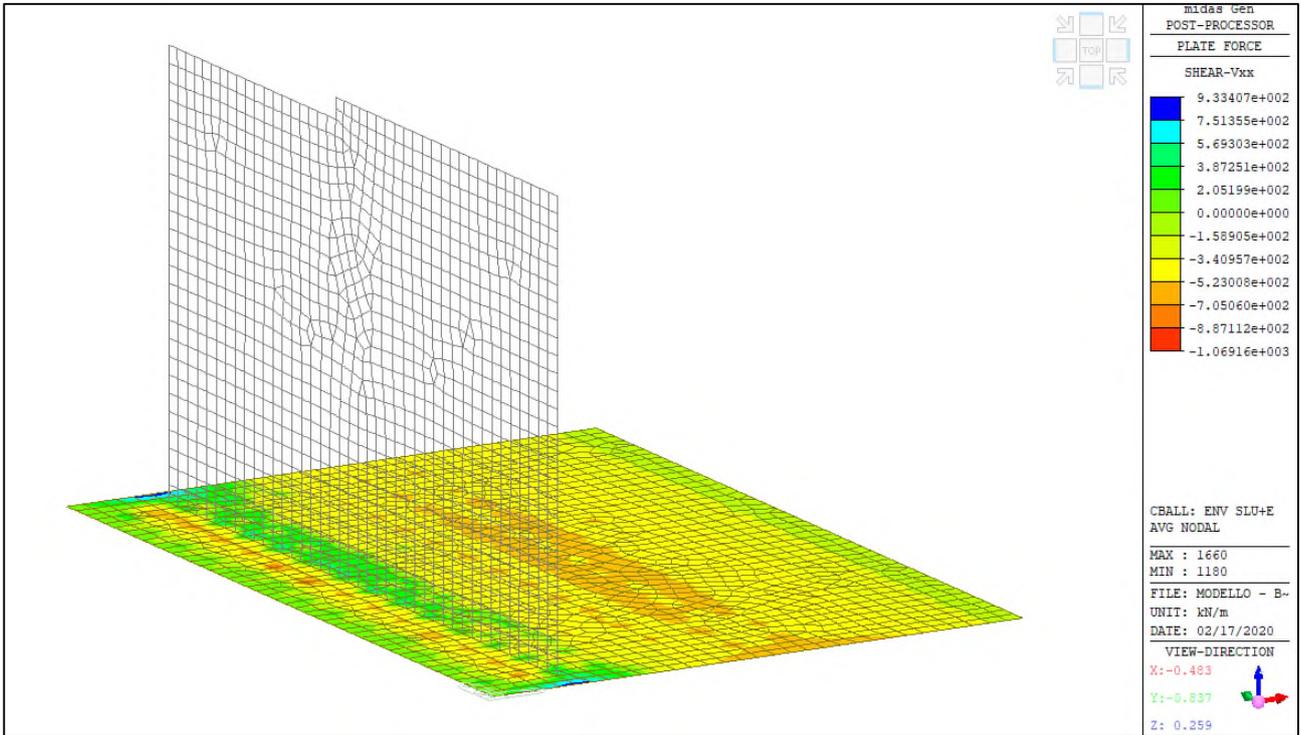
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



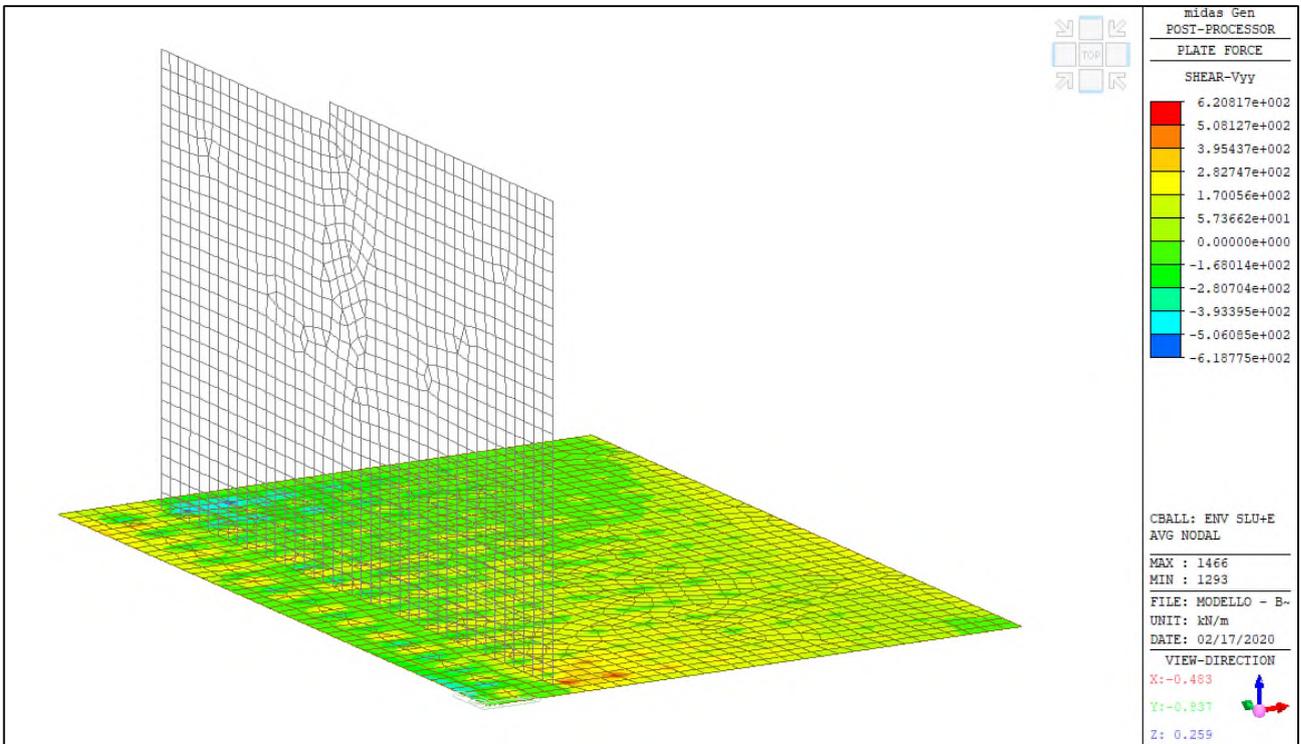
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



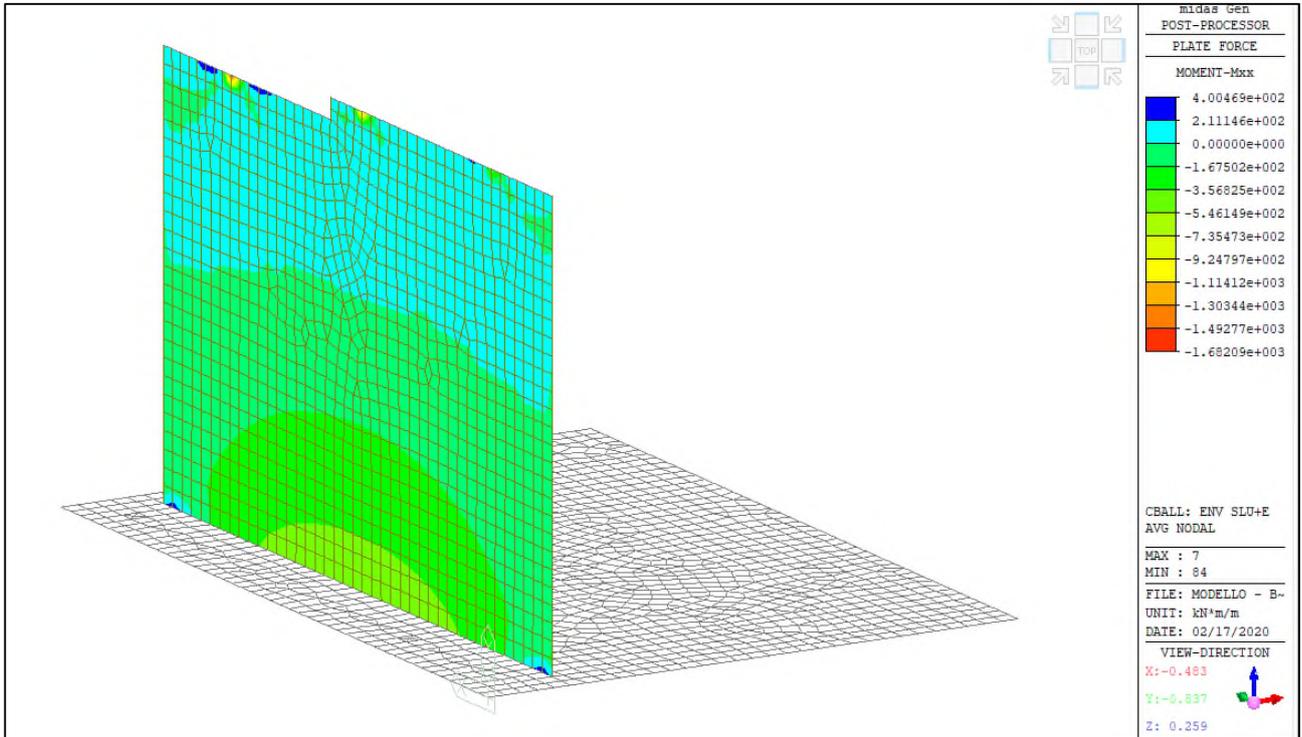
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



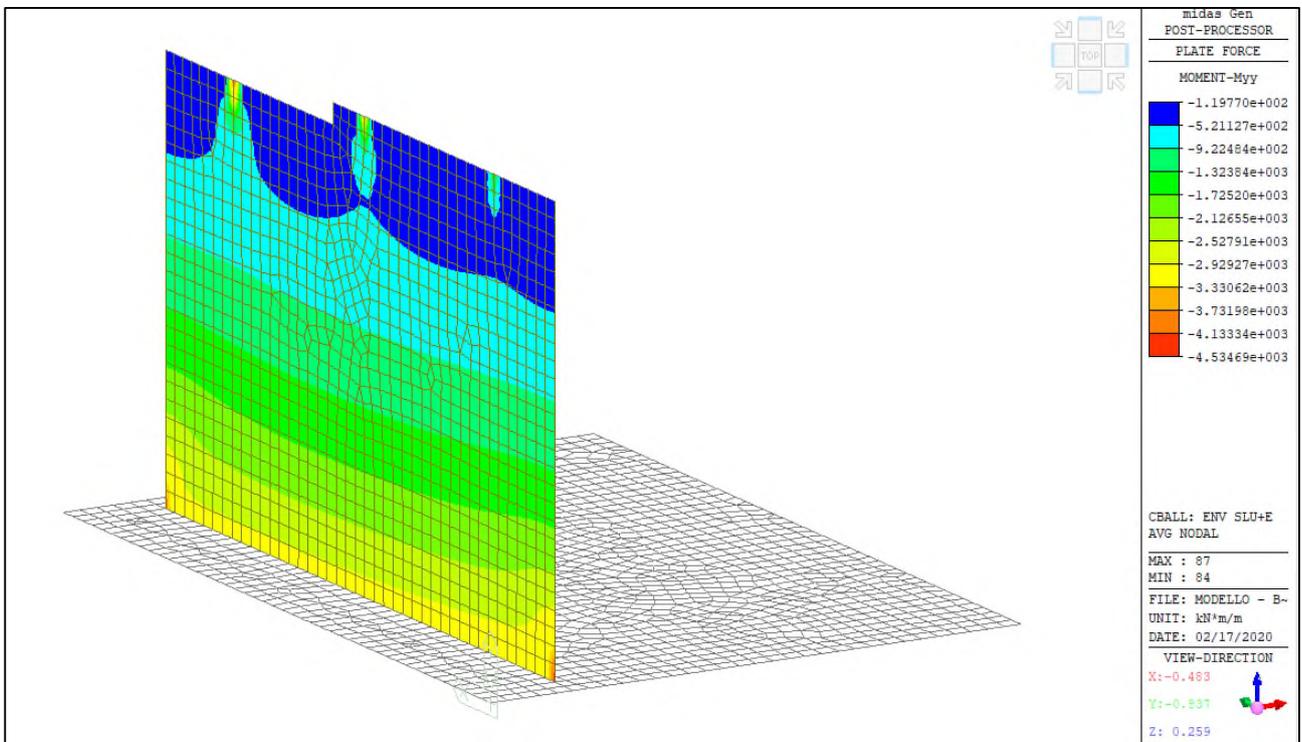
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

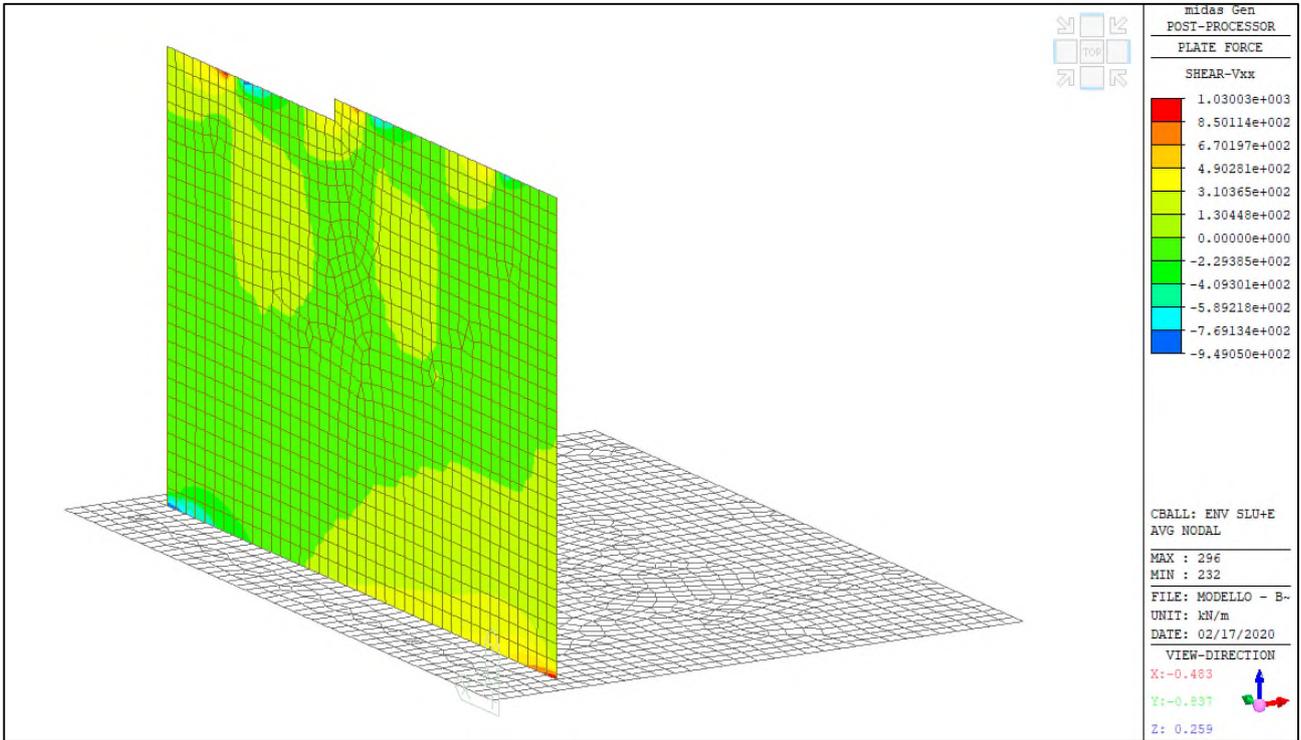
Rio Tana – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture, fondazioni e muri andatori



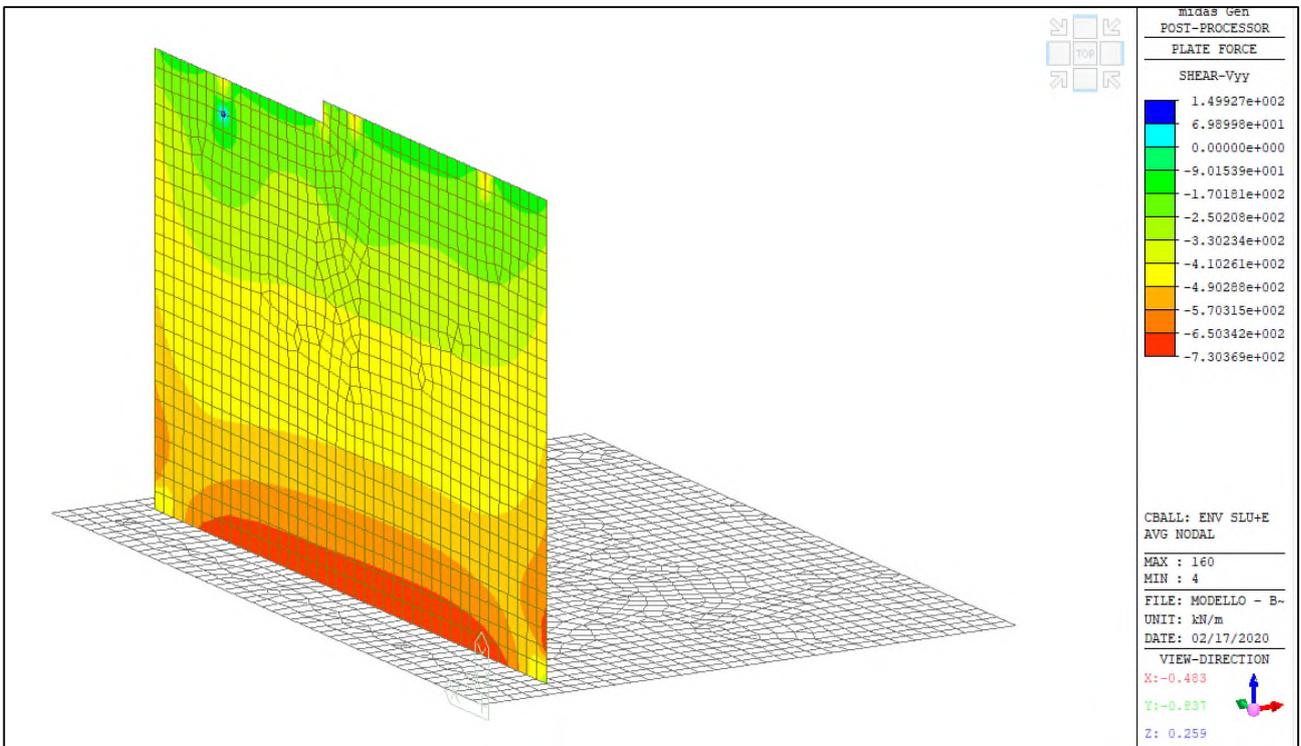
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



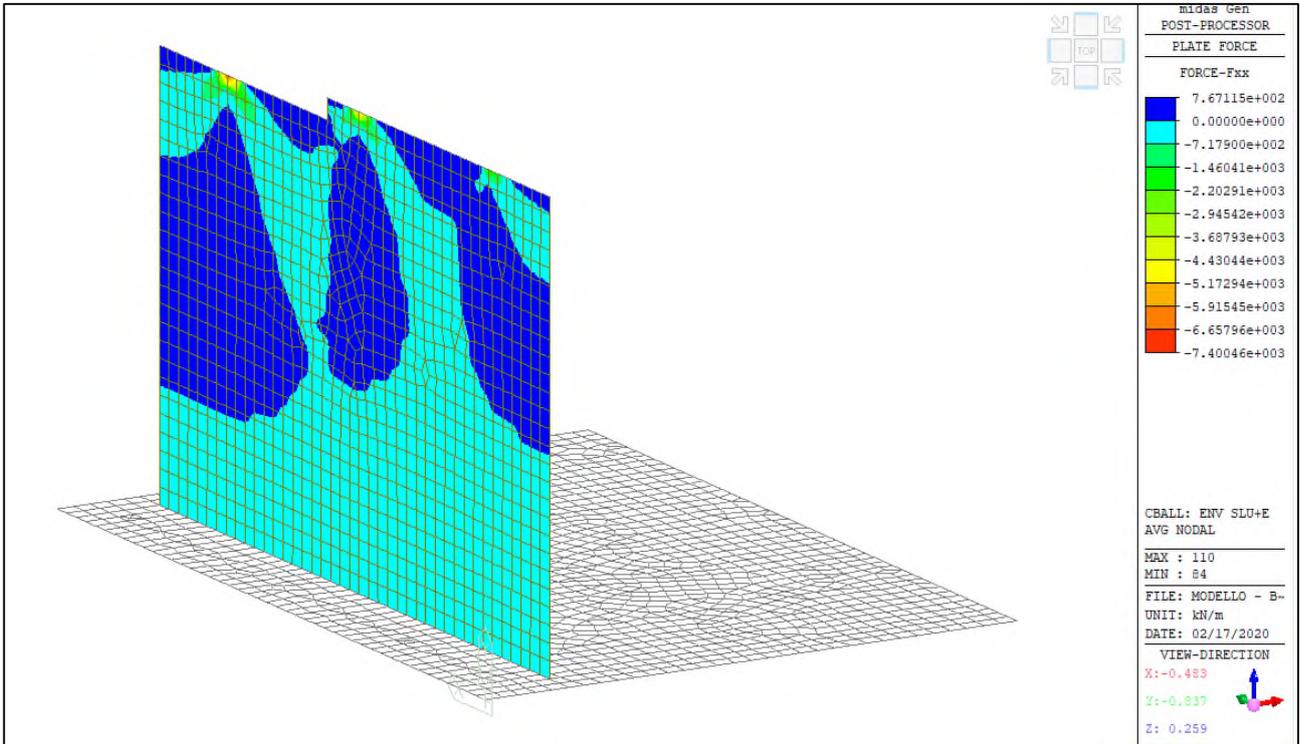
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



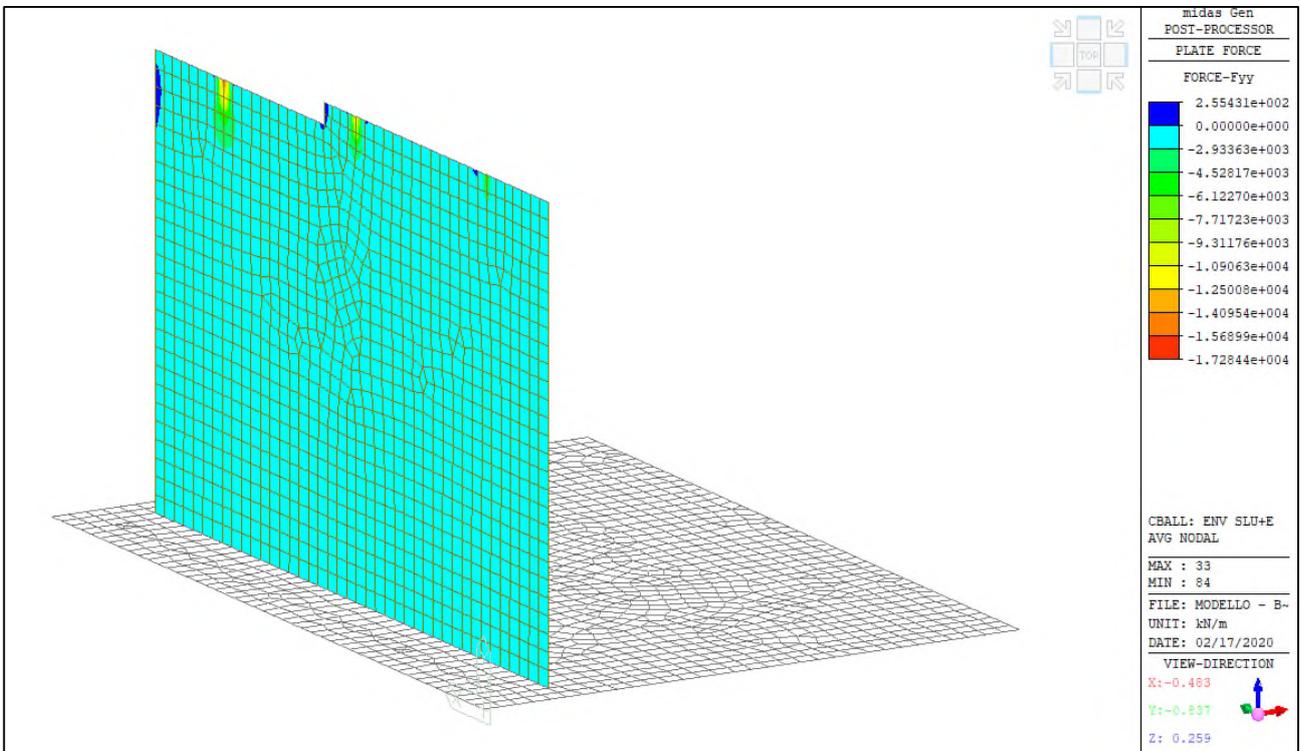
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



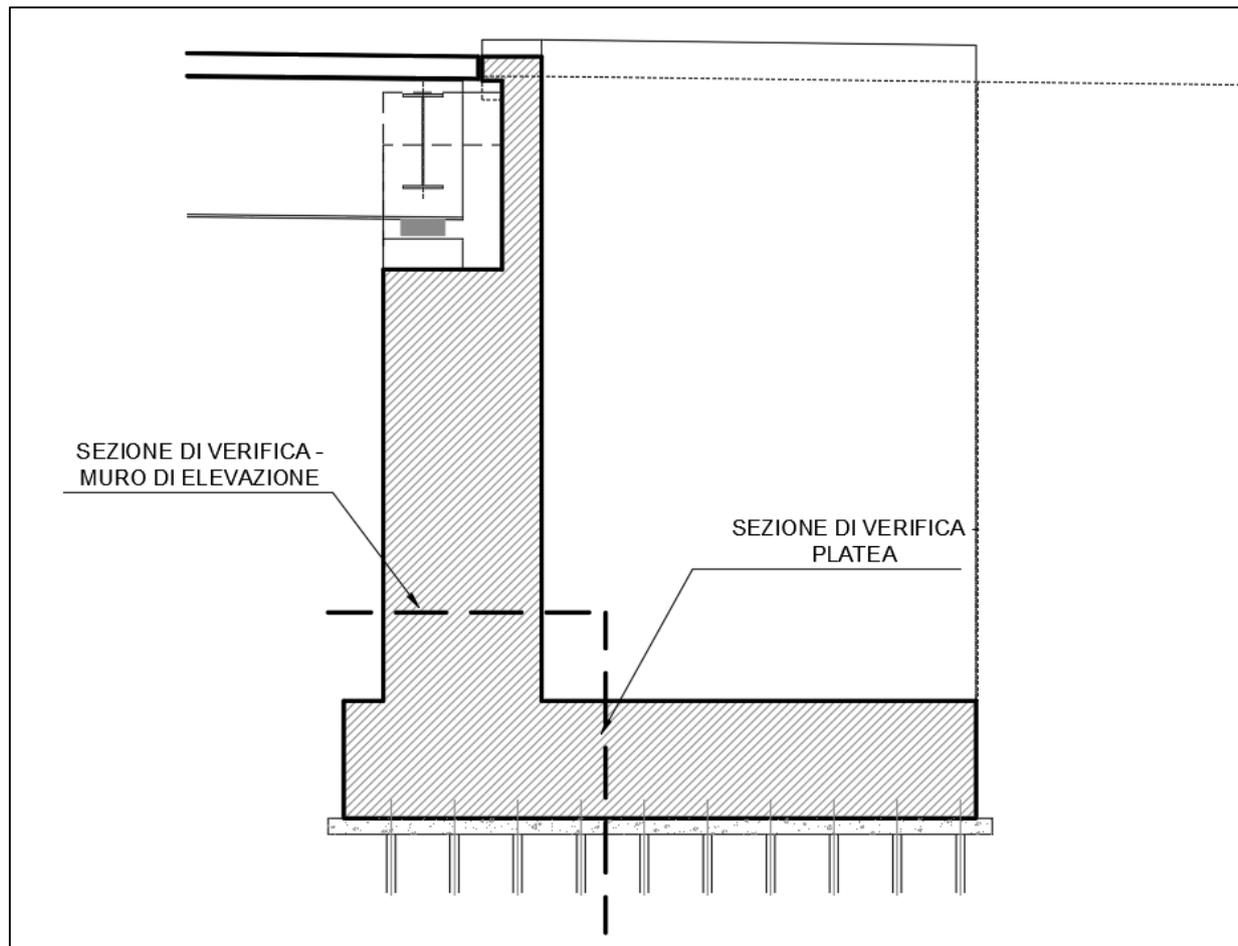
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Fyy (kN/m) – Spalla

9.3 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A

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



Identificazione sezioni di verifica

Cautelativamente, le verifiche sono state condotte solamente nelle sezioni dove si manifestano le massime sollecitazioni per una fascia di 1.00 m. 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	1354.7	350	1400.5	371.3	1428.6	372.7	2591.8	603.7
ELEVAZIONE	951.6	1997.4	1026.8	2536.8	1272.4	3394	1682.1	4534.7



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

- $\Phi 30/20$ inferiori in direzione x
- $\Phi 32/10$ 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 $5.0+3.0+1.5 = 9.5\text{cm}$

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	30	9.5	35.34	
10	32	140.4	80.42	
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 2591.80 [kNm]	MEk 1428.6 [kNm]	MEk 1400.5 [kNm]	MEk 1354.7 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 1069.20 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 4155.3 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]	Mcr 1027.7 [kNm]
FS 1.60	yn -30.80 [cm]	yn -30.80 [cm]	yn -30.80 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -4.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.2 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.1 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -50.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -49.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -48.0 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 140.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 137.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 133.2 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.46 [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.44 [%]
		$S_{r,max}$ 43.4 [cm]	$S_{r,max}$ 43.4 [cm]
		w_k 0.199 [mm]	w_k 0.190 [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 603.70 [kNm]	MEk 372.7 [kNm]	MEk 371.3 [kNm]	MEk 350 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 621.60 [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 3.19	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	σ _{c,min} -1.4 [MPa]	σ _{c,min} -1.4 [MPa]	σ _{c,min} -1.3 [MPa]
	σ _{s,min} -16.8 [MPa]	σ _{s,min} -16.8 [MPa]	σ _{s,min} -15.8 [MPa]
	σ _{s,max} 78.7 [MPa]	σ _{s,max} 78.4 [MPa]	σ _{s,max} 73.9 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		ε _{sm-ε_{cm}} - [‰]	ε _{sm-ε_{cm}} - [‰]
		S _{r,max} - [cm]	S _{r,max} - [cm]
		W _k - [mm]	W _k - [mm]

verifica a taglio di una sezione rettangolare

secondo EN 1992-1-1:2004:E

geometria

sezione trasversale

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

armatura a taglio

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

armatura longitudinale tesa

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

materiali

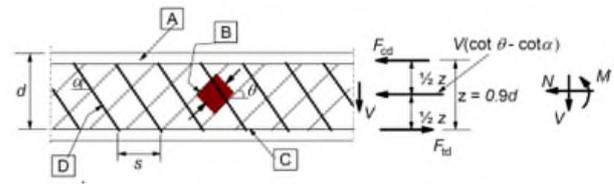
calcestruzzo

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

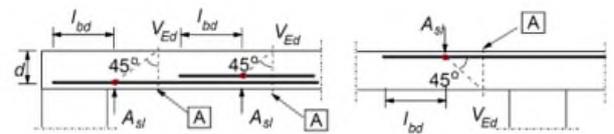
acciaio

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} =	1069.2	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	562.8	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
- $\Phi 32/20$ lato controterra in direzione y
- $\Phi 40/10$ lato terra 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	200	5.5	192.9	173.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	7.1	40.21	
5	32	192.9	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
MEd 1682.10 [kNm]	MEk 1272.4 [kNm]	MEk 1026.8 [kNm]	MEk 951.6 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 1017.10 [kN]	tensioni e fessure		tensioni e fessure
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 2968.2 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]
FS 1.76	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -2.9 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.2 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -35.5 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -28.7 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -26.6 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 174.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 140.9 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 130.6 [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 yArmatura interna: copriferro $5.5+3.2+1.6 = 10.3\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	200	8.7	189.3	170.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	40	189.3	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} 4534.70 [kNm]	M _{Ek} 3394 [kNm]	M _{Ek} 2536.8 [kNm]	M _{Ek} 1997.4 [kNm]
N _{Ed} -1460.00 [kN]	N _{Ek} -1290 [kN]	N _{Ek} -1160 [kN]	N _{Ek} -960 [kN]
V _{Ed} 910.00 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
M _{Rd} 5765.0 [kNm]	M _{dec} 459.7 [kNm]	M _{dec} 413.3 [kNm]	M _{dec} 342.1 [kNm]
FS 1.27	M _{cr} 2505.2 [kNm]	M _{cr} 2458.9 [kNm]	M _{cr} 2387.7 [kNm]
	y _n -37.06 [cm]	y _n -33.41 [cm]	y _n -32.27 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -7.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -5.5 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -4.4 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -92.0 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -69.9 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -55.3 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 220.8 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 152.5 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 117.1 [MPa]
		k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.46 [‰]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [‰]
		S _{r,max} 58.5 [cm]	S _{r,max} - [cm]
		W _k 0.268 [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 =	200	cm
copriferro (asse armatura long.)	c =	7.1	cm
altezza utile	d =	193	cm
braccio coppia interna	z =	173.6	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 =	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

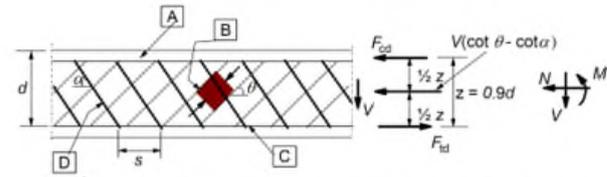
calcestruzzo

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

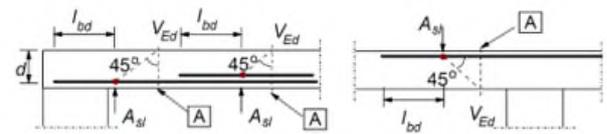
acciaio

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} =	1017.1	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	591.3	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	3350.9	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	6874.5	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione		duttile	
traslazione armatura long.	a_l =	170.4	cm



9.4 VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione sono realizzati in acciaio S355, con un diametro pari a 168.3mm ed uno spessore di 20mm. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale, trasversale nonché la verifica strutturale del micropalo.

RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA

Calcolo della capacità portante del micropalo

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

DATI GEOMETRICI:

diámetro della perforazione	D	0.24	[m]
lunghezza del micropalo	L	18	[m]
diámetro esterno tubolare	d	168.3	[mm]
spessore tubolare	t	20	[mm]
diámetro interno tubolare	d _{int}	128.3	[mm]
area sezione tubolare	A	9318.0	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	2608.2	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	309.9	[cm ³]
peso tubolare	P	73.1	[kg/m]

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

tipo di terreno		Strato 1	Strato 2
spessore dello strato	s [m]	LPT2	LPT3
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1
diámetro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24
N _{SPT} medio	N _{SPT} [-]	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	100	110
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	754.0	622.0

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI MINIMI

tipo di terreno		Strato 1	Strato 2
spessore dello strato	s [m]	LPT2	LPT3
coefficiente amplificativo perforazione	α [-]	1	1
diámetro equivalente perforazione	d _e [m]	0.24	0.24
N _{SPT} minimo	N _{SPT} [-]	XX	XX
tipologia esecutiva iniezione	-	Gravità	Gravità
curva abaco Bustamante & Doix (1985)	-	XX	XX
resistenza tangenziale interfaccia	q _s [kPa]	100	110
portata laterale media dello strato	Q _{si} [kN]	754.0	622.0

RIO TANA

MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA

Calcolo della capacità portante del micropalo

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

COEFFICIENTI DI NORMATIVA:

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

VERTICALI INDAGATE:

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

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A COMPRESSIONE:

MEDIA: (R_{c,cal})_{media} 1376.0 [kN]

MINIMA: (R_{c,cal})_{minima} 1376.0 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:

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

R_{c,k} 834.0 [kN]

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

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

Resistenza	R _{c,d}	725.2	[kN]
Azione agente	N _d	711.0	[kN]
Fattore Sicurezza	FS	1.0	[-]

Verifica capacità portante verticale a compressione del micropalo

**RIO TANA**MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA*Calcolo della capacità portante del micropalo*

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

CAPACITA' PORTANTE LATERALE A TRAZIONE:**MEDIA:** $(R_{t,cal})_{media}$ 1376.0 [kN]**MINIMA:** $(R_{t,cal})_{minima}$ 1376.0 [kN]**CAPACITA' PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA:**

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

 $R_{t,k}$ 834.0 [kN]**COEFFICIENTI DI NORMATIVA:**

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

CAPACITA' PORTANTE LATERALE DI PROGETTO:

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

Resistenza $R_{t,d}$ 667.2 [kN]Azione agente N_d 42.3 [kN]

Fattore Sicurezza FS 15.8 [-]

VERTICALI INDAGATE:

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

Verifica capacità portante verticale a trazione del micropalo

La verifica di capacità portante orizzontale dei pali di fondazione è stata condotta mediante l'uso del programma FEM non lineare LPILE – Ensoft, con il metodo basato sulle curve p-y, indicato in presenza di successioni stratigrafiche articolate.

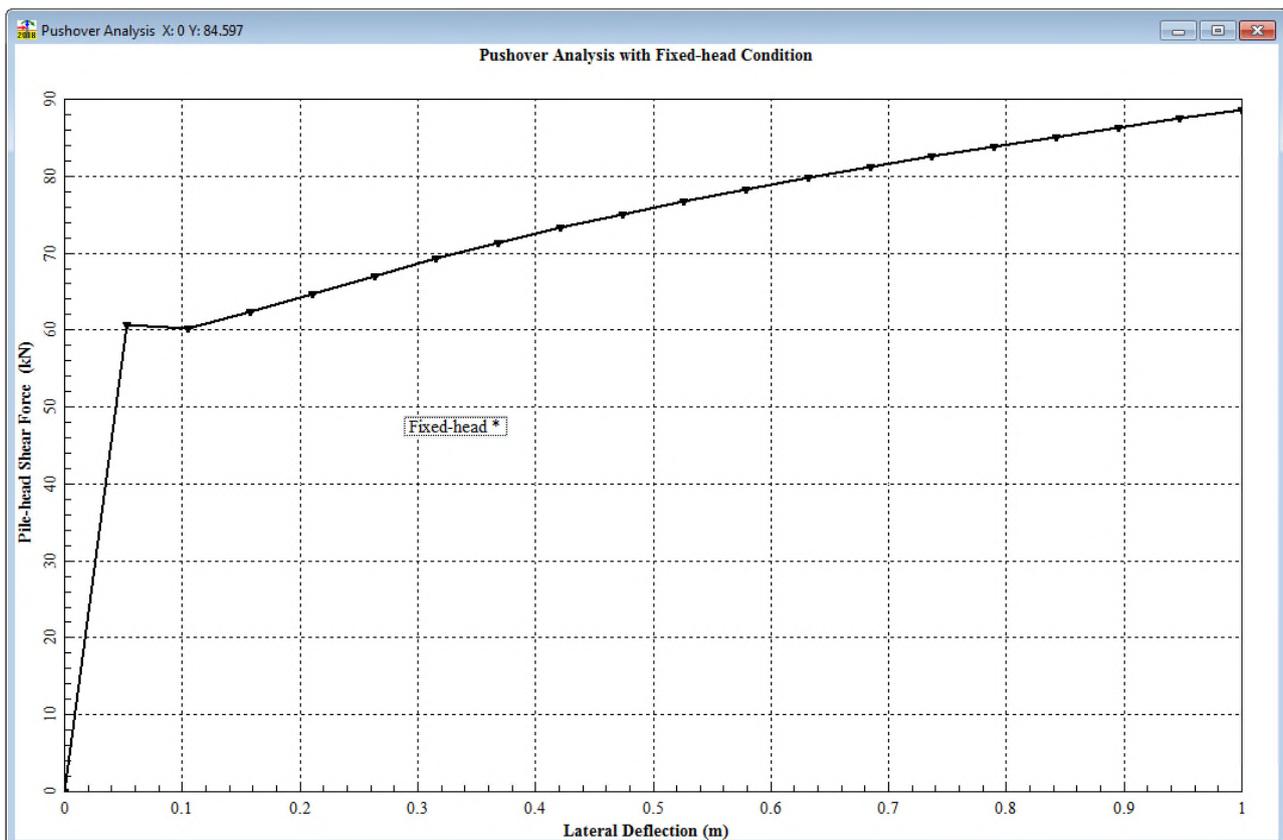
La procedura applicata è sinteticamente descritta di seguito:

- Approccio adottato: Verifica GEO – Combinazione A1+M1+R3;
- Determinazione del coefficiente x in base al numero di verticali indagate; $x = 1.7$;
- Riduzione della resistenza “p” del terreno alla data profondità, come richiesto dalla combinazione prescelta, abbattendo le curve p-y secondo il coefficiente parziale $x \times g_T$. Il coefficiente è pari a $g_T = 1.3$.
- Determinazione della curva “pushover” del palo singolo, incrementando progressivamente il carico orizzontale applicato alla testa del palo, fino al raggiungimento del collasso, vale a dire della completa plasticizzazione del terreno. Tale plasticizzazione si rende “visibile” attraverso il cambiamento del comportamento deformativo del palo stesso, al raggiungimento del “plateau” di resistenza.

Nella figura seguente è illustrata la curva push-over ottenuta per il palo in oggetto, con il vincolo di incastro, al crescere dell'azione H applicata alla testa dello stesso.

Il taglio massimo agente è pari a $T_{\text{longSLV}} = 60.1 \text{ kN}$.

La verifica a capacità portante orizzontale risulta soddisfatta, poiché il carico limite $H_{\text{lim}} = 60.643 \text{ kN}$ risulta superiore al valore di progetto.



Analisi push-over palo per calcolo capacità trasversale

**RIO TANA****MICROPALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVA**Calcolo della resistenza strutturale del tubolare**DATI GEOMETRICI:**

diametro esterno del tubolare	d	168.3	[mm]
spessore del tubolare	t	20.0	[mm]
diametro interno del tubolare	d _{int}	128.3	[mm]
area della sezione del tubolare	A	9318.0	[mm ²]
momento inerzia tubolare	I	2608.2	[cm ⁴]
modulo resistenza elastico	W	309.9	[cm ³]
momento statico di metà sezione	S _{A/2}	221.3	[cm ³]
tipologia di acciaio	S	355	[MPa]
coefficiente di sicurezza	γ _{M0}	1.05	[-]
tensione di snervamento di progett	f _{yd}	338.1	[MPa]

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

tensione di snervamento no	ε	0.81	[-]
	ε ²	0.66	[-]
rapporto diametro/spessore	d/t	8.4	[-]
classe della sezione	CLASSE	1	

SOLLECITAZIONI AGENTI:

momento flettente di calcolo	M _{Ed}	53.18	[kNm/ml]
taglio di calcolo	T _{Ed}	63.2	[kN/ml]
sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	711	[kN/ml]
interasse tubolari	i	1	[m]
momento flettente agente	M _{Ed}	53.18	[kNm]
taglio agente	T _{Ed}	63.2	[kN]
sforzo normale agente	N _{Ed}	711	[kN]

VERIFICA DELLA SEZIONE IN CAMPO ELASTICO:

tensione normale	σ _{x,Ed}	171.6	[MPa]
tensione tangenziale	τ _{Ed}	13.4	[MPa]
sigma ideale	σ _{id}	173.1	[MPa]
fattore di sicurezza	FS	2.0	VERIFICATO

Resistenza strutturale del micropalo



10. VERIFICA MURO ANDATORE

Nel presente capitolo sono riportate le ipotesi progettuali e le verifiche strutturali condotte per il dimensionamento e la verifica del muro andatore lato Spalla 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 MAX 15 di Aztec Informatica. Questo programma consente la valutazione delle spinte del terreno a tergo del muro, la riproduzione di eventuali sollecitazioni agenti sul paramento del muro, sulla sua fondazione o in corrispondenza del terreno a monte (come la presenza di carichi dovuti al traffico stradale) e la verifica geotecnica e strutturale di tutte le parti che compongono il muro e la sua fondazione (compresi i micropali alla base in presenza di fondazioni profonde). Inoltre, il programma consente di combinare le sollecitazioni in funzione della Normativa adottata, fornendo pertanto, le sollecitazioni già fattorizzate e combinate ai fini delle verifiche strutturali.

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

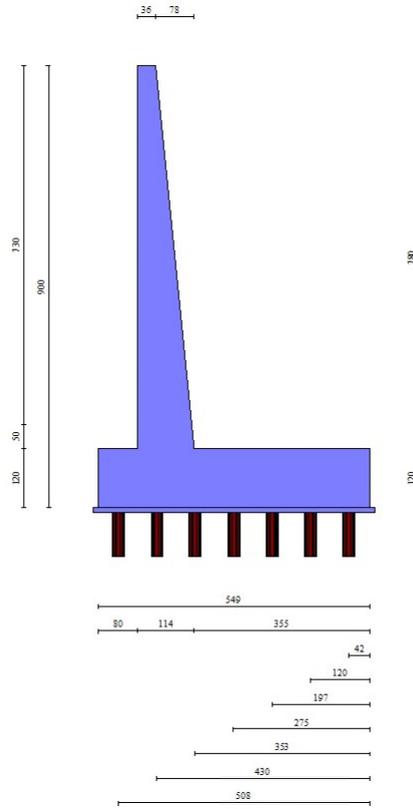
10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

10.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

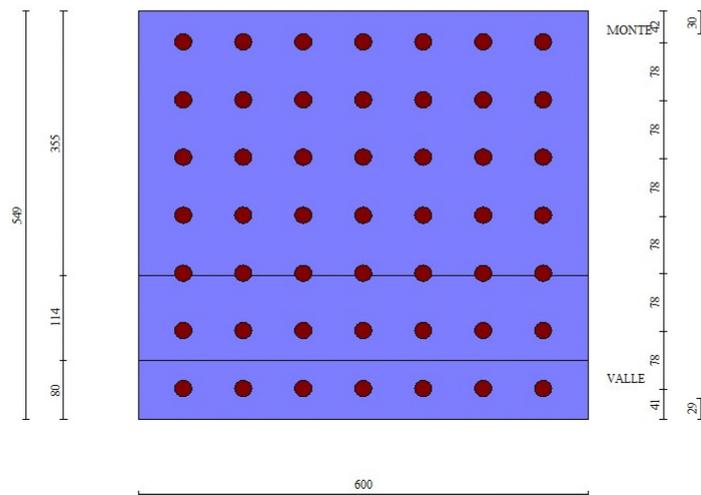
Il muro si compone di un paramento di lunghezza 7.8 m avente spessore che varia da 0.36 m fino a 1.14 m in corrispondenza della zona di incastro con la fondazione; quest'ultima è rappresentata da una piastra avente dimensioni in pianta di 5.5 x 6.0 m e di spessore pari ad 1.2 m. In corrispondenza della piastra di fondazione si incastrano n°49 micropali realizzati con tubolare di 168.3 mm, spessore 20 mm e diametro di perforazione di 240 mm, posti secondo una maglia regolare di 0.78 x 0.80 m, e si sviluppano per una lunghezza di 18 m tale da garantire il trasferimento dei carichi alle formazioni di base poste in profondità.

La stratigrafia adottata fa riferimento a quella desunta dal sondaggio S10, in cui si ha la presenza di limi sabbiosi per i primi metri seguite da limi argillosi aventi caratteristiche meccaniche crescenti con la profondità (LPT1, LPT2, LPT3). Per ulteriori dettagli in merito all'inquadramento geologico e alla caratterizzazione geotecnica dell'area si rimanda ai capitoli §4 e §5 del presente documento.

Nelle figure seguenti si riportano una sezione e una pianta quotati che schematizzano il muro andatore oggetto di studio.



- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 5.08 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 4.30 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 3.53 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 2.75 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 1.97 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 1.20 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °
- 60 80 n° 7 pali - Ordinata fila y = 0.42 m
D = 24.00 cm - L = 18.00 m - I = 0.00 °



Modello MAX 15 – Muro andatore lato spalla 2



10.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

- SLU STR: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico" fattorizzati con i coefficienti A1+M1+R3;
- SLU GEO: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico" fattorizzati con i coefficienti A2+M2+R2;
- SLE RARA: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Rara dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- SLE FREQUENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Frequente dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- SLE QUASI PERMANENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Quasi Permanente dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- E: Combinazione sismica connessi all'azione sismica in presenza dei carichi relativi al "carico variabile da traffico";

10.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi condotta sul muro di sostegno in oggetto, in termini di sollecitazioni agenti sul paramento del muro, sulla platea e sui micropali di fondazione, sia in condizioni di esercizio che allo stato limite ultimo.

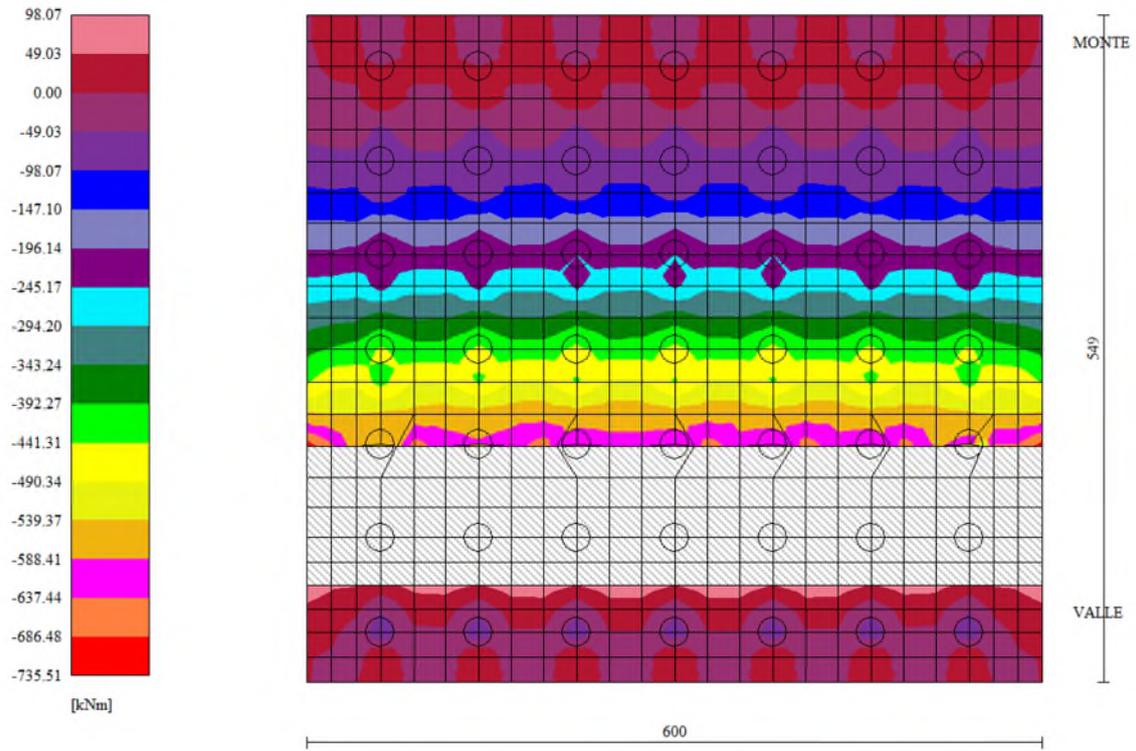
10.2.1 PARAMENTO DEL MURO

Combinazione	X	N	T	M
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
STR (A1+M1+R3)	-7.80	143.43	332.83	1036.66
STR (A1+M1+R3) H+V	-7.80	143.43	274.25	849.61
STR (A1+M1+R3) H-V	-7.80	143.43	261.80	817.25
SLE RARA	-7.80	143.43	254.96	799.70
SLE FREQUENTE	-7.80	143.43	248.01	779.86
SLE QUASI PERMANENTE	-7.80	143.43	232.78	736.98

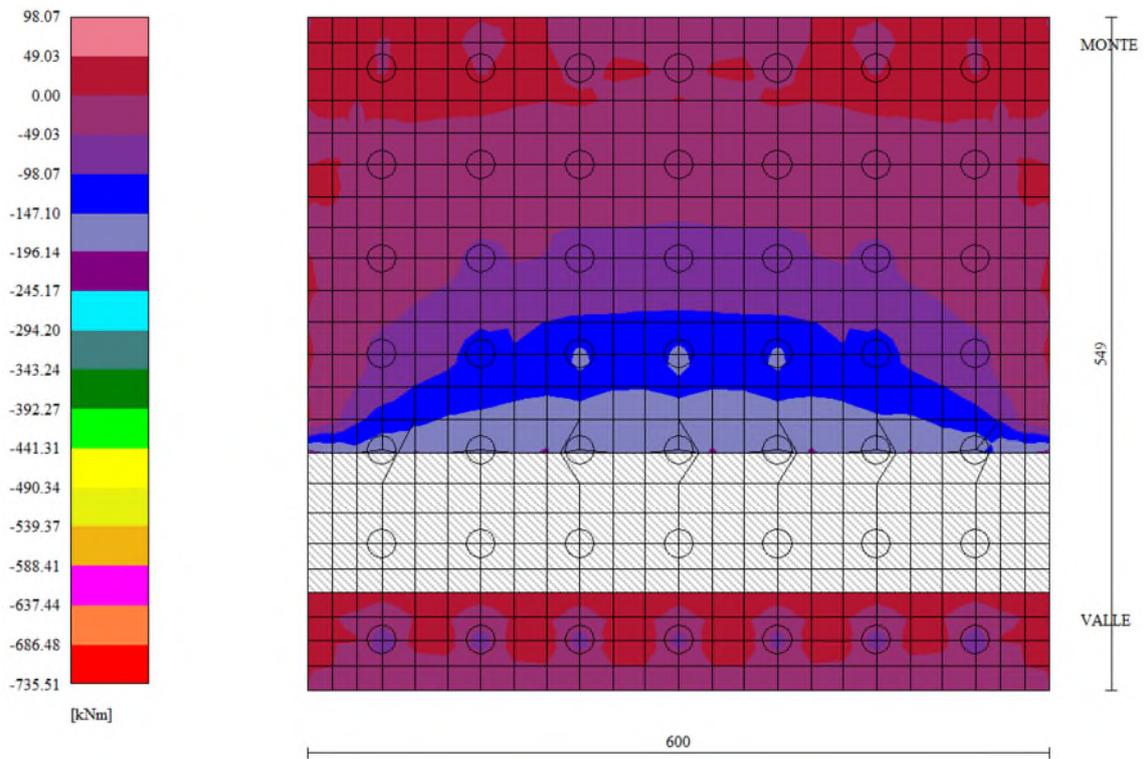
Sollecitazioni massime paramento muro andatore Rio Tana

10.2.2 PIASTRA DI FONDAZIONE

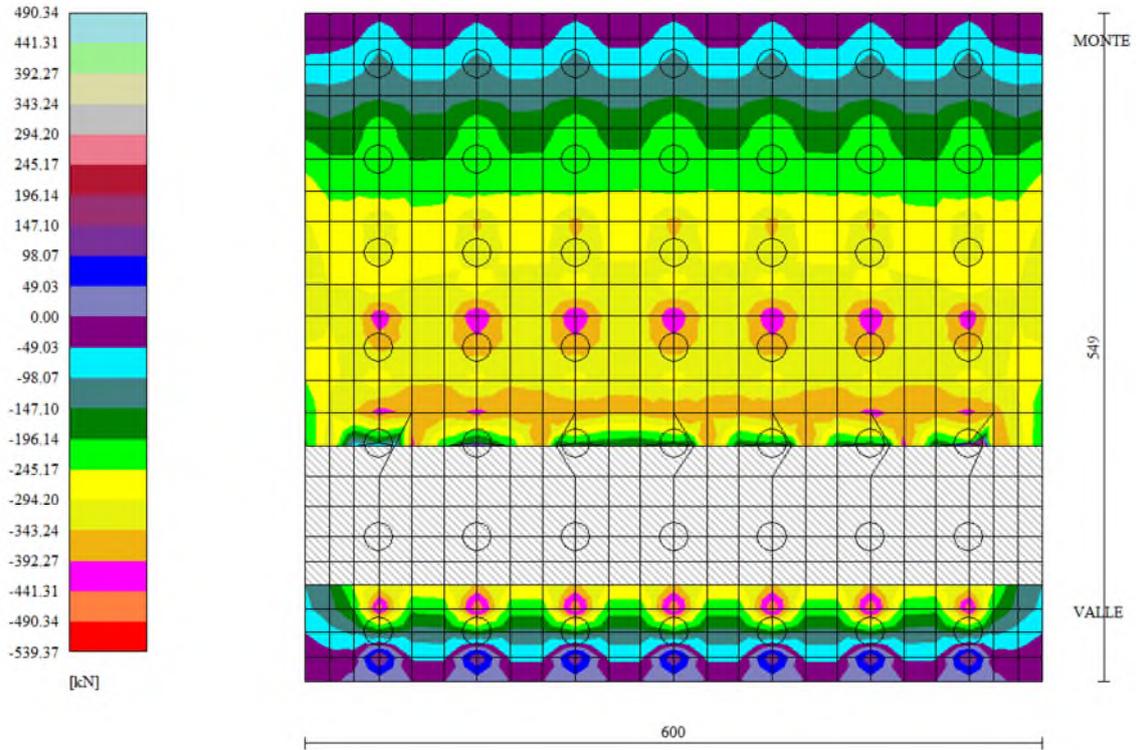
Per la piastra di fondazioni si riporta nei seguenti diagrammi l'andamento del Momento e del taglio lungo le due direzioni principali per la combinazione di carico allo SLU dimensionante (STR – A1+M1+R3).



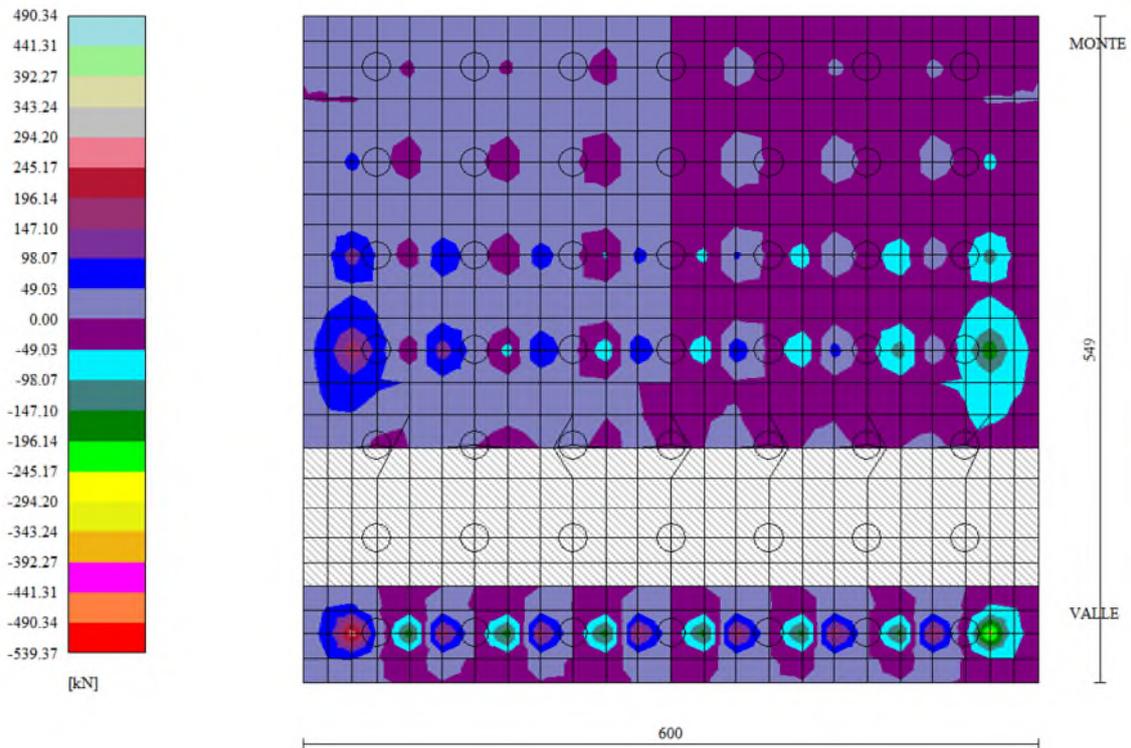
Andamento Momento My sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)



Andamento Momento Mx sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)



Andamento Taglio T_y sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)



Andamento Taglio T_x sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)

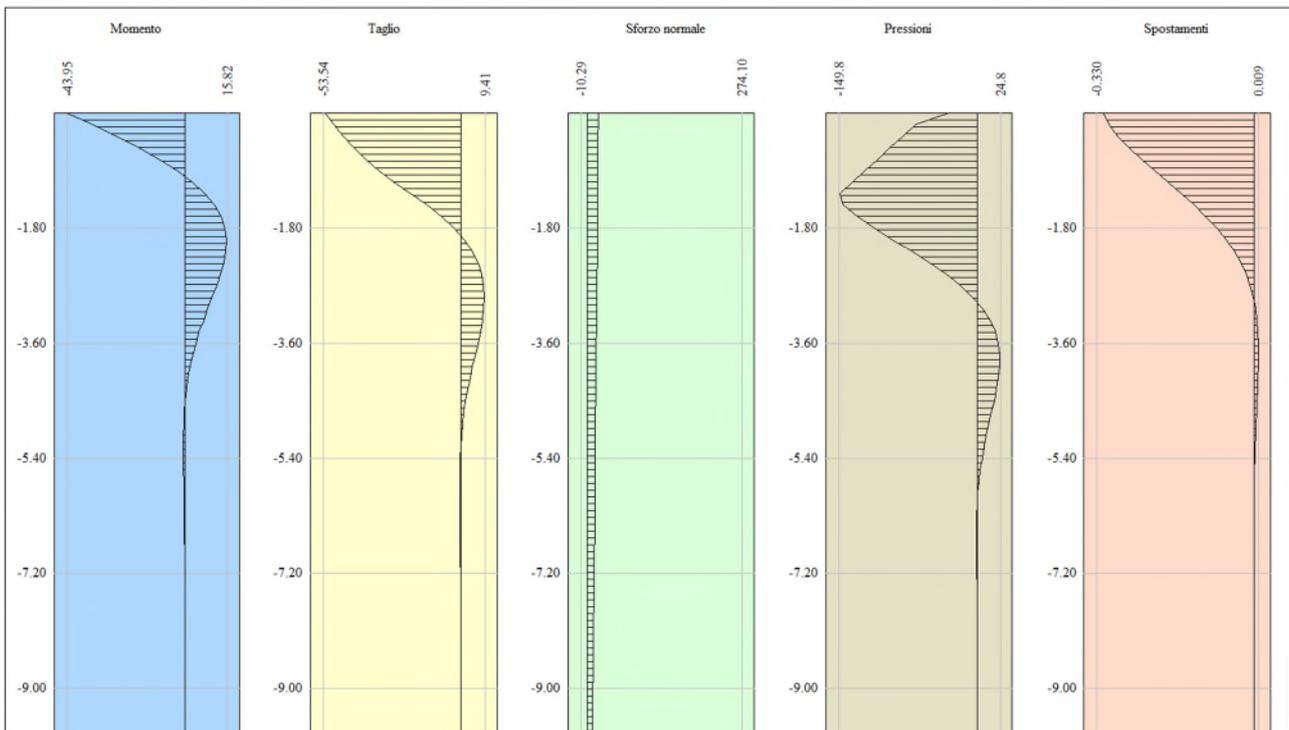


10.2.3 MICROPALI DI FONDAZIONE

Nella seguente tabella sono riportati le sollecitazioni massime agenti sulla fila di micropali maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa (STR - A1+M1+R3), successivamente rappresentate nella figura che segue.

Y	Td	Md
<i>[m]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kNm]</i>
0.00	-53.16	-43.90
1.98	1.19	15.27
2.88	9.09	10.05
18.00	0.00	0.00

Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione (STR – A1+M1+R3)



Andamento di momento, taglio, sforzo normale, pressioni e spostamenti sui micropali di fondazione – STR (A1+M1+R3)

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali relative al paramento, alla piastra e ai micropali di fondazione. Le verifiche sono condotte per le combinazioni di carico più gravose.

10.3.1 PARAMENTO DEL MURO

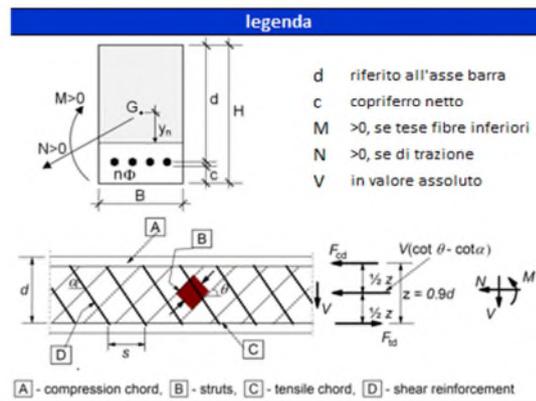
Le armature del paramento sono costituite da:

- $\Phi 24/10$ lato terra e controterra
- Spilli $\Phi 12/40 \times 40$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	114	5.7	107.1	96.4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	24	6.9	45.24	
10	24	107.1	45.24	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	12	40	90	2.83

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	799.86 [kNm]	MEd	1036.66 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	0.0 [kNm]	presso-flessione	
Mcr	703.4 [kNm]	MRd	1814.5 [kNm]
yn	-28.96 [cm]	FS	1.75
$\sigma_{c,min}$	-4.2 [MPa]	taglio	
$\sigma_{s,min}$	-48.0 [MPa]	VRdc	370.2 [kN]
$\sigma_{s,max}$	179.7 [MPa]	non serve armatura a taglio	
k_2	0.5	VRds	461.8 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0.57 [‰]	VRdmax	4085.7 [kN]
$s_{r,max}$	34.9 [cm]	θ	30.0 [°]
Wk	0.199 [mm]	sezione duttile	
		ai	107.1 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33.2 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18.8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0.520		
ϵ_{c2}	2.0 [‰]	valori limite	
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]	0,45 f _{ck}	14.9 [MPa]
α_e	15.0	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k _t	0.4	W _{k,lim}	0.3 [mm]
k ₁	0.8		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		



Verifica strutturale paramento del muro andatore Rio Tana

10.3.2PIASTRA DI FONDAZIONE

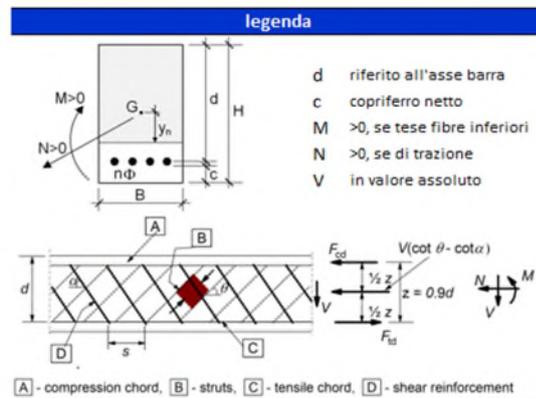
Le armature della piastra di fondazione sono costituite da:

- $\Phi 20/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 20/20+\Phi 20/40$ lato terra e controterra in direzione y
- Spilli $\Phi 12/40 \times 40$ in direzione x e y

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	4.5	114.5	103.1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	5.5	15.71	
5	20	114.5	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	12	40	90	2.83

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M_{Ek} 165.508 [kNm]	M_{Ed} 215.16 [kNm]	
N_{Ek} 0 [kN]	N_{Ed} 0.00 [kN]	
tensioni e fessure		
M_{dec} 0.0 [kNm]	V_{Ed} 273.78 [kN]	
M_{cr} 558.0 [kNm]	presso-flessione	
	M_{Rd} 690.0 [kNm]	
	FS 3.21	
y_n -40.47 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$ -1.3 [MPa]	V_{Rdc} 337.6 [kN]	
$\sigma_{s,min}$ -14.4 [MPa]	non serve armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$ 97.4 [MPa]		
	V_{Rds} 493.7 [kN]	
k_2 0.5	V_{Rdmax} 3401.4 [kN]	
ϵ_{sm-8cm} - [%e]	θ 30.0 [°]	
$S_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile	
W_k - [mm]	ai 114.5 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%e]
ν	0.540		
ϵ_{c2}	2.0 [%e]		
ϵ_{cu2}	3.5 [%e]		
α_e	15.0		
k_t	0.4		
valori limite			
k_1	0.8	$0,45 f_{ck}$	11.2 [MPa]
k_3	3.4	$0,8 f_{yk}$	360.0 [MPa]
k_4	0.425	$W_{k,lim}$	0.3 [mm]

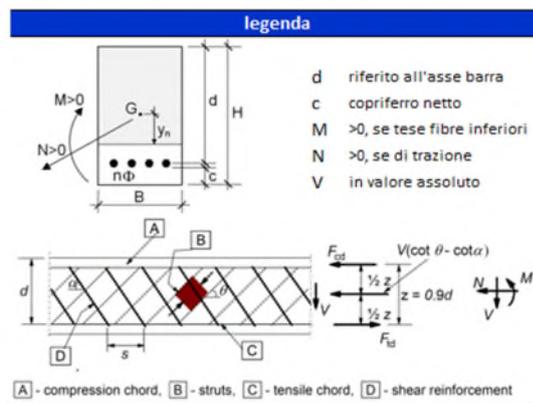


Verifica strutturale SLU e SLE platea di fondazione in direzione x del muro andatore Rio Tana

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	120	4.5	114.5	103.1
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
7.5	20	5.5	23.56	
7.5	20	114.5	23.56	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	12	40	90	2.83

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	551.7 [kNm]	MEd	717.21 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0.00 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	0.0 [kNm]	VEd	492.20 [kN]
Mcr	581.2 [kNm]	presso-flessione	
		MEd	1025.1 [kNm]
		FS	1.43
yn	-37.10 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-3.6 [MPa]	VRdc	337.6 [kN]
σ _{s,min}	-41.5 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
σ _{s,max}	218.3 [MPa]	VRds	493.7 [kN]
		VRdmax	3401.4 [kN]
k ₂	0.5	θ	30.0 [°]
ε _{sm-ε_{cm}}	- [‰]	sezione duttile	
S _{r,max}	- [cm]	ai	89.2 [cm]
W _k	- [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{suk}	75 [‰]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [‰]		
ε _{cu2}	3.5 [‰]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.3 [mm]



Verifica strutturale SLU e SLE platea di fondazione in direzione y del muro andatore Rio Tana

10.3.3 MICROPALI DI FONDAZIONE

Si riporta nel seguito la verifica strutturale dei micropali composti da un tubolare di diametro 168.3 mm e spessore 20 mm.



NTC 2018 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale				Azioni di calcolo			A1-M1-R1
Acciaio	classe	S 275	-	Azione assiale	n_s	kN/m	0.0
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05	-	Taglio	v_s	kN/m	53.5
Tensione di snervamento	f_{yk}	275	MPa	Momento	m_s	kNm/m	44.0
Tensione di calcolo	f_{yd}	262	MPa	Combinazioni di carico			A1-M1-R1
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)				Coefficiente di sicurezza	γ	-	1.0
Diametro esterno	D	168.3	mm	Interasse	i	m	1.0
Spessore (s <= 40 mm)	s	20	mm	Azioni di progetto			A1-M1-R1
Diametro interno	d	128.3	mm	Azione assiale	N_{sd}	kN	0.0
Momento d'inerzia	I	2.61E-05	m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	53.5
Area sezione trasversale	A	9.32E-03	m ²	Momento	M_{sd}	kNm	44.0
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	4.43E-04	m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)			A1-M1-R1
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	5.93E-03	m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	p	-	0.0
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	9.32E-03	m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - p \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n	-	0.0
A^*_v/A	a_v	1.000	-	Momento resistente ridotto (*)	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN-m	115.9
Azioni resistenti elementari				Verifiche			A1-M1-R1
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2440	kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$		O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	897	kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$		O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	116	kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$		O.K.

Verifica strutturale SLU micropali di fondazione del muro andatore Rio Tana

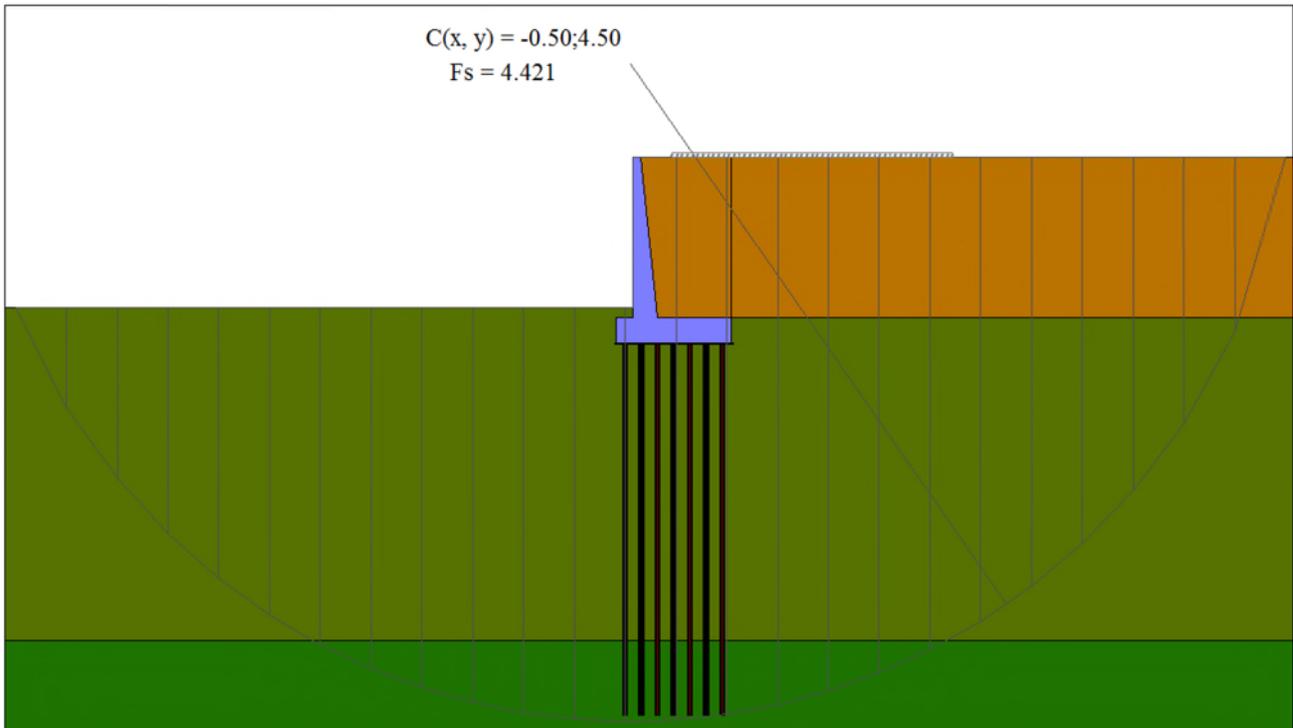
10.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche per l'opera in oggetto riguardano:

- Verifica alla stabilità globale dell'opera (A2+M2+R2);
- Verifica di capacità portante del sistema di fondazione-terreno (A1+M1+R3);
- Verifica di portanza trasversale del sistema di fondazione-terreno (A1+M1+R3);

10.4.1 STABILITÀ GLOBALE

La verifica di stabilità globale dell'opera per la combinazione di carico più gravosa (GEO – A2+M2+R2 H-V) risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza FS = 4.421. Di seguito si riporta il diagramma relativo alla superficie di scivolamento critica.



Verifica di stabilità globale del sistema di fondazione-terreno (GEO – A2+M2+R2 H-V)

**10.4.2 CAPACITÀ PORTANTE**

Si riportano nella tabella seguente i risultati relativi alla verifica di capacità portante del sistema di fondazione – terreno per le combinazioni di carico più gravose.

Combinazioni	Fila micropali	T	Td	FS _o
		[kN]	[kN]	
STR (A1-M1-R3)	1	19.13	318.97	16.671
STR (A1-M1-R3)	2	59.77	318.97	5.337
STR (A1-M1-R3)	3	100.40	318.97	3.177
STR (A1-M1-R3)	4	141.03	318.97	2.262
STR (A1-M1-R3)	5	181.66	318.97	1.756
STR (A1-M1-R3)	6	222.29	318.97	1.435
STR (A1-M1-R3)	7	262.92	318.97	1.213
STR (A1-M1-R3) H + V	1	13.94	318.97	22.884
STR (A1-M1-R3) H + V	2	52.99	318.97	6.020
STR (A1-M1-R3) H + V	3	92.03	318.97	3.466
STR (A1-M1-R3) H + V	4	131.08	318.97	2.433
STR (A1-M1-R3) H + V	5	170.12	318.97	1.875
STR (A1-M1-R3) H + V	6	209.17	318.97	1.525
STR (A1-M1-R3) H + V	7	248.22	318.97	1.285
STR (A1-M1-R3) H - V	1	11.08	318.97	28.794
STR (A1-M1-R3) H - V	2	48.82	318.97	6.533
STR (A1-M1-R3) H - V	3	86.56	318.97	3.685
STR (A1-M1-R3) H - V	4	124.31	318.97	2.566
STR (A1-M1-R3) H - V	5	162.05	318.97	1.968
STR (A1-M1-R3) H - V	6	199.80	318.97	1.596
STR (A1-M1-R3) H - V	7	237.54	318.97	1.343

Verifica di capacità portante sistema di fondazione-terreno

La verifica risulta soddisfatta.



10.4.3 PORTANZA TRASVERSALE

Si riportano nella tabella seguente i risultati relativi alla verifica di portanza trasversale del sistema di fondazione-terreno per le combinazioni di carico più gravose.

Combinazioni	Fila micropali	T	Td	FS _o
		[kN]	[kN]	
STR (A1-M1-R3)	1	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	2	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	3	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	4	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	5	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	6	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3)	7	-53.16	106.30	1.999
STR (A1-M1-R3) H + V	1	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	2	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	3	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	4	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	5	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	6	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H + V	7	-47.58	104.85	2.204
STR (A1-M1-R3) H - V	1	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	2	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	3	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	4	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	5	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	6	-45.57	104.45	2.292
STR (A1-M1-R3) H - V	7	-45.57	104.45	2.292

Verifica di portanza trasversale sistema di fondazione-terreno

La verifica risulta soddisfatta.