



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

PONTE BOSSARINO 1

Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture e fondazioni

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

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

CODIFICA

PROGETTO LIV TRONCO DOCUMENTO REV
P280 D A10 OMG RC 002 A

WBS

A10IBT0001

CUP

I44E14000810005



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

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

**PONTE "BOSSARINO 1"
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E FONDAZIONI**

							
A	Febbraio 2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT		
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato		
			Documento: P280_D_OMG_RC_002_A.docx				



INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
3.	MATERIALI.....	6
3.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	6
3.2	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	6
3.2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI.....	6
3.2.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI.....	7
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
5.	CARATTERIZZAZIONE E PARAMETRI GEOTECNICI	9
6.	CARICHI DI PROGETTO.....	10
6.1	PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	10
6.2	PESO PROPRIO SOLETTA.....	10
6.3	CARICHI PERMANENTI	10
6.4	EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ ($\square 2$)	11
6.5	CARICHI MOBILI VARIABILI.....	11
6.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO E ACCELERAZIONE	12
6.7	AZIONE CENTRIFUGA.....	12
6.8	AZIONE DEL VENTO.....	12
6.8.1	VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO.....	14
6.9	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	15
6.9.1	VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN}).....	16
6.9.2	VARIAZIONI TERMICHE LINEARI (Δ_{TM})	16
6.10	SPINTA DELLE TERRE	16
6.11	SPINTA DEL SOVRACCARICO.....	16
6.12	RICOPRIMENTO.....	17
6.13	AZIONI SISMICHE	17
6.13.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	17
6.13.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE	18

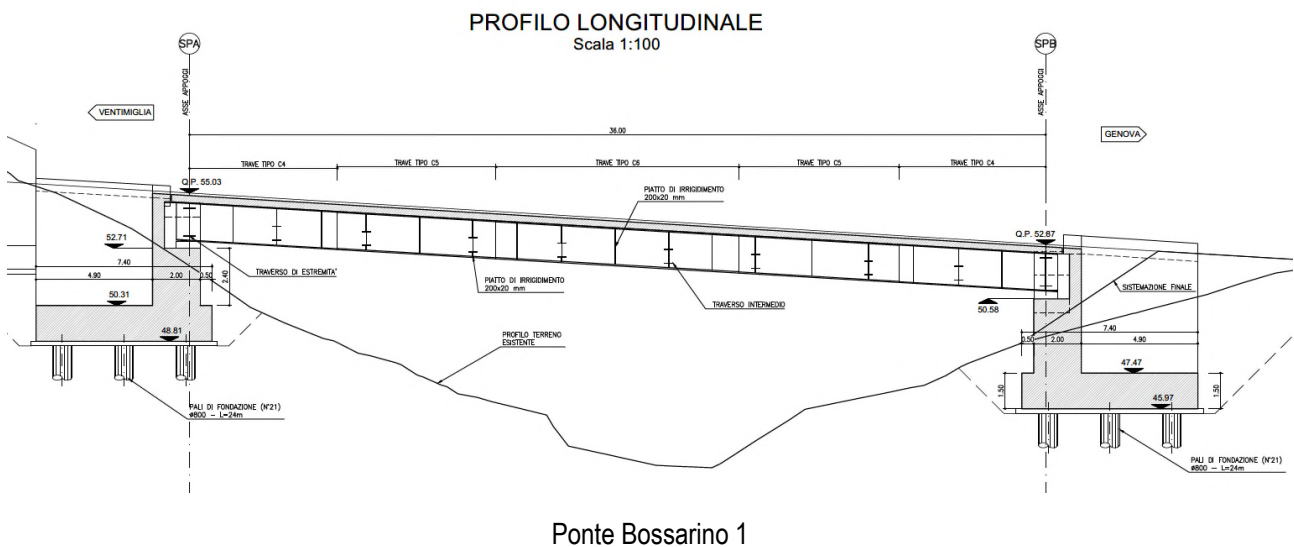


6.13.3	INCREMENTO SISMICO DELLA SPINTA DELLE TERRE (TEORIA DI WOOD).....	18
7.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	19
8.	VERIFICA SPALLA LATO VENTIMIGLIA	21
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	21
8.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	21
8.1.2	VINCOLI	23
8.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	25
8.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	36
8.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	37
8.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	37
8.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	39
8.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	49
8.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	56
9.	VERIFICA SPALLA LATO GENOVA	60
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	60
9.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	60
9.1.2	VINCOLI	62
9.1.3	CONDIZIONI DI CARICO STATICO	63
9.1.4	COMBINAZIONI DI CARICO	76
9.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	77
9.2.1	REAZIONI VINCOLARI.....	77
9.2.2	DIAGRAMMI AZIONI INTERNE.....	79
9.3	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A	89
9.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	96

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 Bossarino 1”, il tratto bidirezionale del ramo di svincolo Genova-Casello, necessario per l'attraversamento dell'incisione valliva del rio Termini. Le verifiche strutturali dell'impalcato sono presenti nella relazione specifica di progetto P280_D_OMG_RC_001.





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 degli impalcati per i ponti oggetto della presente Relazione.

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

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

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

3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

3.2.1 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le sguenti 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



3.2.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI

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

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

Classe di esposizione: XS1-XC4-XF2

Classe di consistenza: S4

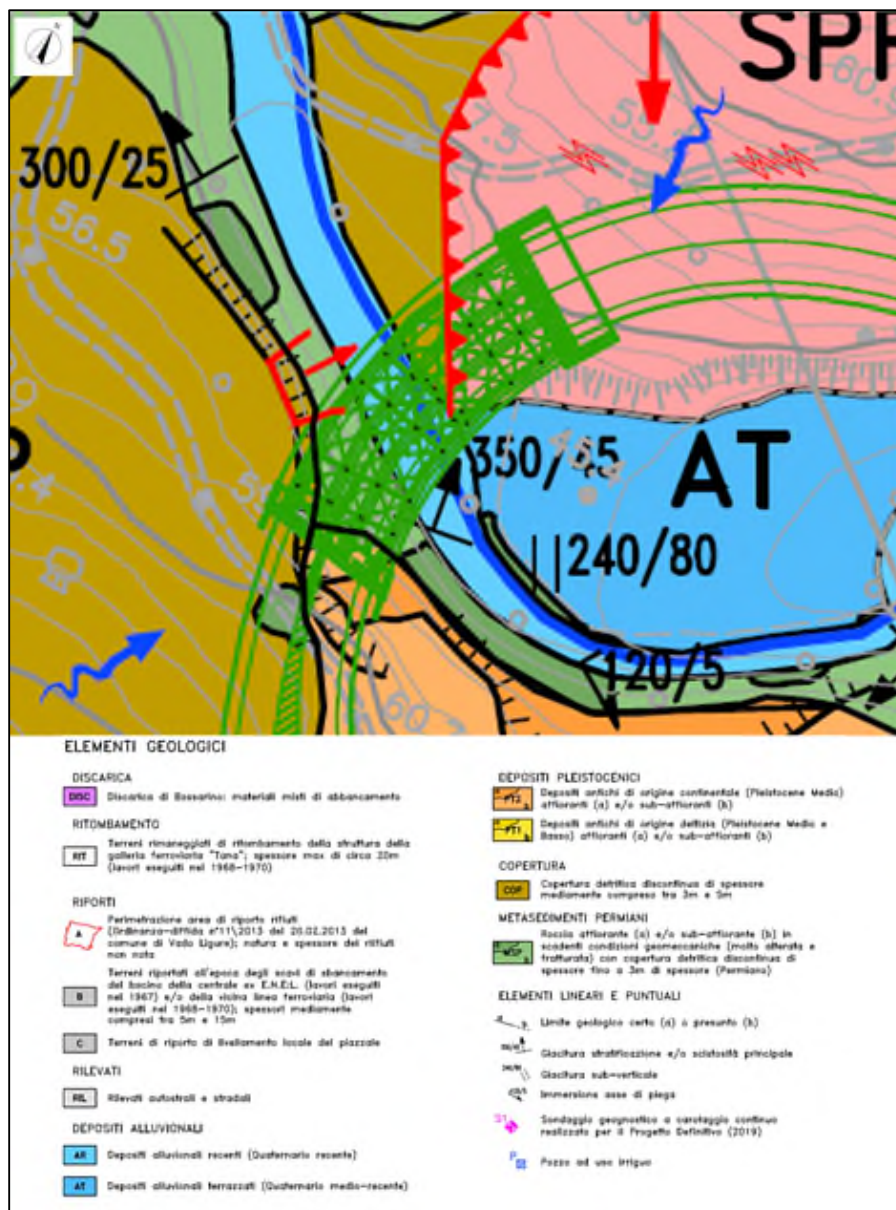
Copriferro minimo: 55 mm

Contenuto minimo di cemento: 340 kg/mc

Massimo rapporto A/C: 0.50

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, l'area del Ponte Bossarino 1 attraversa superficialmente le coltri detritiche sopra i metasedimenti permiani subaffioranti, i depositi alluvionali quaternari e, in spalla lato Ventimiglia, una parte dei depositi pleistocenici di origine continentale. In profondità le spalle si innestano nei metasedimenti permiani, solo la spalla lato Genova coinvolge una piccola parte di copertura. Dal punto di vista geomorfologico, si possono osservare terrazzi morfologici modellati dal Rio Termini. Durante il mese di novembre 2019, una frana, attribuibile ad uno scivolamento planare-rotazionale, coinvolge l'area in cui è prevista la spalla lato Genova.



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/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Coperture detritiche (COP)	Ghiaia in matrice limosa, limoso sabbiosa-argillosa	18-19	27-29	2-5	15-30
Metasedimenti permiani (SC1)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, molto alterati	21-22	24-26	10-15	50-90
Metasedimenti permiani (SC2)	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, mediamente alterati	22-23	28-30	20-40	80-150



6. 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.

6.1 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.

6.2 PESO PROPRIO SOLETTA

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

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

6.3 CARICHI PERMANENTI

I sovraccarichi permanenti considerati sono i seguenti:

- Vele di bordo (sp. 8 cm): $= 2 \times 0,80 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi (sp. 15 cm): $0,15 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Barriere sicurvia: $= 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$
- Reti di protezione e parapetti: $= 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$
- Pavimentazione, sp. 10 cm: $= 4,00 \text{ kN/m}^2$



6.4 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ (□2)

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

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

Dove:

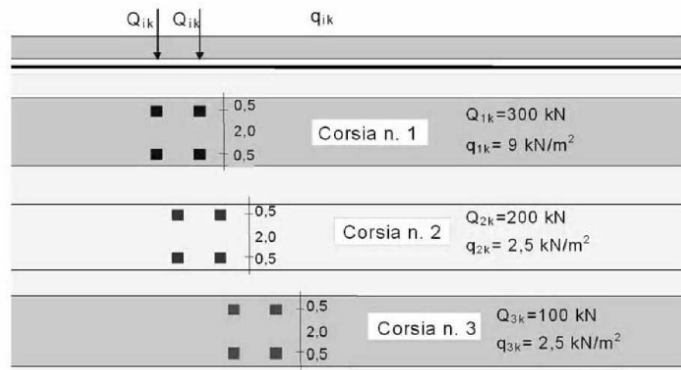
$E_{c0} = 33.643 \text{ N/mm}^2$ è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo assunto per l'impalcato in progetto;

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

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

6.5 CARICHI MOBILI VARIABILI

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



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

	Carico singolo asse ($Q_{i,k}$)	Carico uniforme ($q_{i,k}$)
Corsia n. 1	300 kN (150 kN/impronta)	9,0 kN/m ²
Corsia n. 2	200 kN (100 kN/impronta)	2,5 kN/m ²
Corsia n. 3	100 kN (50 kN/impronta)	2,5 kN/m ²
Parte carrabile rimanente	--	2,5 kN/m ²

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



- a) Singola corsia di carico su impalcato con distribuzione fortemente eccentrica lato esterno curva;
- b) Due corsie di carico affiancate su impalcato con distribuzione eccentrica lato esterno curva;
- c) Impalcato a pieno carico (tre 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 0.70 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.

6.6 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 m, la forza di frenamento vale: $q_3 = 457.20 \text{ kN}$

6.7 AZIONE CENTRIFUGA

Il ponte in oggetto presenta andamento planimetrico curvilineo con raggio pari a 50.0 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):

$$Q_v = 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} + 2 \cdot 100 \text{ kN} = 1200 \text{ kN}$$

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

6.8 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:

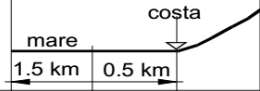
$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad (\text{per } z \geq z_{\min})$$

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

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		
		
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

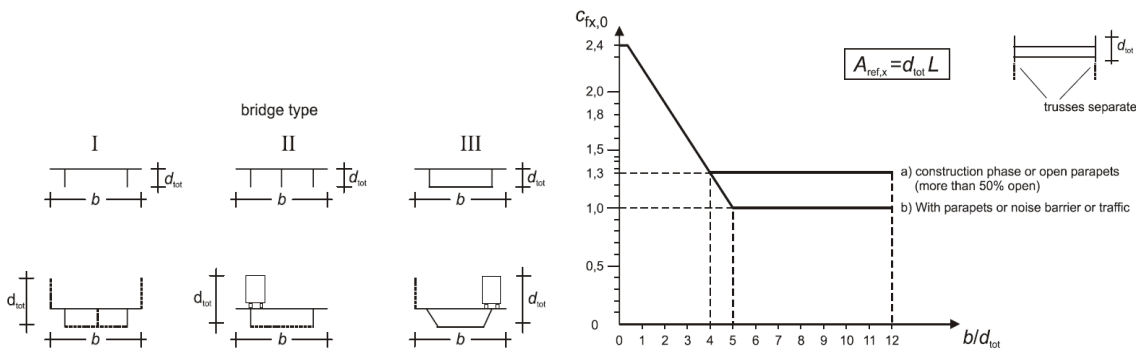
Si passa a valutare il coefficiente di esposizione c_e alla quota di estradosso dell'impalcato in corrispondenza della sezione di massima altezza dal suolo, assunta a favore di sicurezza pari a 13,00 m:

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

Nel dimensionamento delle strutture di impalcato, si precisa che l'azione del vento sarà applicata con riferimento all'altezza pari a 1,60 + 0,30 + 0,15 m e considerando la larghezza totale di impalcato pari a 14,80 m.

6.8.1 VENTO TRASVERSALE SULLE STRUTTURE DI IMPALCATO

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



Schema di variabilità del coefficiente di forma per impalcati da ponte

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

1. Altezza impalcato 1,95 m
2. Altezza pavimentazione cumulata alla pendenza trasv. 0,95 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

$$d = 14,80 \text{ m} \quad h_{\text{tot}} = 1+3+4 = 6,10 \text{ m} \quad d/h_{\text{tot}} = 2,426 \quad c_p = 1,78$$

- pressione trasversale

$$p_v = 0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 2,311 \times 1,78 = 2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- azione orizzontale per unità di lunghezza

$$h_v = 2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 6,10 \text{ m} = 15,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- momento torcente per unità di lunghezza

$$mt_v = 15,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times \left(\frac{6,1}{2} - 1,24 \right) \text{ m} \approx 28,25 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Vento a ponte carico

$$d = 14,80 \text{ m} \quad h_{\text{tot}} = 1+2+5 = 5,90 \text{ m} \quad d/h_{\text{tot}} = 2,51 \quad c_p = 1,75$$

- pressione trasversale $p_v = 0,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 2,311 \times 1,75 = 2,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

6.9 VARIAZIONI TERMICHE (ε3)

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

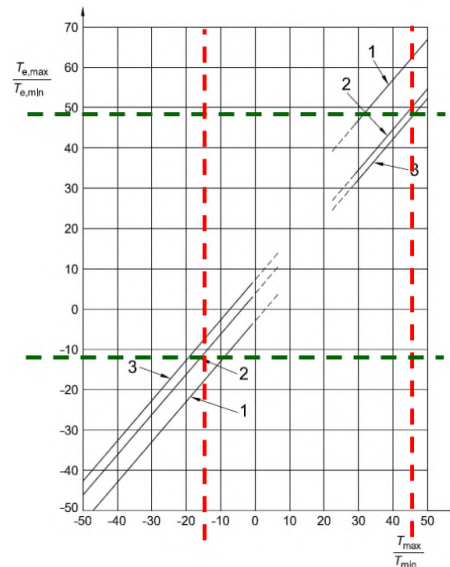
6.9.1 VARIAZIONI TERMICHE UNIFORMI (Δ_{TN})

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

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

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

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



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

6.9.2 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 $\Delta Ts = \pm 10 \text{ °C}$.

6.10 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 rigidezza, al comportamento strutturale dell'opera

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

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

6.11 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.

6.12 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.

6.13 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” (si veda § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

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 V_R della vita di riferimento delle opere, determina il seguente periodo di ritorno dell'azione sismica (cfr. Allegato A del D.M. 14.01.2008):

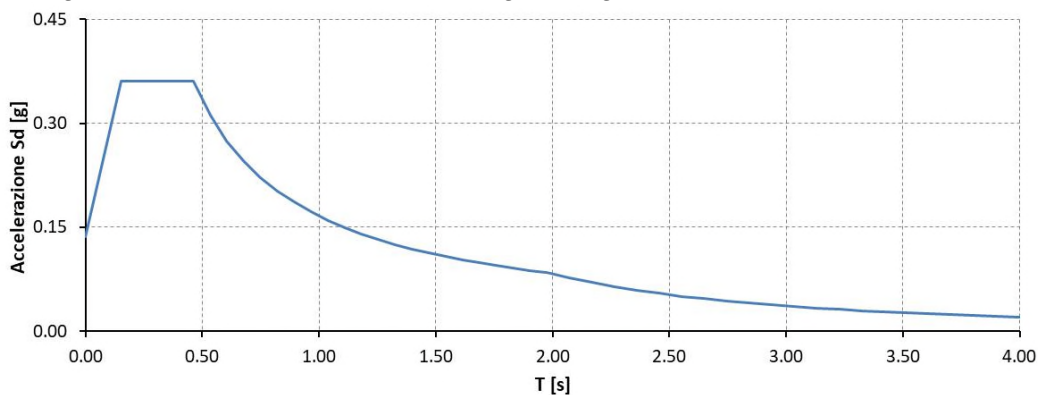
$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0,10)} = 1898 \text{ anni}$$

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

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

6.13.1 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 delle componenti orizzontali

Nel caso di **ponti con isolamento sismico**, lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (longitudinale e trasversale) va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq$

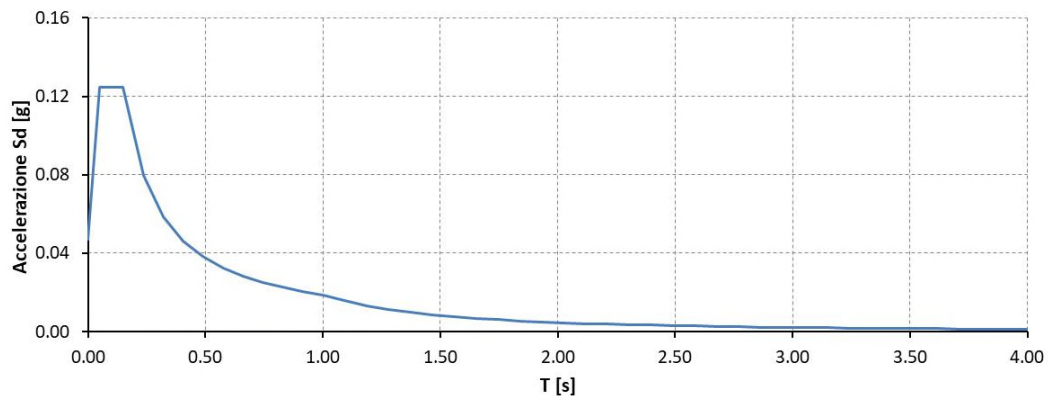
$0,8 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo di vibrazione della struttura isolata, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

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

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

6.13.2 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 della componente verticale

6.13.3 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.

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

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

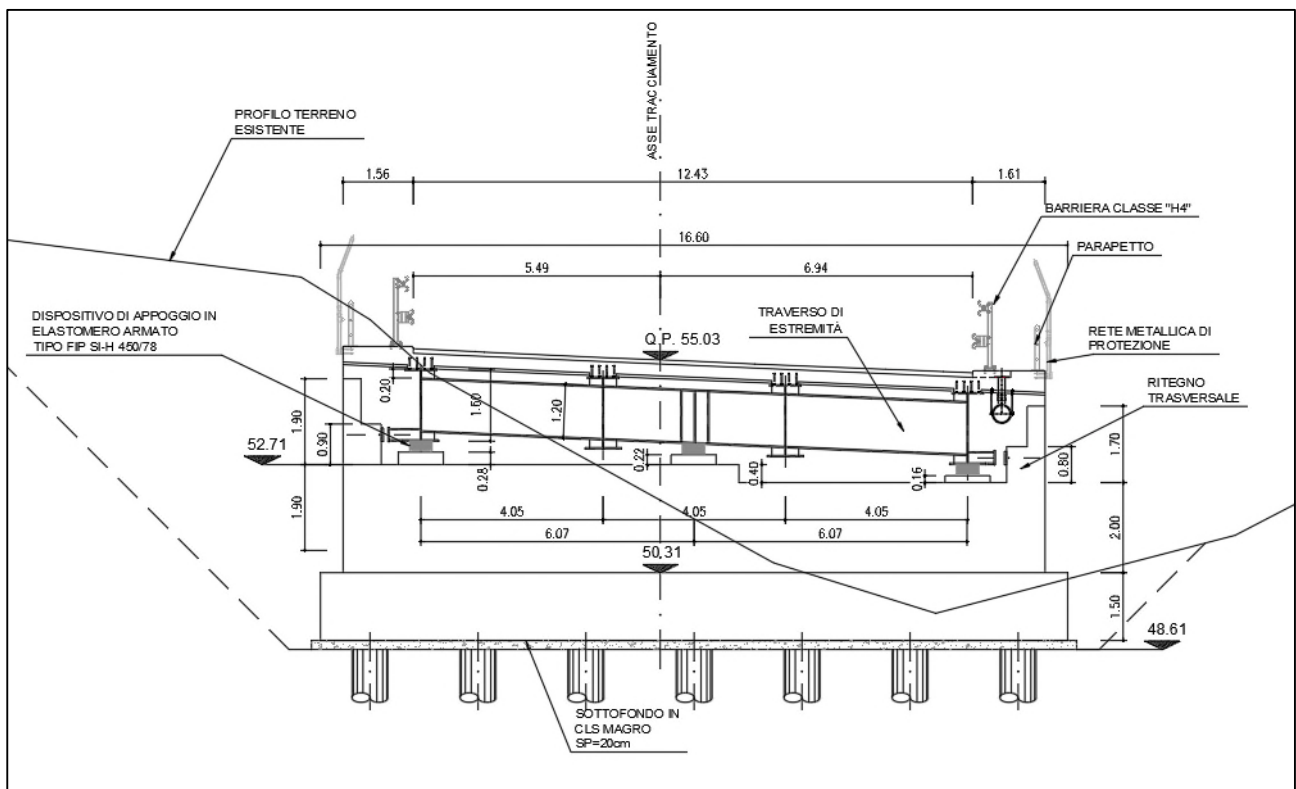
7. DESCRIZIONE DELL’OPERA

Trattasi di un ponte a una campata della lunghezza di 36.00 m con impalcato realizzato mediante una sezione trasversale di tipo "mista" acciaio-calcestruzzo.

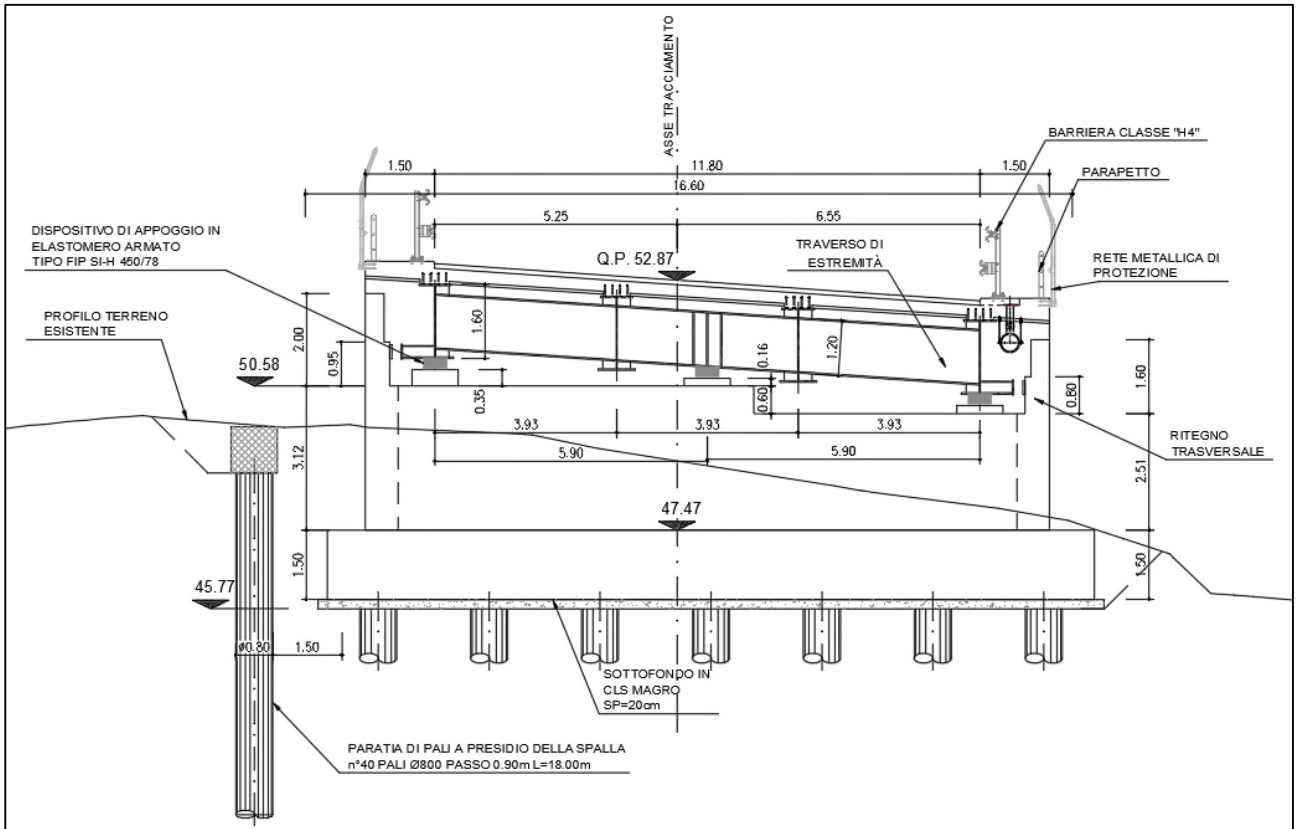
L’impalcato è composto da 4 travi metalliche a sezione aperta a doppio “T” asimmetrica accoppiate alla soletta superiore in c.a. collaborante dello spessore di 26 cm, gettata su lastre cassero in c.a. prefabbricate di spessore 6 cm.

Le spalle sono previste in c.a. gettate in opera e presentano un elemento orizzontale (fondazione) dello spessore di 1.5m e di lunghezza pari a 7.4m ed un elemento verticale (piedritto) di 1.5m di spessore 2.0m e di altezza variabile tra i 4.7m ed i 5.2m.

Entrambe le spalle sono fondate su 18 pali in calcestruzzo armato di diametro pari a 0.80m e lunghezza 24.00m.



Spalla lato Ventimiglia



Spalla lato Genova

8. VERIFICA SPALLA LATO VENTIMIGLIA

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

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

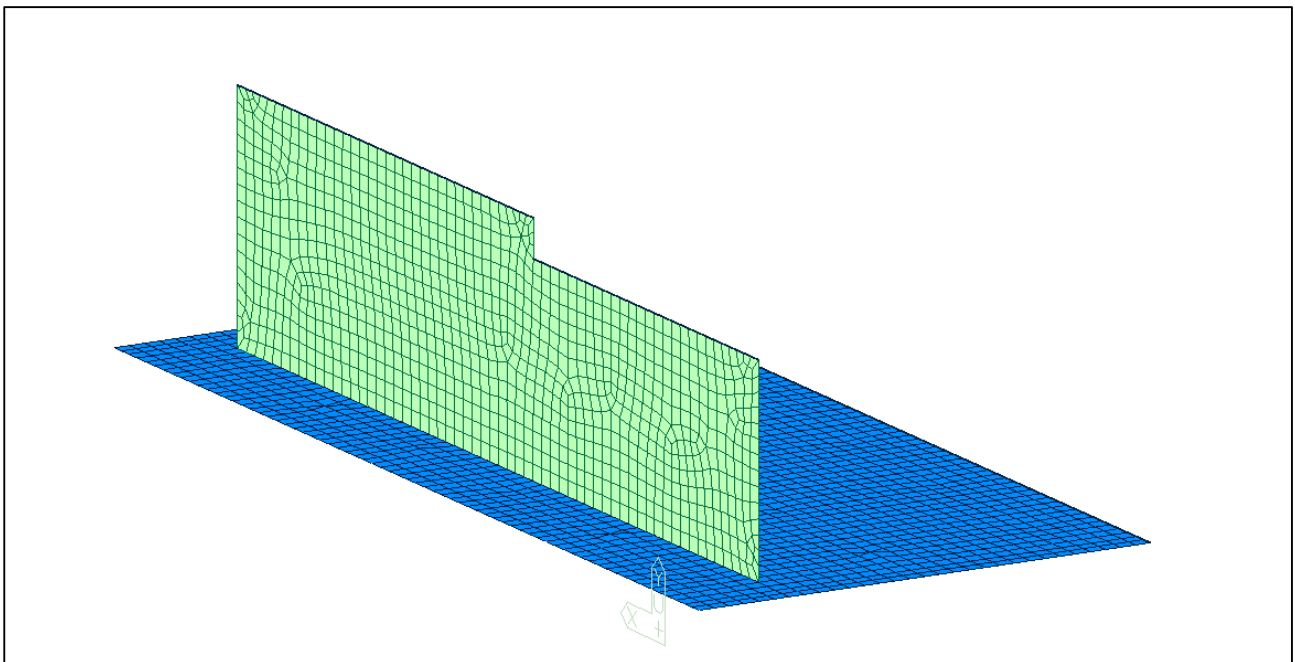
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

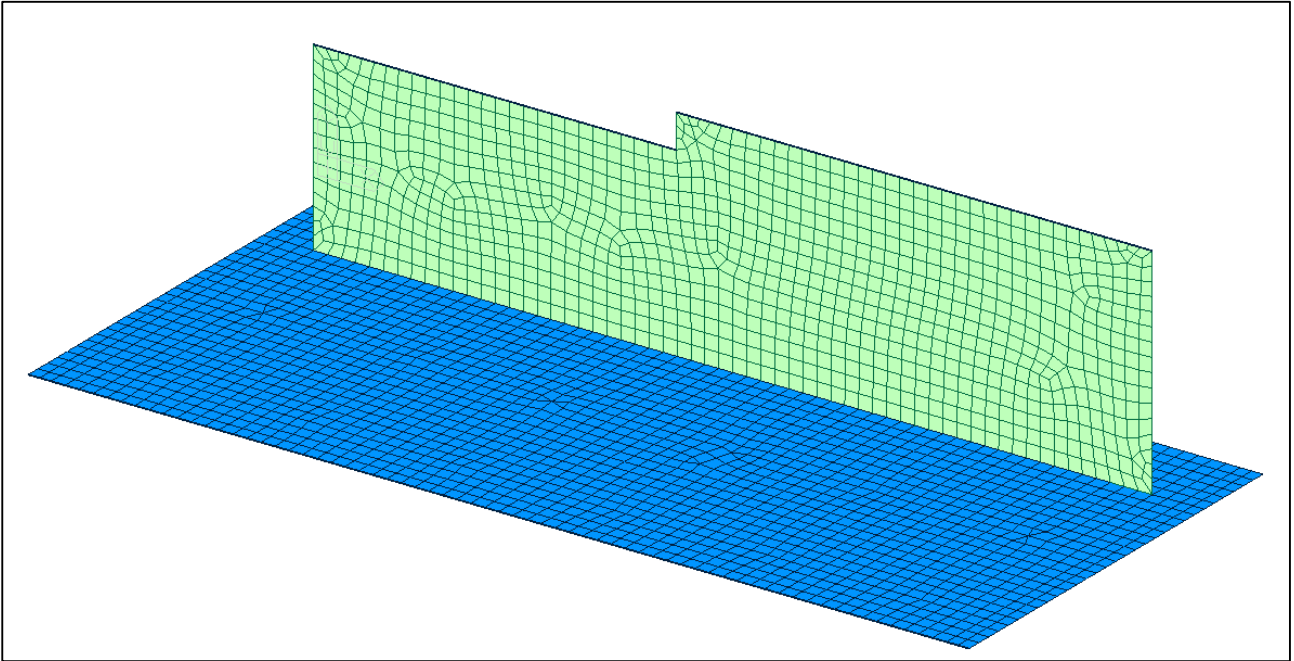
8.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

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

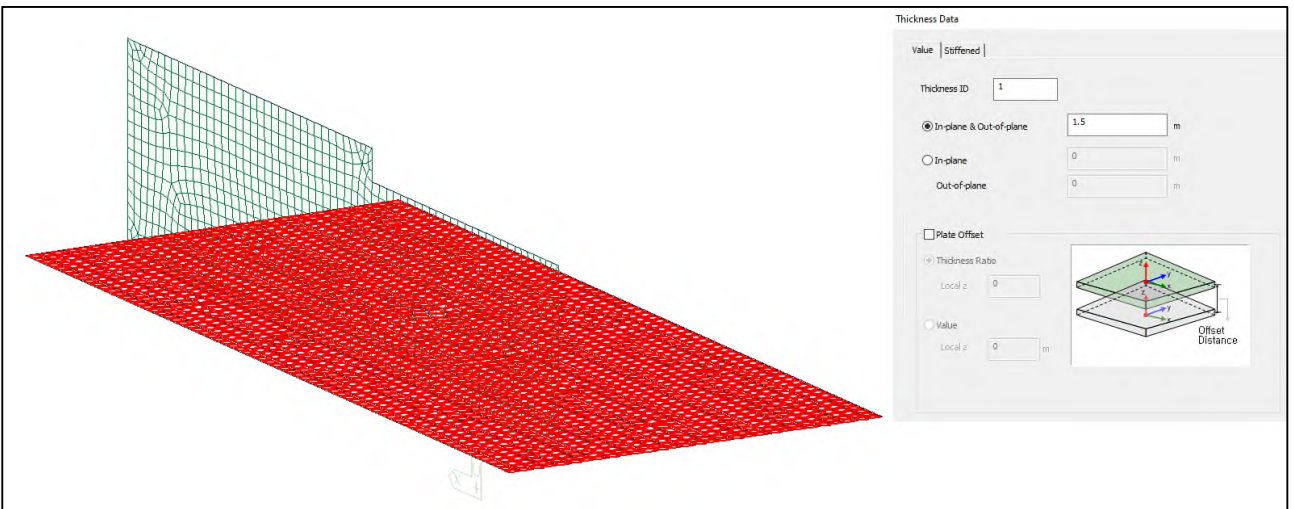
E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare. I vari elementi sono stati schematizzati assumendo diverse caratteristiche geometriche per le varie sezioni previste.



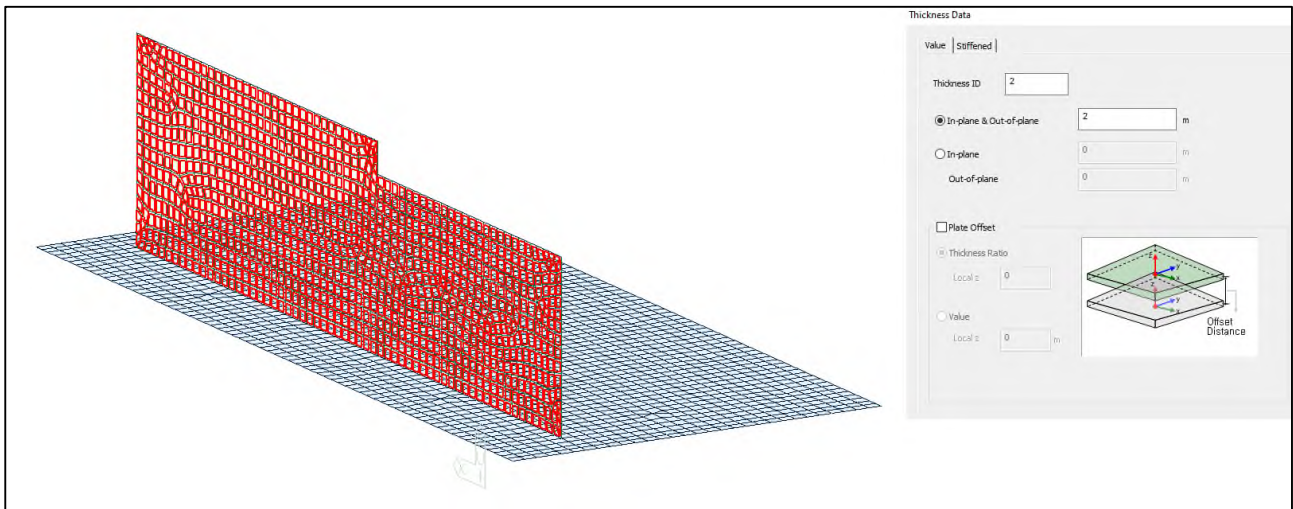
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Ventimiglia



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Ventimiglia



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



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

8.1.2 VINCOLI

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

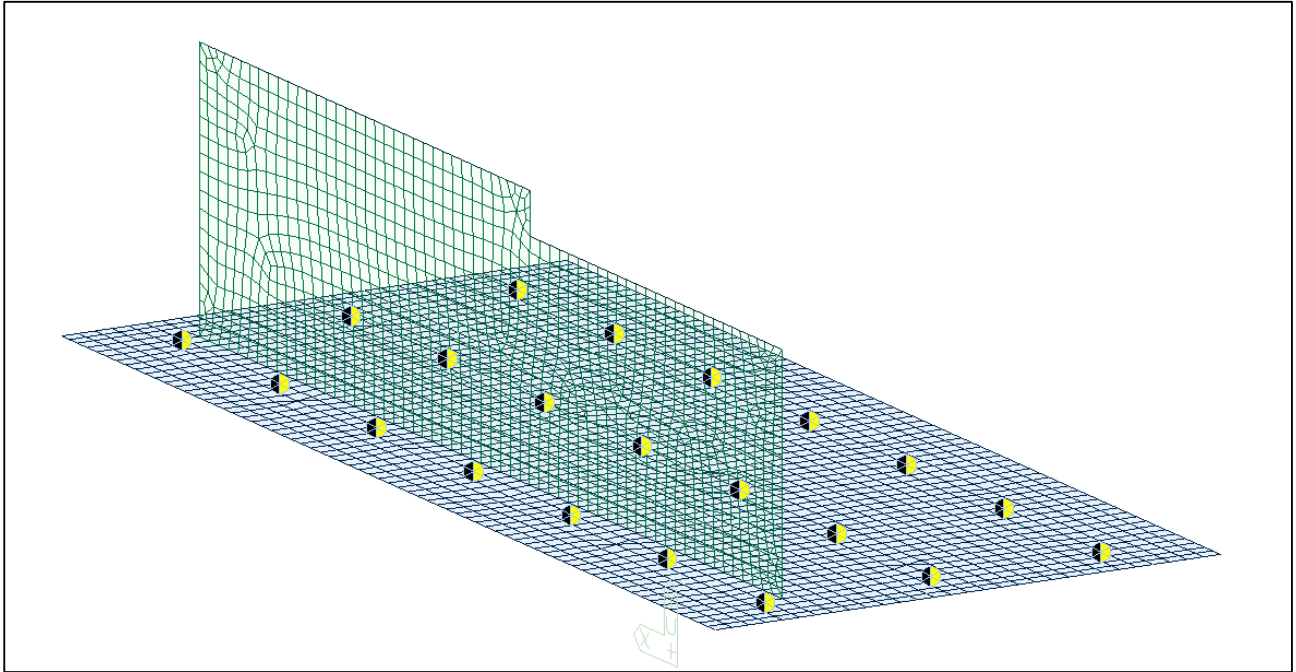
$$K_V = \frac{E * A}{L} \quad K_H = \frac{3 * E * I}{(4 * D)^3}$$

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

PROPRIETA' MECCANICHE E GEOMETRICHE DEI PALI		
E [MPa]	Modulo elastico	31500
D [mm]	Diametro palo	800
A [mm ²]	Area palo	502655
I [mm ⁴]	Momento d'inerzia	2.01*10 ¹⁰
L [m]	Lunghezza palo	24.00

$$K_V = 659735 \frac{kN}{m} \quad K_H = 57966.6 \frac{kN}{m}$$

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

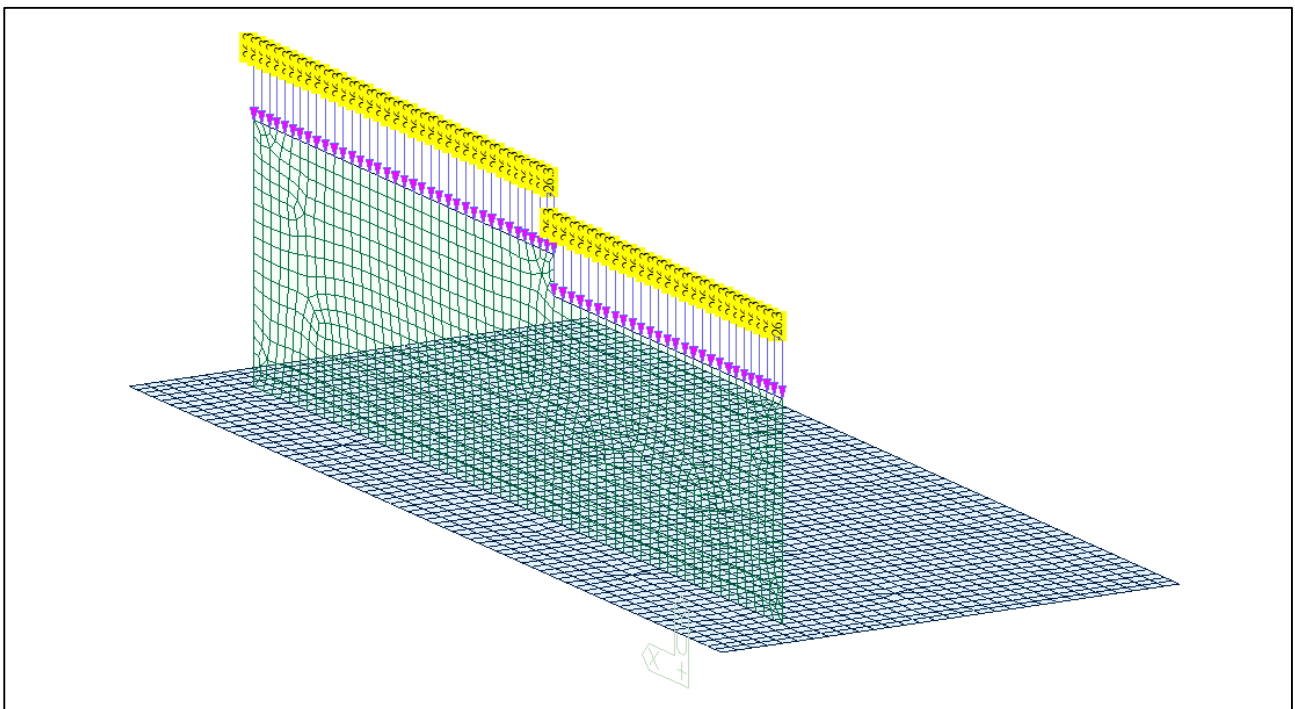


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei micropali

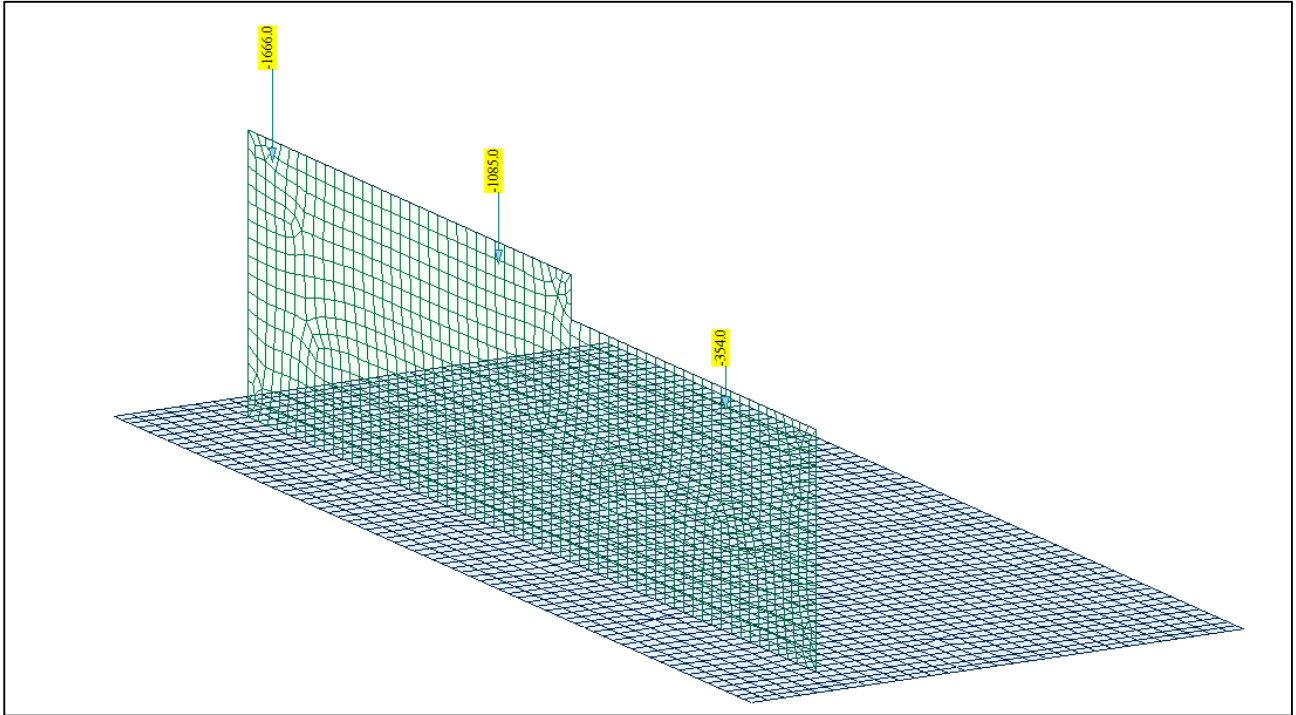
8.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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

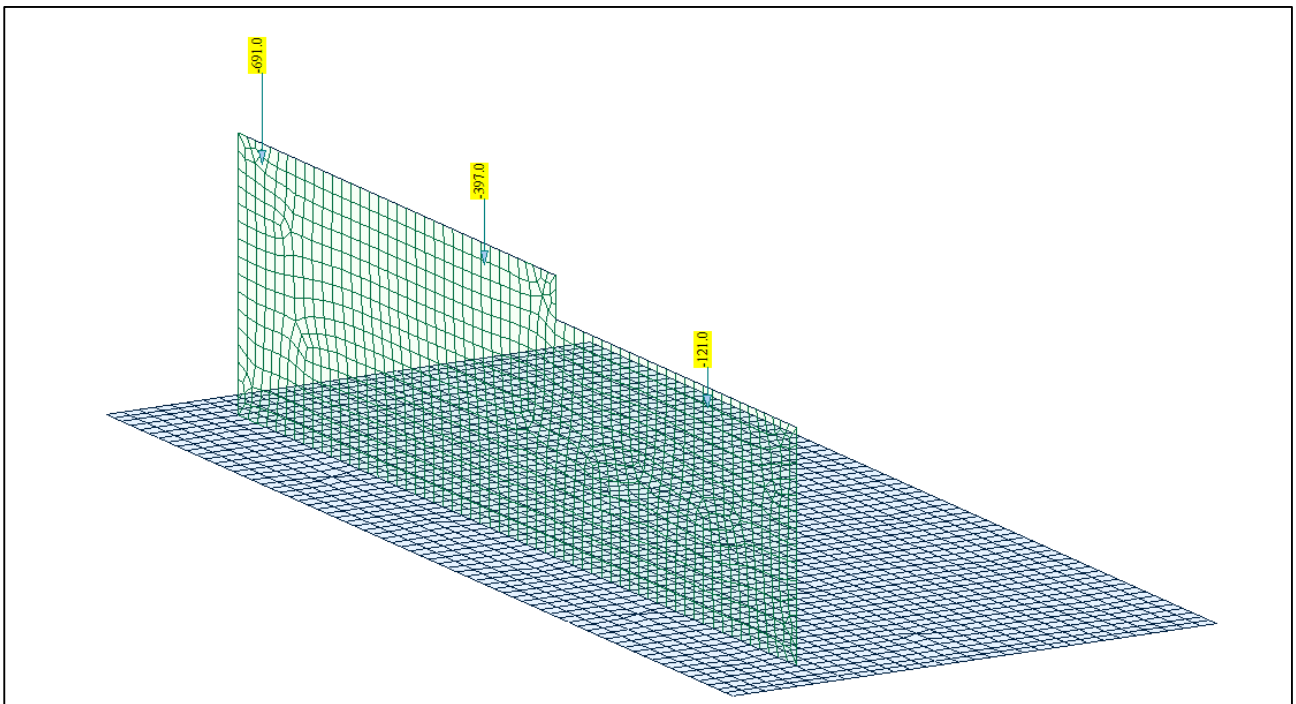
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 2.00m.



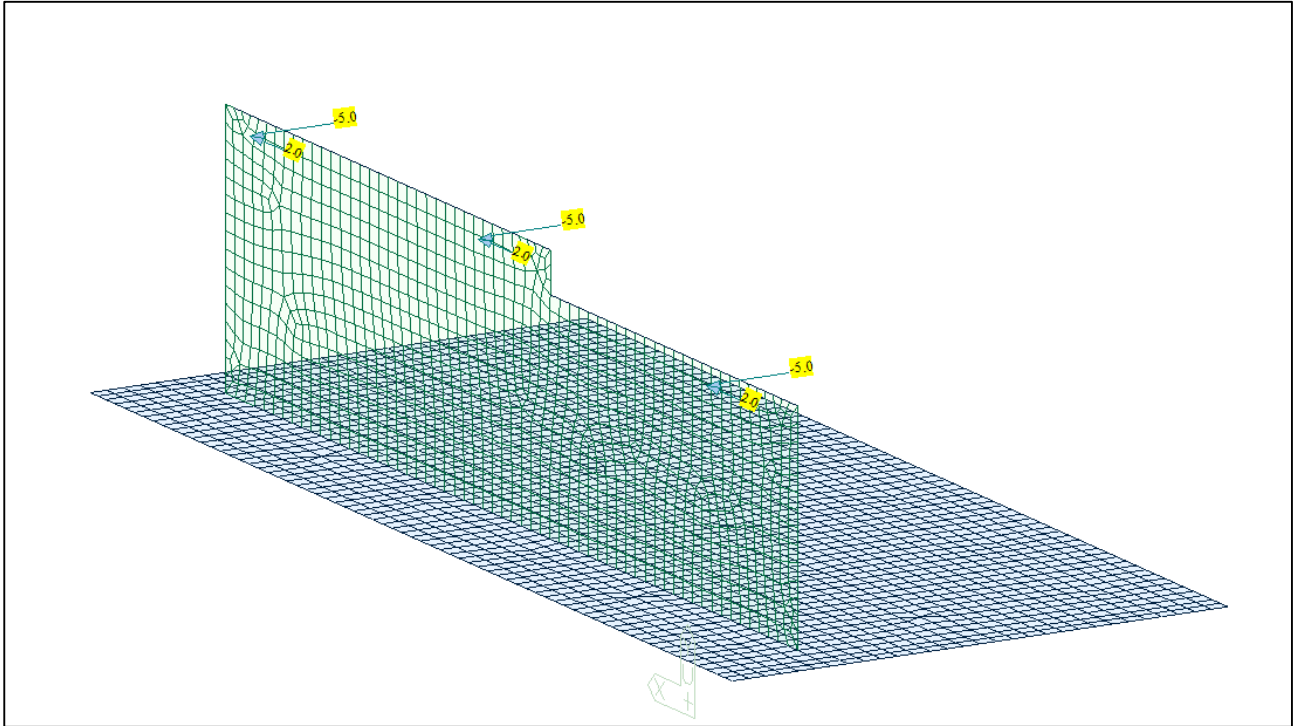
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Paraghiaia



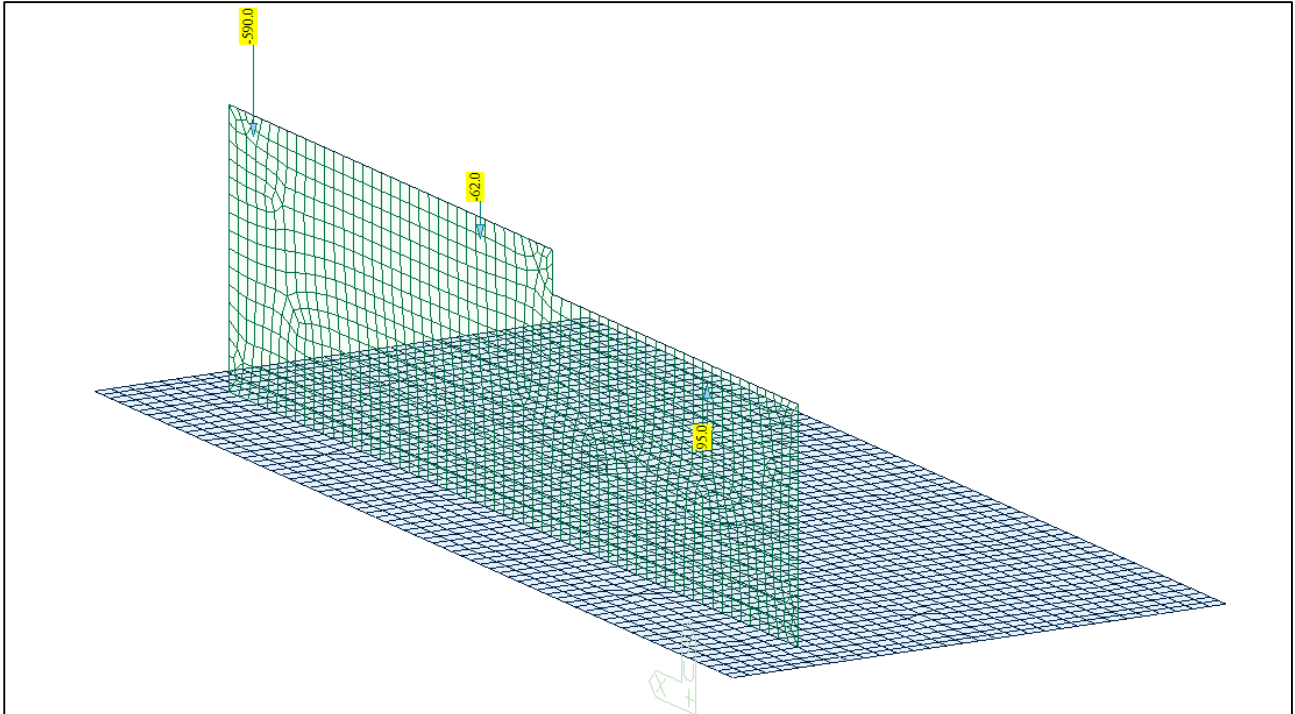
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



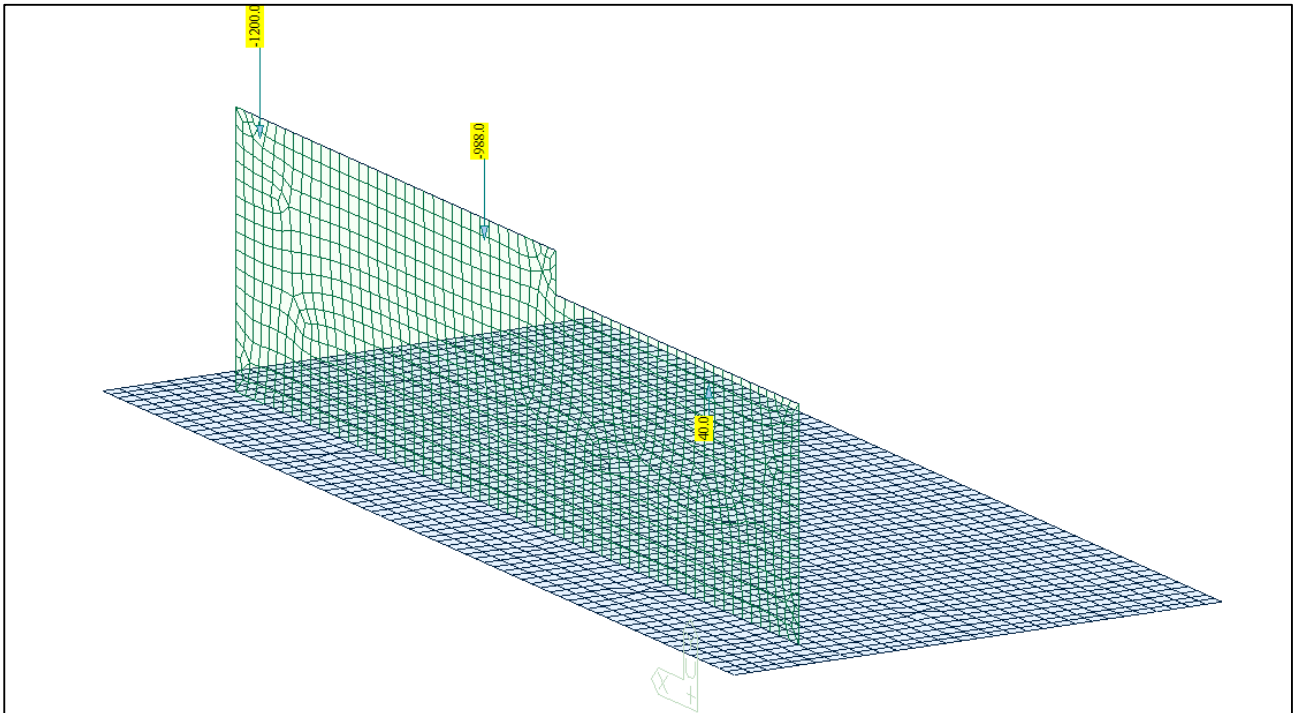
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



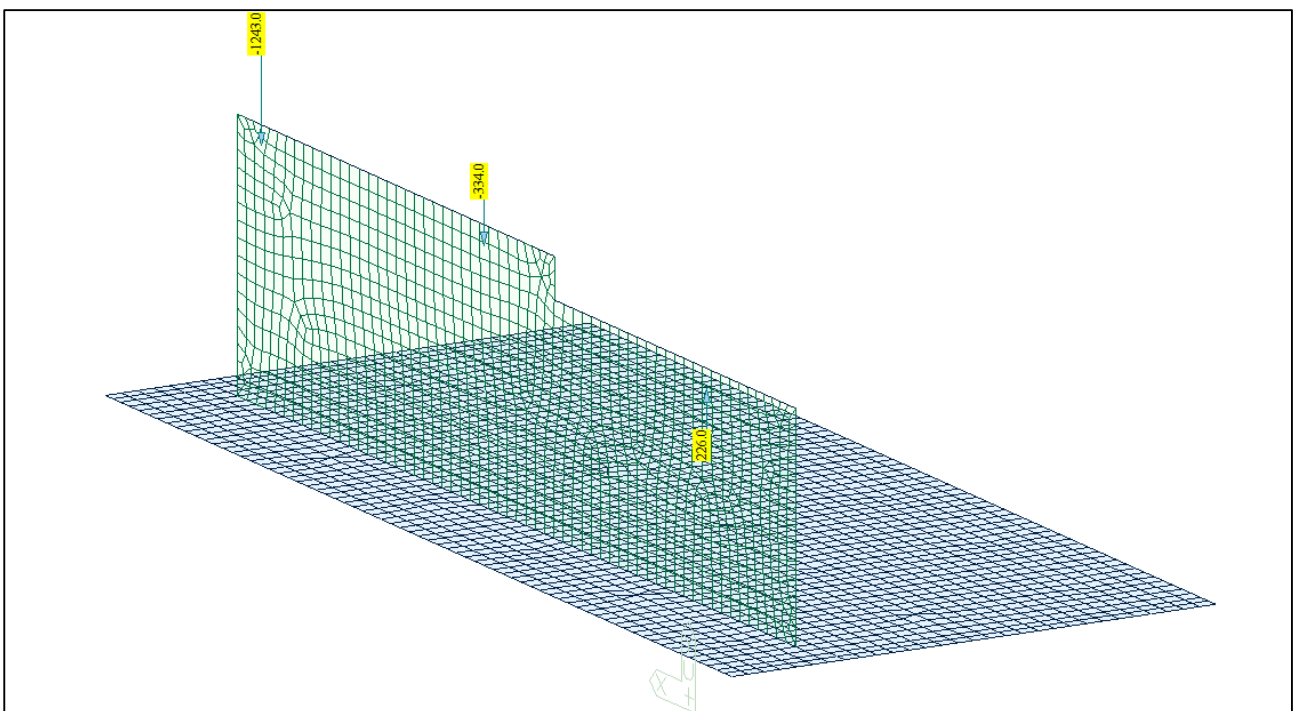
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



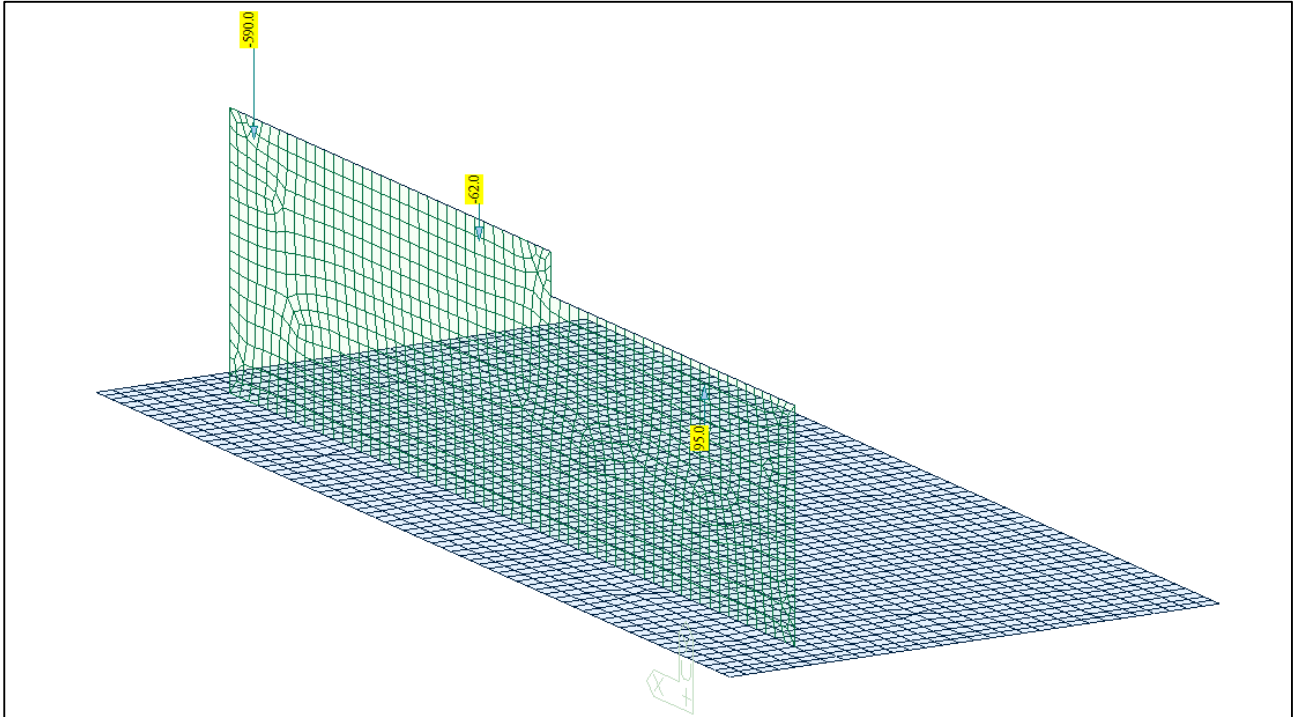
Modello FEM – Condizione di carico Disp 5A



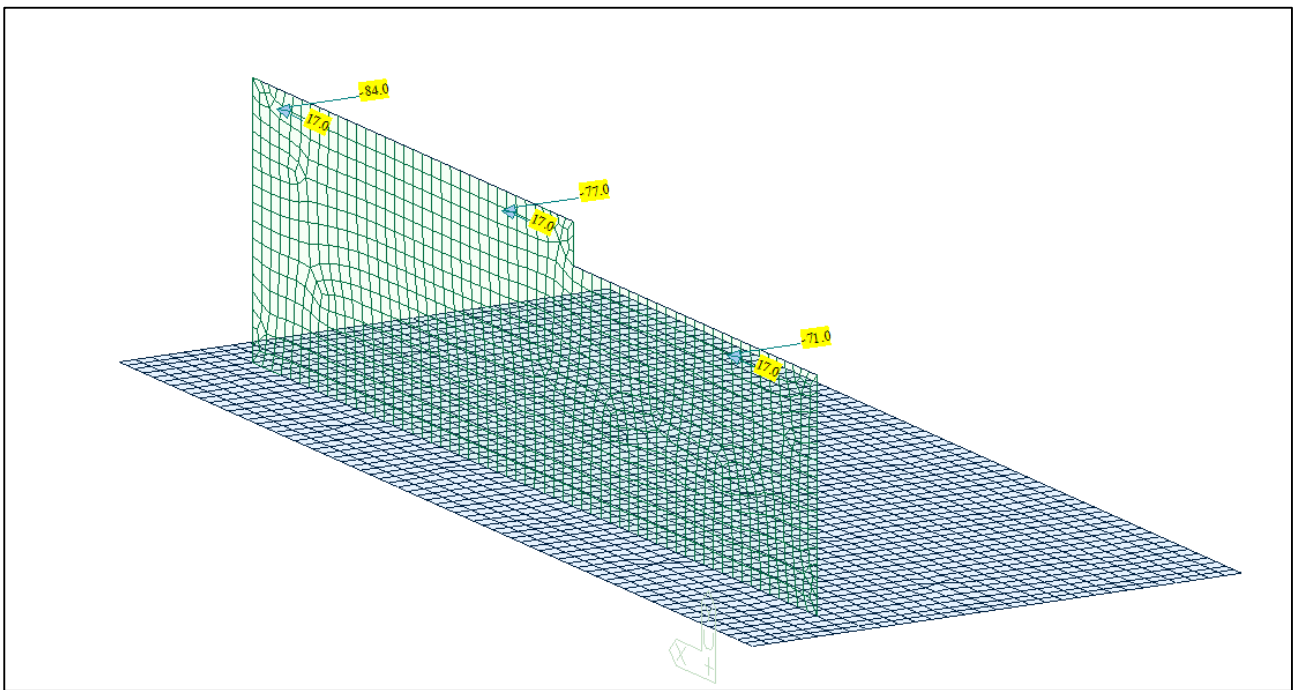
Modello FEM – Condizione di carico Disp 4C



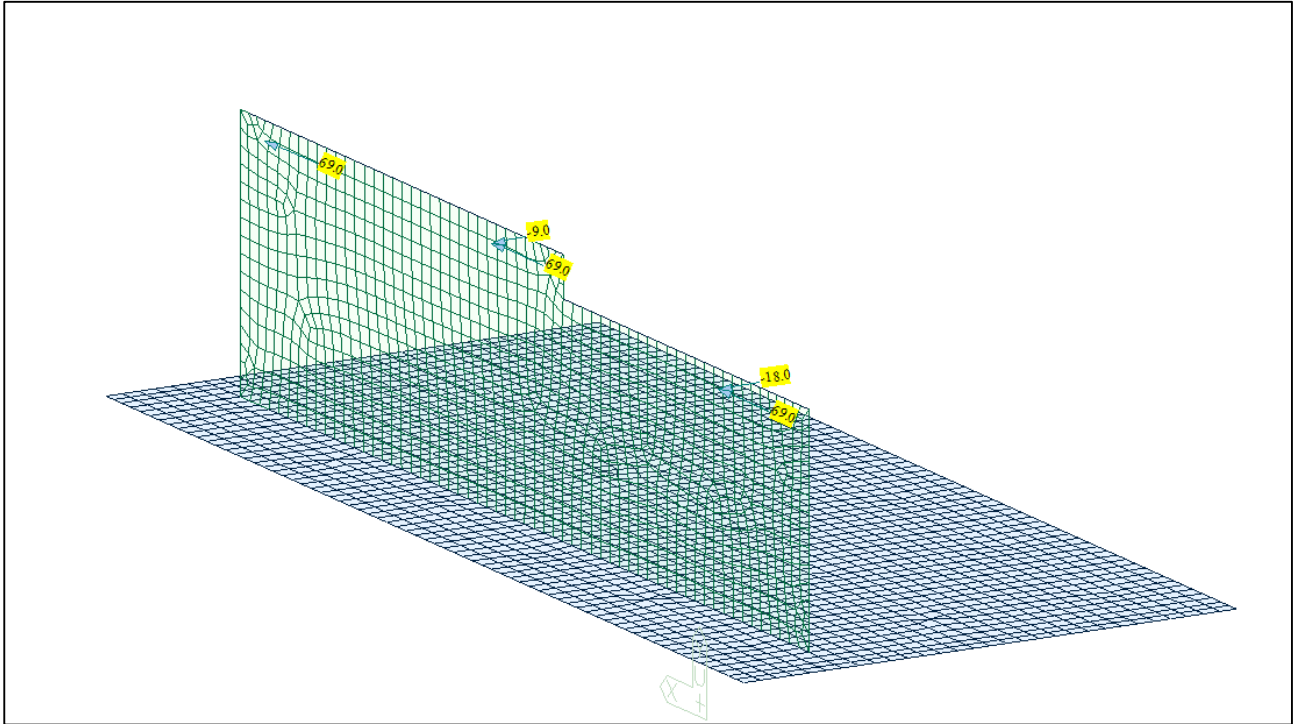
Modello FEM – Condizione di carico Disp 2B



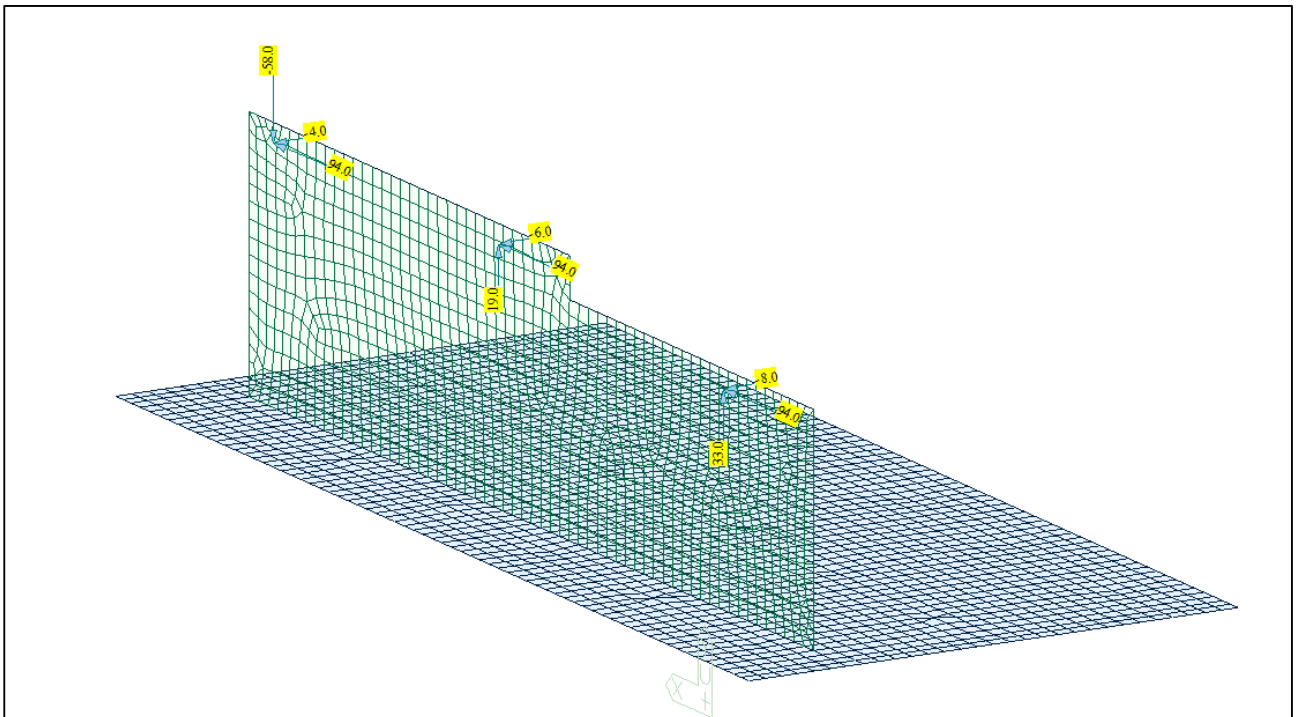
Modello FEM – Condizione di carico Disp 5A



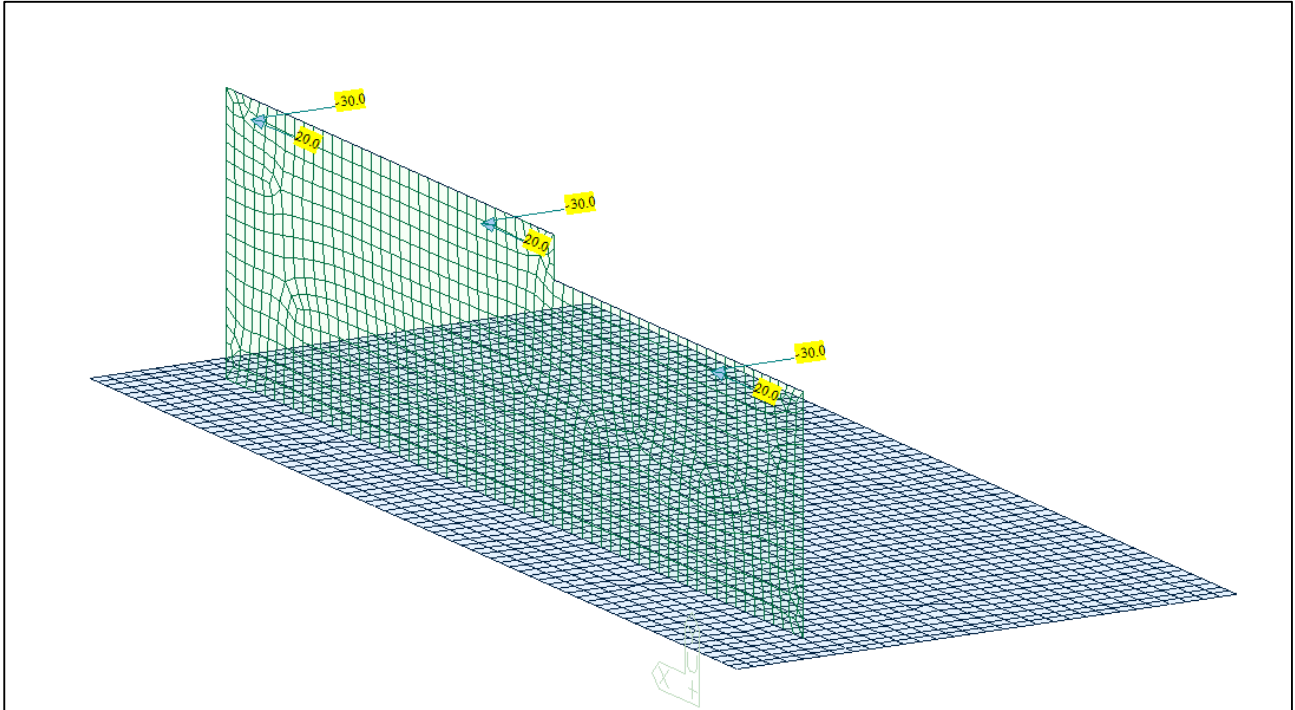
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



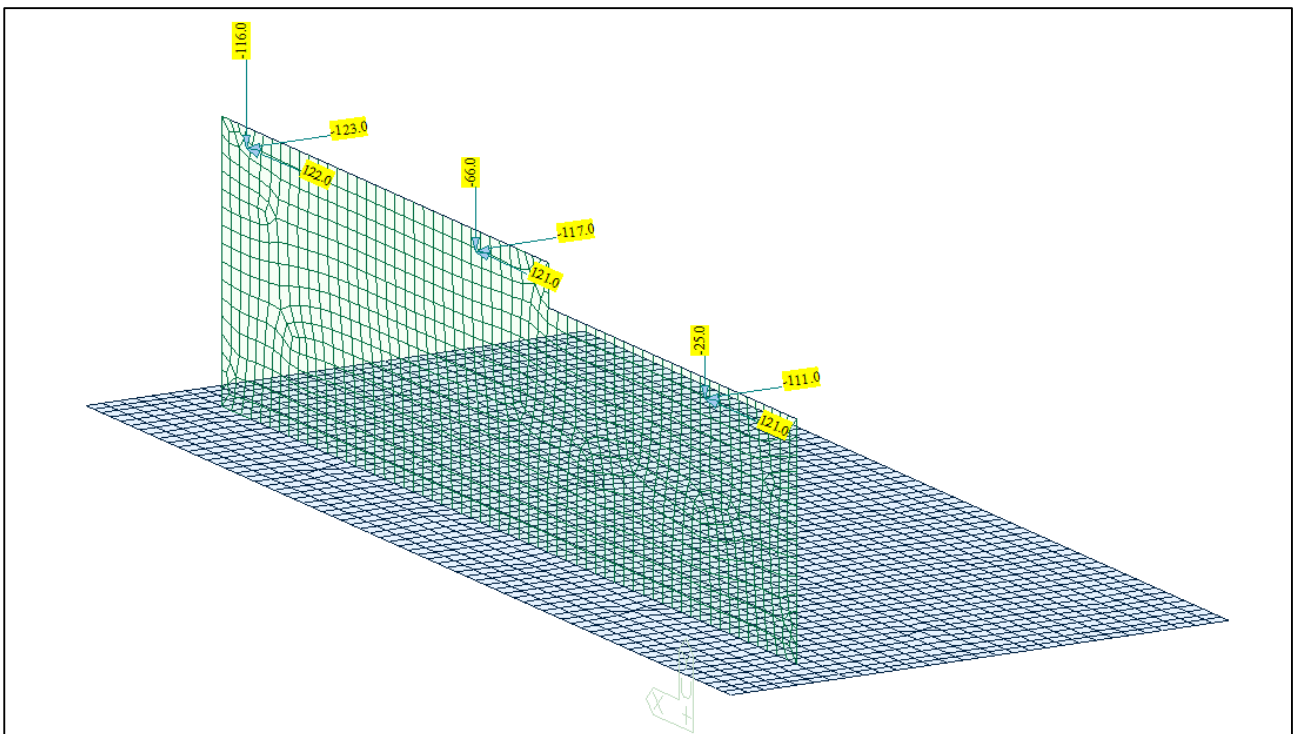
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



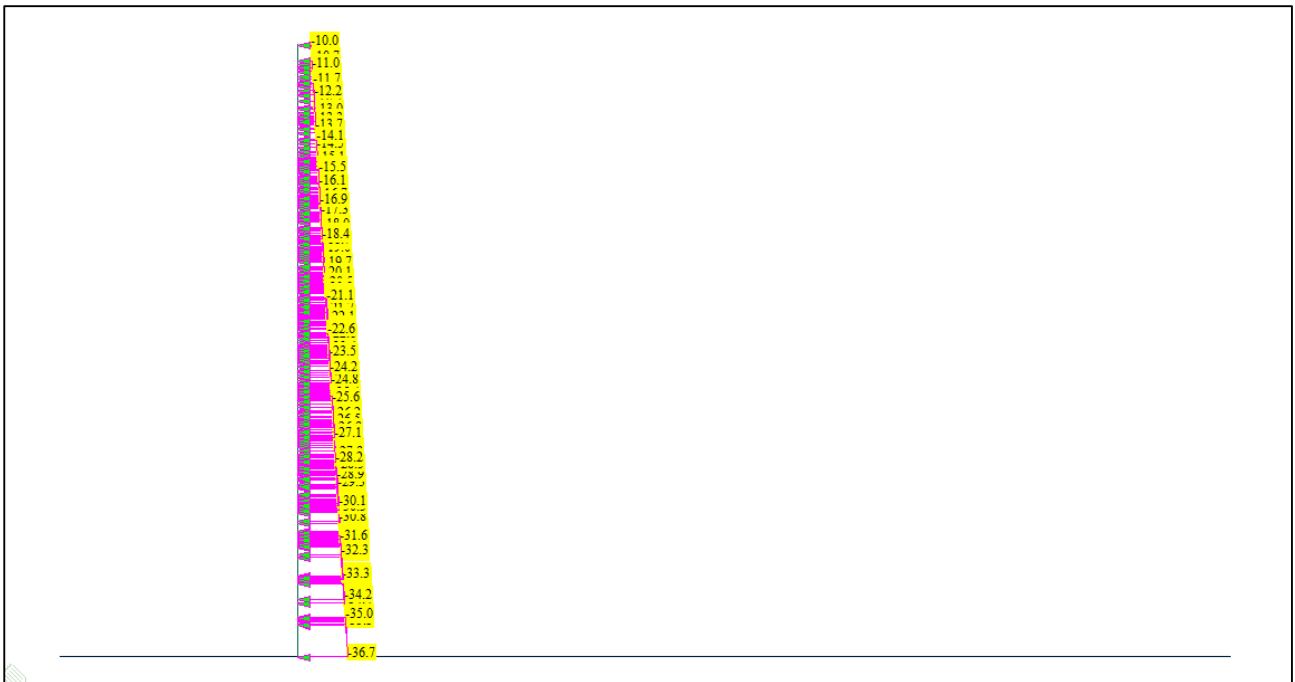
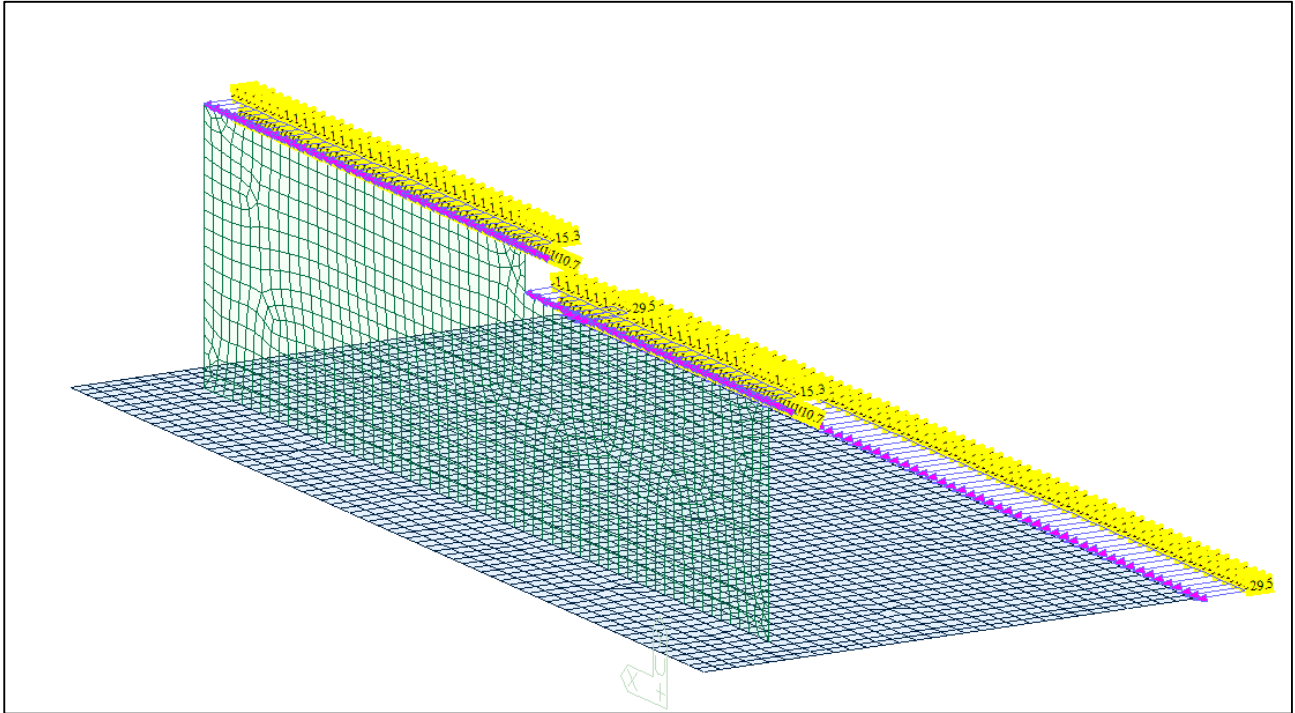
Modello FEM – Condizione di carico Vento



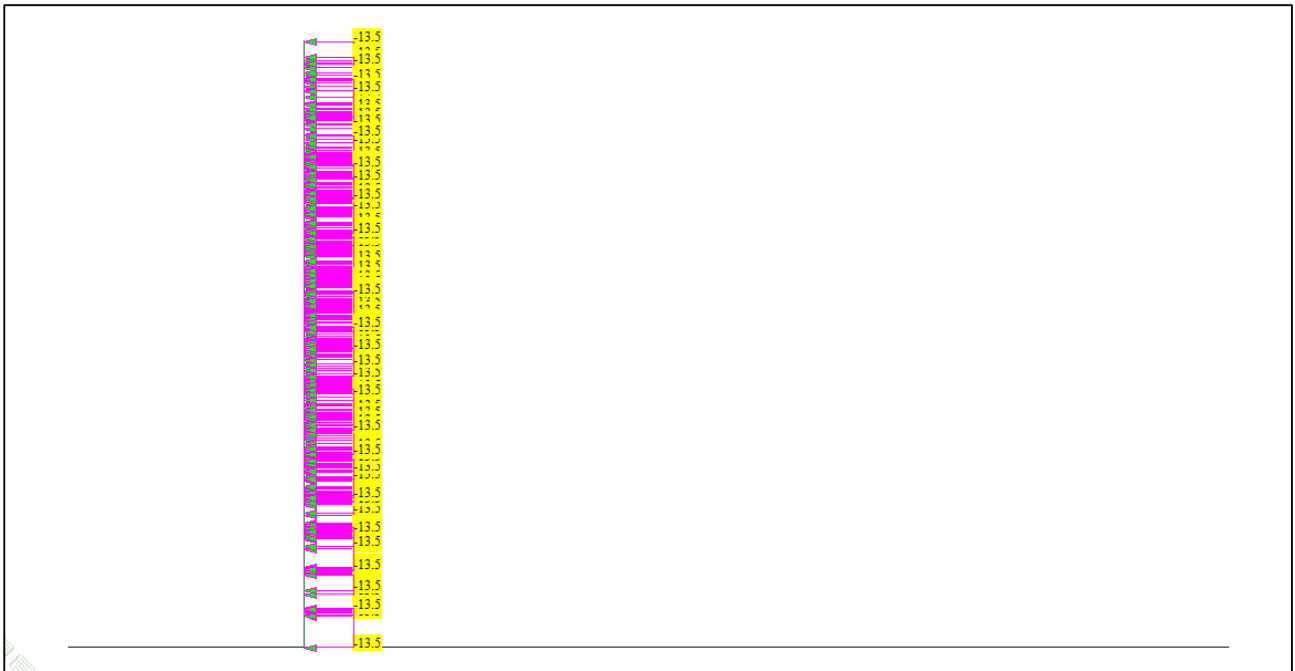
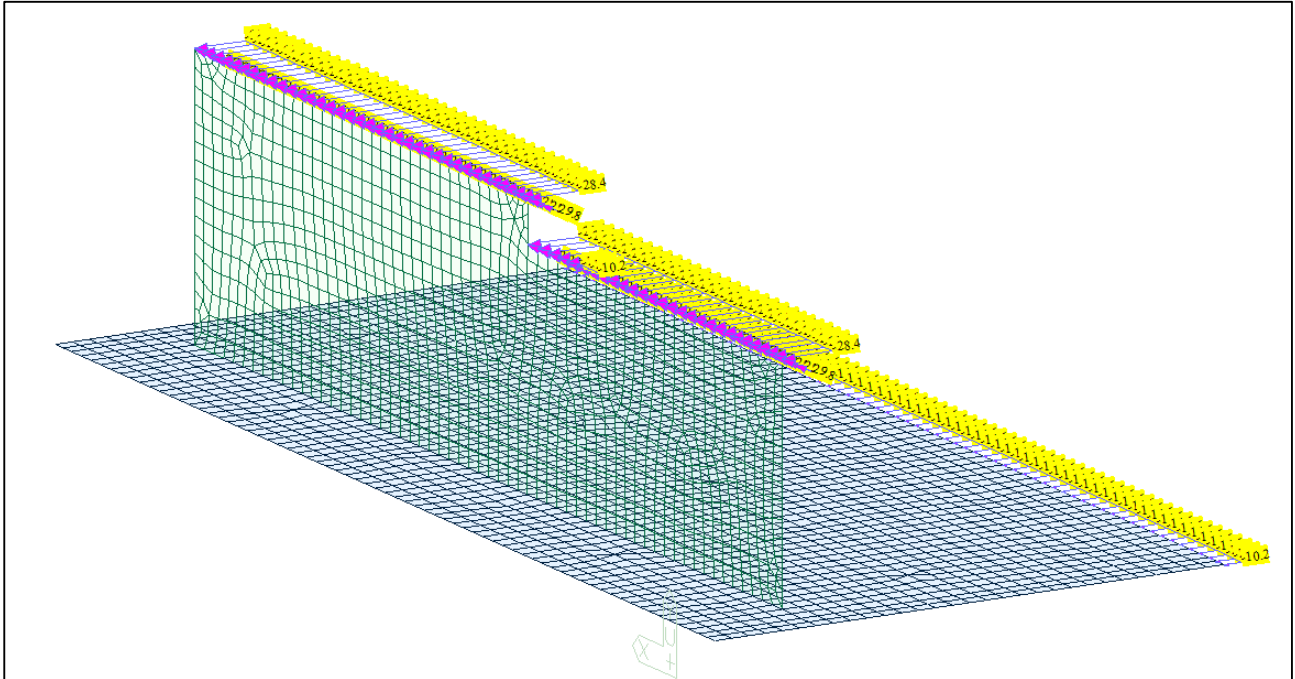
Modello FEM – Condizione di carico Termico



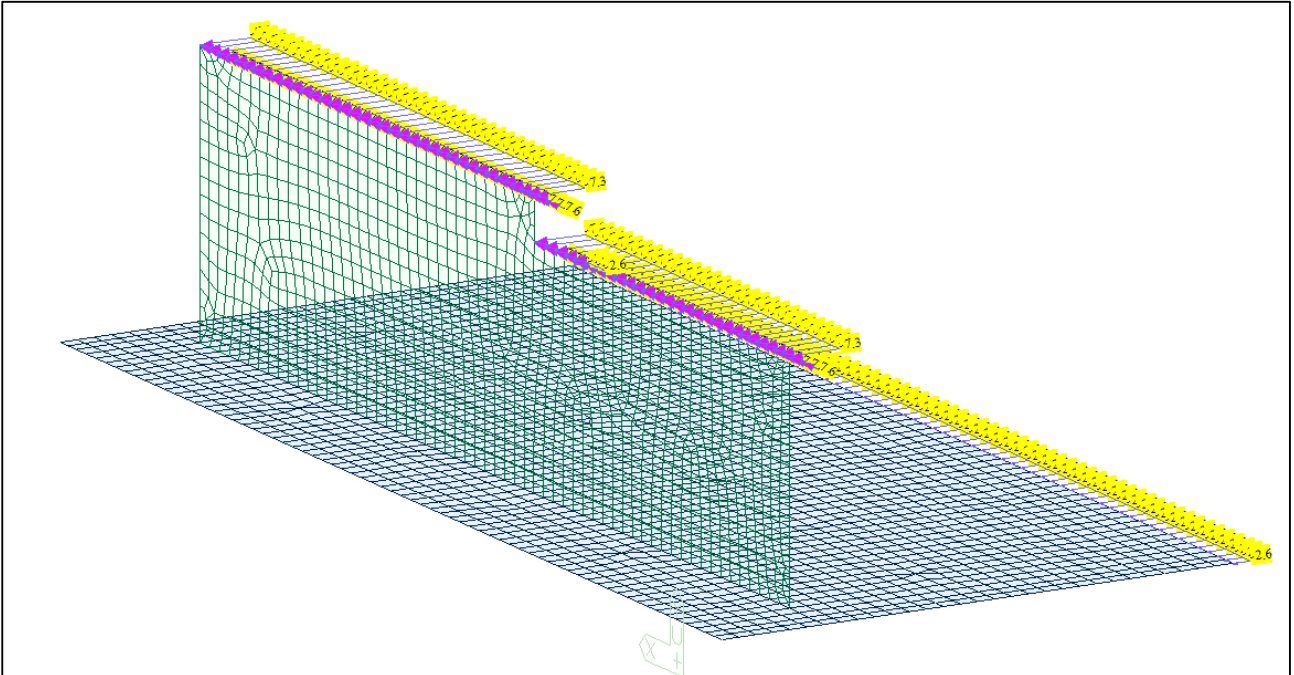
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



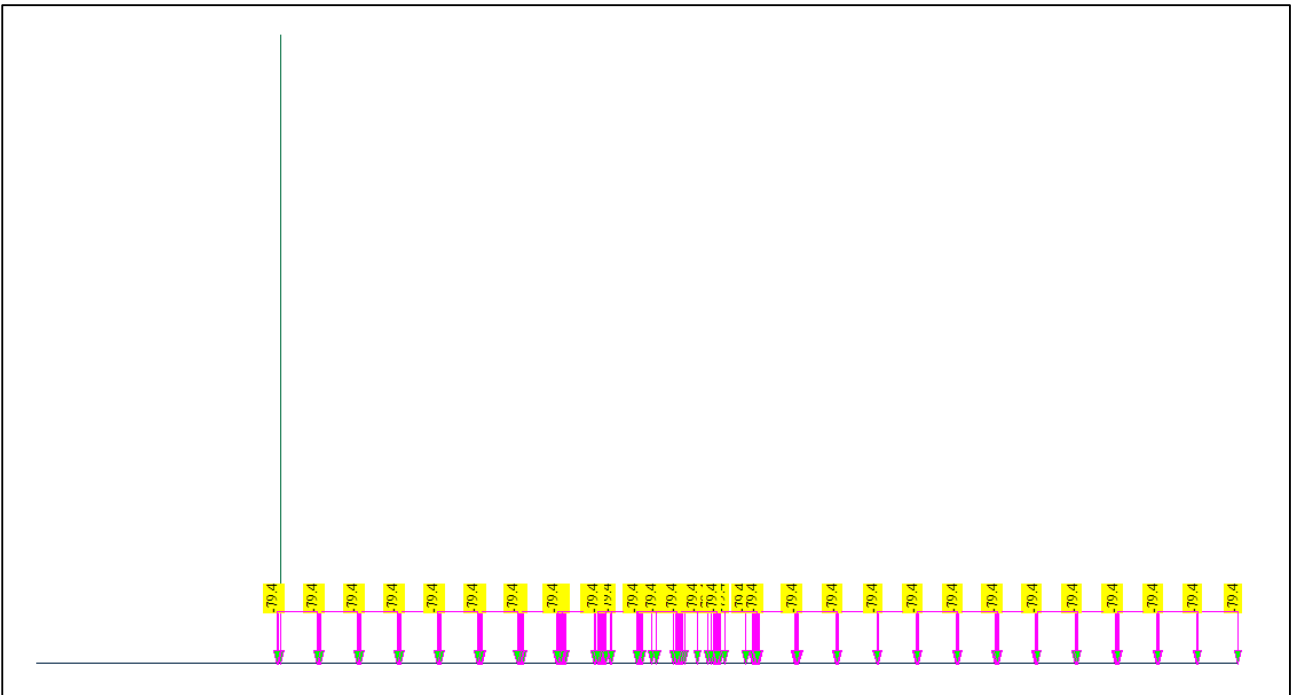
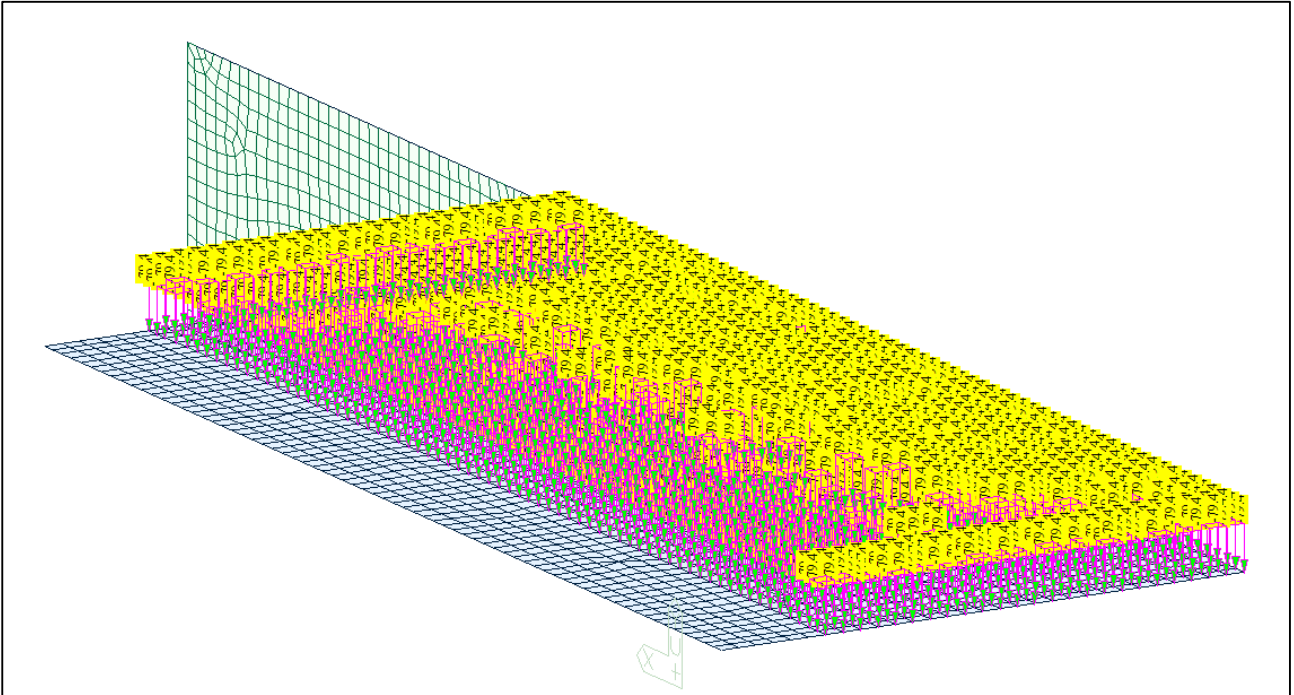
Modello FEM – Condizione di carico Spinta delle terre



Modello FEM – Condizione di carico Spinta Wood



Modello FEM – Condizione di carico Spinta sovraccarico



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



8.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

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

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

Di seguito si riportano i valori tabellati

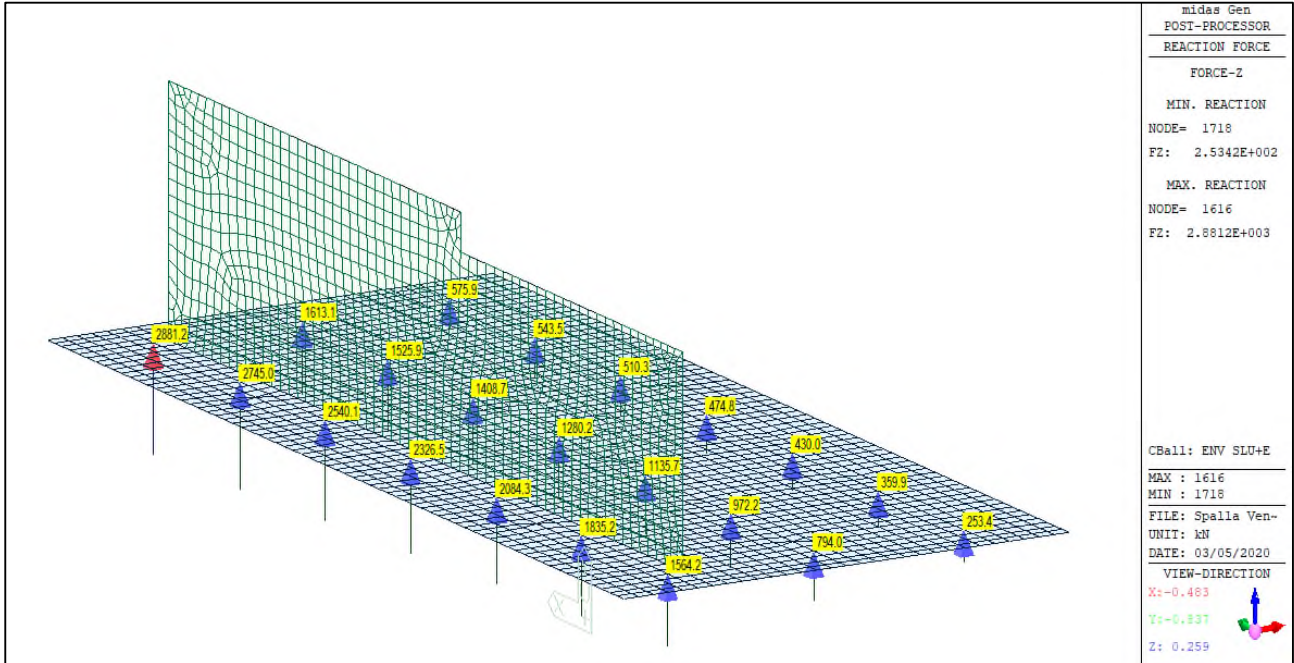
No	Nome	Active	Type	Peso proprio spalla(ST)	Peso proprio impalcata(ST)	Permanente(ST)	Ritiro(ST)	Disp5A(ST)	Disp4C(ST)	Disp2B(ST)	Disp5AB(ST)	Frenamento(ST)	Centrifuga(ST)	Vento(ST)	Termica(ST)	Sisma impalcato(ST)	Spinta del terreno(ST)	Spinta Wood(ST)	Spinta sovraccarico(ST)	Ricoprimento(ST)
1	SLU-1	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500					1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
2	SLU-2	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
3	SLU-3	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.3500		1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
4	SLU-4	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
5	SLU-5	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000	1.3500				1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
6	SLU-6	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.3500		1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
7	SLU-7	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.3500		1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
8	SLU-8	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.3500	1.3500	0.9000	0.9000					1.3500
9	SLU-9	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000	1.0125				1.0125	1.0125	1.5000	0.9000					1.0125
10	SLU-10	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.0125		1.0125	1.0125	1.5000	0.9000					1.0125
11	SLU-11	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.0125		1.0125	1.0125	1.5000	0.9000					1.0125
12	SLU-12	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.0125	1.0125	1.5000	0.9000					1.0125
13	SLU-13	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000	1.0125				1.0125	1.0125	0.9000	1.0000					1.0125
14	SLU-14	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000			1.0125		1.0125	1.0125	0.9000	1.0000					1.0125
15	SLU-15	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.0125	1.0125	0.9000	1.0000					1.0125
16	SLU-16	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.2000					1.0125	1.0125	0.9000	1.0000					1.0125
17	SLE R1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	0.8000	0.6000					1.0000
18	SLE R2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000	0.7500	0.8000	0.6000					1.0000
19	SLE R3	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.8000	0.6000					1.0000
20	SLE R4	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.8000	0.6000					1.0000
21	SLE R5	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	1.0000	0.8000	0.6000					1.0000
22	SLE R6	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	1.0000	0.8000	0.6000					1.0000
23	SLE R7	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	1.0000	0.8000	0.6000					1.0000
24	SLE R8	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.8000	0.6000					1.0000
25	SLE R9	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	0.7500	1.0000	0.6000					1.0000
26	SLE R10	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	1.0000	0.6000					1.0000
27	SLE R11	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	1.0000	0.6000					1.0000
28	SLE R12	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.7500	1.0000	0.6000				1.0000
29	SLE R13	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	0.8000	1.0000					1.0000
30	SLE R14	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	0.7500	0.8000	1.0000					1.0000
31	SLE R15	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	0.7500	0.8000	1.0000					1.0000
32	SLE R16	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	0.7500	0.8000	1.0000					1.0000
33	SLE F1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				1.0000	0.7500	0.2000	0.6000					1.0000
34	SLE F2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		1.0000	0.7500	0.2000	0.6000					1.0000
35	SLE F3	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.2000	0.6000					1.0000
36	SLE F4	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.2000	0.6000					1.0000
37	SLE F5	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	1.0000	0.2000	0.6000					1.0000
38	SLE F6	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	1.0000	0.2000	0.6000					1.0000
39	SLE F7	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	1.0000	0.2000	0.6000					1.0000
40	SLE F8	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.2000	0.6000					1.0000
41	SLE F9	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	0.7500	1.0000	0.6000					1.0000
42	SLE F10	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	1.0000	0.6000					1.0000
43	SLE F11	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.7500	1.0000	0.6000				1.0000
44	SLE F12	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.7500	1.0000	0.6000				1.0000
45	SLE F13	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.7500	0.7500	0.2000	1.0000					1.0000
46	SLE F14	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.7500	0.7500	0.2000	1.0000					1.0000
47	SLE F15	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.7500	0.7500	0.2000	1.0000					1.0000
48	SLE F16	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000	0.7500	0.2000	1.0000					1.0000
49	SLE QP	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000				0.0000	0.0000	0.0000	0.0000					1.0000
50	SLE QP	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000			1.0000		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000					1.0000
51	SLE QP	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.0000	0.0000	0.0000	0.0000					1.0000
52	SLE QP	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.0000	0.0000	0.0000	0.0000					1.0000
53	E1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000					0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000



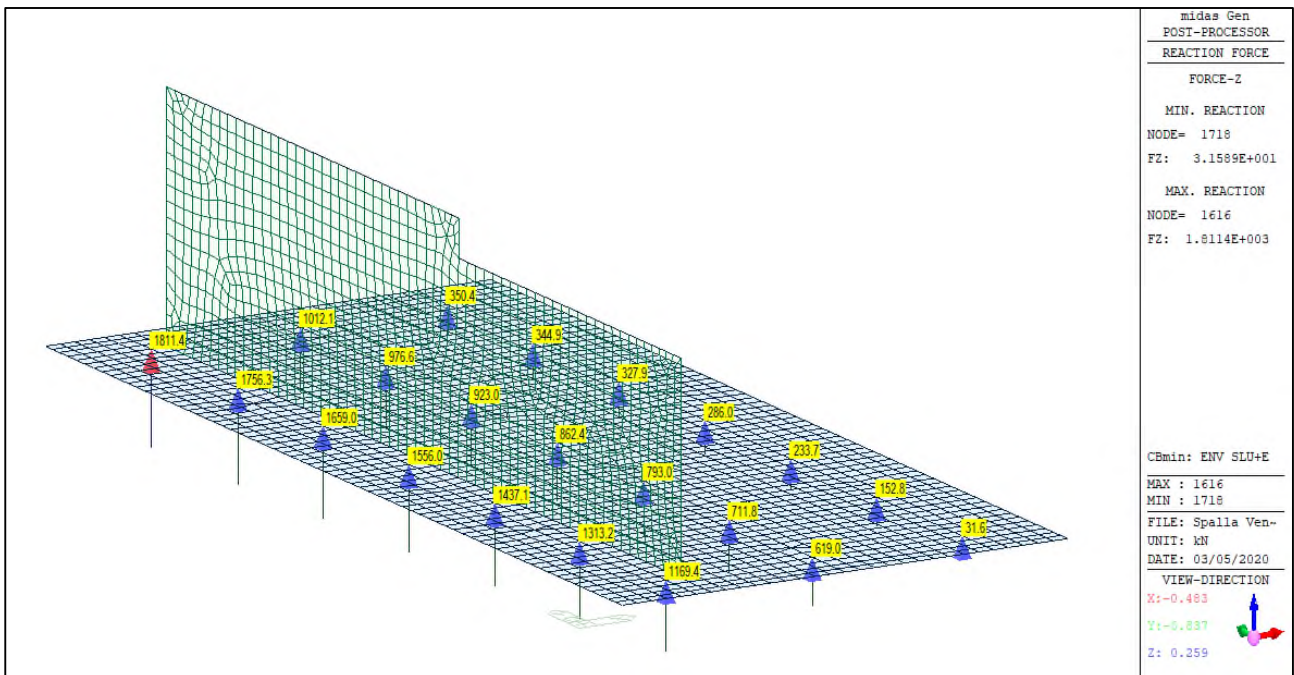
8.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

8.2.1 REAZIONI VINCOLARI

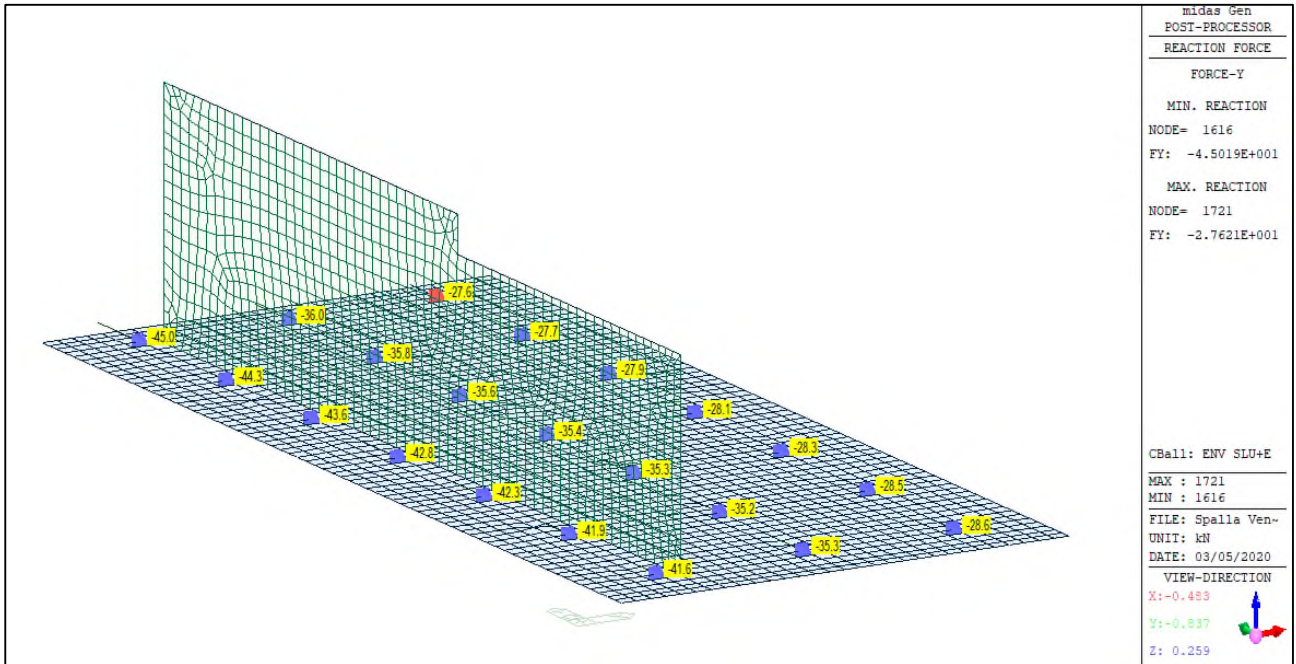
Si presentano le reazioni vincolari massime che si sviluppano agli stati limite SLU+E necessarie per la verifica dei micropali



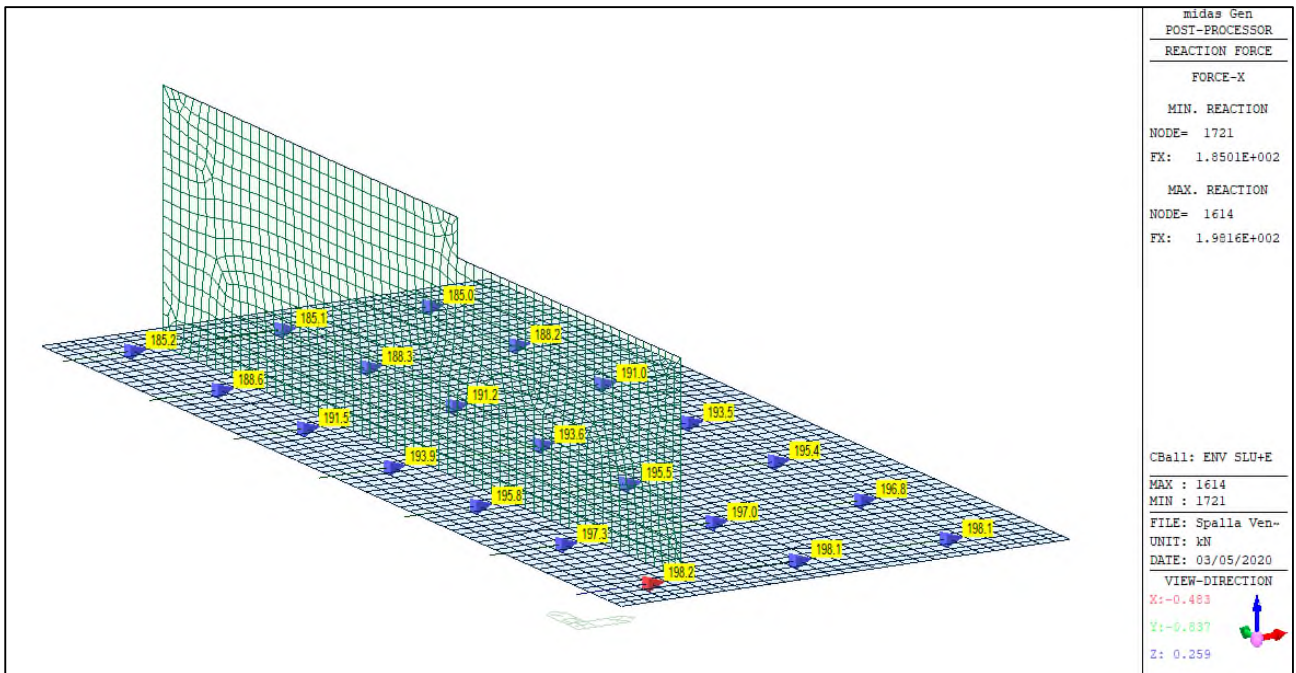
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) massime



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



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

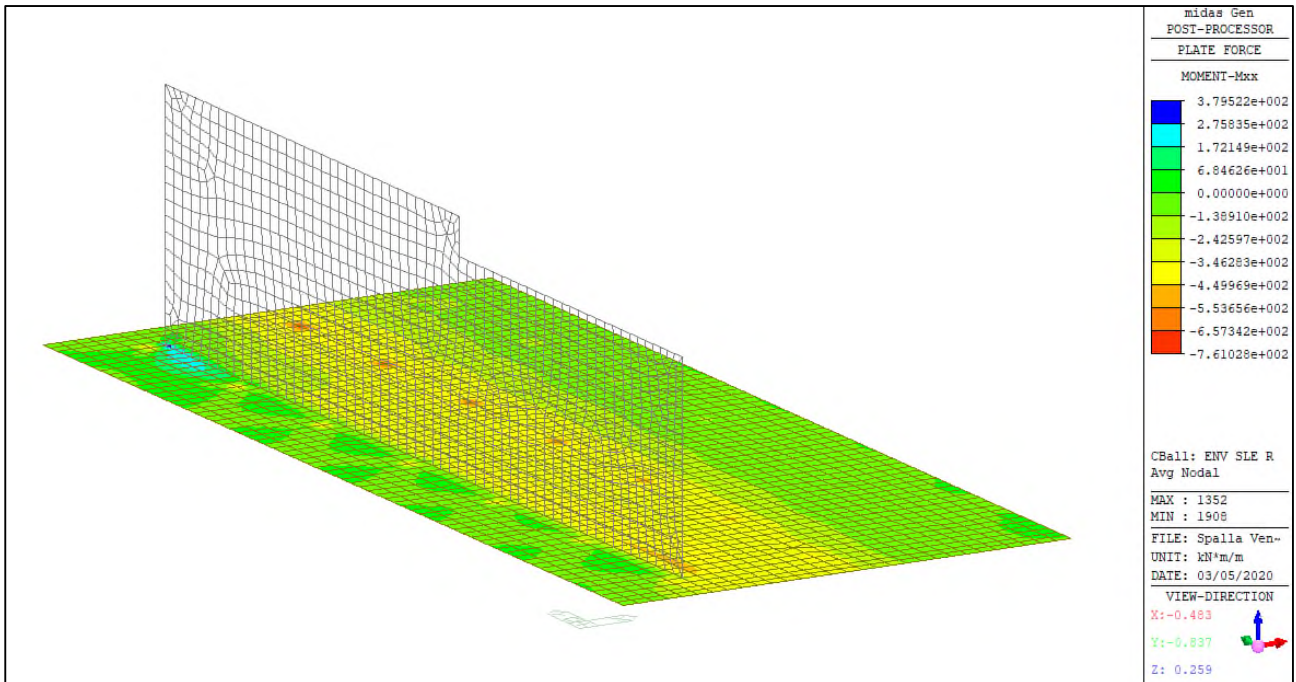


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

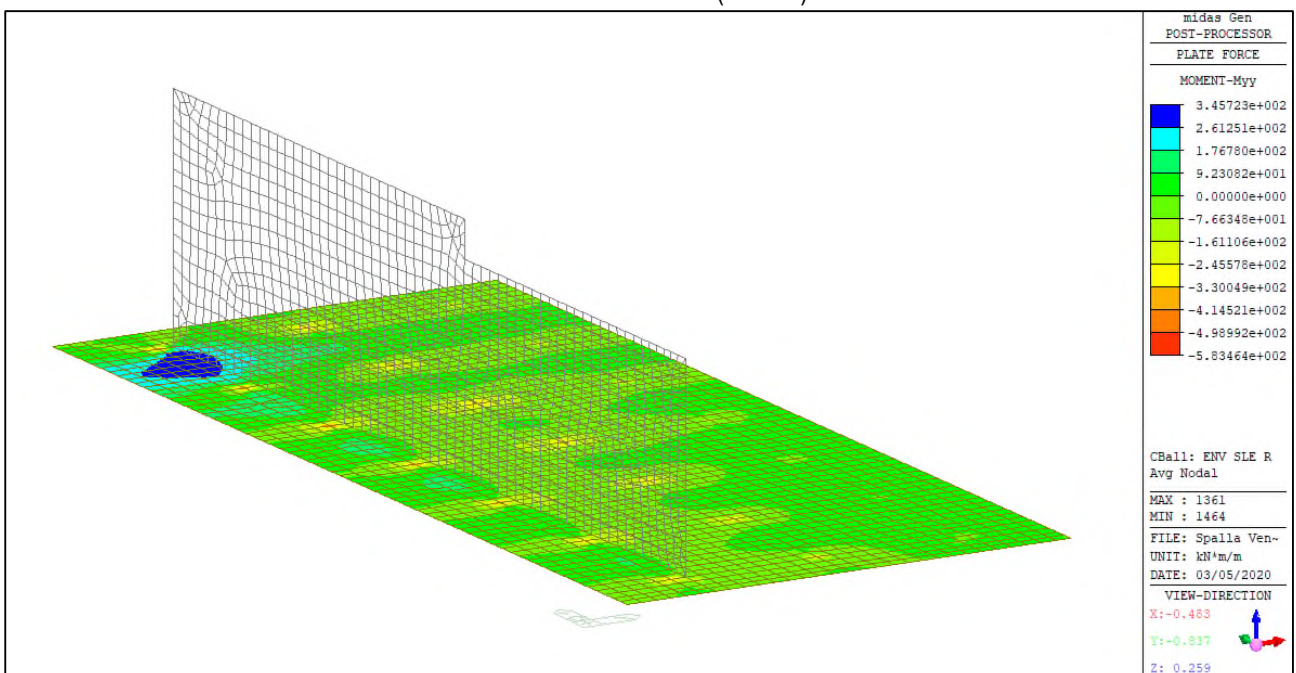


8.2.2 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

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



ENV-SLE RARA – Mxx (kNm/m) – Platea



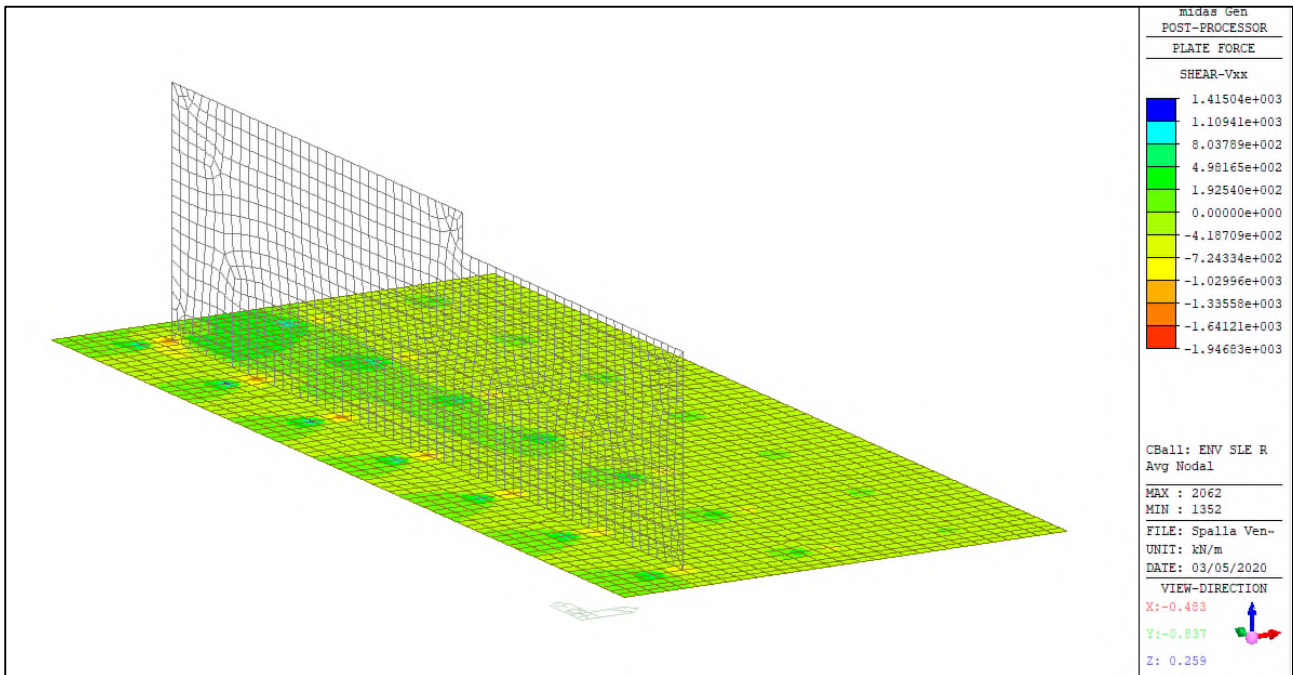
ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Platea



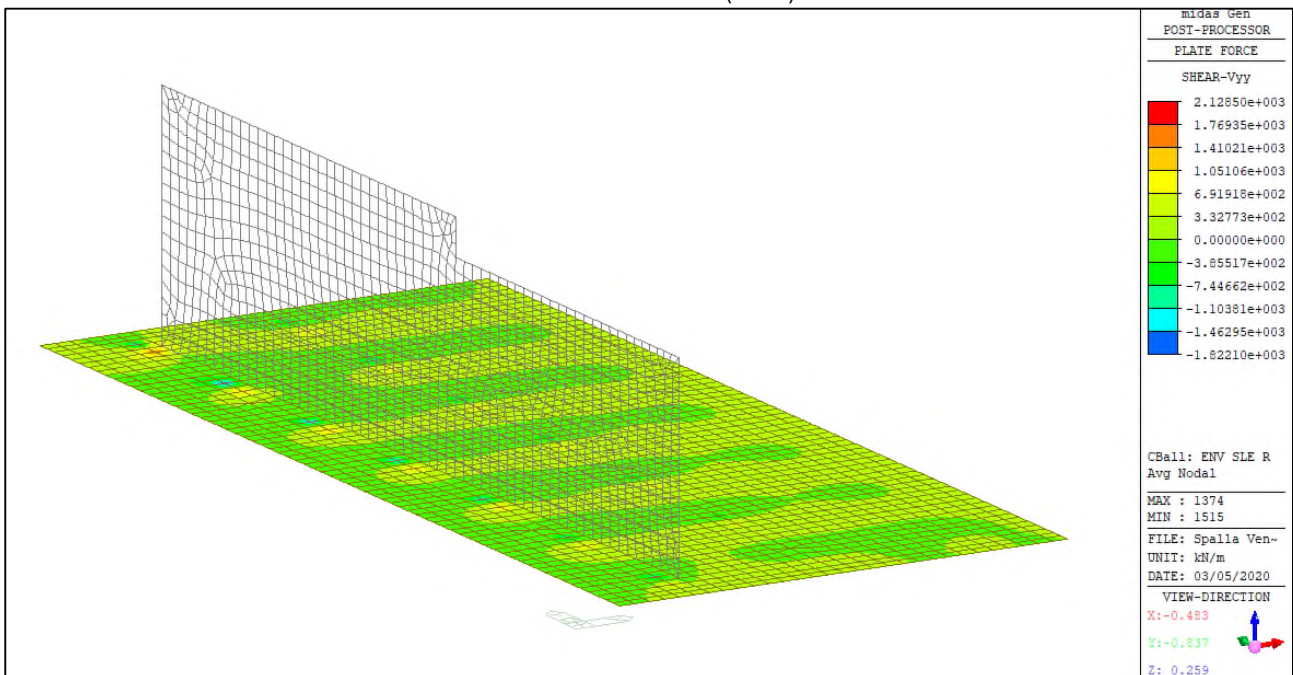
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA – Vxx (kN/m) – Platea



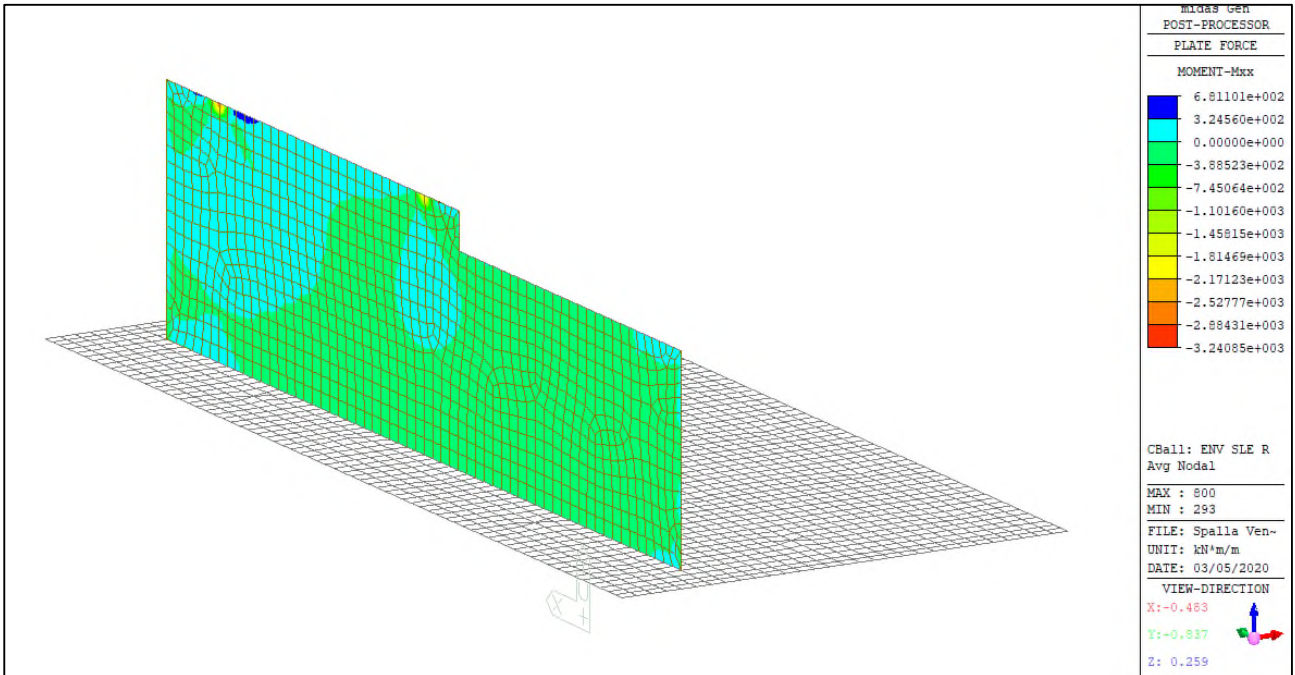
ENV-SLE RARA– Vyy (kN/m) – Platea



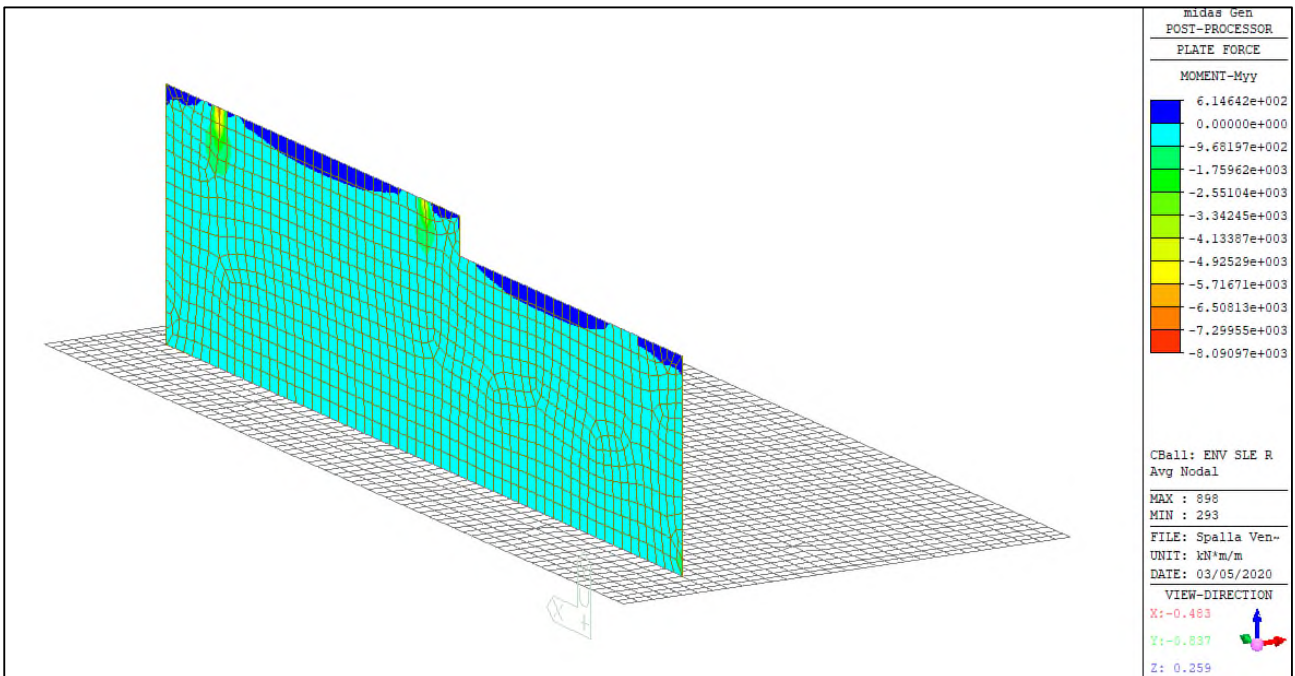
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Mxx (kNm/m) – Spalla



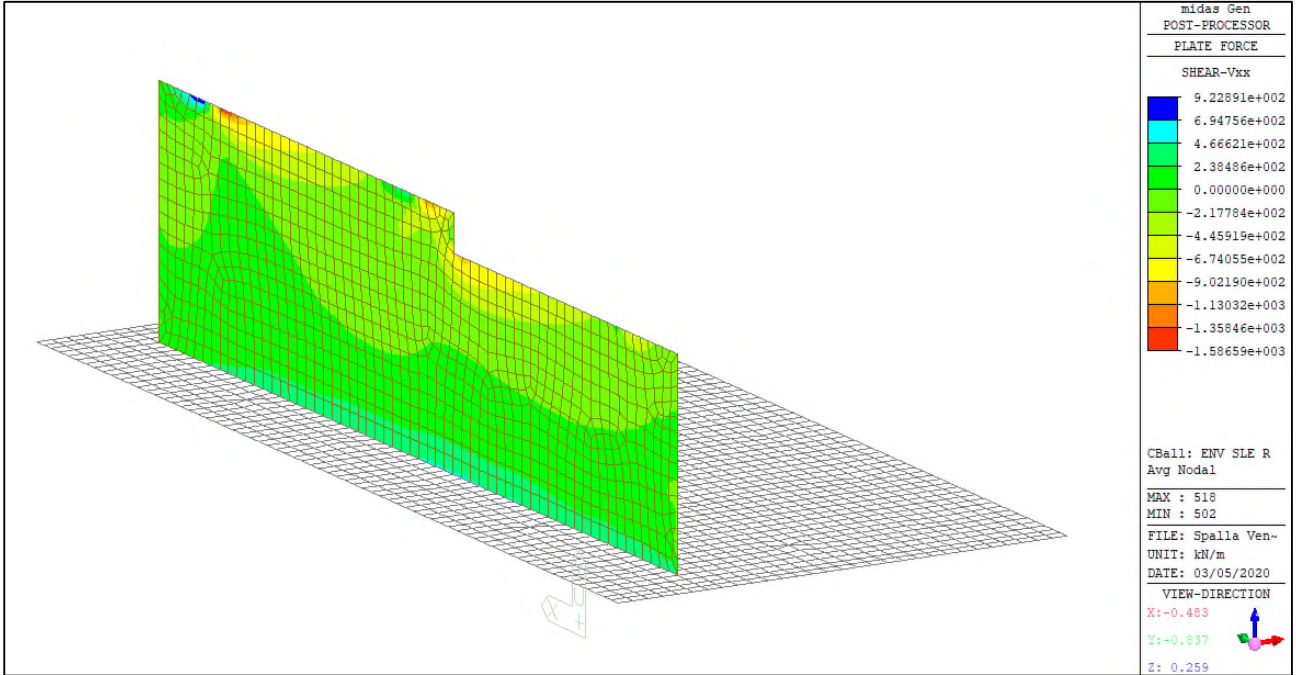
ENV-SLE RARA- Myy (kNm/m) – Spalla



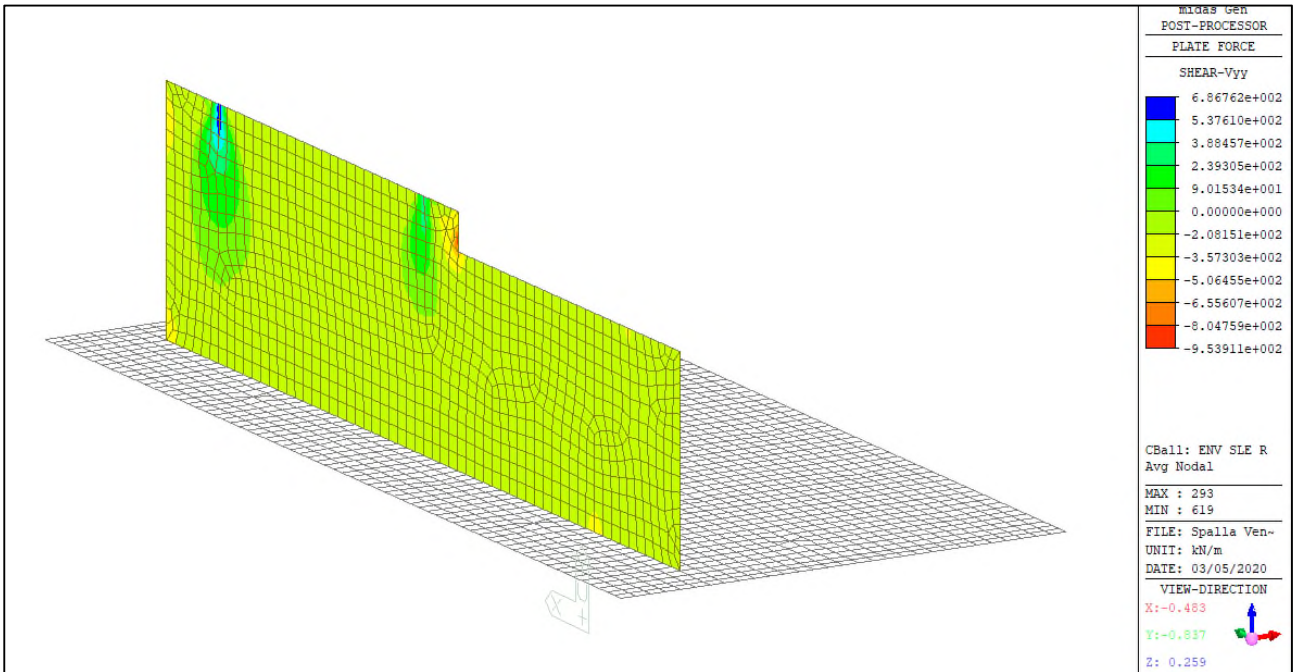
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Spalla



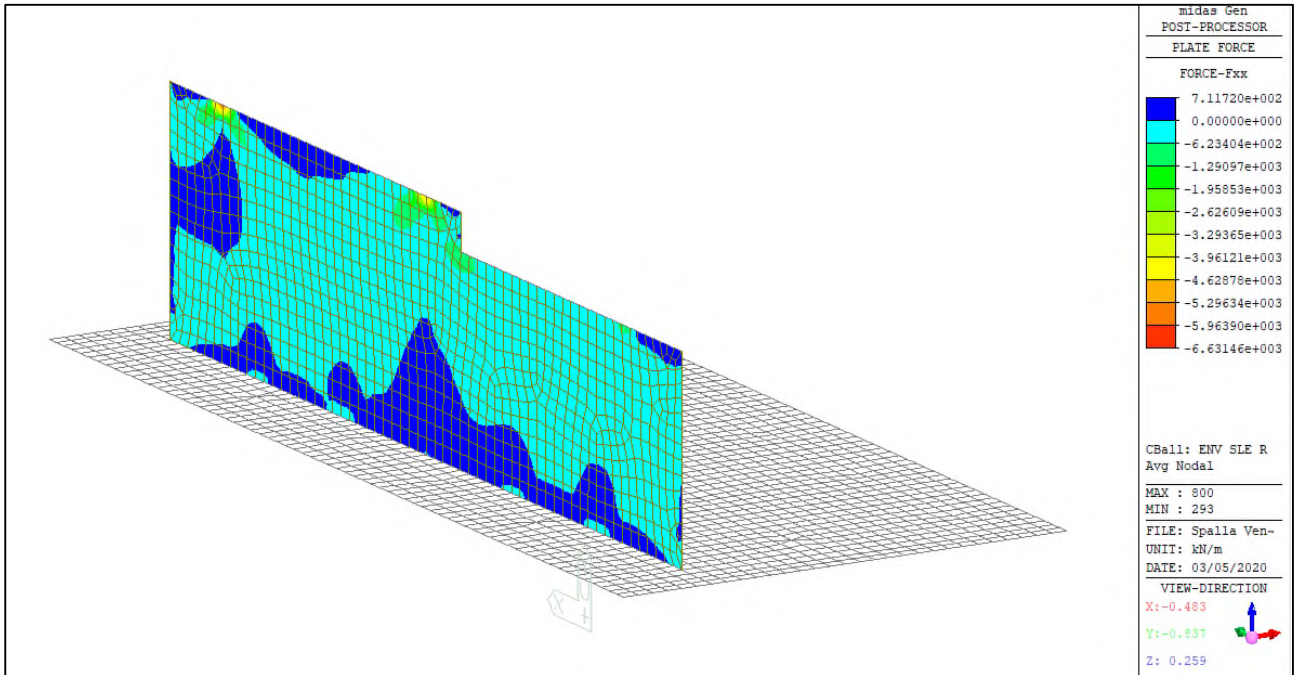
ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



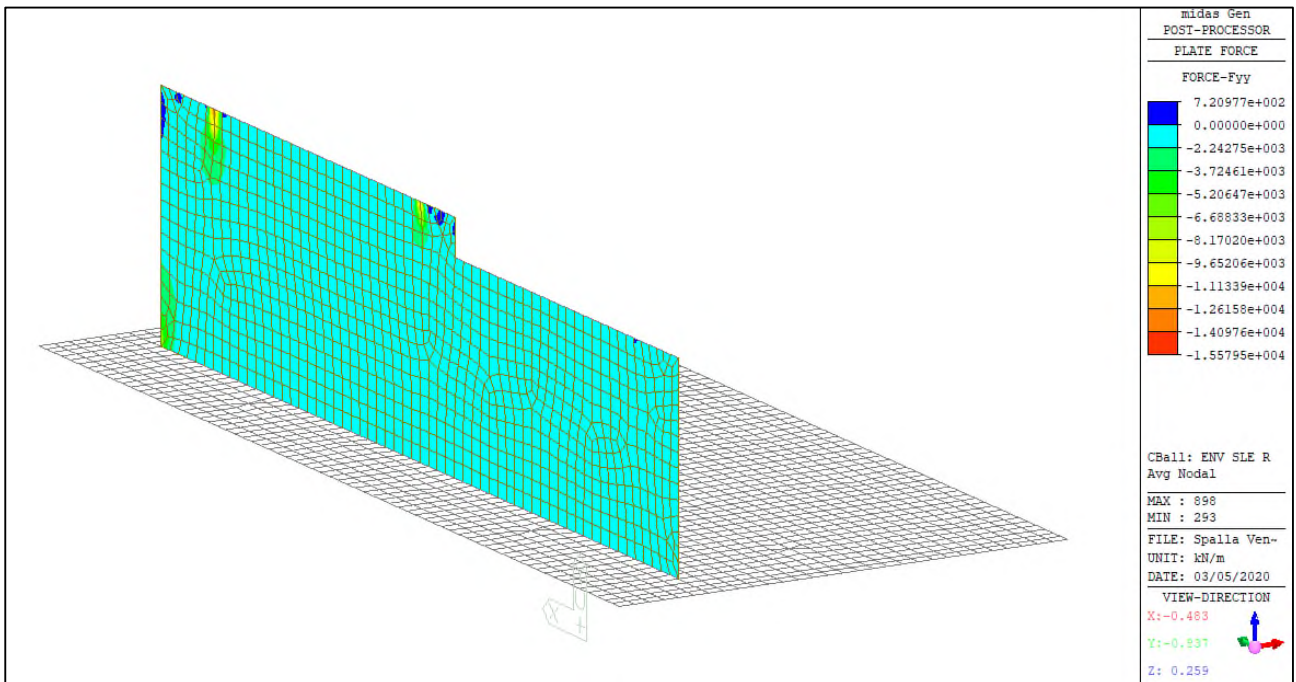
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLE RARA– Fyy (kN/m) – Spalla

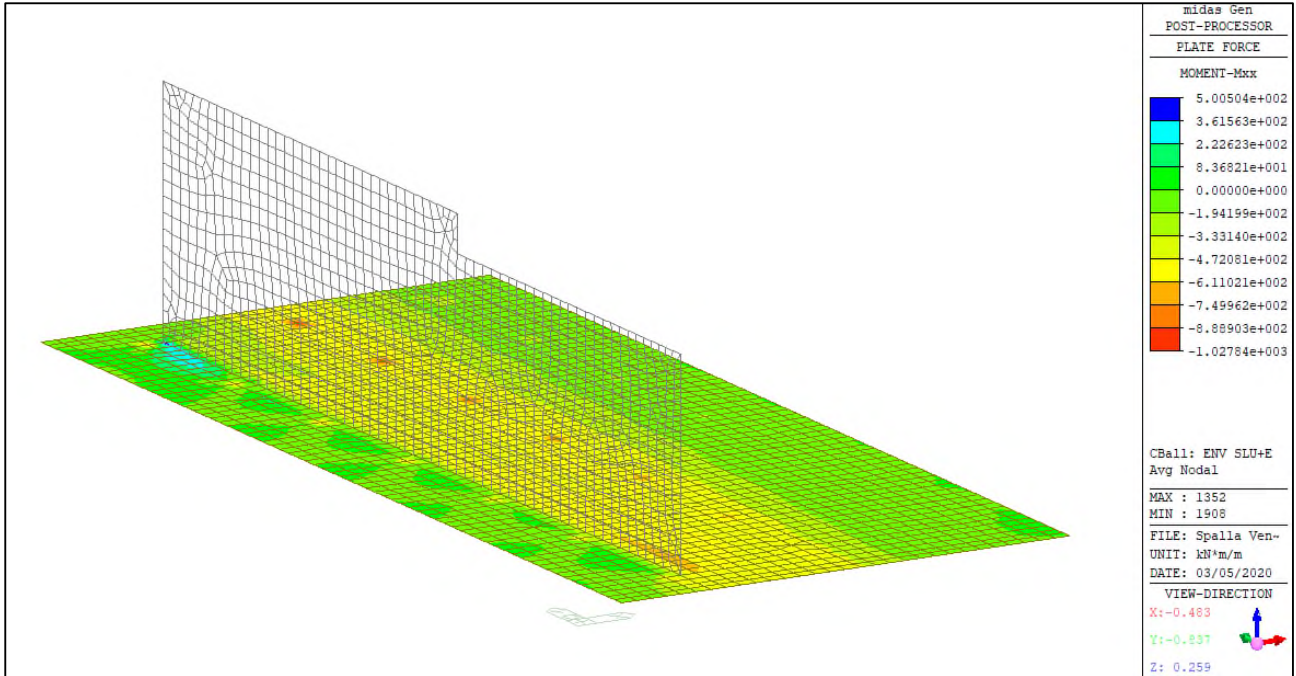


Comune di Vado Ligure

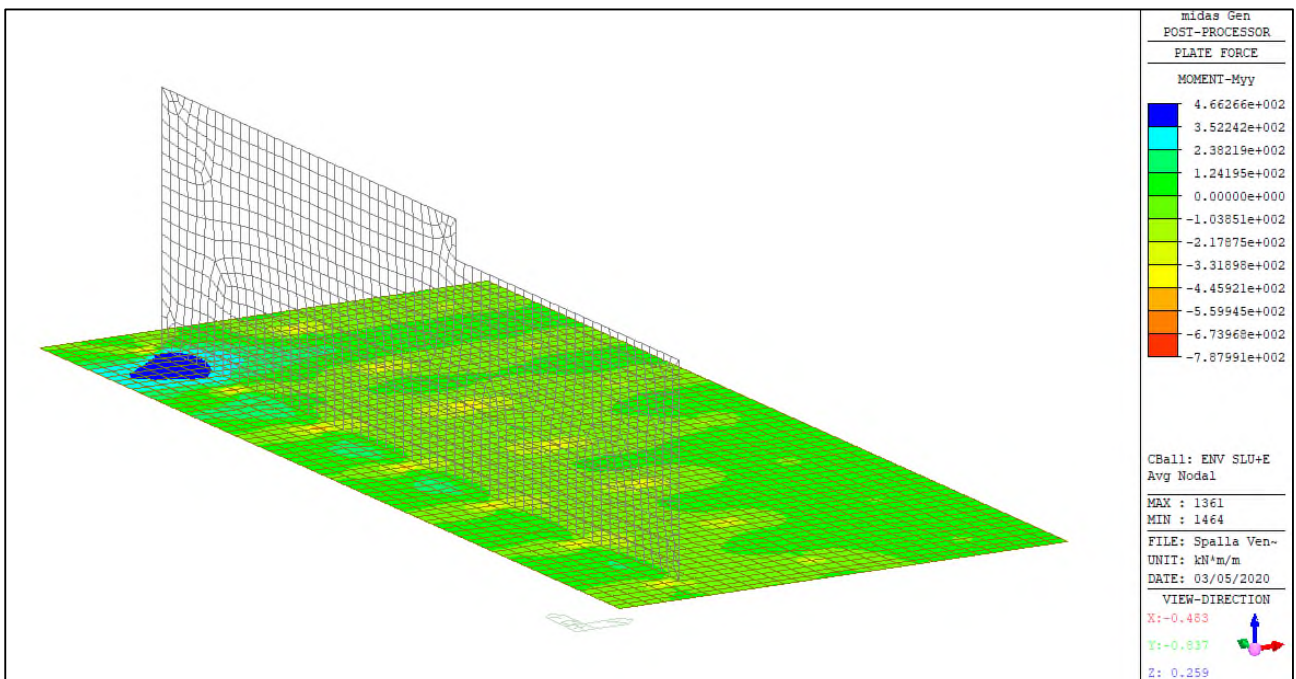
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni

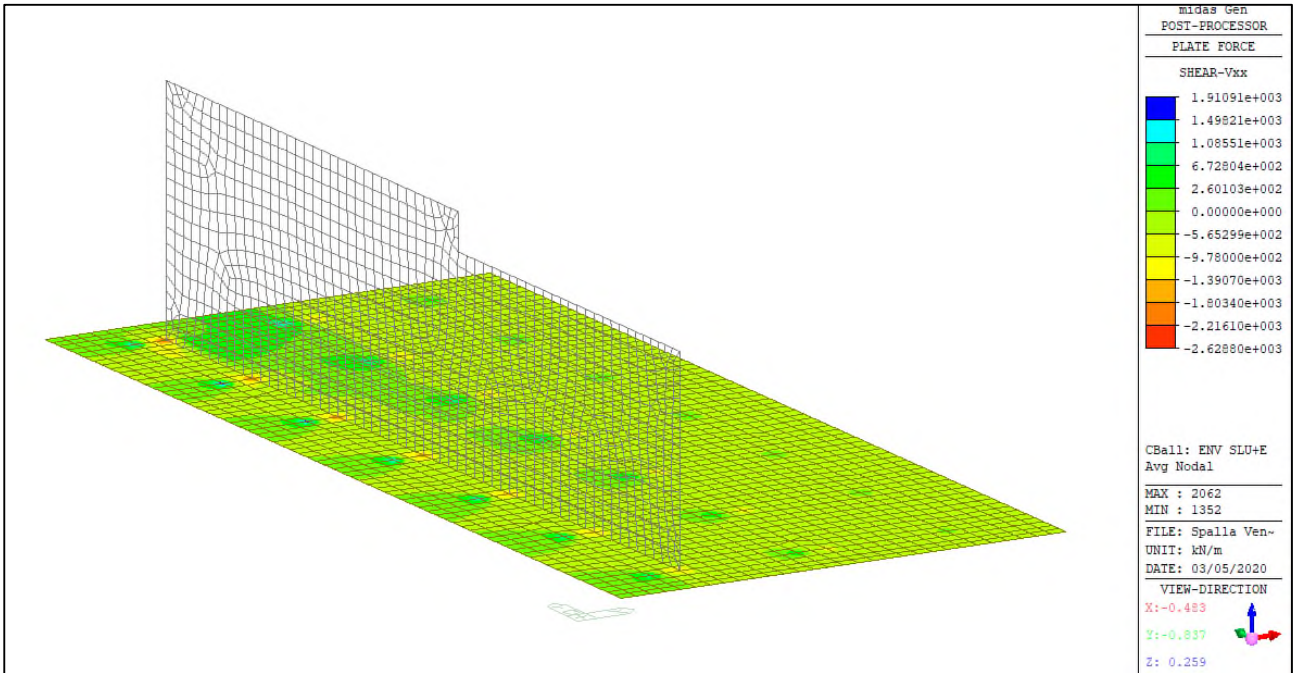
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



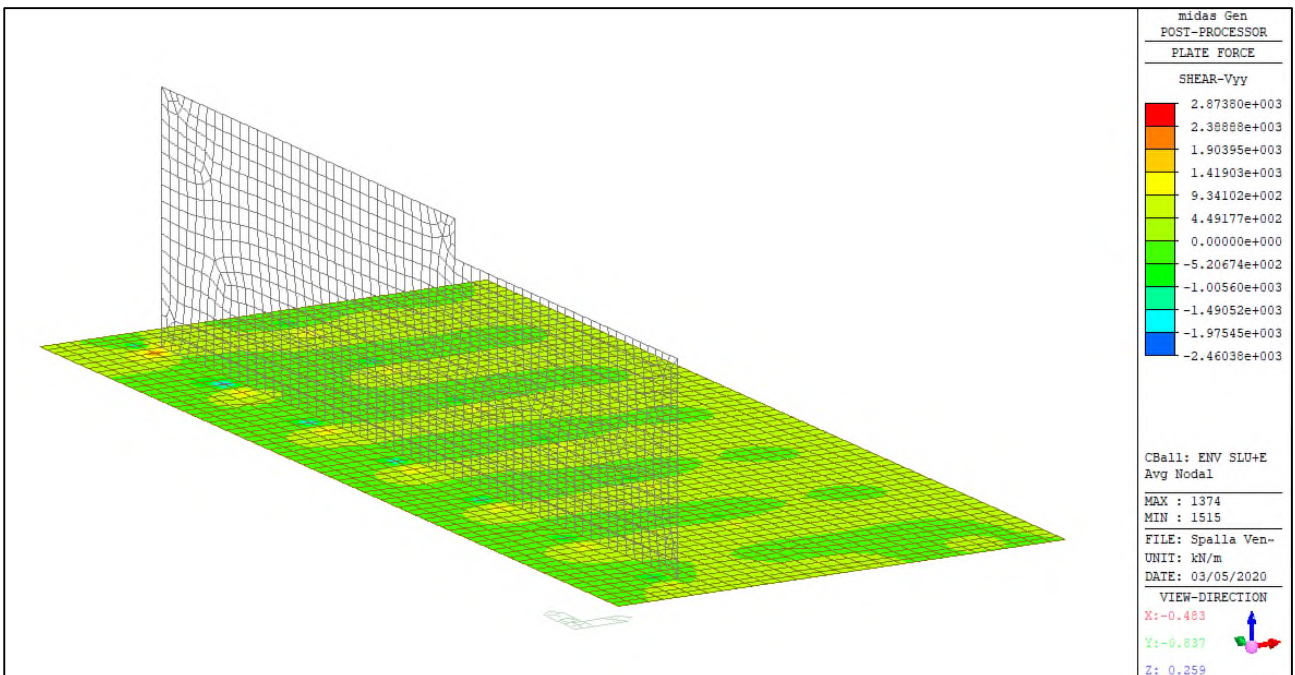
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



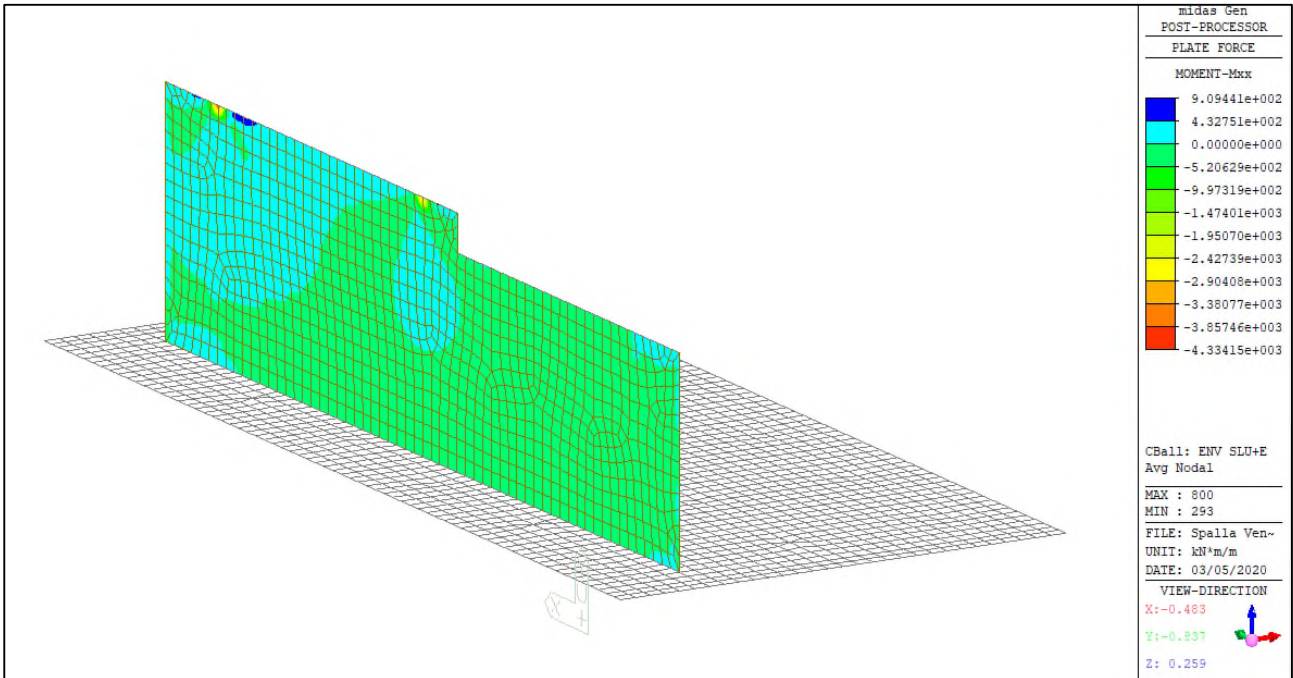
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



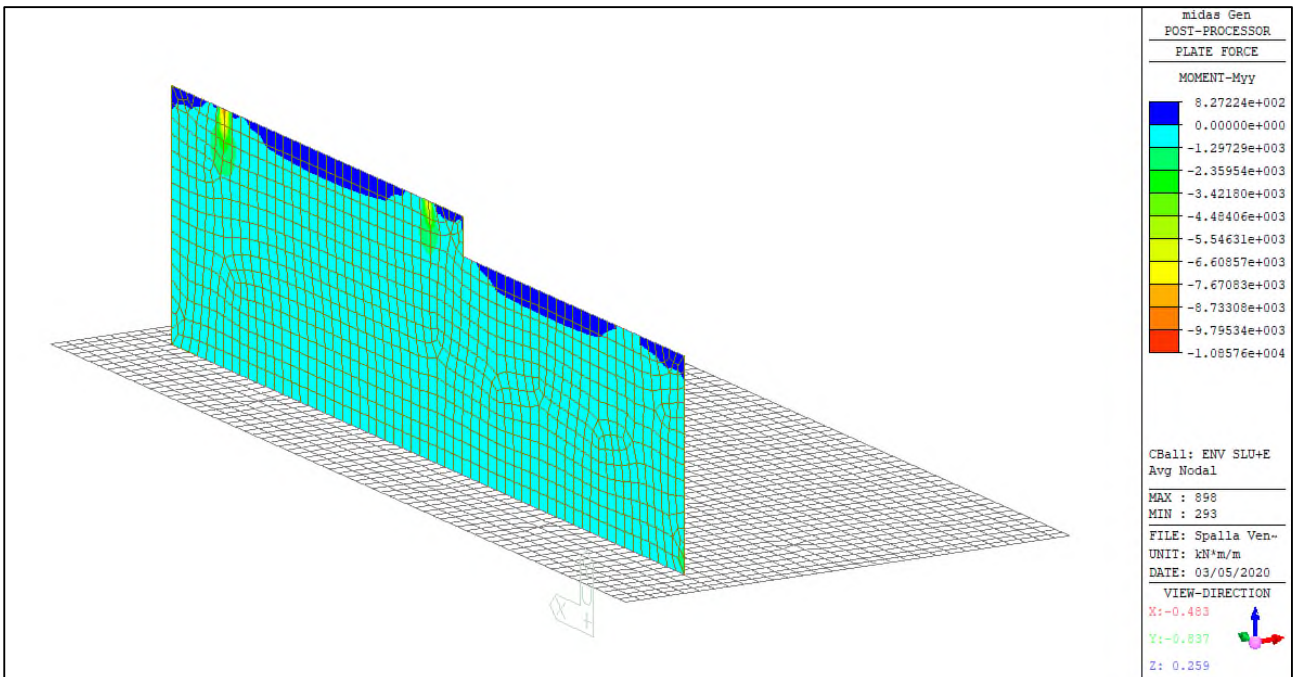
ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



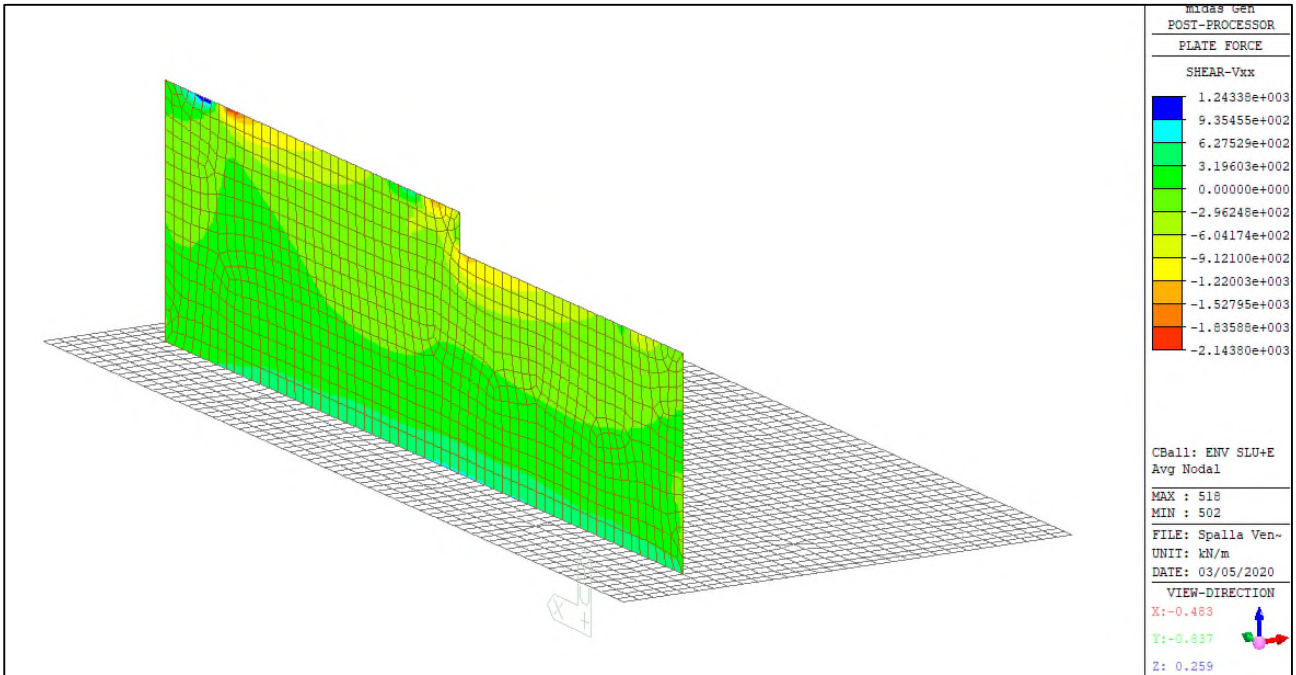
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



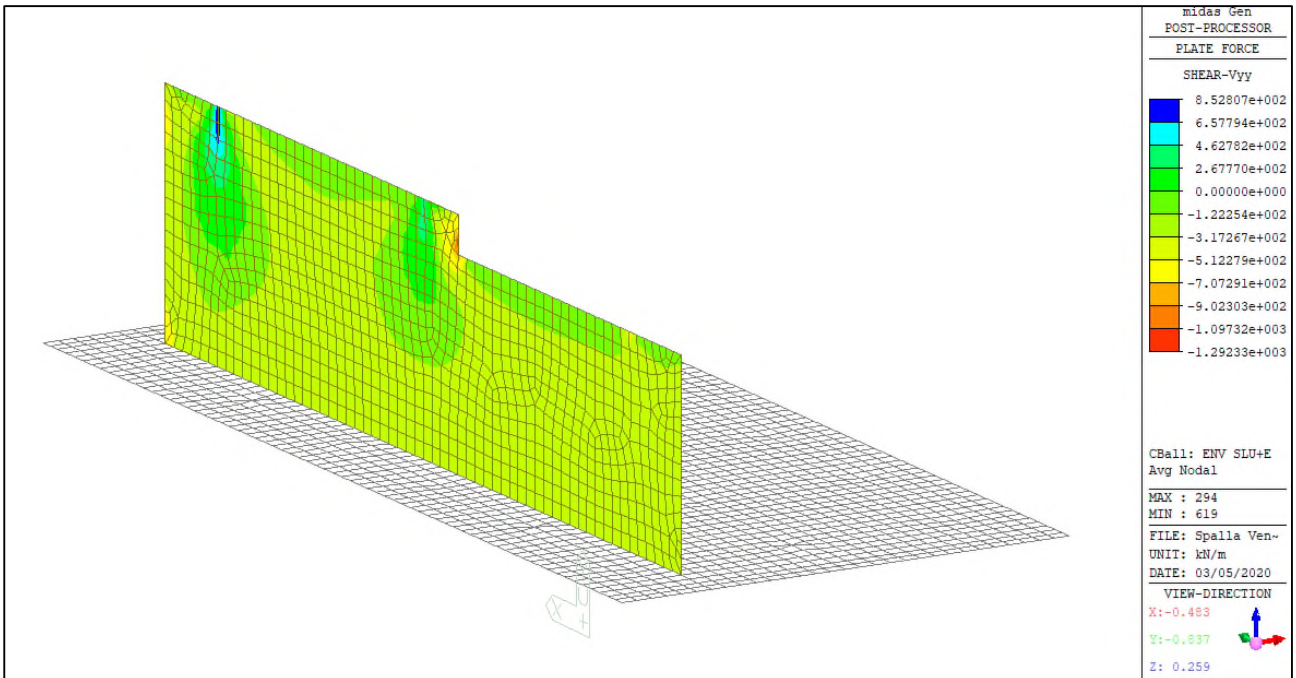
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



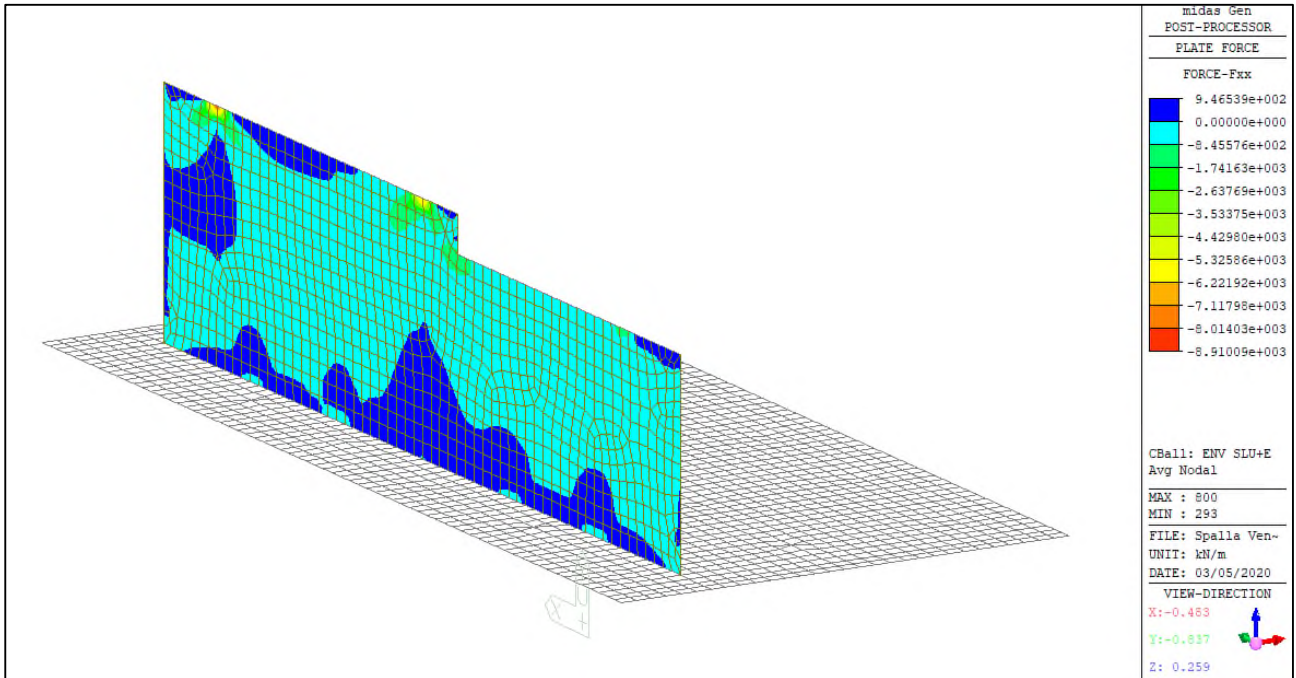
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



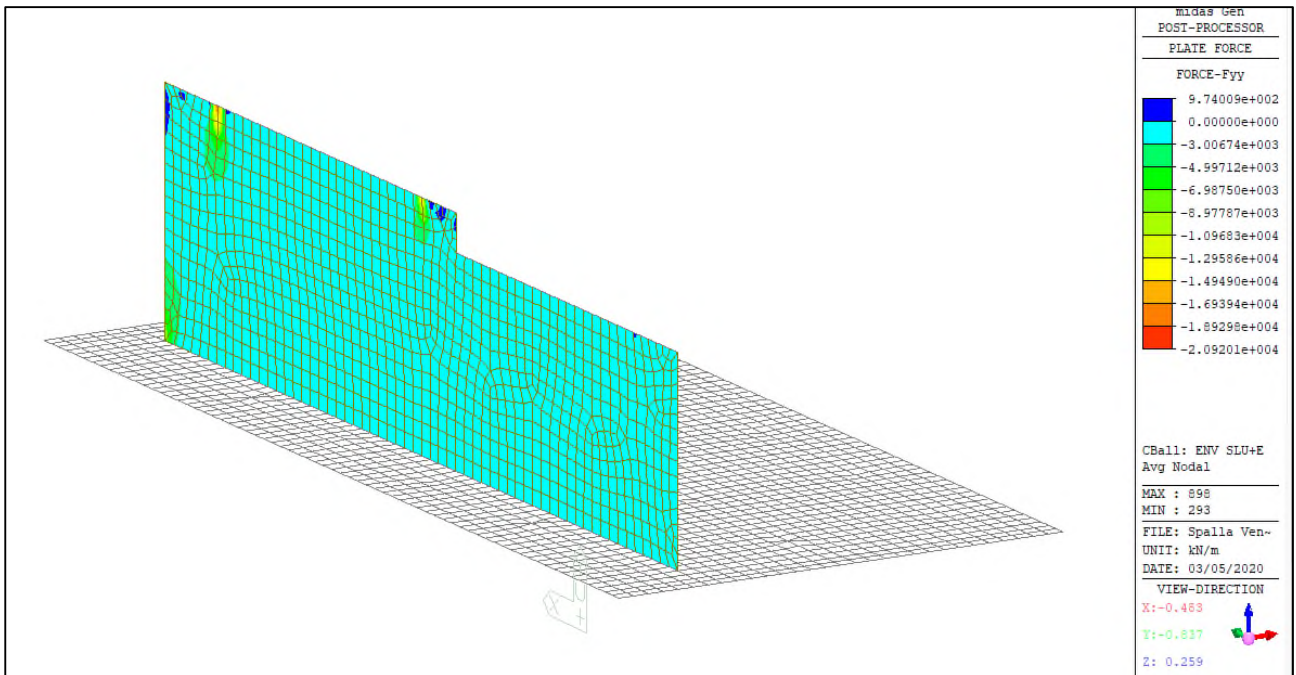
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



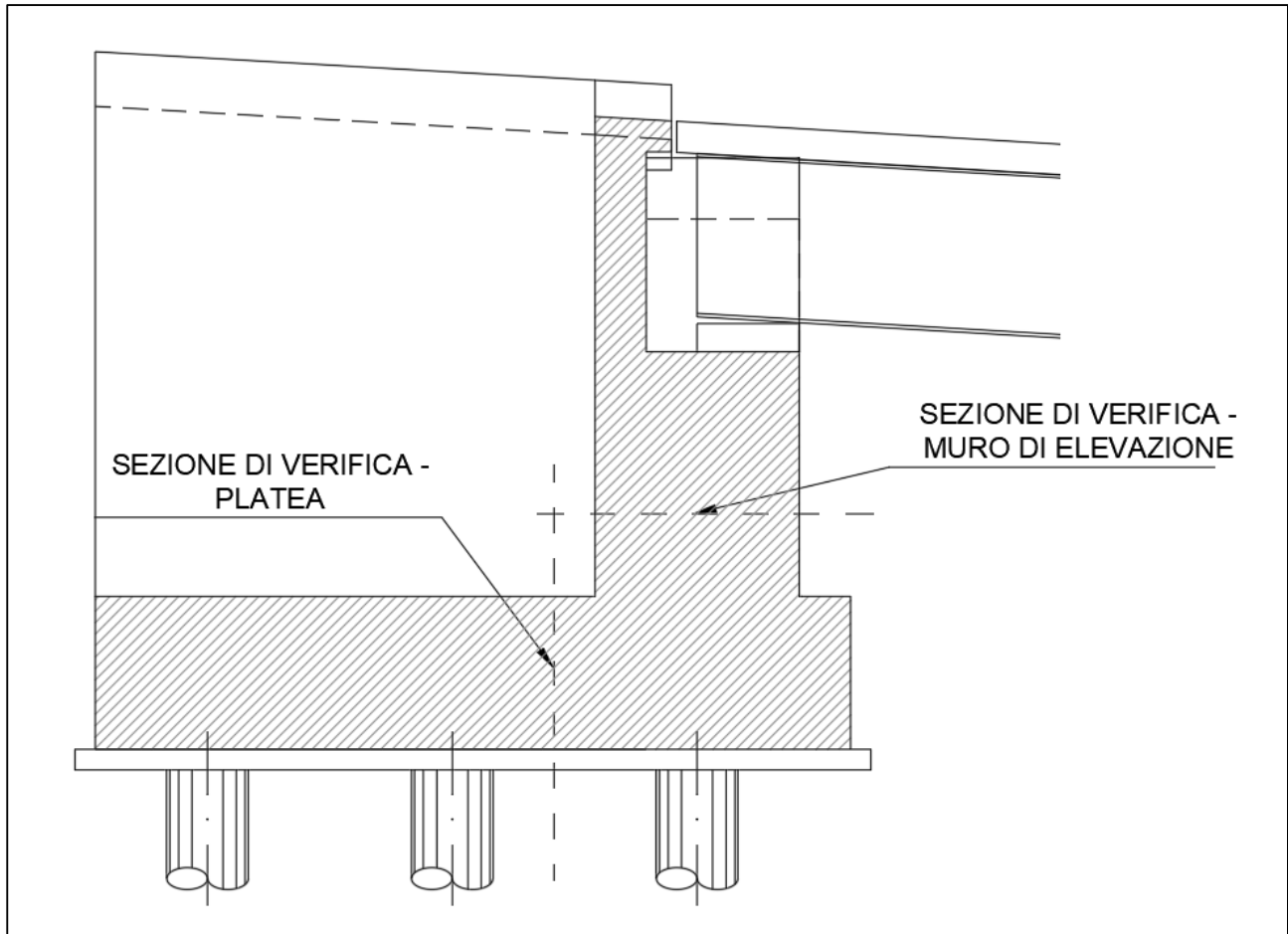
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



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}	M _{xx}	M _{yy}	M _{xx}	M _{yy}	M _{xx}	M _{yy}
PLATEA	724	567.3	757.1	582.4	761	583.5	1027.8	788
ELEVAZIONE	689.4	3158.3	901.3	4266.4	901.3	5266.4	1193.5	7082.5



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

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

Armatura platea direzione x

Armatura Interna: copriferro $5.0+3+1.5 = 9.5\text{cm}$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	8.0	140.5	126.5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	9.5	35.34	
5	30	140.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 1027.80 [kNm]	MEk 761 [kNm]	MEk 757.1 [kNm]	MEk 724 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2400.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
MRd 1872.4 [kNm]	Mcr 920.1 [kNm]	Mcr 920.1 [kNm]	Mcr 920.1 [kNm]
FS 1.82	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -3.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.9 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -31.8 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -31.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -30.3 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 165.1 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 164.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 157.1 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
		$S_{r,max}$ - [cm]	$S_{r,max}$ - [cm]
		W_k - [mm]	W_k - [mm]



Armatura platea direzione y

Armatura esterna: copriferro 5.0+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	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 788.00 [kNm]	MEk 583.5 [kNm]	MEk 582.4 [kNm]	MEk 567.3 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2400.00 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 1923.4 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
FS 2.44	Mcr 931.4 [kNm]	Mcr 931.4 [kNm]	Mcr 931.4 [kNm]
	γ _n -44.34 [cm]	γ _n -44.34 [cm]	γ _n -44.34 [cm]
	σ _{c,min} -2.2 [MPa]	σ _{c,min} -2.2 [MPa]	σ _{c,min} -2.2 [MPa]
	σ _{s,min} -26.4 [MPa]	σ _{s,min} -26.3 [MPa]	σ _{s,min} -25.6 [MPa]
	σ _{s,max} 123.1 [MPa]	σ _{s,max} 122.9 [MPa]	σ _{s,max} 119.7 [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 =	6.5	cm
altezza utile	d =	144	cm
braccio coppia interna	z =	129.2	cm

armatura a taglio

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

armatura longitudinale tesa

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

materiali

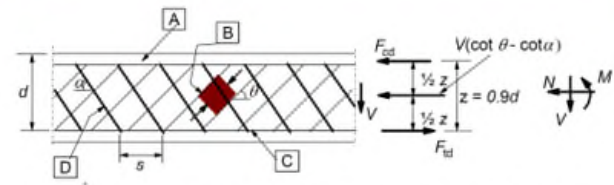
calcestruzzo

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

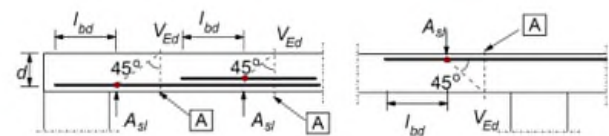
acciaio

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

legenda



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



[A] - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} =	2400	kN
azione assiale	N_{Ed} =	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	432.9	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	2492.8	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	3982.3	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione	ductile		
traslazione armatura long.	a _l =	126.7	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

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

Armatura muro di elevazione direzione x

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

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	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 1193.50 [kNm]	MEk 901.3 [kNm]	MEk 901.3 [kNm]	MEk 689.4 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2099.30 [kN]	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 2.49	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -2.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.1 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.6 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -25.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -25.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -19.2 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 123.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 123.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 94.6 [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]
		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	189.7	170.7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	32	189.7	80.42	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 7082.50 [kNm]	MEk 5266.4 [kNm]	MEk 4266.4 [kNm]	MEk 3158.3 [kNm]
NEd -4000.00 [kN]	NEk -3227 [kN]	NEk -2965 [kN]	NEk -2360 [kN]
VEd 1186.80 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 8914.5 [kNm]	Mdec 1145.6 [kNm]	Mdec 1052.6 [kNm]	Mdec 837.8 [kNm]
FS 1.26	Mcr 3264.5 [kNm]	Mcr 3171.5 [kNm]	Mcr 2956.7 [kNm]
	y_n -18.63 [cm]	y_n -14.08 [cm]	y_n -11.09 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -10.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -8.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -6.5 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -141.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -116.2 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -86.7 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 215.6 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 159.4 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 111.1 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.51 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.33 [%]
		$S_{r,max}$ 47.0 [cm]	$S_{r,max}$ 47.0 [cm]
		W_k 0.238 [mm]	W_k 0.157 [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 =	10.3	cm
altezza utile	d =	190	cm
braccio coppia interna	z =	170.7	cm

armatura a taglio

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

armatura longitudinale tesa

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

materiali

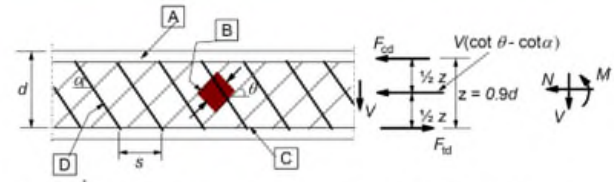
calcestruzzo

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

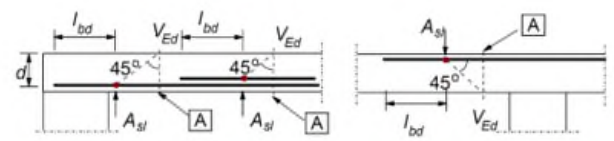
acciaio

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

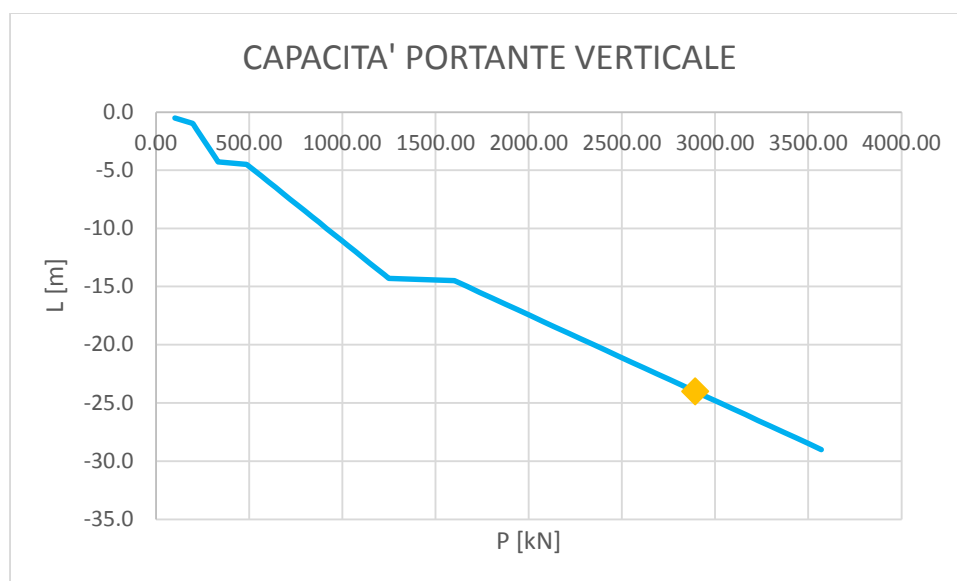
sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed} =	1186.8	kN
azione assiale	N_{Ed} =	-4000	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} =	1297.2	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} =	3295.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} =	6760.4	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ =	27.0	°
sezione		duttile	
traslazione armatura long.	a_l =	189.7	cm

8.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 800mm disposti secondo una maglia regolare 2.40m x 2.40m per un totale di 21 pali. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 2881.2 kN. Pertanto si utilizzano pali di lunghezza pari a 24.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 2890.75 kN.



Capacità portante verticale dei pali

**BOSSARINO 1**PALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO VENTIMIGLIACalcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	24	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	0.8	[m]
Diametro del tubolare	D _{tubolare}	800	[mm]

Momento di plasticizzazione	M _y	1118.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	21.5	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	25	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.46	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.37	[-]

VERTICALI INDAGATE:

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:

H _{1,medio}	36557.6	[kN]
H _{1,minimo}	35220.1	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	12232.4	[kN]
H _{2,minimo}	11786.6	[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}	894.1	[kN]
H _{3,minimo}	883.0	[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}	894.1	[kN]	PALO
H _{minimo}	883.0	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	541.9	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	416.8	[kN]
H _{agente}	203.29	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

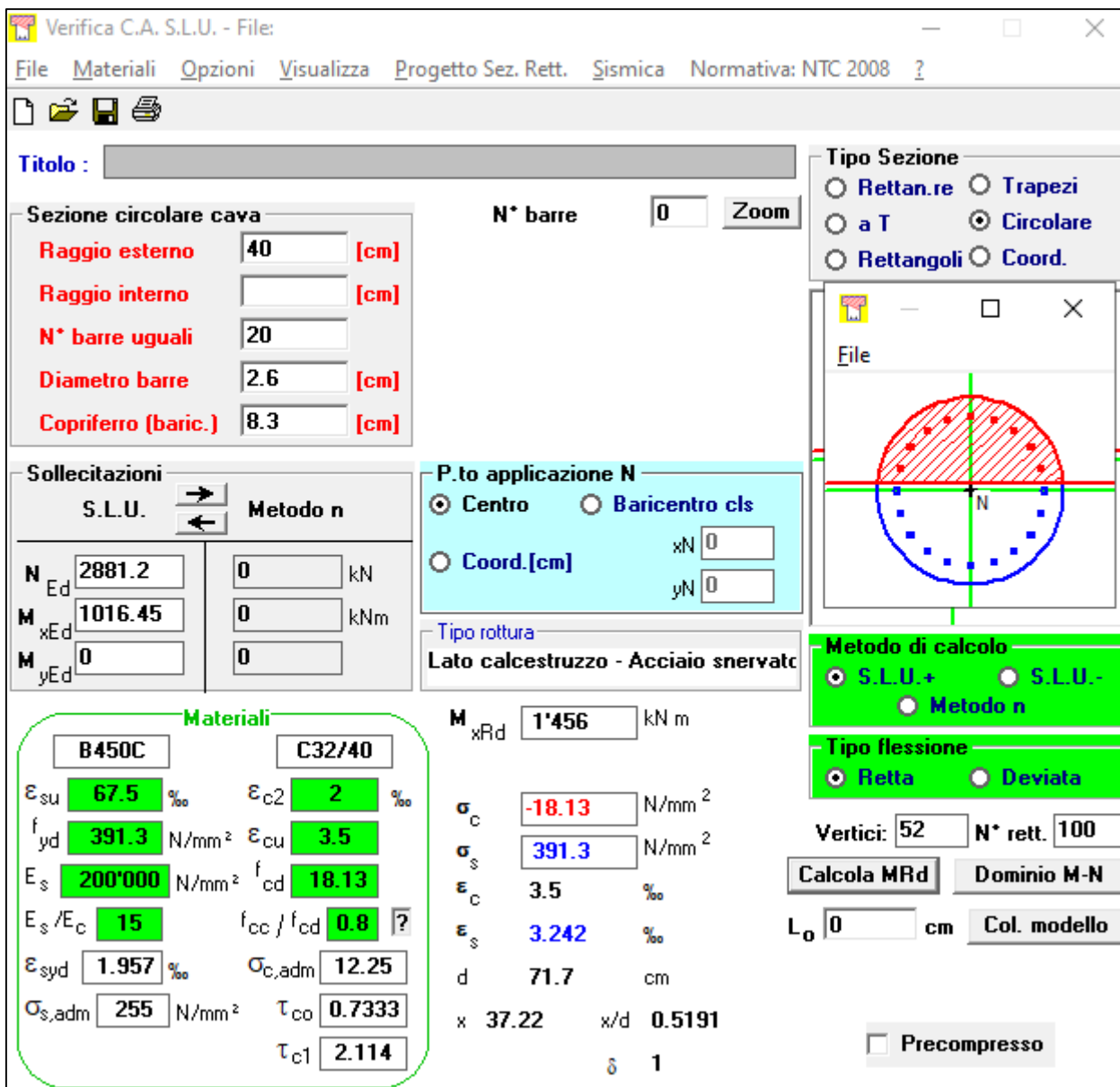
L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 20Φ26 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/15

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

N [kN]	V [kN]	M [kNm]
2881.2	203.29	1016.45

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

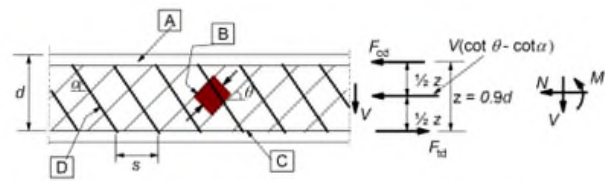
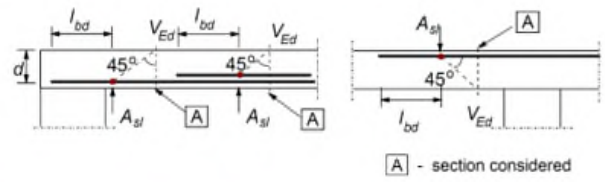


The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 40 [cm], Raggio interno [cm], N° barre uguali 20, Diametro barre 2.6 [cm], Copriferro (baric.) 8.3 [cm].
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed} 2881.2 kN, M_{xEd} 1016.45 kNm, M_{yEd} 0.
- P.to applicazione N:** Centro selected. xN 0, yN 0.
- Materiali:** B450C (E_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², E_s/E_c 15, E_{syd} 1.957‰, σ_{s,adm} 255 N/mm²) and C32/40 (E_{c2} 2‰, ε_{cu} 3.5, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, σ_{c,adm} 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114).
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ selected.
- Tipo flessione:** Retta selected.
- Vertici:** 52, N° rett. 100.
- Calcola MRd** and **Dominio M-N** buttons are visible.
- L_o** 0 cm, **Col. modello** button.
- Precompresso** checkbox is unchecked.

Verifica strutturale pali di fondazione

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

verifica a taglio di una sezione rettangolare secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 70.7 cm
altezza	H = 70.7 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 7.5 cm
altezza utile	d = 63.2 cm
braccio coppia interna	z = 56.9 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 2
diametro	ϕ = 10 mm
passo	s = 20 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A _{sw} = 1.57 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n ₁ = 10
diametro	ϕ_1 = 26 mm
numero barre	n ₂ = 0
diametro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A _{sl} = 53.1 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f _{ck} = 33.2 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} = 0.85
tensione di calcolo	f _{cd} = 18.8 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	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	
 <p>A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement</p>  <p>A - section considered</p>	
sollecitazioni e verifiche	
taglio	V _{Ed} = 203.29 kN
azione assiale	N _{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V _{Rdc} = 285.2 kN
resistenza armatura a taglio	V _{Rds} = 437.0 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V _{Rdmax} = 1357.4 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 21.8 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a _l = 63.2 cm

Verifica a taglio pali di fondazione

9. VERIFICA SPALLA LATO GENOVA

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

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

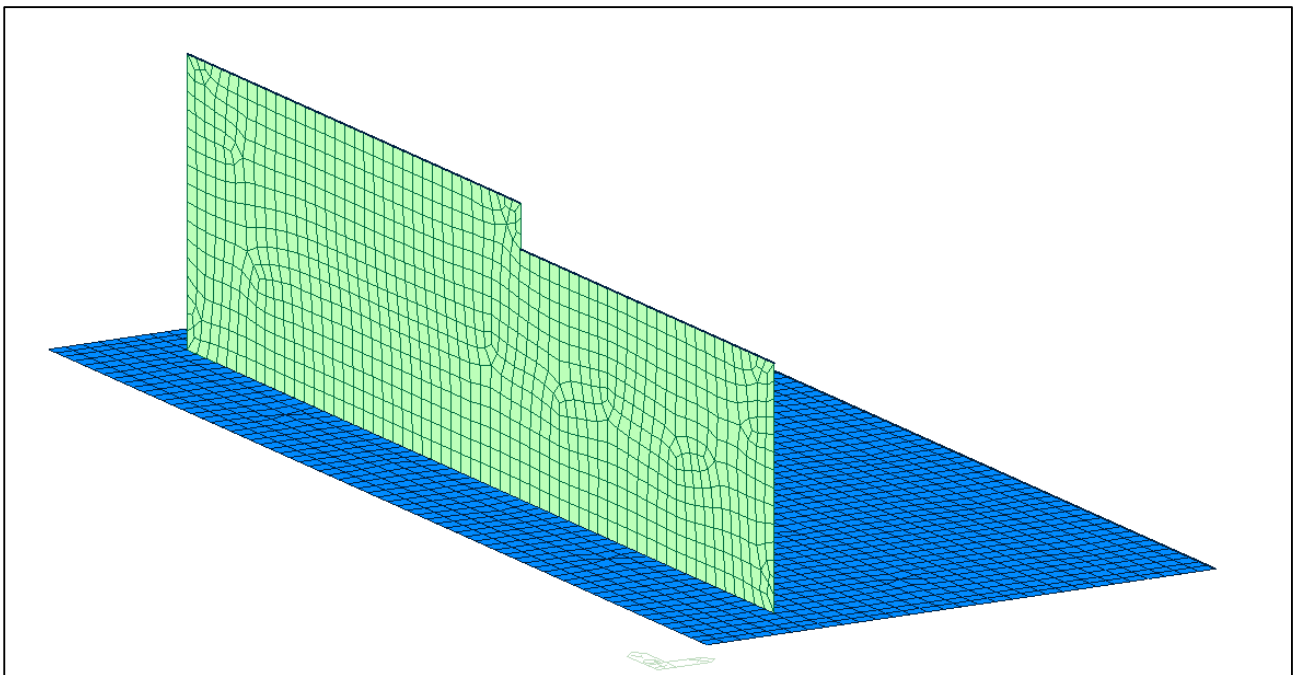
Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

9.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

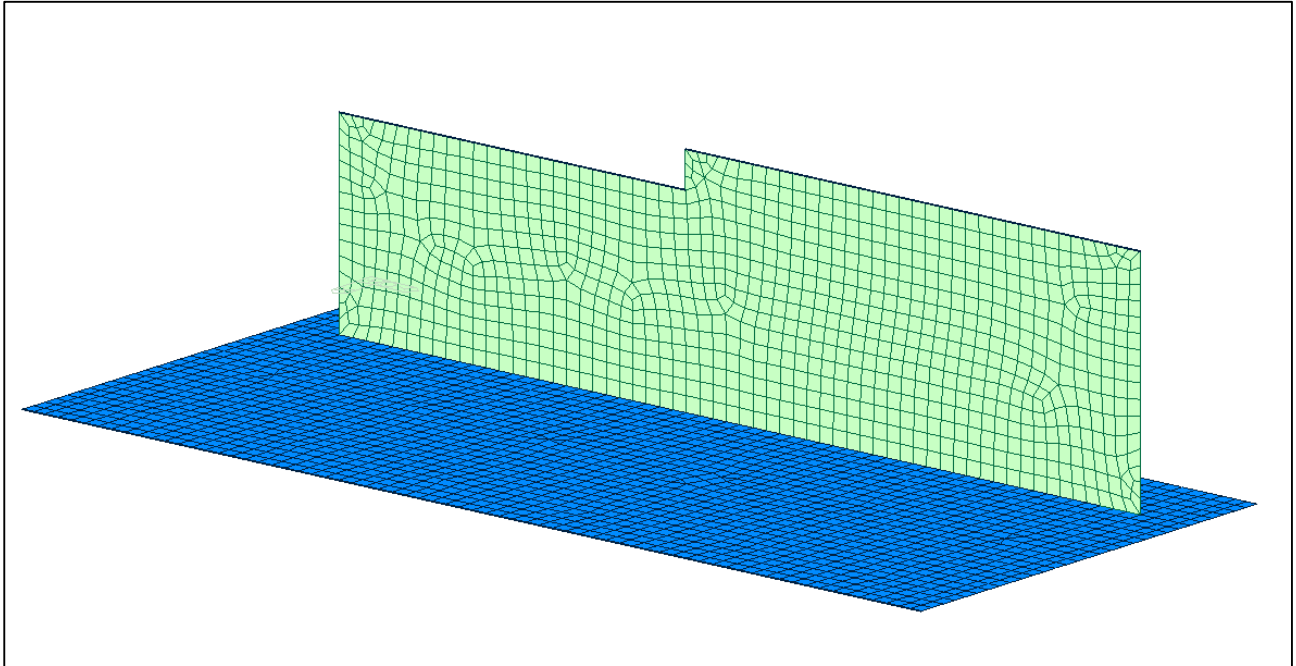
9.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

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

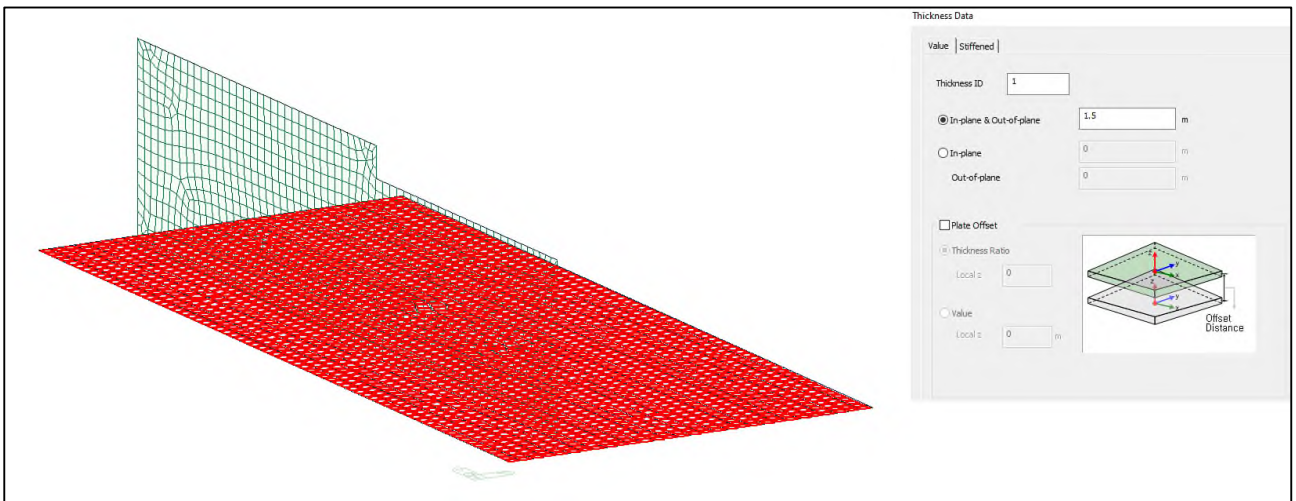
E' stato sviluppato un modello globale della struttura di tipo lineare. I vari elementi sono stati schematizzati assumendo diverse caratteristiche geometriche per le varie sezioni previste.



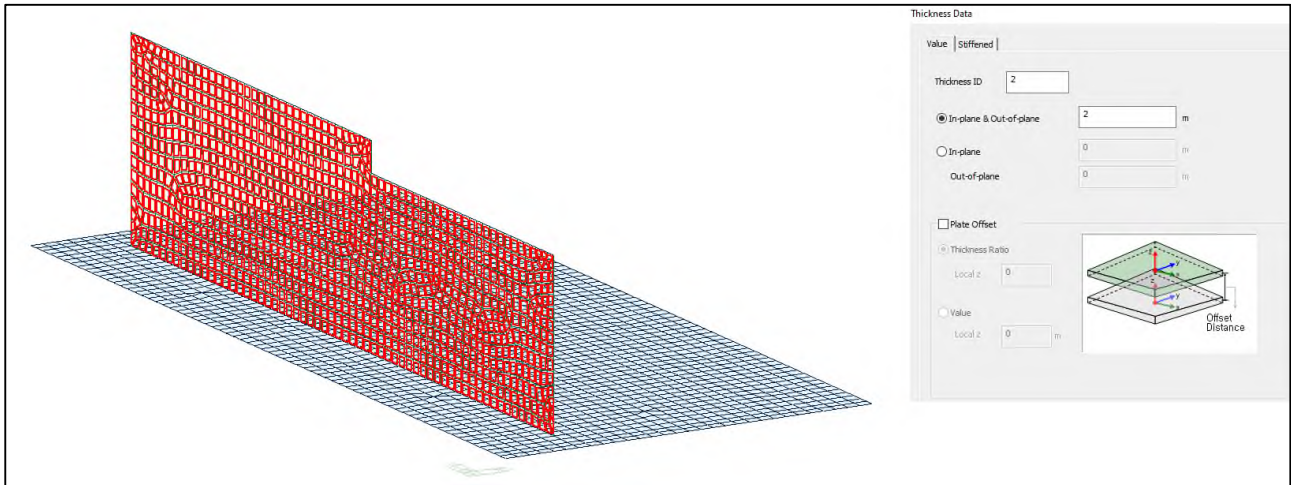
Modello FEM - Vista 1 – Spalla lato Genova



Modello FEM - Vista 2 – Spalla lato Genova



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

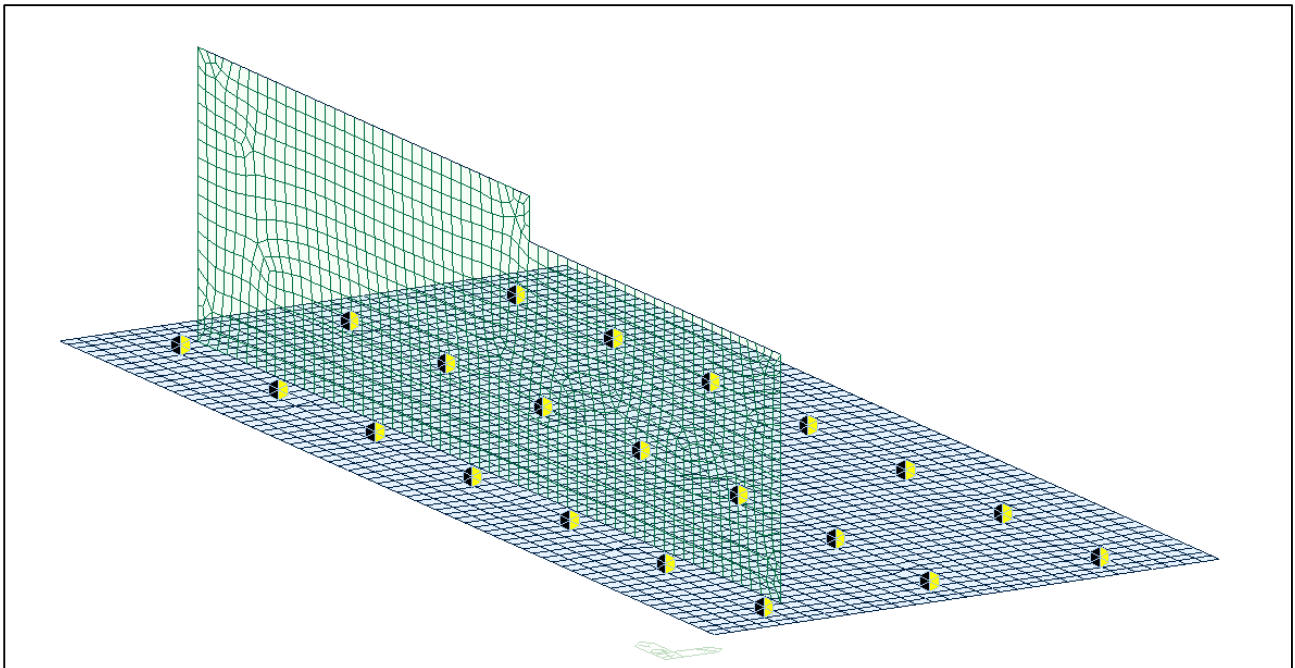


Modello FEM - Identificazione muro di elevazione spessore 2.00m in calcestruzzo C32/40

9.1.2VINCOLI

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

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

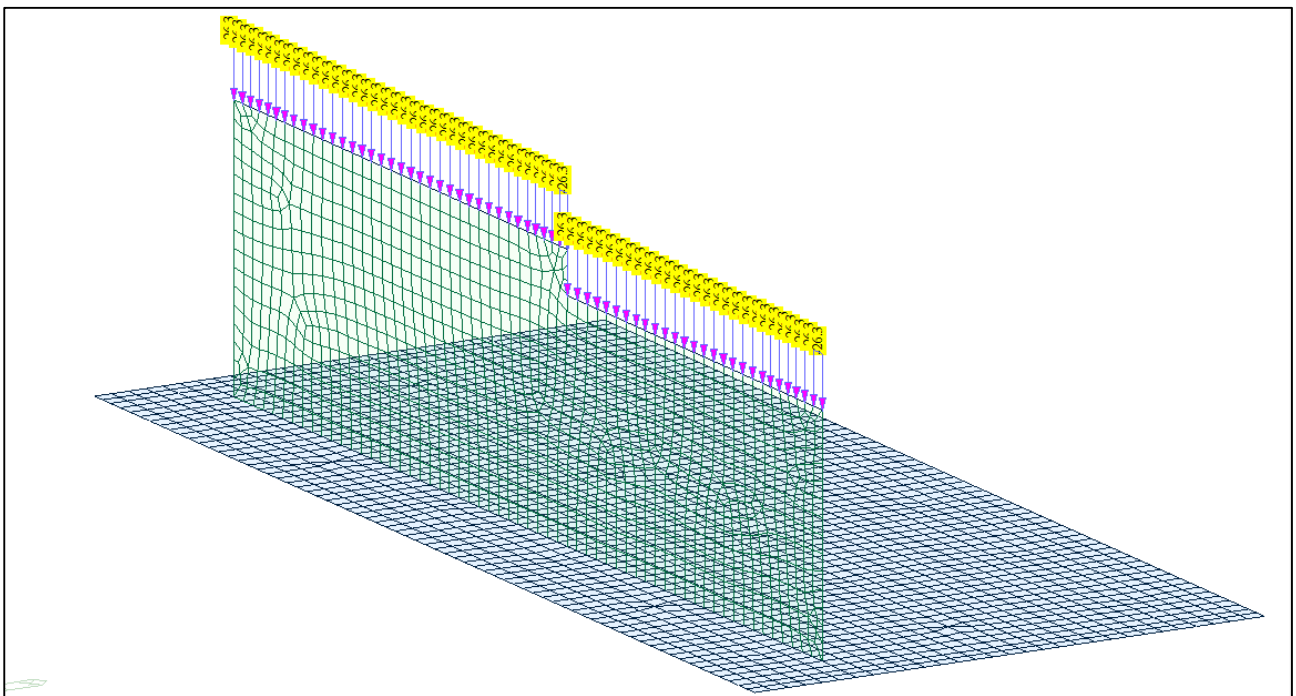


Modello FEM – Identificazione vincoli in corrispondenza dei pali

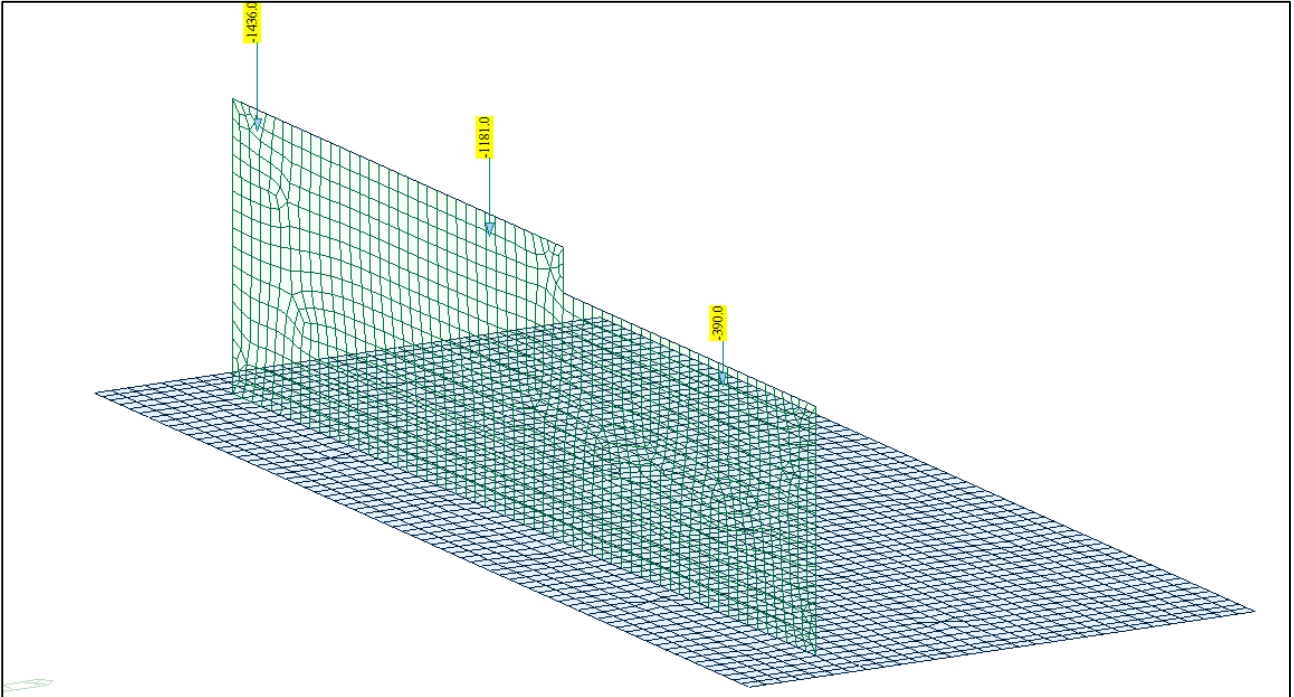
9.1.3 CONDIZIONI DI CARICO STATICO

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

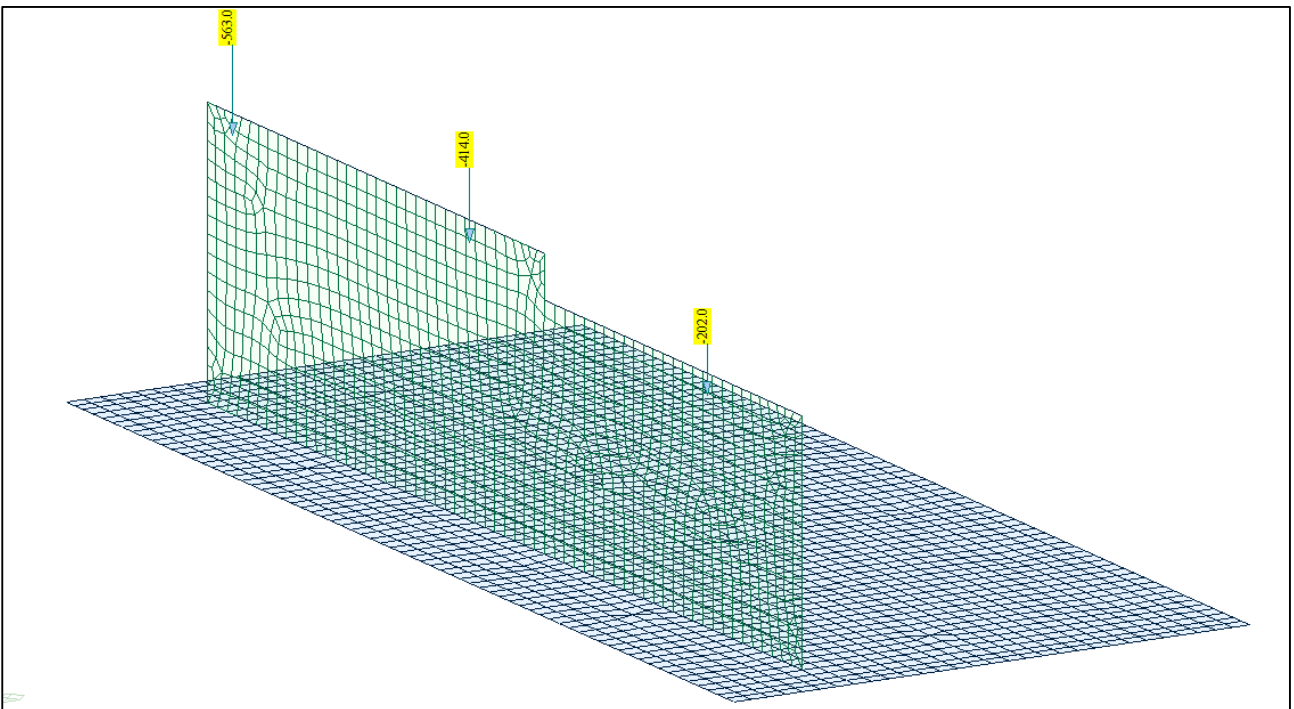
Il peso proprio della spalla genera delle azioni che sono calcolate in automatico dal software ad elementi finiti. A questa condizione di carico è stato aggiunto il peso della paraghiaia posta al di sopra del corpo spalla di spessore 2.00m.



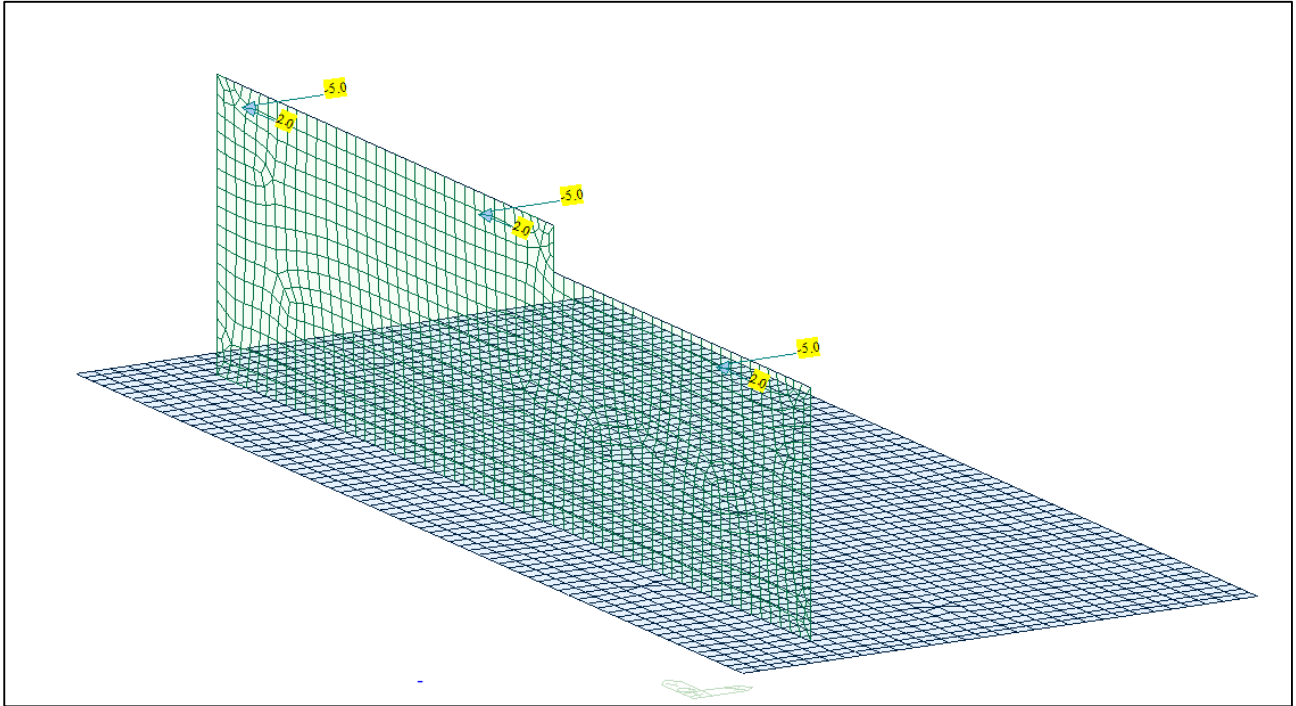
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio Paraghiaia



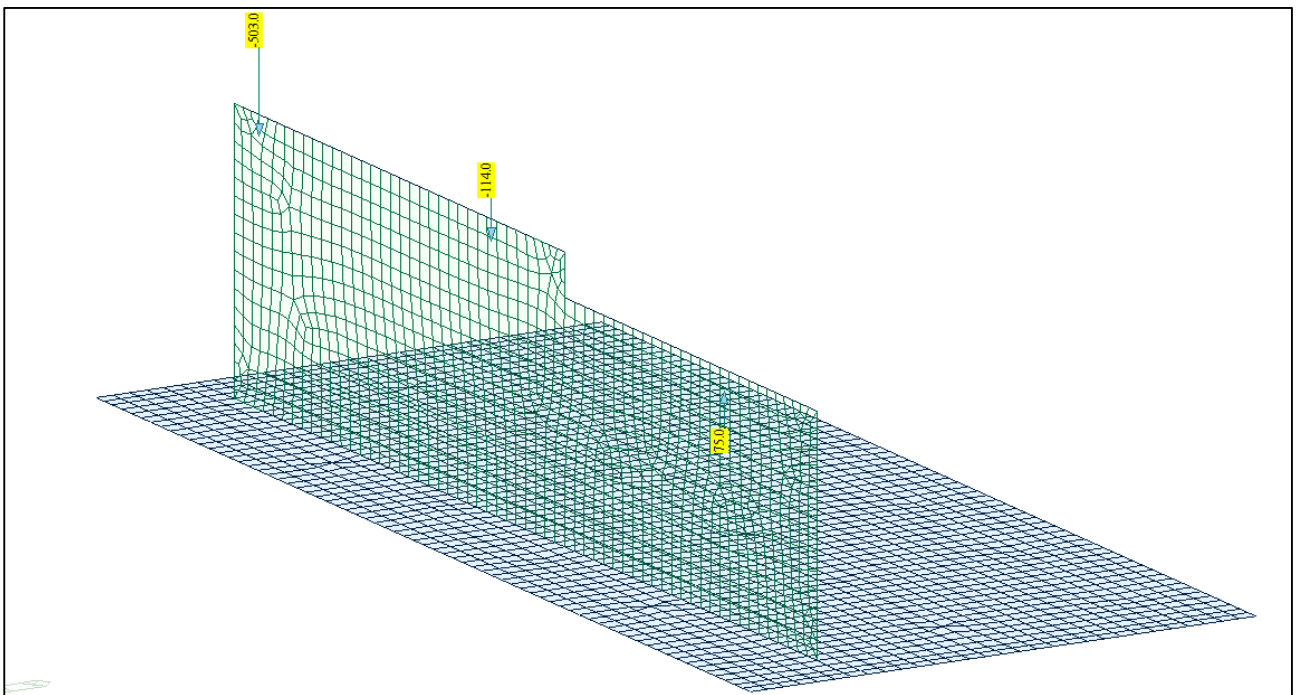
Modello FEM – Condizione di carico Peso proprio impalcato



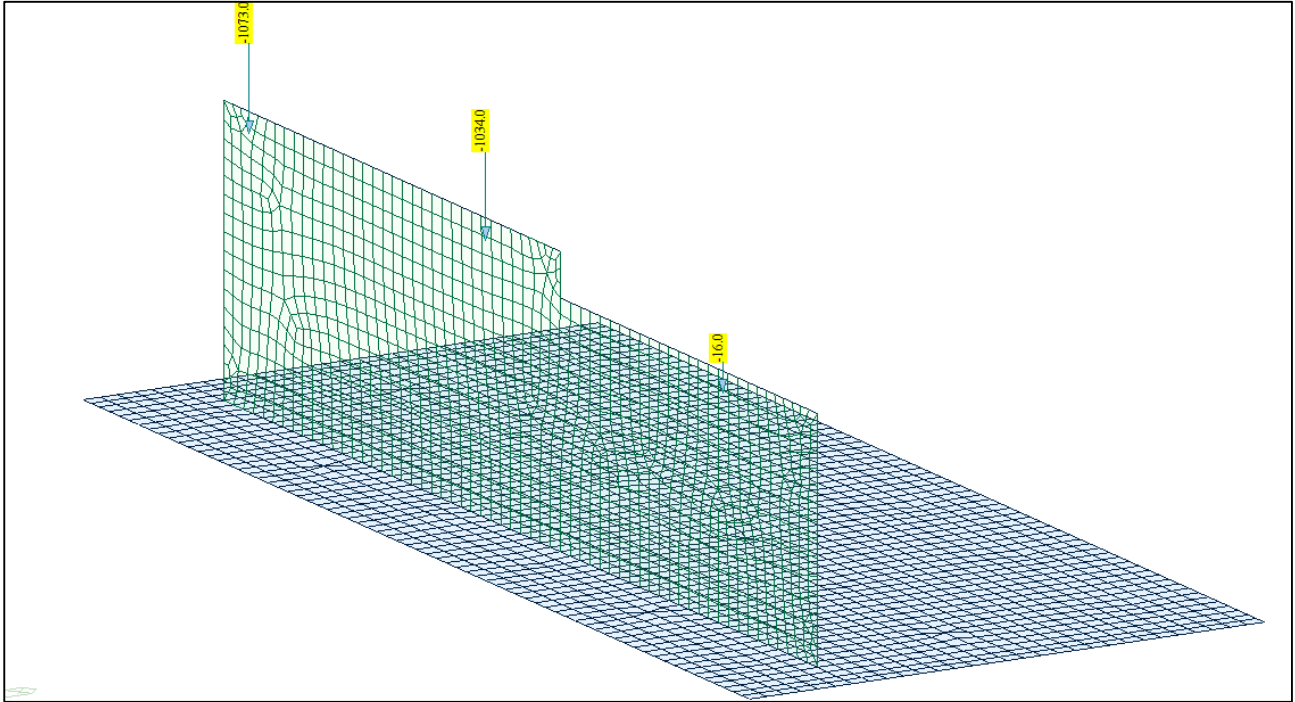
Modello FEM – Condizione di carico Permanente



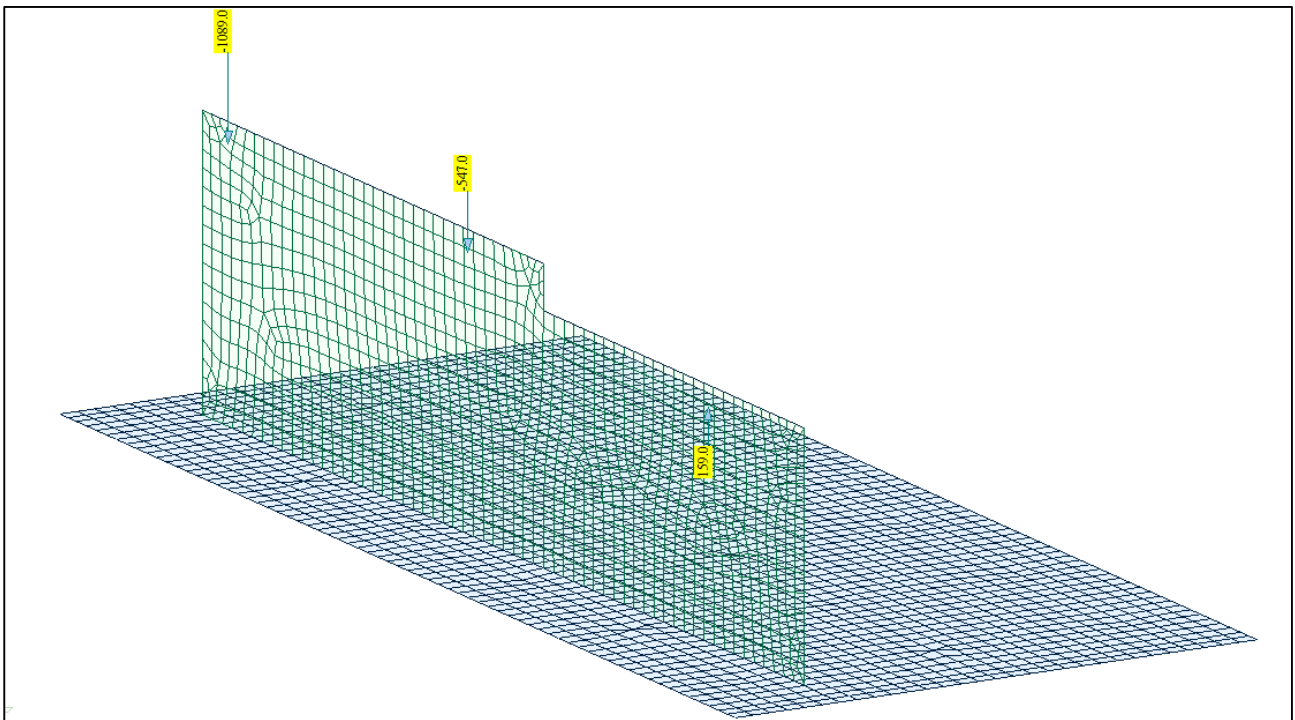
Modello FEM – Condizione di carico Ritiro



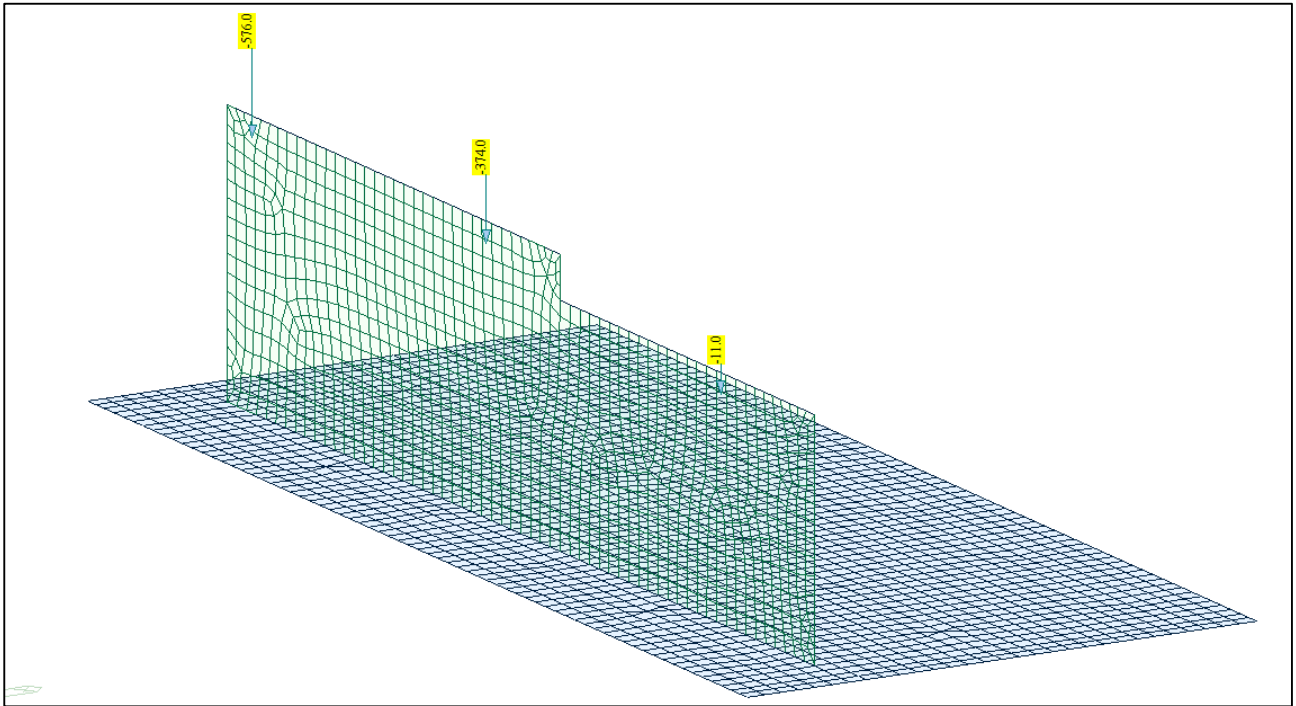
Modello FEM – Condizione di carico Disp 4A



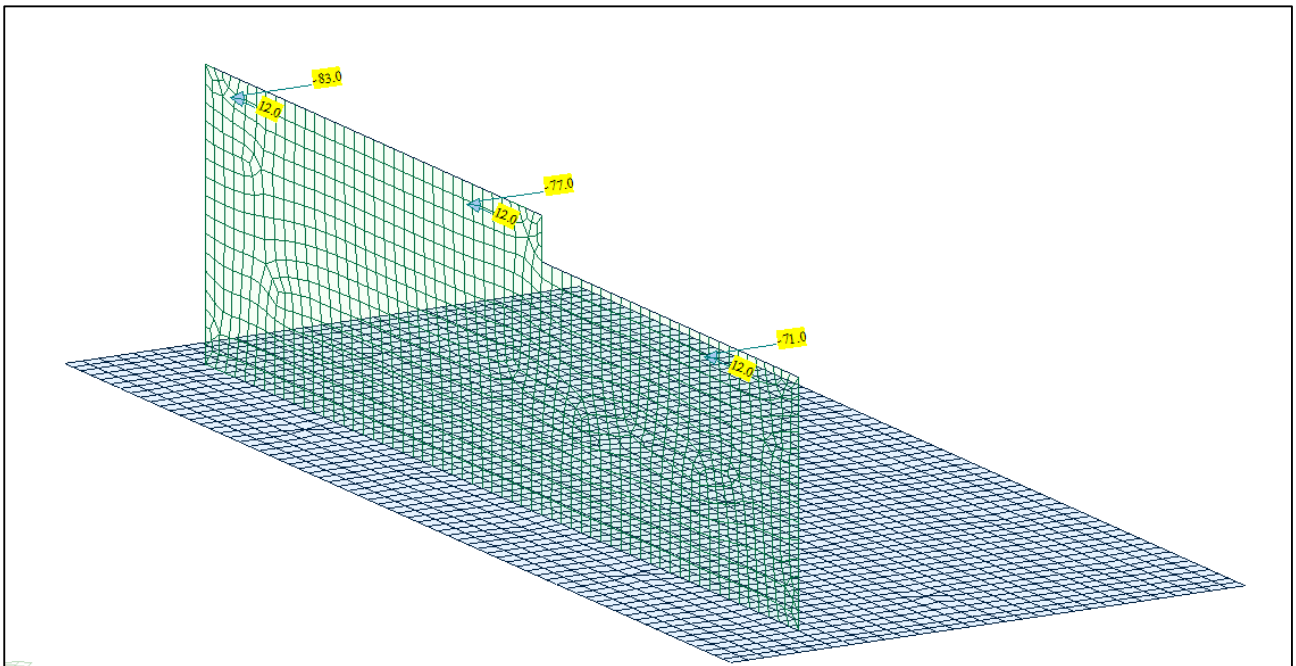
Modello FEM – Condizione di carico Disp 5C



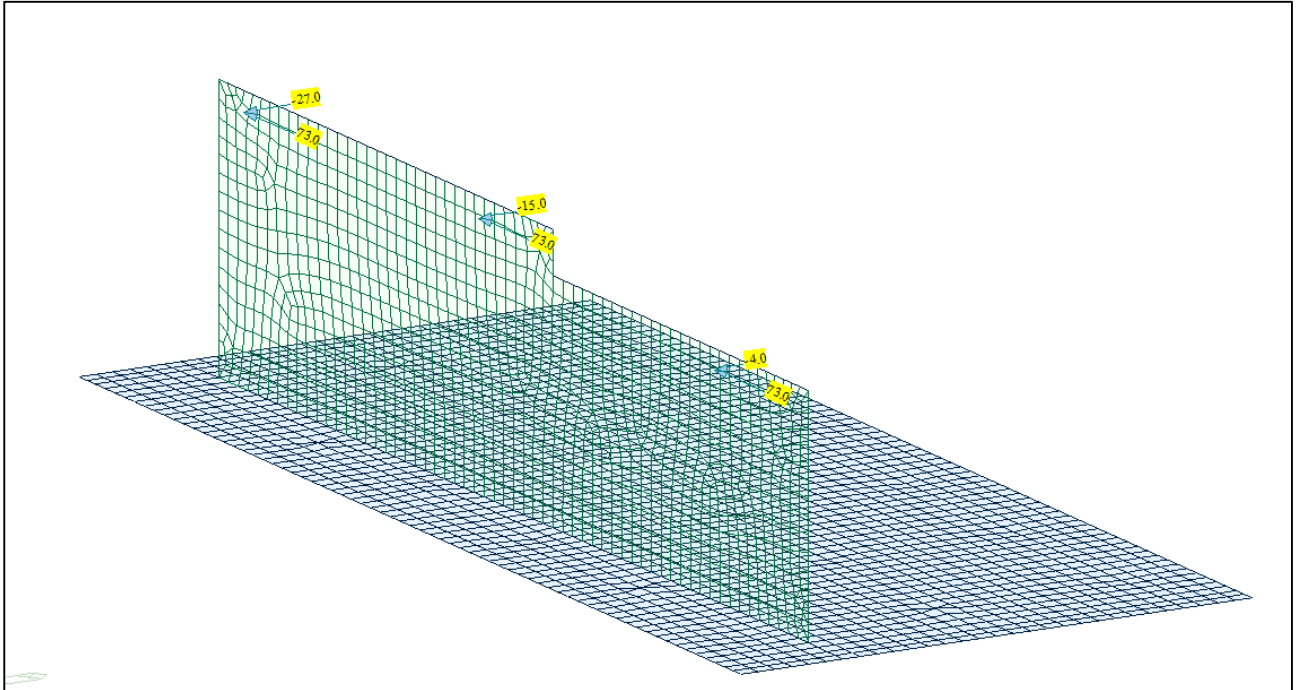
Modello FEM – Condizione di carico Disp 7B



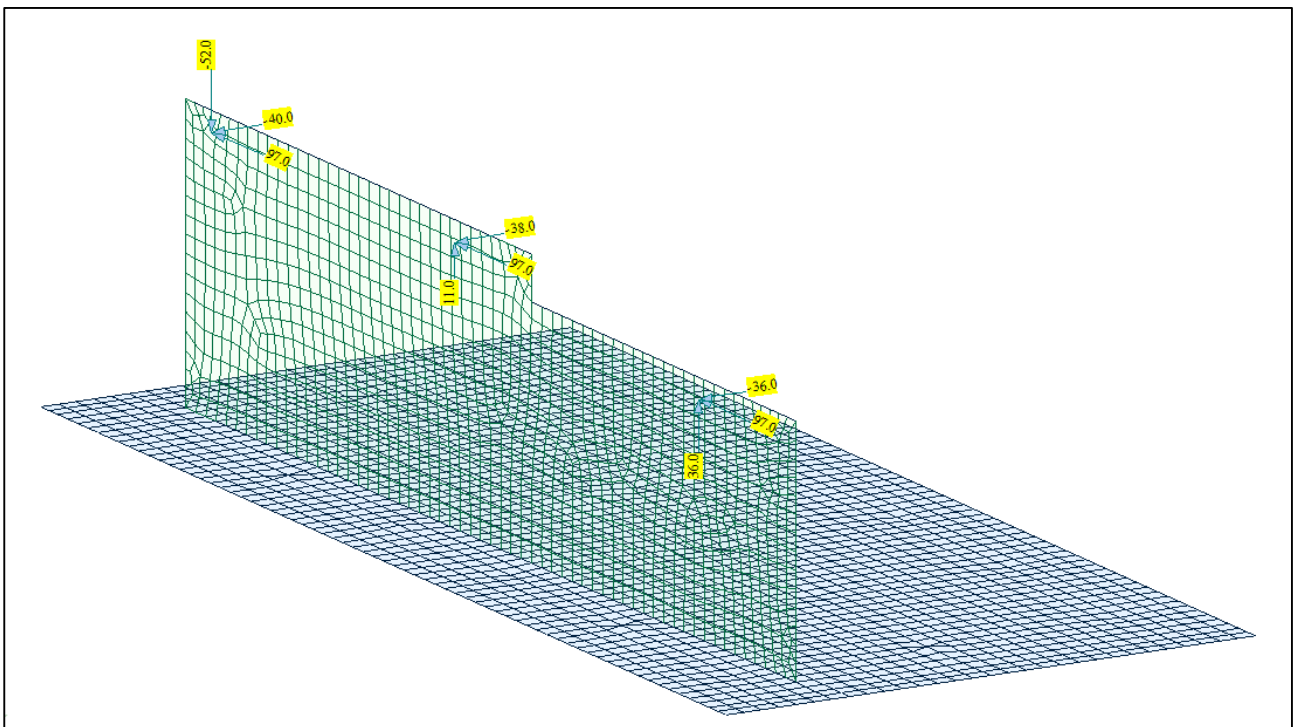
Modello FEM – Condizione di carico Disp 4C



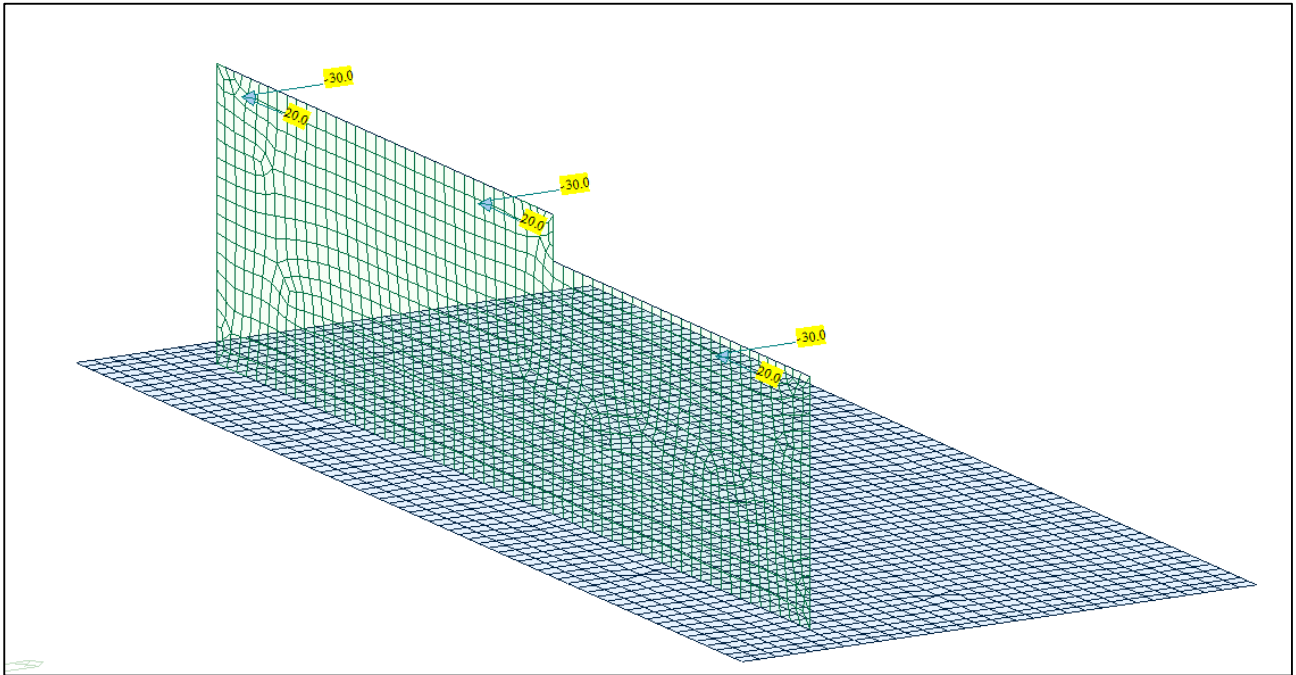
Modello FEM – Condizione di carico Frenamento



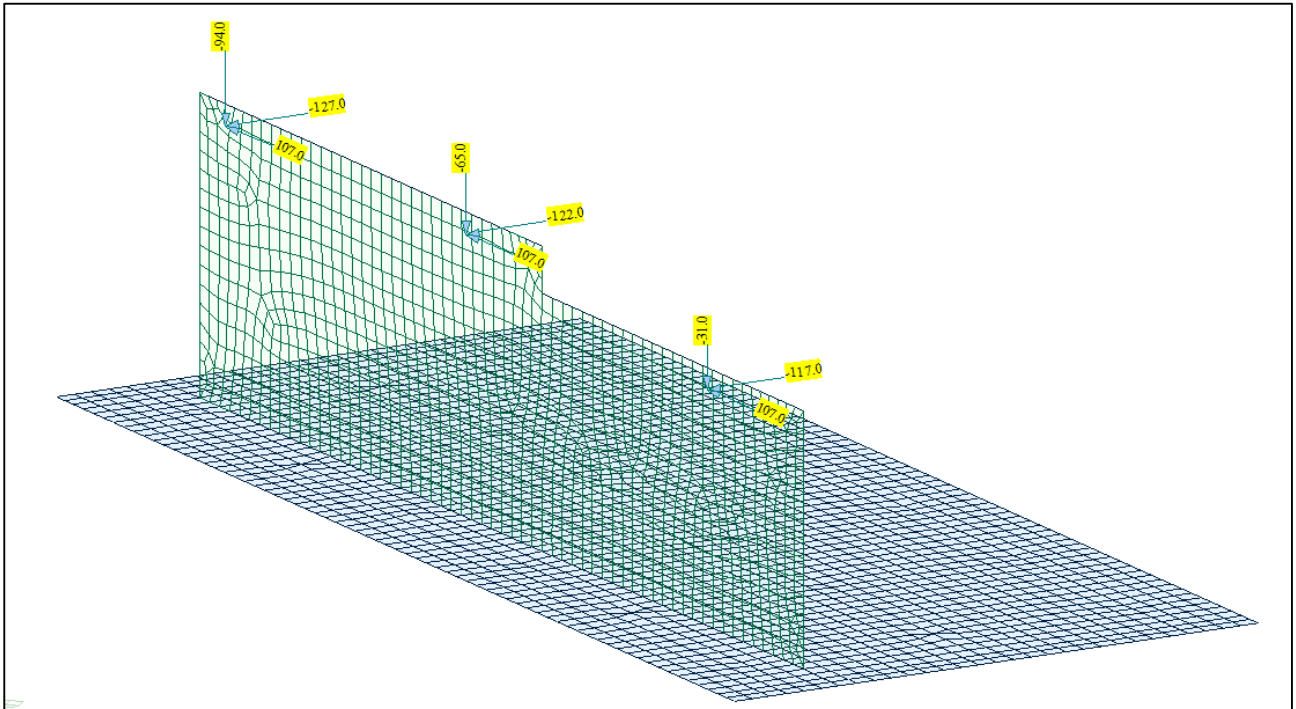
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



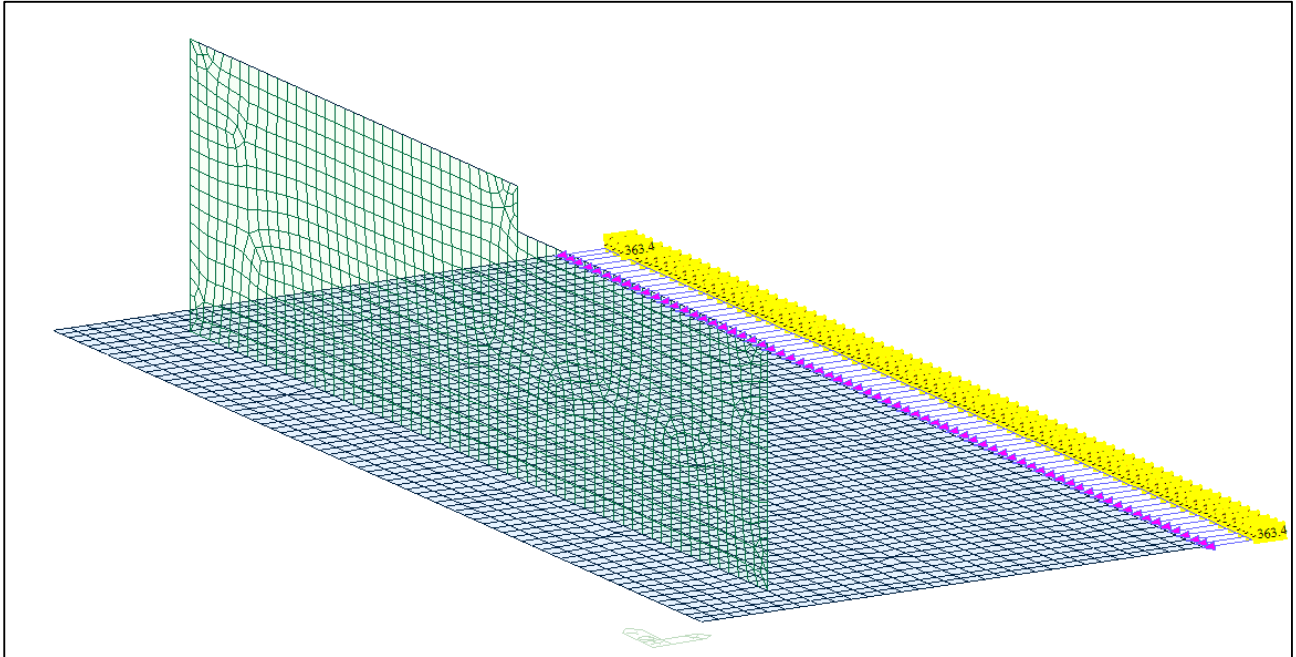
Modello FEM – Condizione di carico Centrifuga



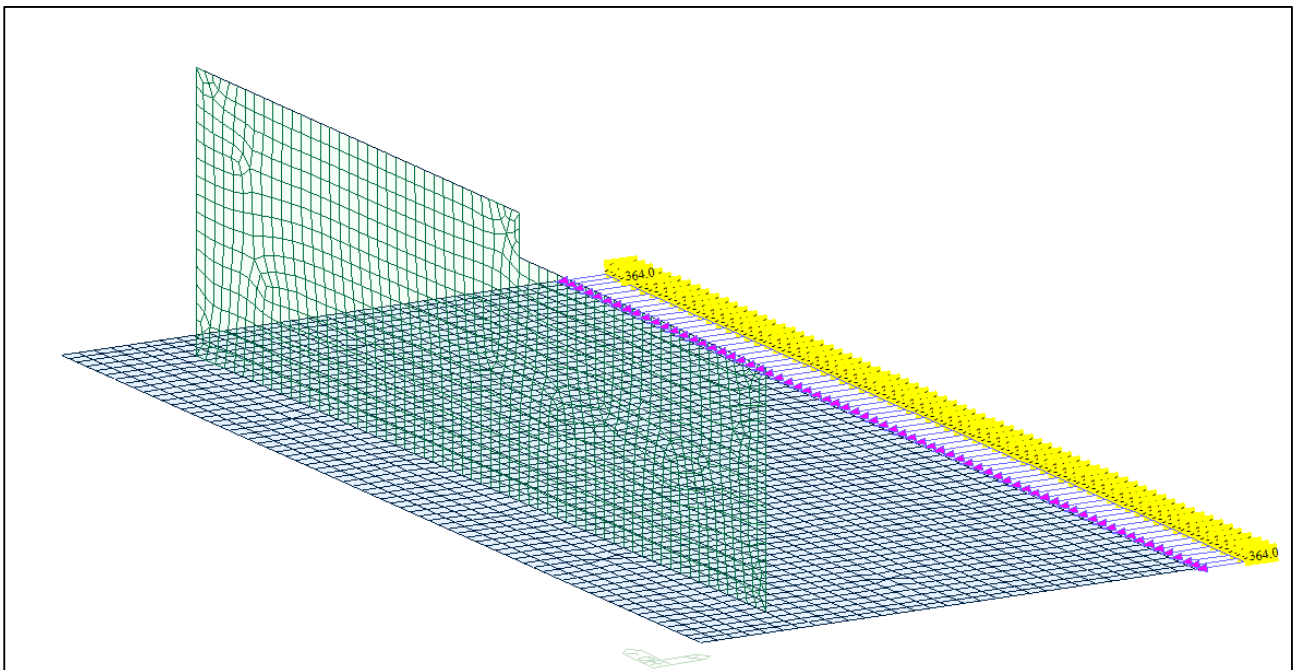
Modello FEM – Condizione di carico Termico



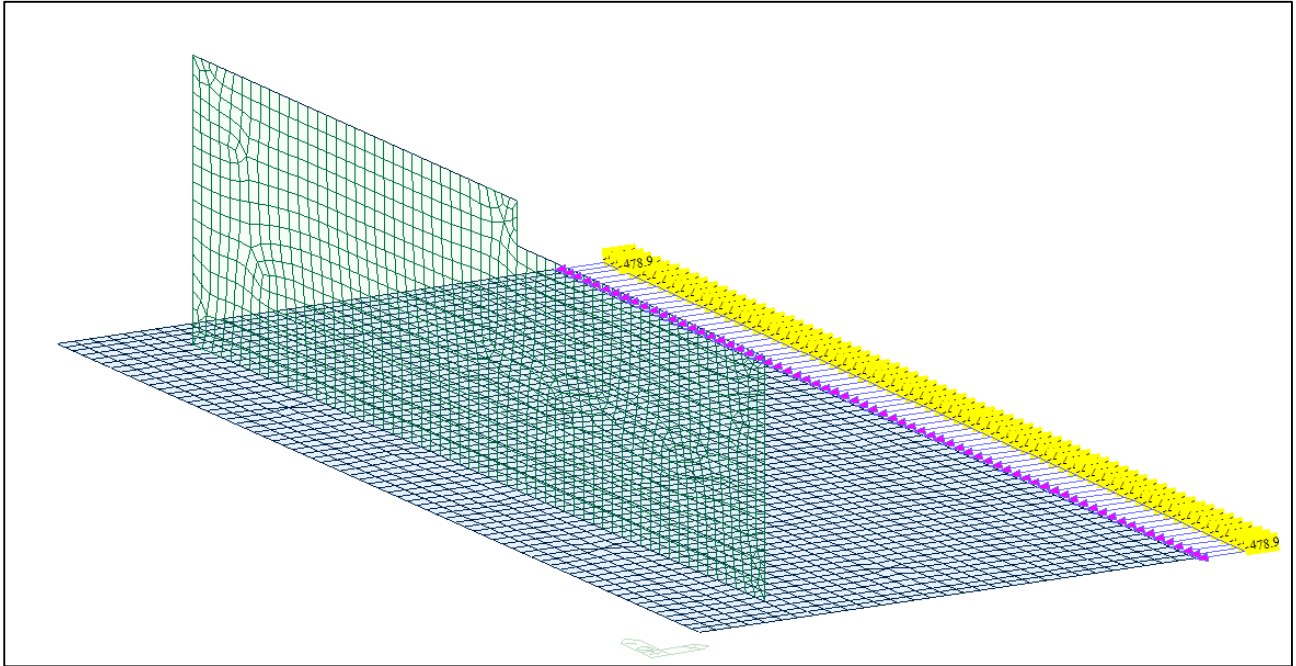
Modello FEM – Condizione di carico Sisma impalcato



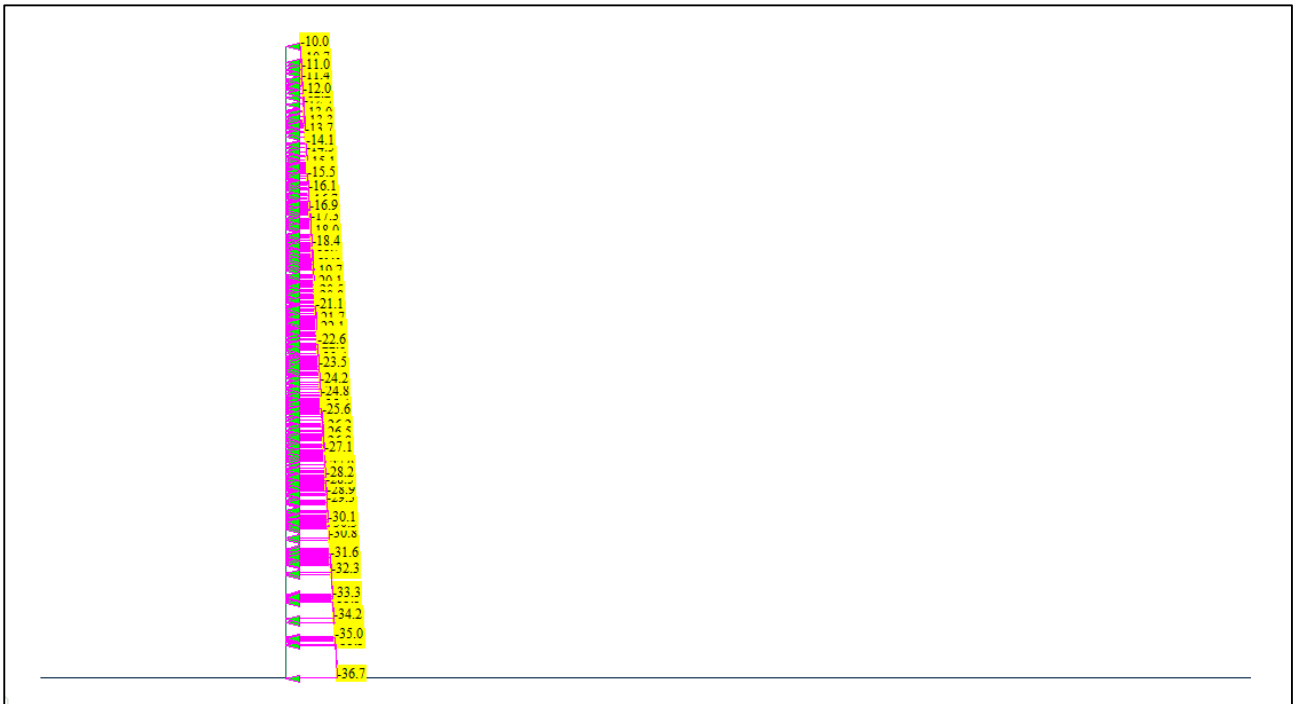
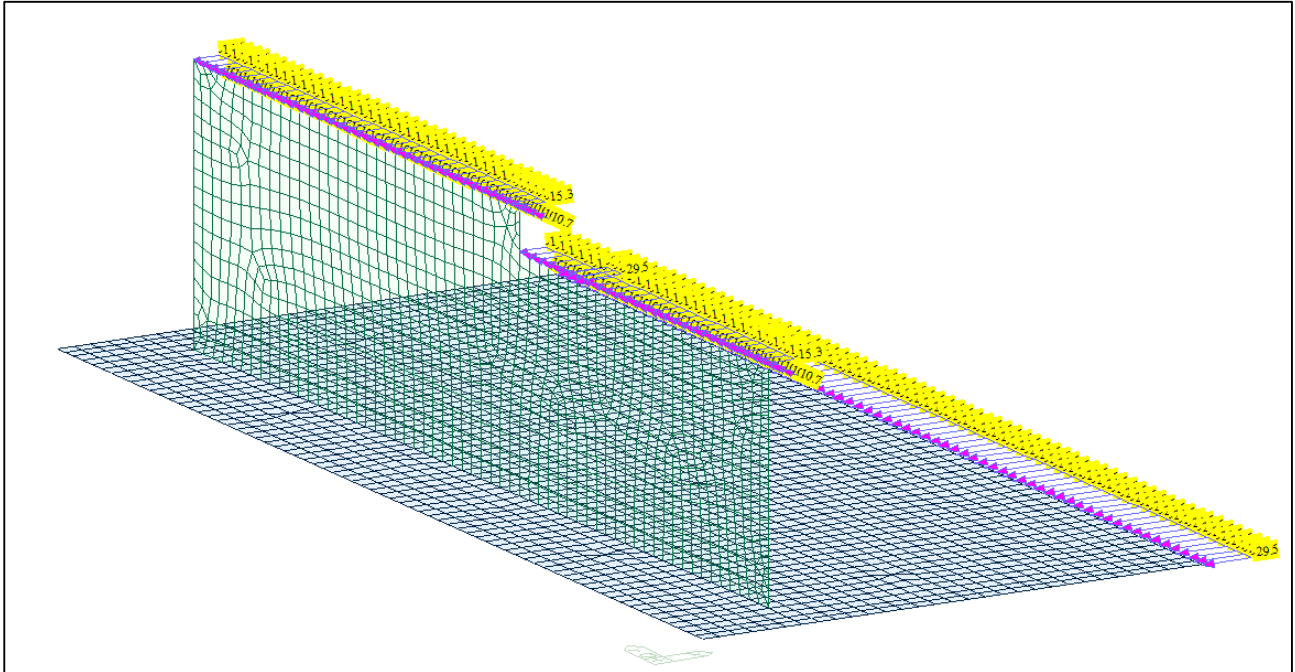
Modello FEM – Condizione di carico Frana SLE



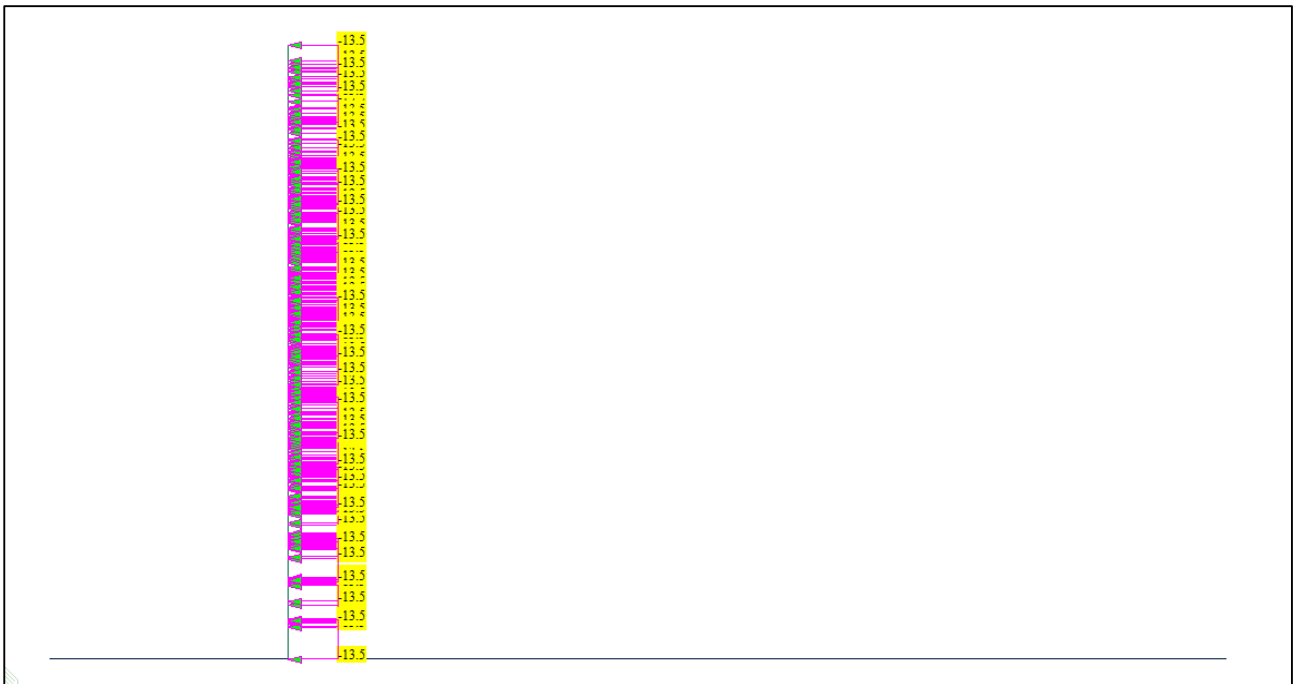
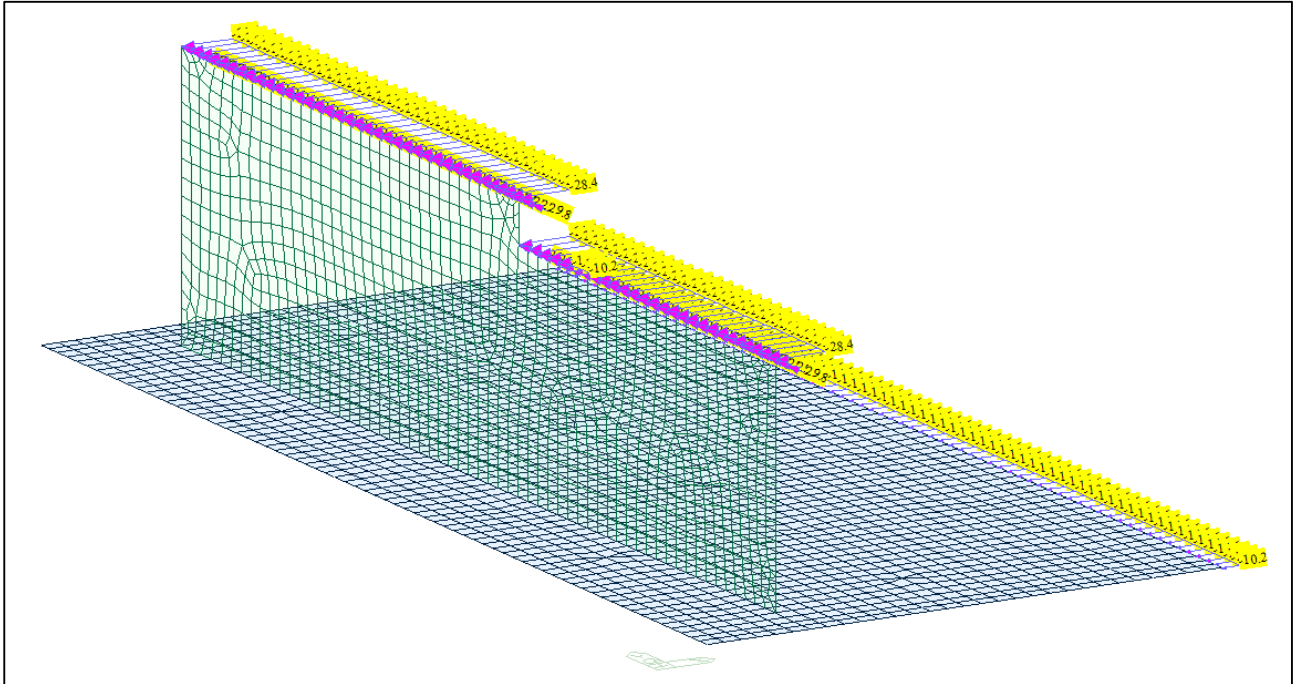
Modello FEM – Condizione di carico Frana SLU



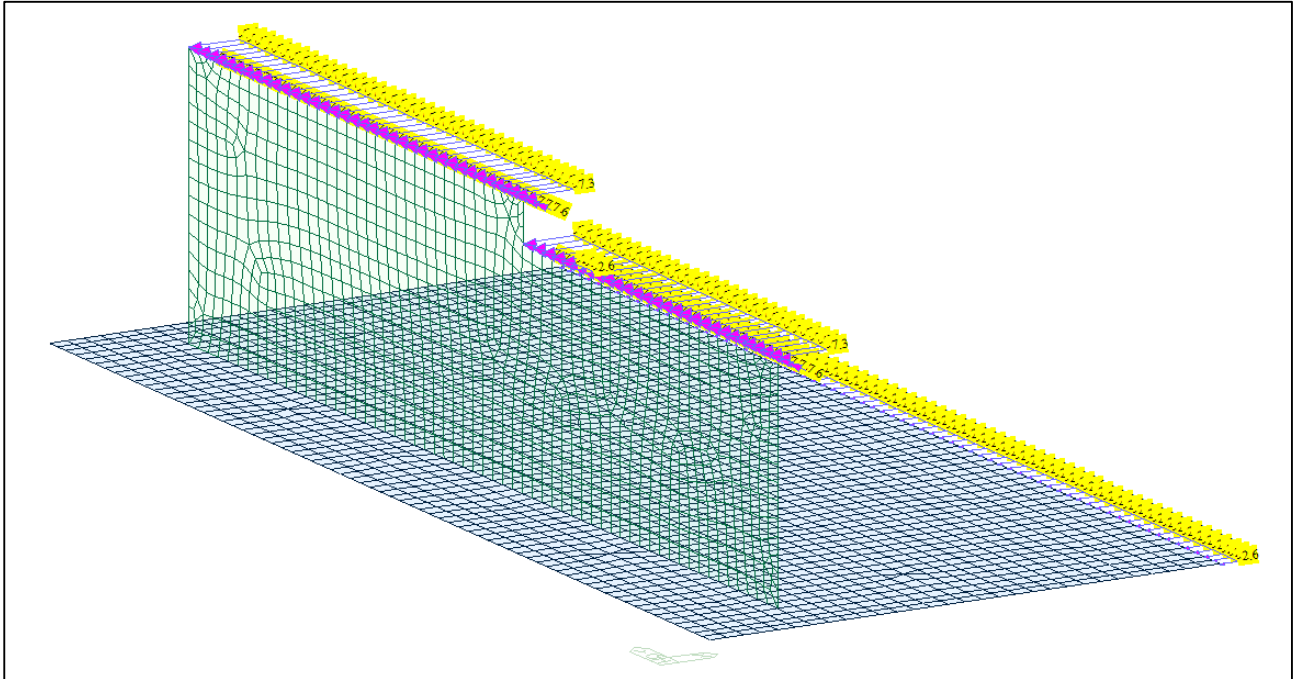
Modello FEM – Condizione di carico Frana SLV



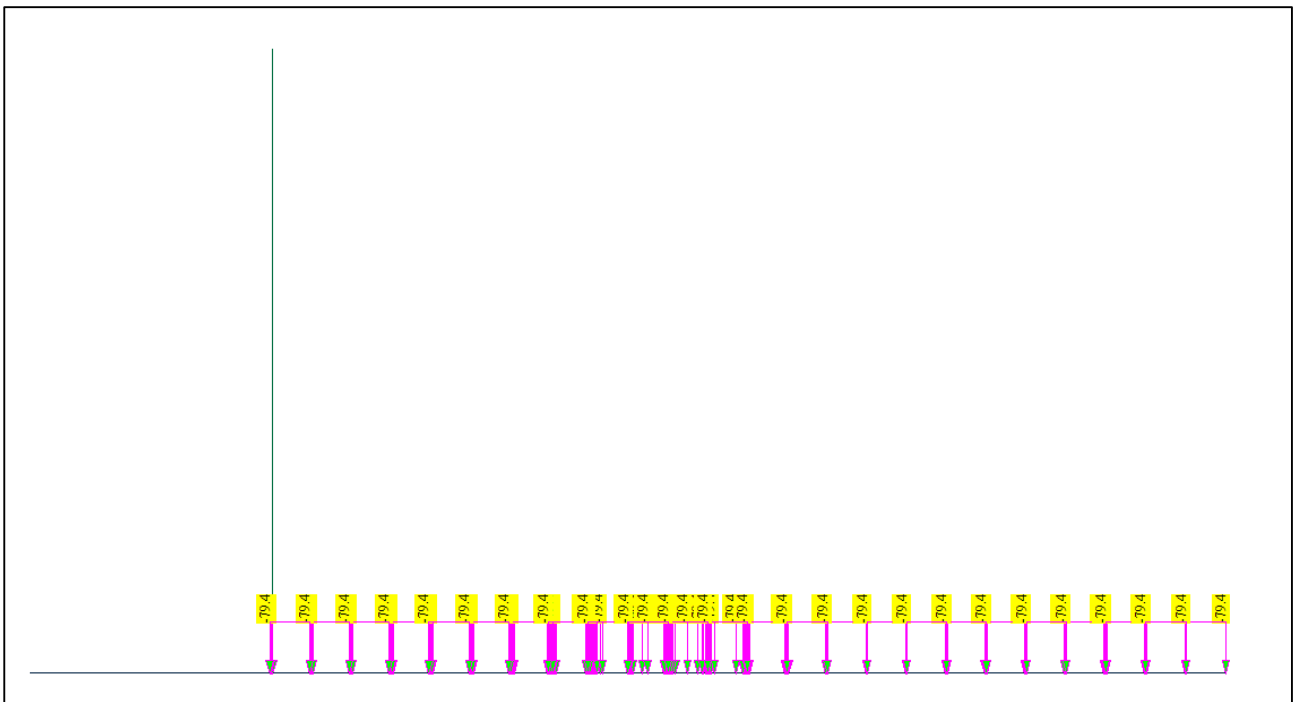
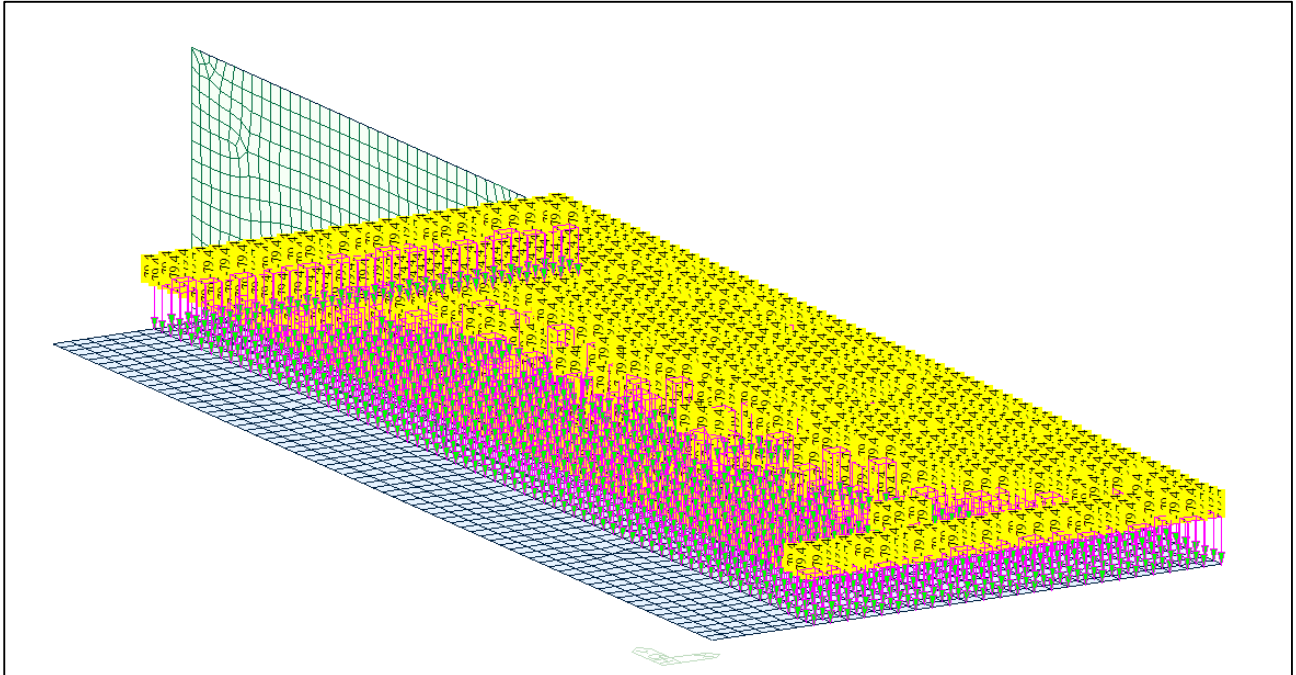
Modello FEM – Condizione di carico Spinta del terreno



Modello FEM – Condizione di carico Spinta Wood



Modello FEM – Condizione di carico Spinta sovraccarico



Modello FEM – Condizione di carico Ricoprimento



9.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

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

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

Di seguito si riportano i valori tabellati

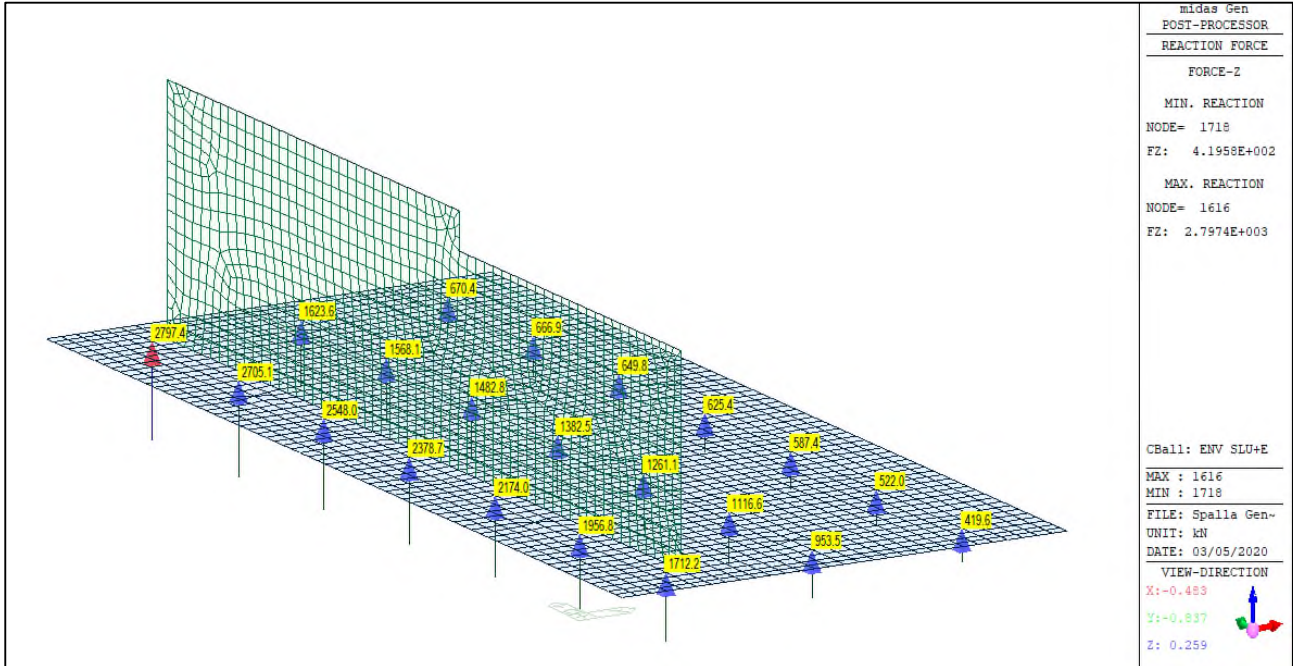
Table with columns: No, Name, Active, Type, Peso proprio spalla(ST), Peso proprio Impalcato(ST), Permanente(ST), Solaio(ST), Dep3A(ST), Dep4C(ST), Dep2R(ST), Dep3Ab(ST), Fremonica(ST), Configurata(ST), Vento(ST), Termica(ST), Sema impalcato(ST), Frana SLE(ST), Frana SLV(ST), Frana SLV(ST), Spinta del terreno(ST), Spinta Wood(ST), Spinta sovraccarico(ST), Ricoprimento(ST)



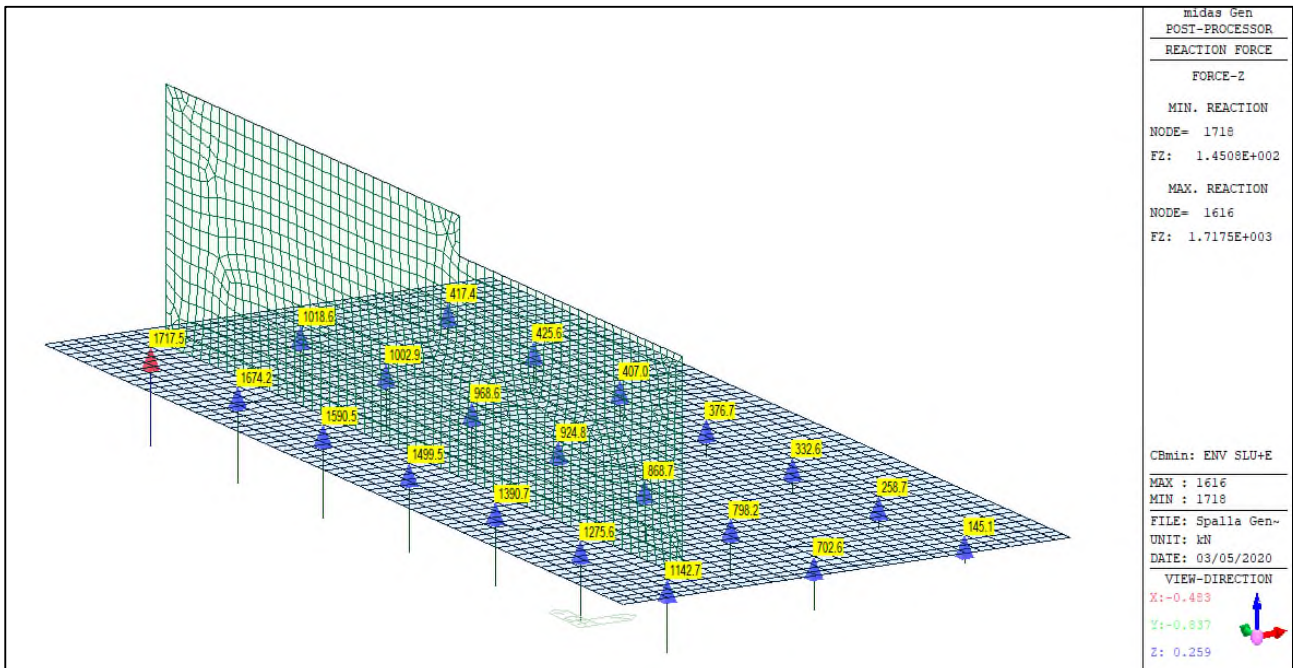
9.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

9.2.1 REAZIONI VINCOLARI

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



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



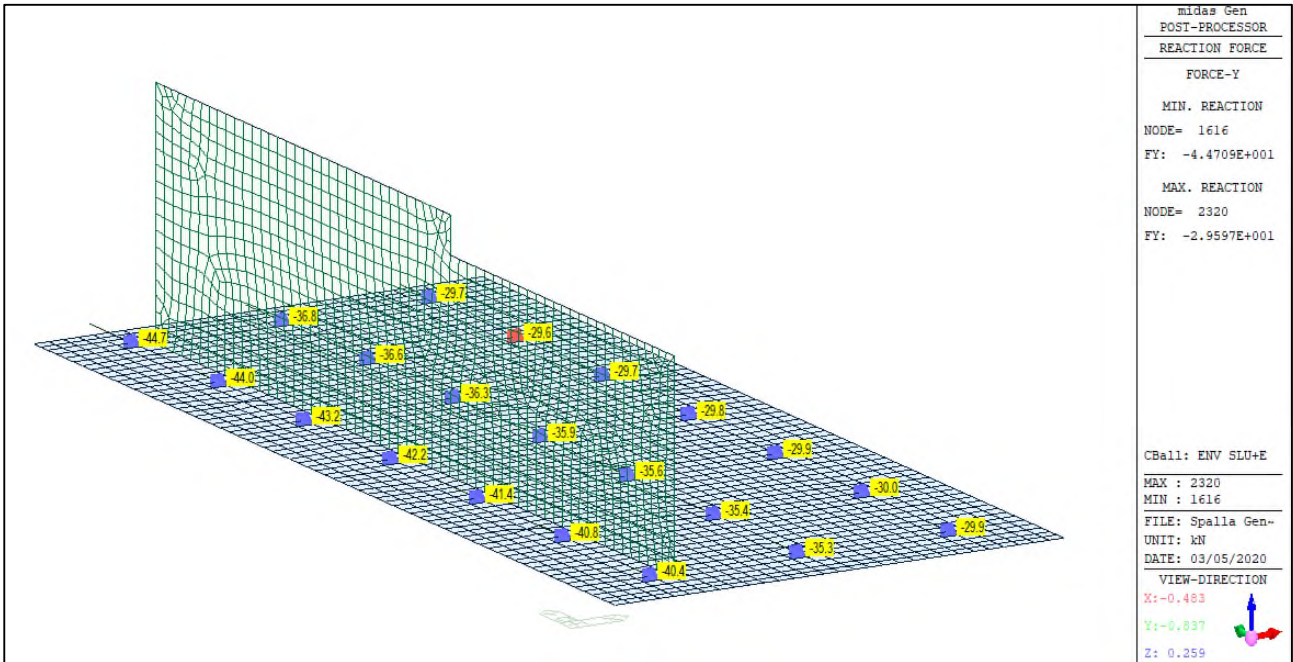
ENV-SLU+E – Reazioni vincolari verticali (Fz) minime



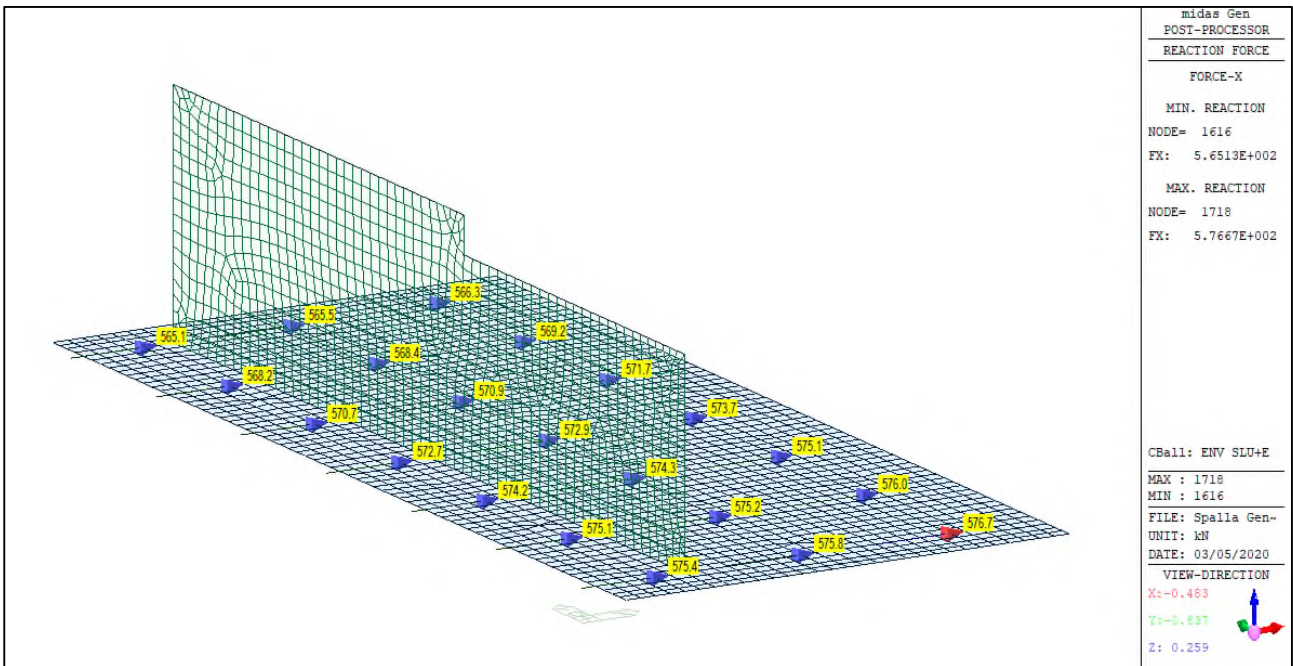
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



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

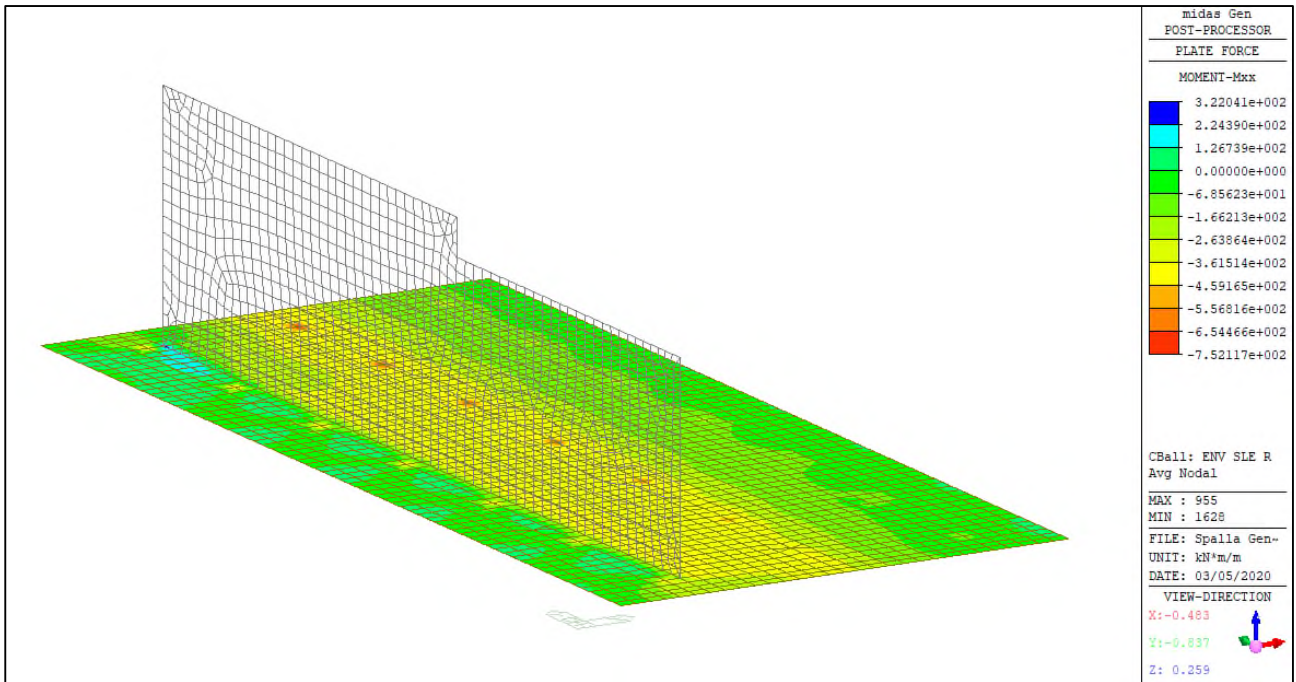


ENV-SLU+E – Reazioni vincolari orizzontali (Fx) massime

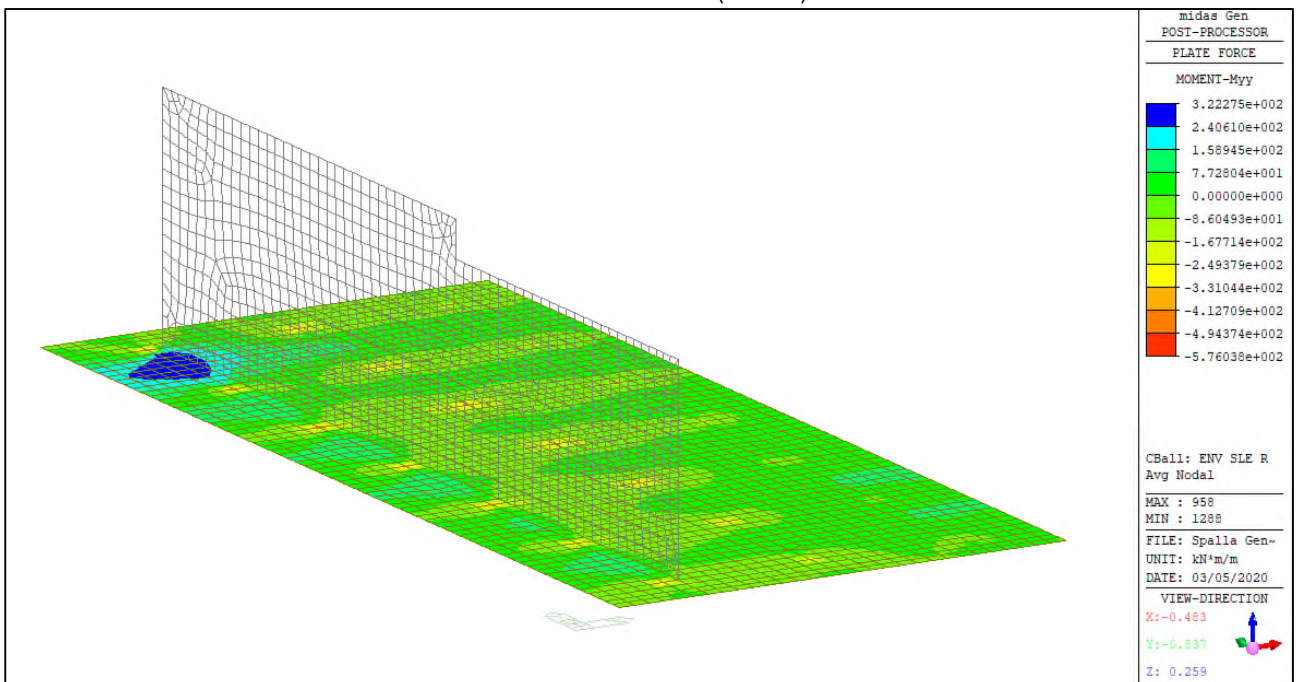


9.2.2 DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

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



ENV-SLE RARA – Mxx (kNm/m) – Platea



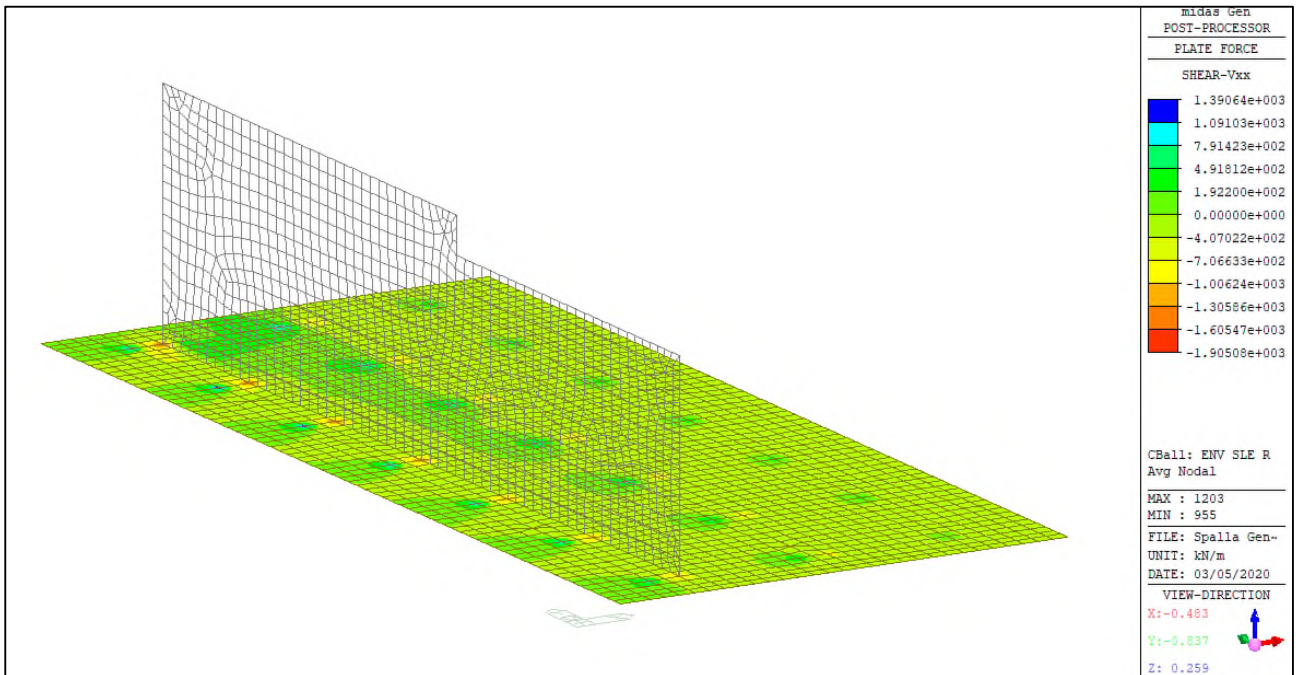
ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Platea



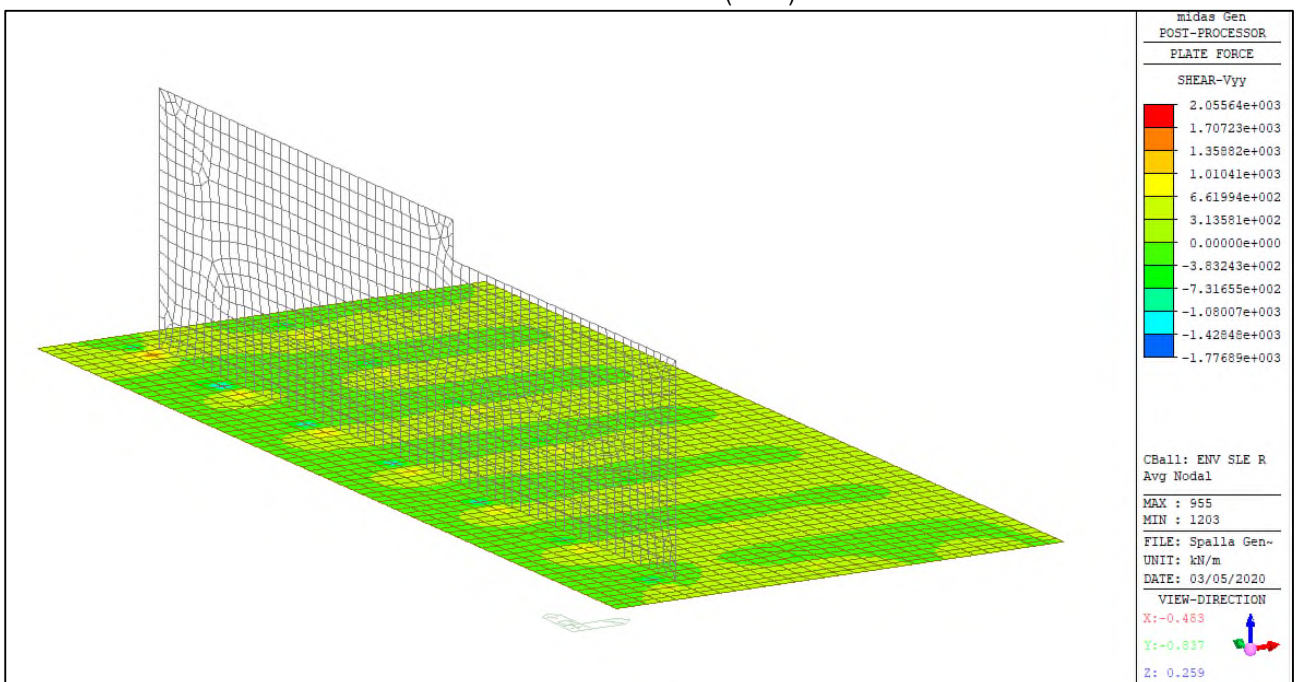
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA – Vxx (kN/m) – Platea



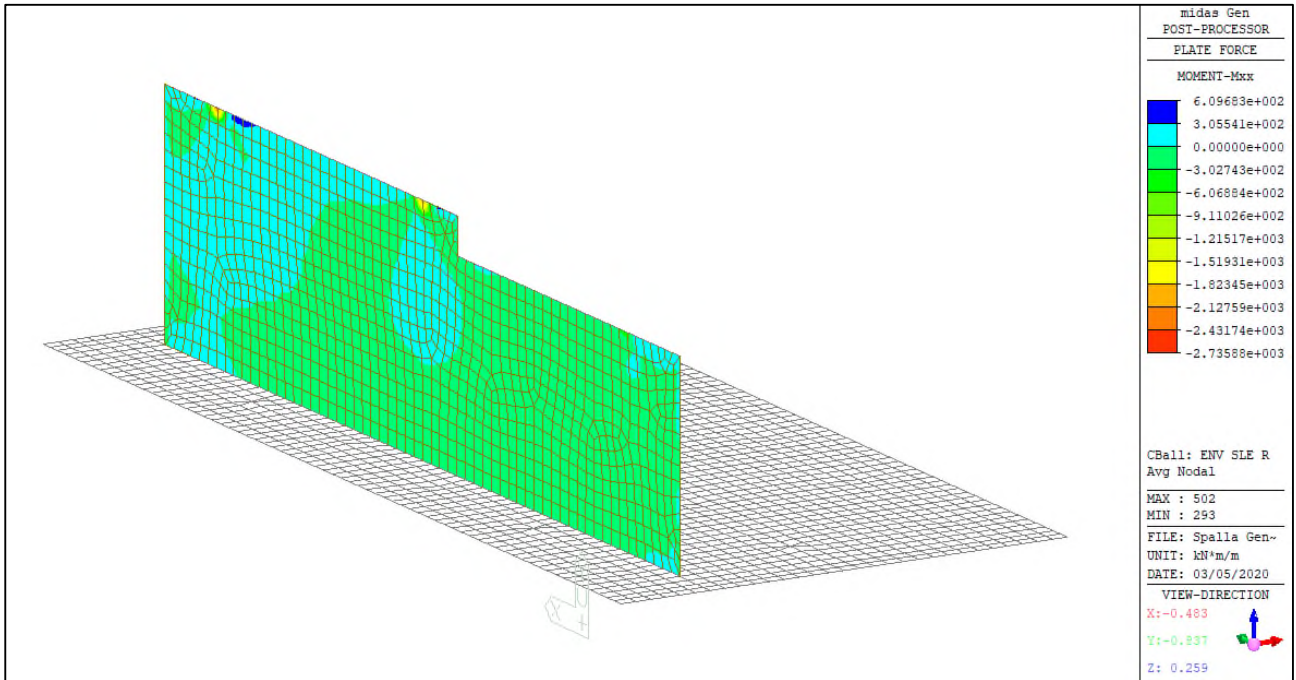
ENV-SLE RARA– Vyy (kN/m) – Platea



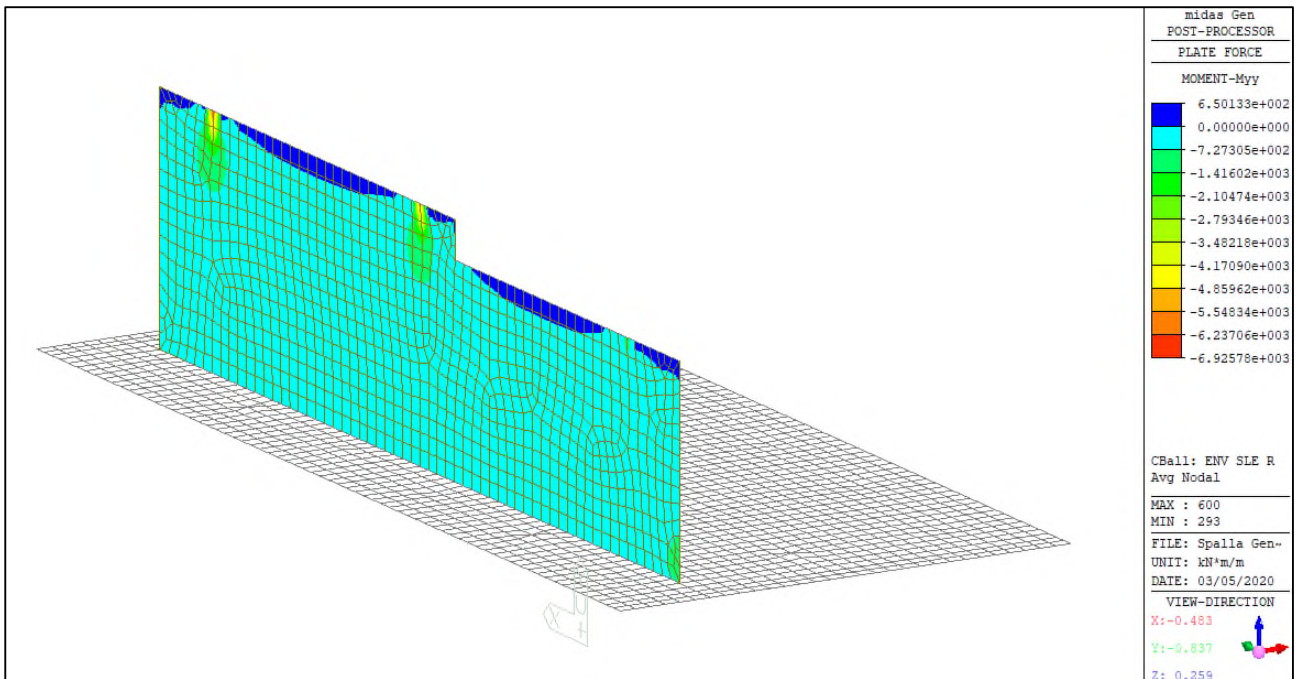
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA– Mxx (kNm/m) – Spalla



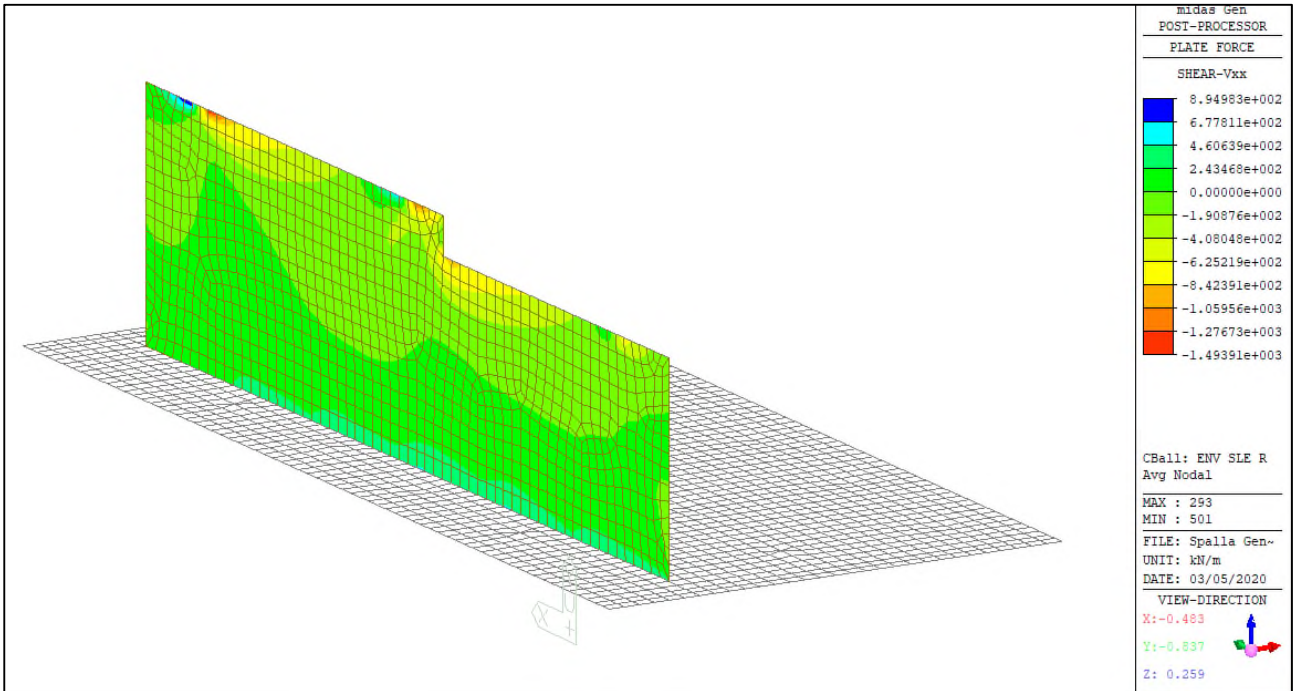
ENV-SLE RARA– Myy (kNm/m) – Spalla



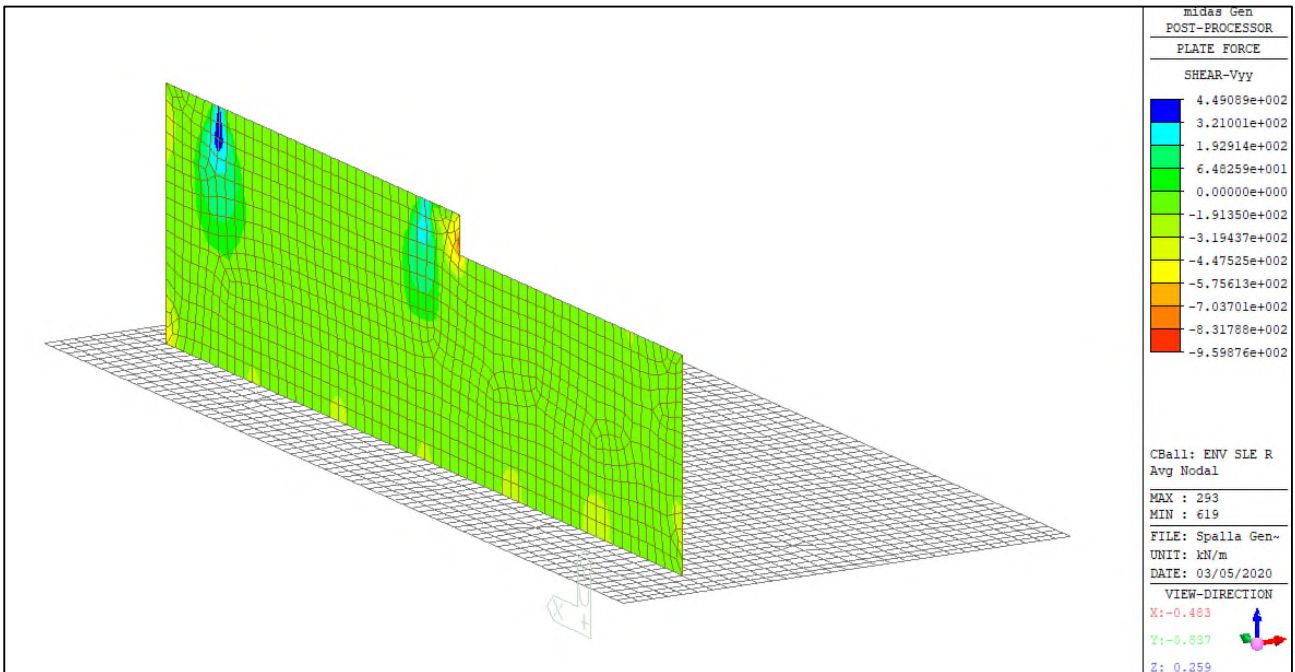
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLE RARA- Vxx (kN/m) – Spalla



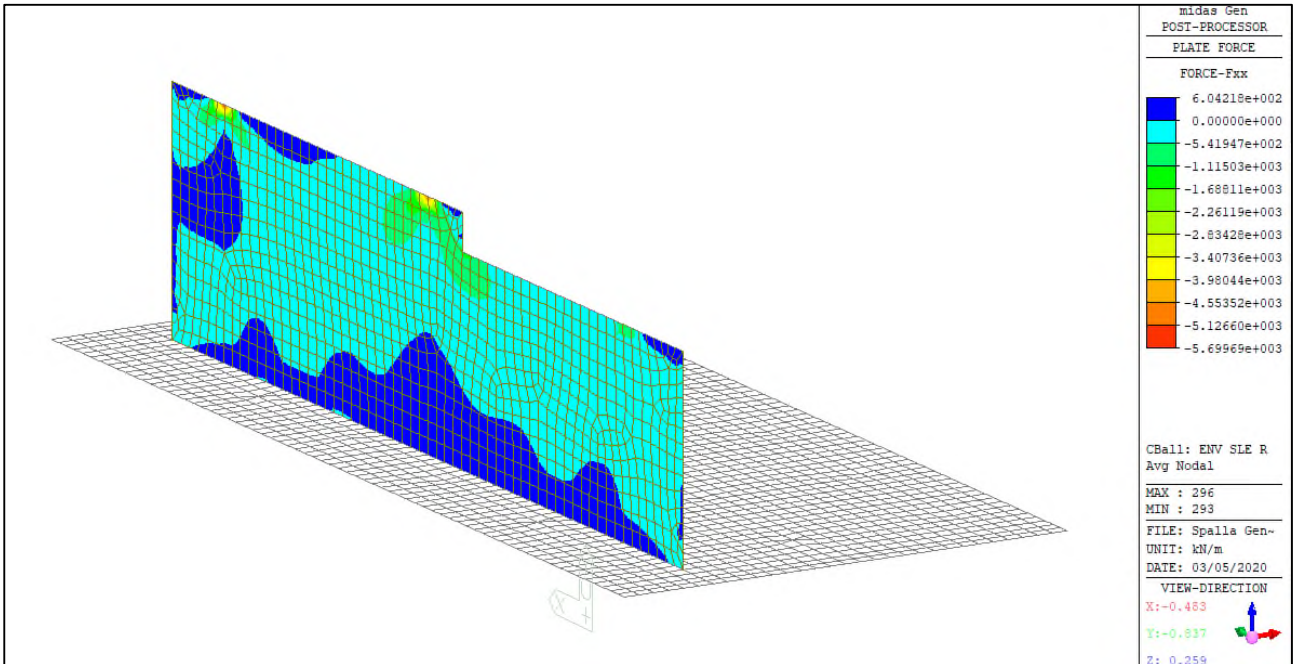
ENV-SLE RARA- Vyy (kN/m) – Spalla



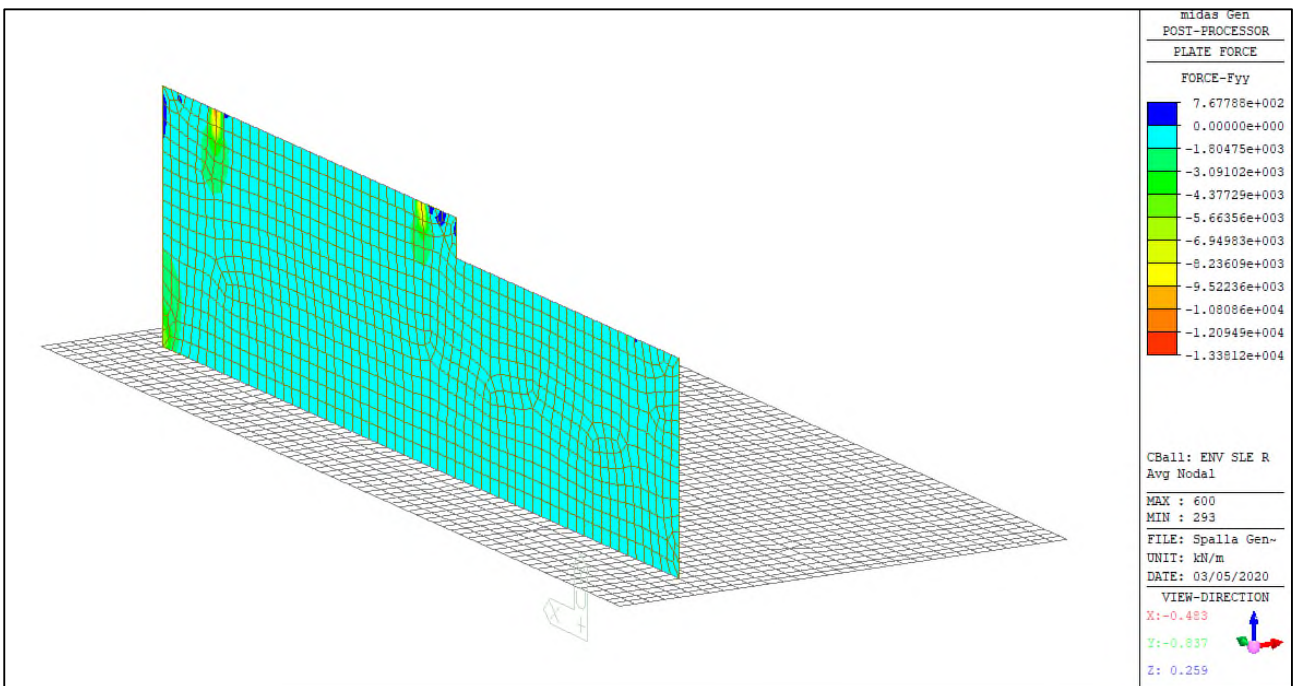
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



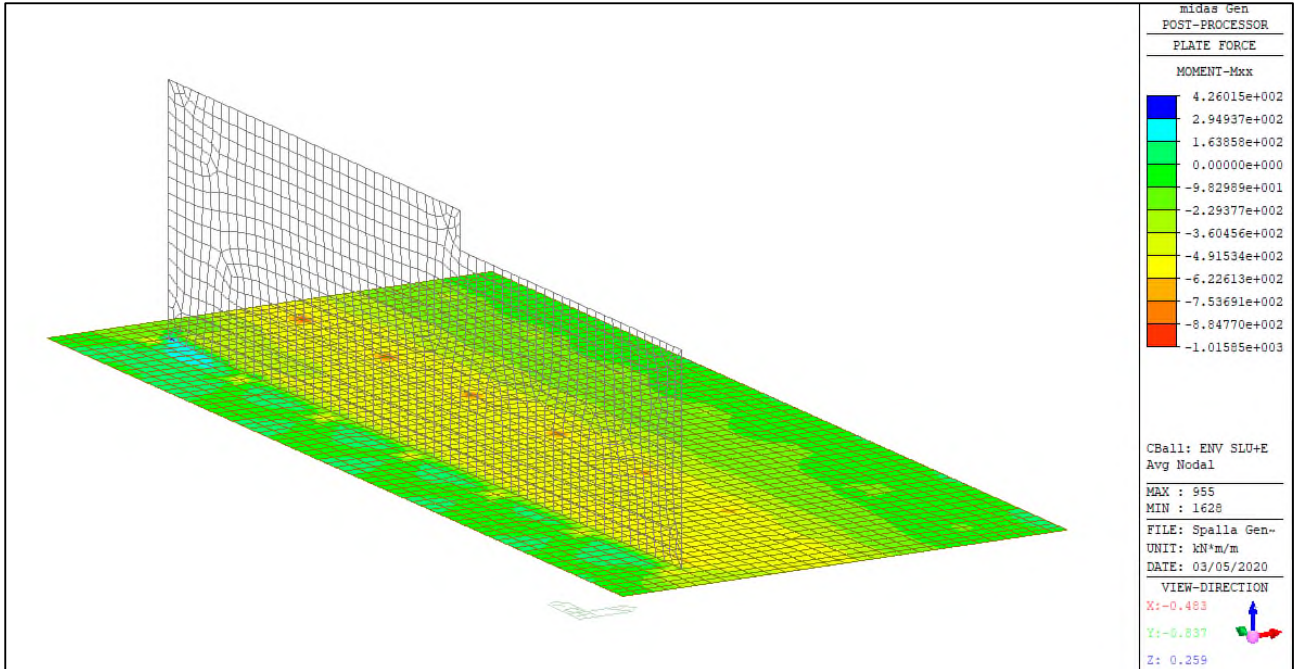
ENV-SLE RARA– Fxx (kN/m) – Spalla



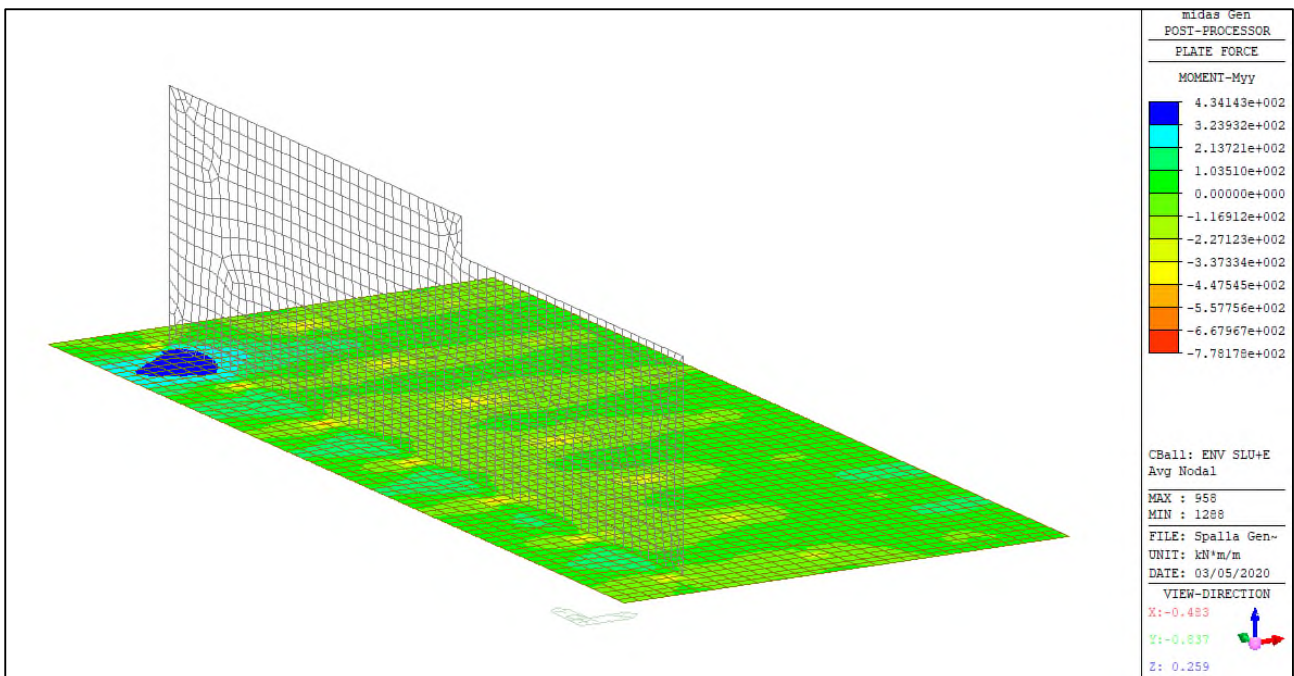
ENV-SLE RARA– Fyy (kN/m) – Spalla



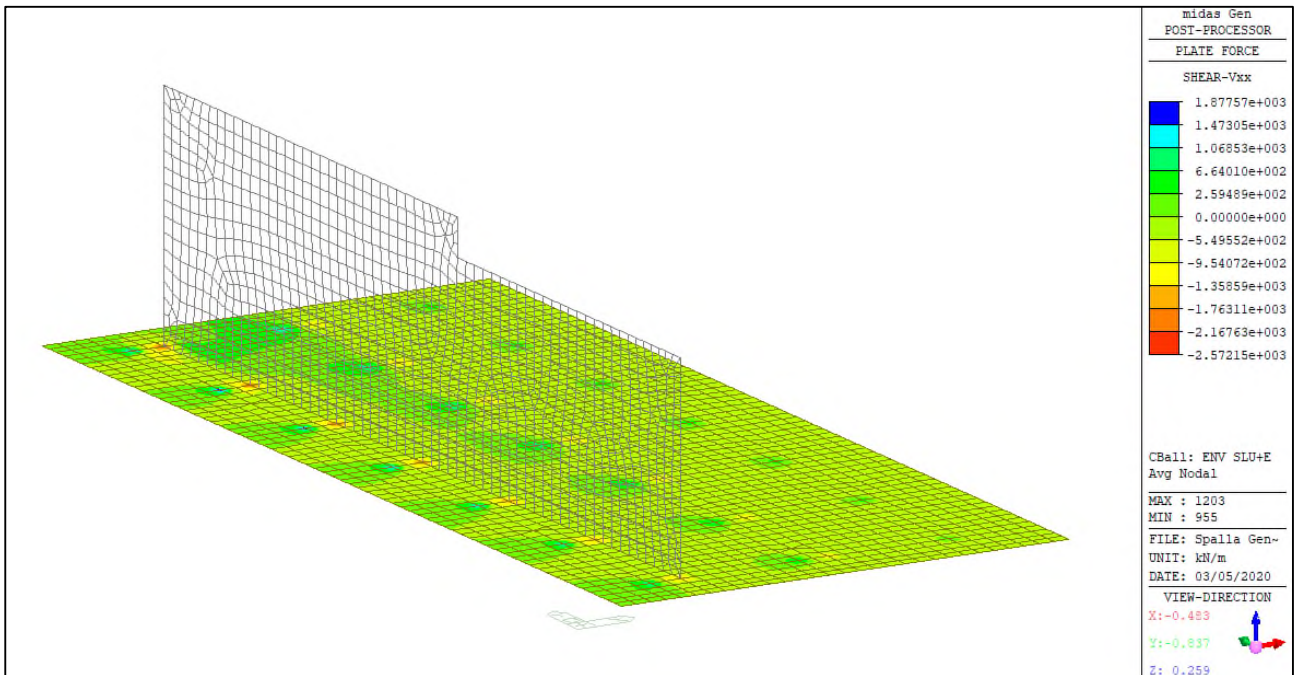
Si riportano i diagrammi involuppo delle azioni interne per le combinazioni allo stato limite ultimo (ENV-SLU+E)



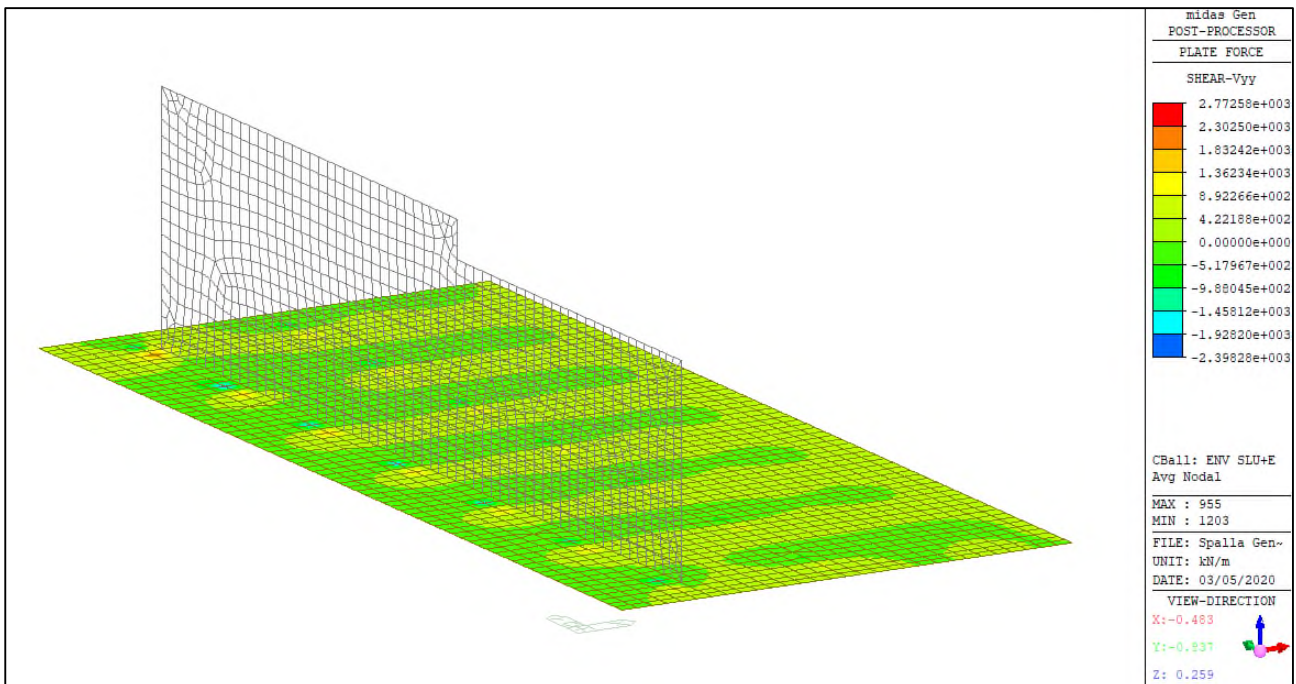
ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Platea



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Platea



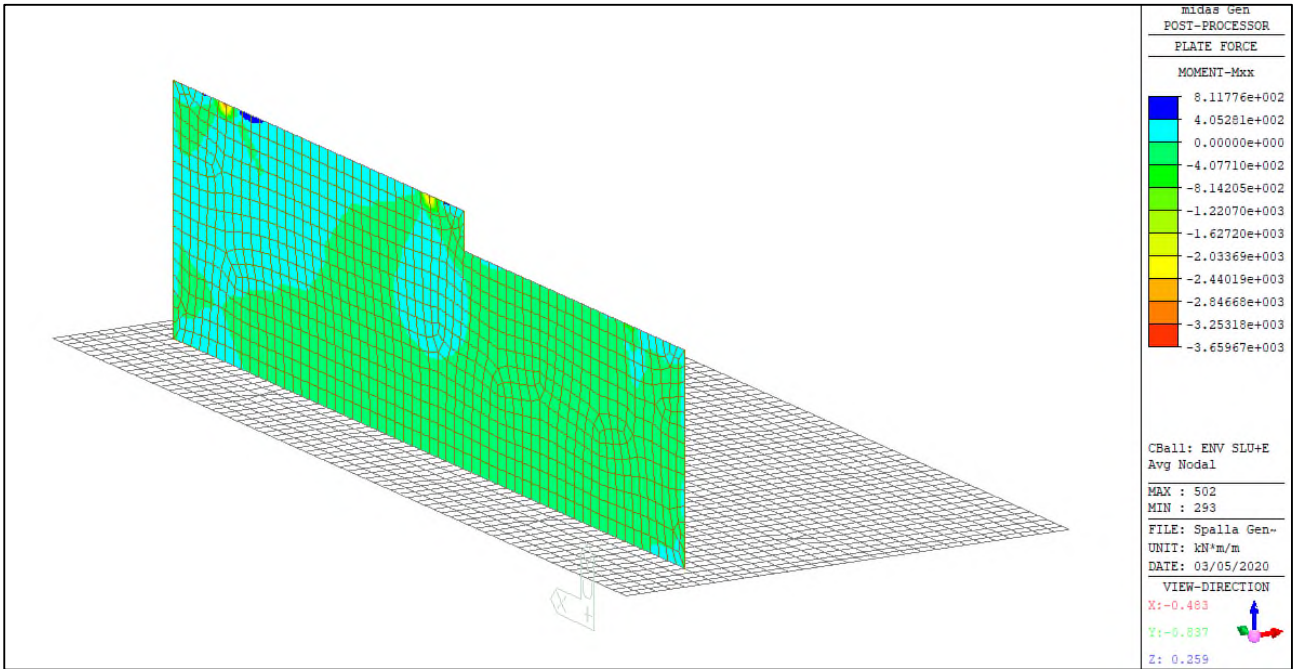
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Platea



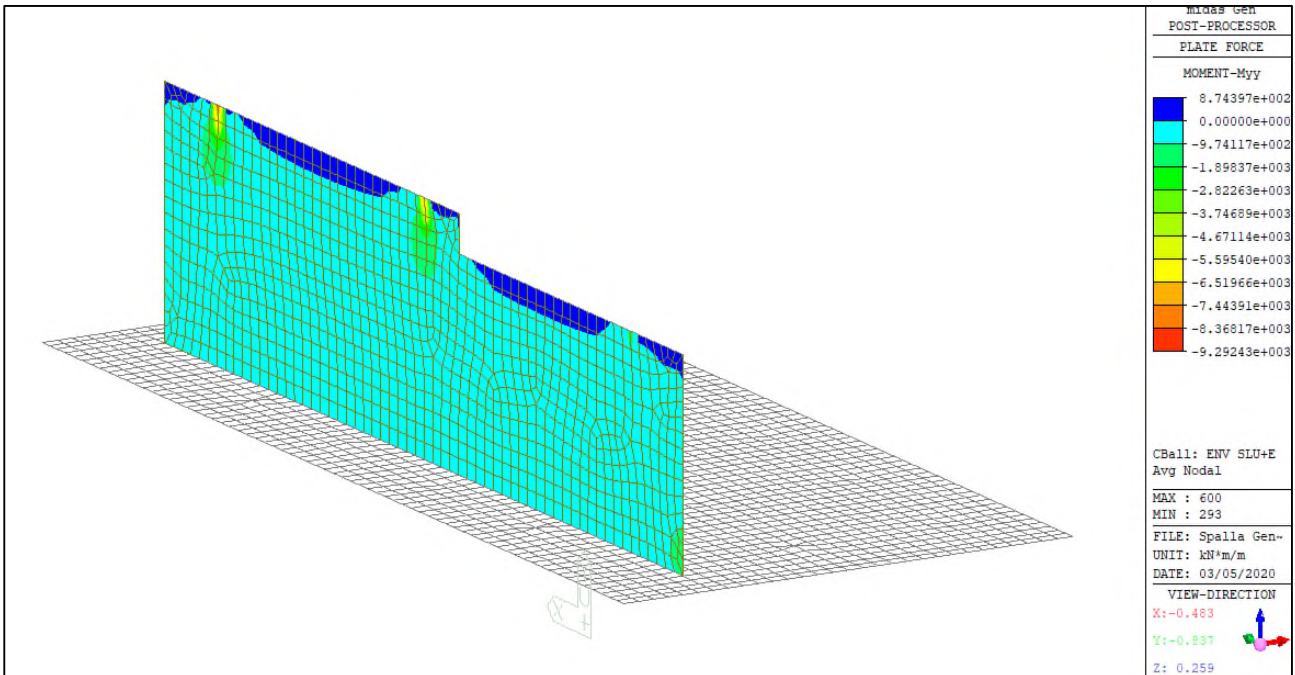
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Mxx (kNm/m) – Spalla



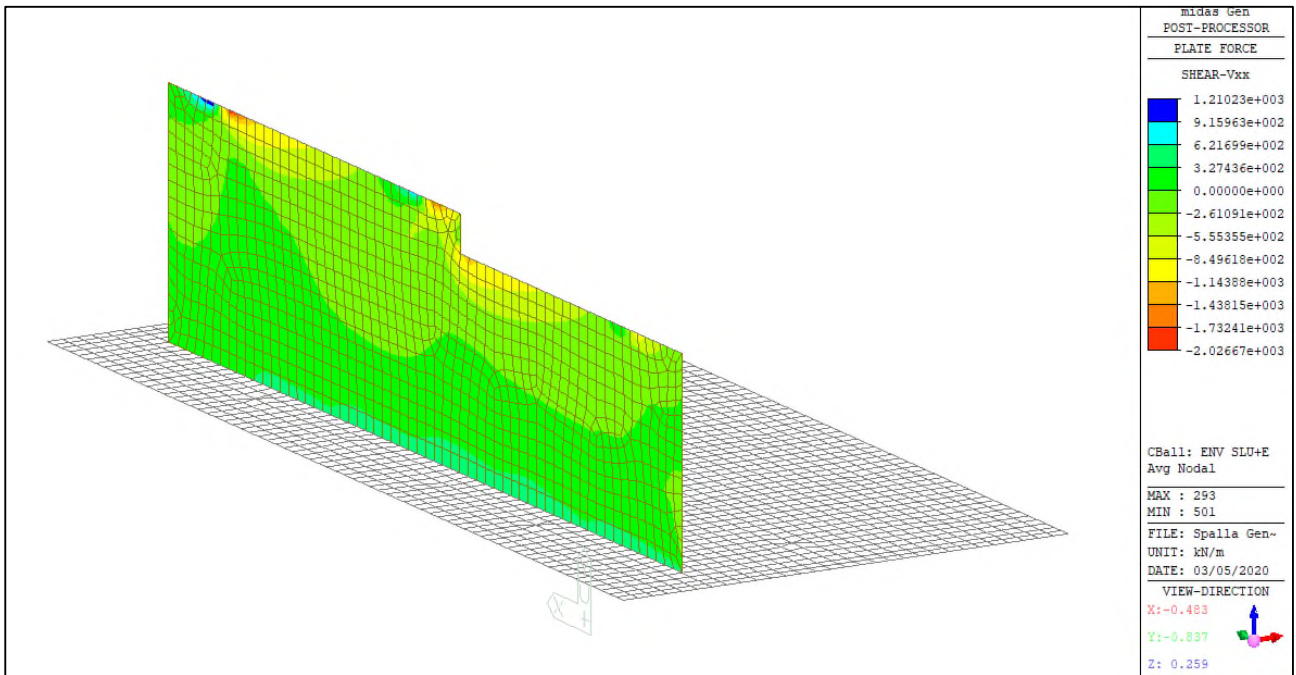
ENV-SLU+E – Myy (kNm/m) – Spalla



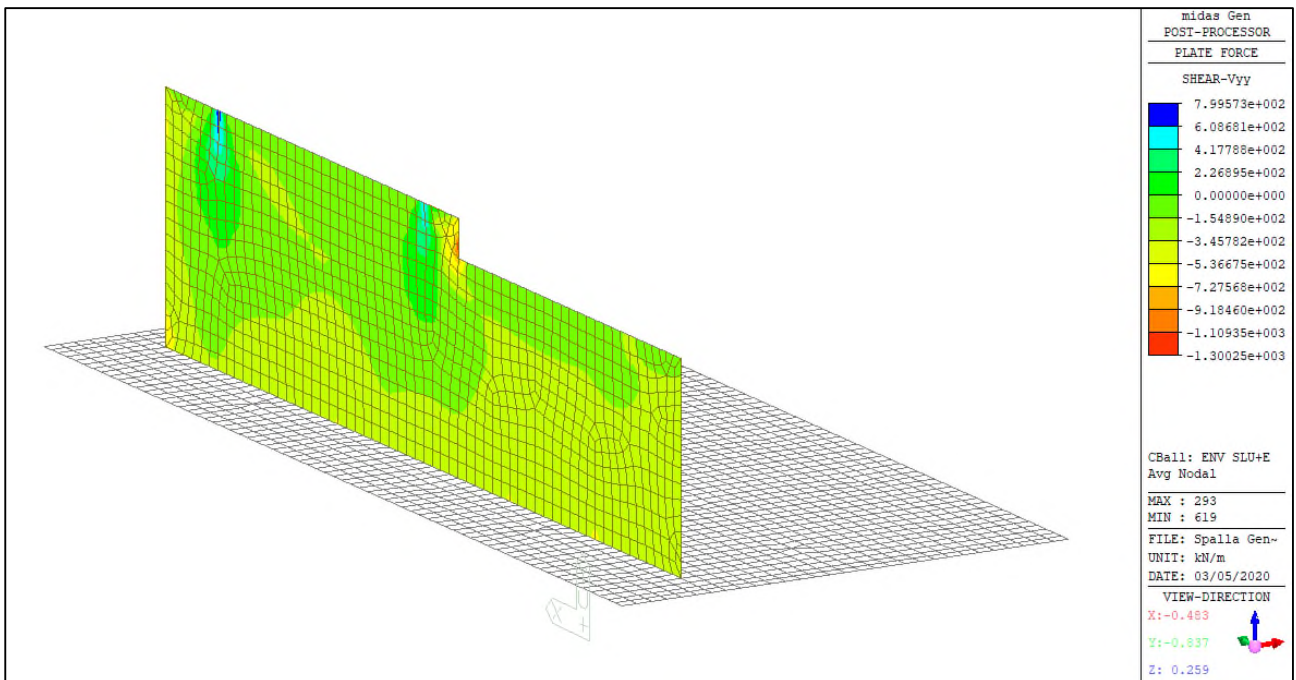
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



ENV-SLU+E – Vxx (kN/m) – Spalla



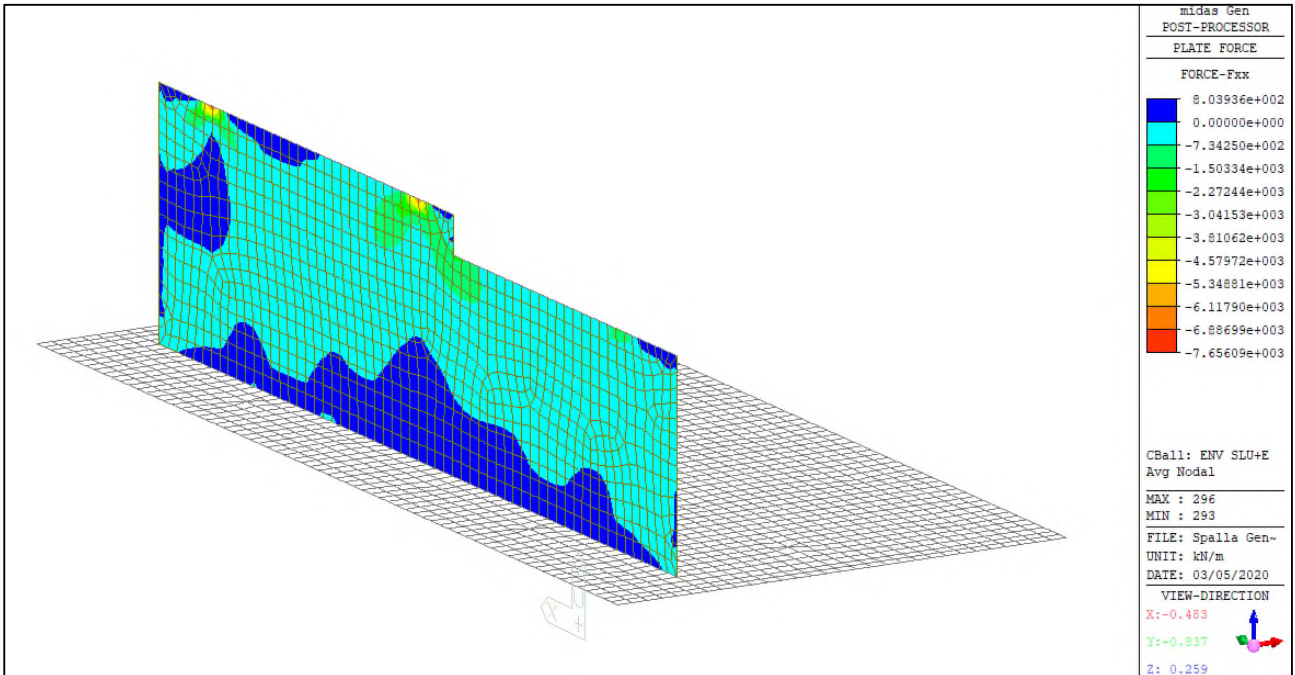
ENV-SLU+E – Vyy (kN/m) – Spalla



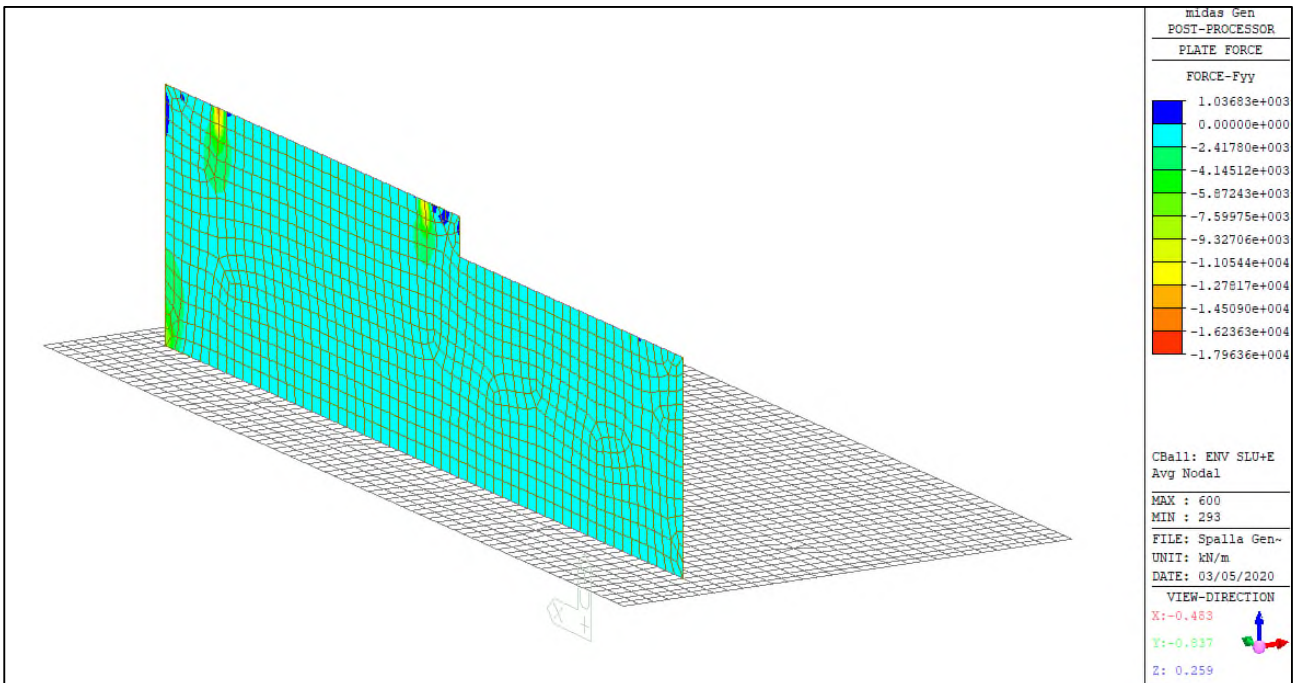
Comune di Vado Ligure

Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo

Ponte “Bossarino 1” – Relazione Tecnica e di Calcolo Sottostrutture e fondazioni



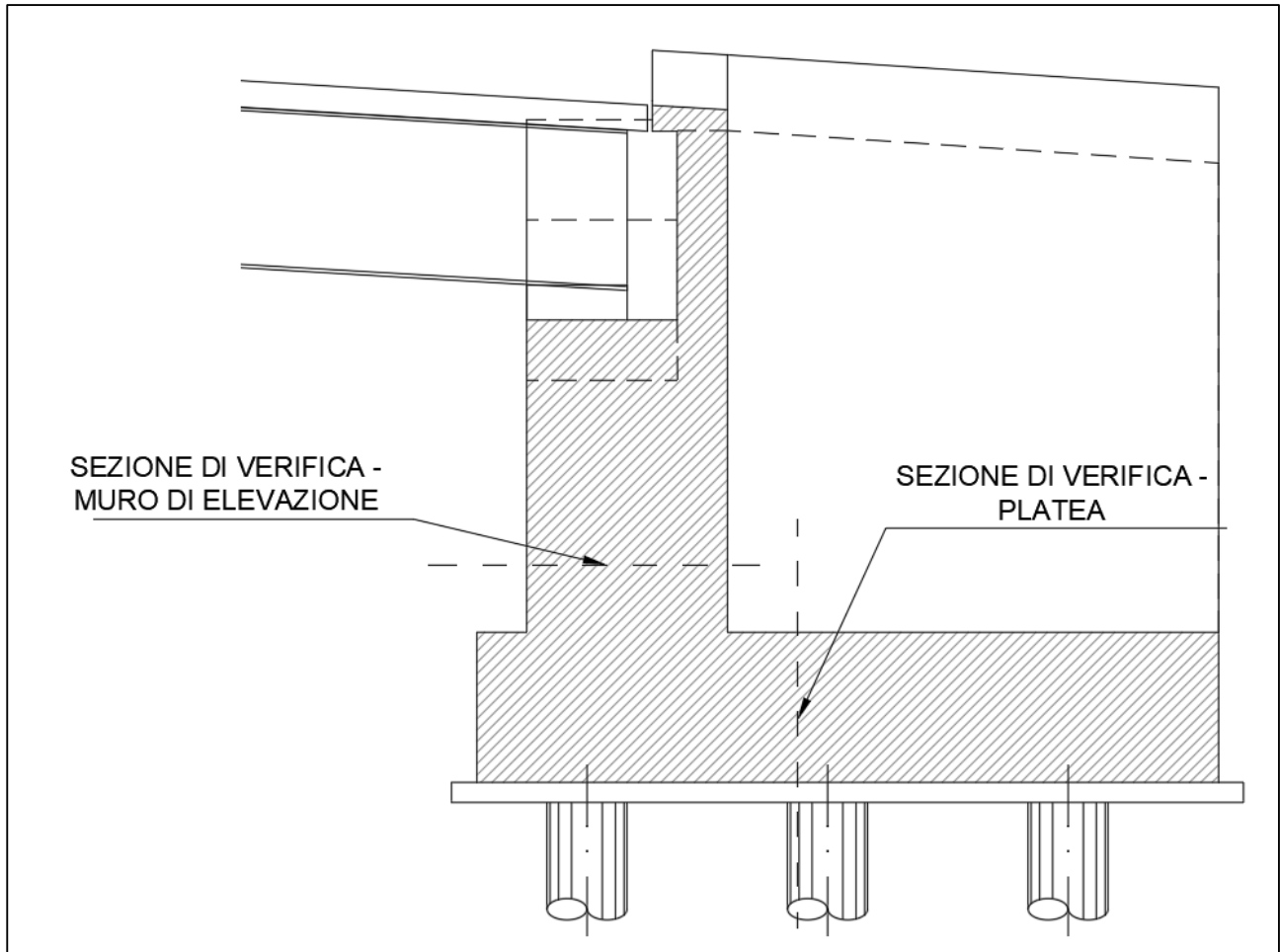
ENV-SLU+E – Fxx (kN/m) – Spalla



ENV-SLU+E – Fyy (kN/m) – Spalla

9.3 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A

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



Identificazione sezioni di verifica

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

SEZIONE	SLE QP [kNm/m]		SLE F [kNm/m]		SLE R [kNm/m]		SLU [kNm/m]	
	M_{xx}	M_{yy}	M_{xx}	M_{yy}	M_{xx}	M_{yy}	M_{xx}	M_{yy}
PLATEA	704.1	556.7	750.2	575.7	752.1	576	1015.8	778.2
ELEVAZIONE	729.1	3424.5	807.9	4543.8	807.9	4543.8	1065.8	6108.2



1. Platea

Le armature sono costituite da una maglia base

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

Armatura platea direzione x

Armatura 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	140.5	126.5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	9.5	35.34	
5	30	140.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 1015.80 [kNm]	MEk 752.1 [kNm]	MEk 750.2 [kNm]	MEk 704.1 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2436.00 [kN]	tensioni e fessure		
presso-flessione			
MRd 1872.4 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
FS 1.84	Mcr 920.1 [kNm]	Mcr 920.1 [kNm]	Mcr 920.1 [kNm]
	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -3.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -3.0 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -2.8 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -31.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -31.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -29.4 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 163.2 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 162.8 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 152.8 [MPa]
	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5	k ₂ 0.5
	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
	Sr,max - [cm]	Sr,max - [cm]	Sr,max - [cm]
	Wk - [mm]	Wk - [mm]	Wk - [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	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	30	6.5	35.34	
5	30	143.5	35.34	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 778.20 [kNm]	MEk 576 [kNm]	MEk 575.7 [kNm]	MEk 556.7 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 2400.00 [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 2.47	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]	yn -44.34 [cm]
	σ _{c,min} -2.2 [MPa]	σ _{c,min} -2.2 [MPa]	σ _{c,min} -2.1 [MPa]
	σ _{s,min} -26.0 [MPa]	σ _{s,min} -26.0 [MPa]	σ _{s,min} -25.2 [MPa]
	σ _{s,max} 121.6 [MPa]	σ _{s,max} 121.5 [MPa]	σ _{s,max} 117.5 [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	=	6.5	cm
altezza utile	d	=	144	cm
braccio coppia interna	z	=	129.2	cm

armatura a taglio

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

armatura longitudinale tesa

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

materiali

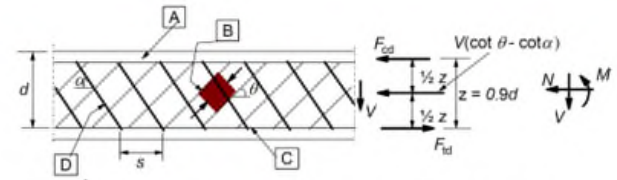
calcestruzzo

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

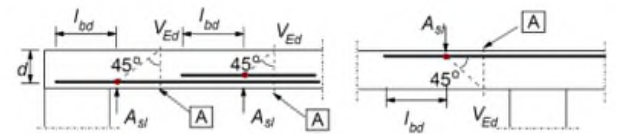
acciaio

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

legenda



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



A - section considered

sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	2400	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	0	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	432.9	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	2492.8	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	3982.3	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione			duatile	
traslazione armatura long.	a_l	=	126.7	cm



2. Muro di elevazione

Le armature sono costituite da una maglia base

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

Armatura muro di elevazione direzione x

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

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	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 1065.80 [kNm]	MEk 807.9 [kNm]	MEk 807.9 [kNm]	MEk 729.1 [kNm]
NEd 0.00 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]	NEk 0 [kN]
VEd 1491.10 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 2968.2 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]	Mdec 0.0 [kNm]
FS 2.78	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]	Mcr 1972.6 [kNm]
	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]	yn -61.48 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -1.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.8 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -1.7 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -22.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -22.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -20.4 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 110.9 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 110.9 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 100.0 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]
		Sr,max - [cm]	Sr,max - [cm]
		Wk - [mm]	Wk - [mm]



Armatura muro di elevazione direzione y

Armatura 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	189.7	170.7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	32	10.3	40.21	
10	32	189.7	80.42	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	16	40	90	10.05

SLU	SLE - R	SLE - F	SLE - QP
SLU	SLE	SLE	SLE
MEd 6108.20 [kNm]	MEk 4543.8 [kNm]	MEk 4543.8 [kNm]	MEk 3424.5 [kNm]
NEd -3901.50 [kN]	NEk -2905.1 [kN]	NEk -2800 [kN]	NEk -2600 [kN]
VEd 1300.30 [kN]			
presso-flessione	tensioni e fessure	tensioni e fessure	tensioni e fessure
MRd 8844.8 [kNm]	Mdec 1031.4 [kNm]	Mdec 994.0 [kNm]	Mdec 923.0 [kNm]
FS 1.45	Mcr 3150.2 [kNm]	Mcr 3112.9 [kNm]	Mcr 3041.9 [kNm]
	y_n -17.18 [cm]	y_n -18.44 [cm]	y_n -10.39 [cm]
	$\sigma_{c,min}$ -9.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -9.3 [MPa]	$\sigma_{c,min}$ -7.1 [MPa]
	$\sigma_{s,min}$ -122.6 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -122.1 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -94.1 [MPa]
	$\sigma_{s,max}$ 180.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 185.3 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 118.8 [MPa]
		k_2 0.5	k_2 0.5
		$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.64 [%]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ 0.36 [%]
		$s_{r,max}$ 47.0 [cm]	$s_{r,max}$ 47.0 [cm]
		w_k 0.299 [mm]	w_k 0.167 [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	=	10.3	cm
altezza utile	d	=	190	cm
braccio coppia interna	z	=	170.7	cm

armatura a taglio

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

armatura longitudinale tesa

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

materiali

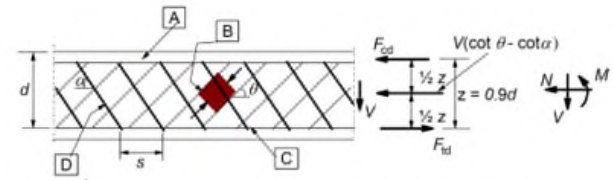
calcestruzzo

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

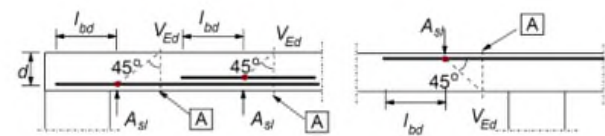
acciaio

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

legenda



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



A - section considered

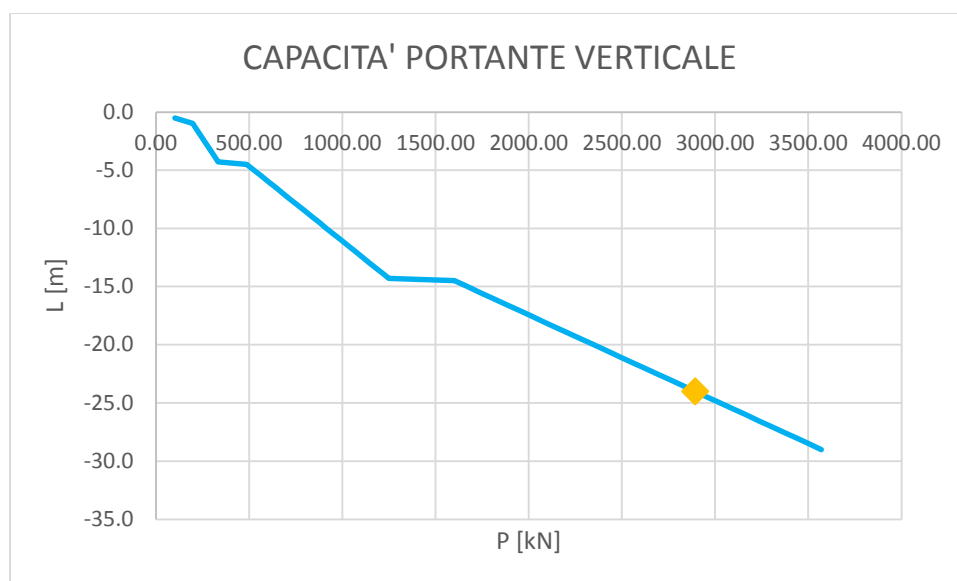
sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	1300.3	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	-3902	kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	1283.2	kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	3295.3	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	6760.4	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	27.0	°
sezione				duttile
traslazione armatura long.	a_l	=	167.5	cm

9.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

I pali di fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato, con un diametro pari a 800mm disposti secondo una maglia regolare 2.40m x 2.40m per un totale di 21 pali. Di seguito si riportano le verifiche per la capacità portante in direzione verticale e trasversale.

Per quanto riguarda la capacità portante verticale, il valore dell'azione agente su palo più sollecitato risulta essere pari a 2797.4 kN. Pertanto si utilizzano pali di lunghezza pari a 24.00m la cui capacità portante verticale è maggiore di quella agente, e pari a 2890.75 kN.



Capacità portante verticale dei pali

**BOSSARINO 1**PALI DI FONDAZIONE SPALLA LATO GENOVACalcolo del carico trasversale limite

Terreni incoerenti (Broms 1964)

DATI GEOMETRICI:

Lunghezza del palo	L	23.5	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	0.8	[m]

Momento di plasticizzazione	M _y	2259.0	[kNm]
-----------------------------	----------------	--------	-------

DATI GEOTECNICI:

Peso per unità di volume	γ'	21.5	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ _{medio}	25	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	2.46	[-]
Angolo attrito minimo	φ _{minimo}	24	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	2.37	[-]

VERTICALI INDAGATE:

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:

H _{1,medio}	35050.2	[kN]
H _{1,minimo}	33767.9	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:

H _{2,medio}	11779.5	[kN]
H _{2,minimo}	11352.1	[kN]

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

CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO H₃:

H _{3,medio}	1428.9	[kN]
H _{3,minimo}	1411.3	[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}	1428.9	[kN]	PALO
H _{minimo}	1411.3	[kN]	LUNGO

CARICO TRASVERSALE ULTIMO:

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

H _k	866.0	[kN]
----------------	-------	------

$$H_d = H_k / \gamma_T$$

γ _T	1.3	[-]
H _d	666.2	[kN]
H _{agente}	578.43	[kN]

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

Capacità portante trasversale pali

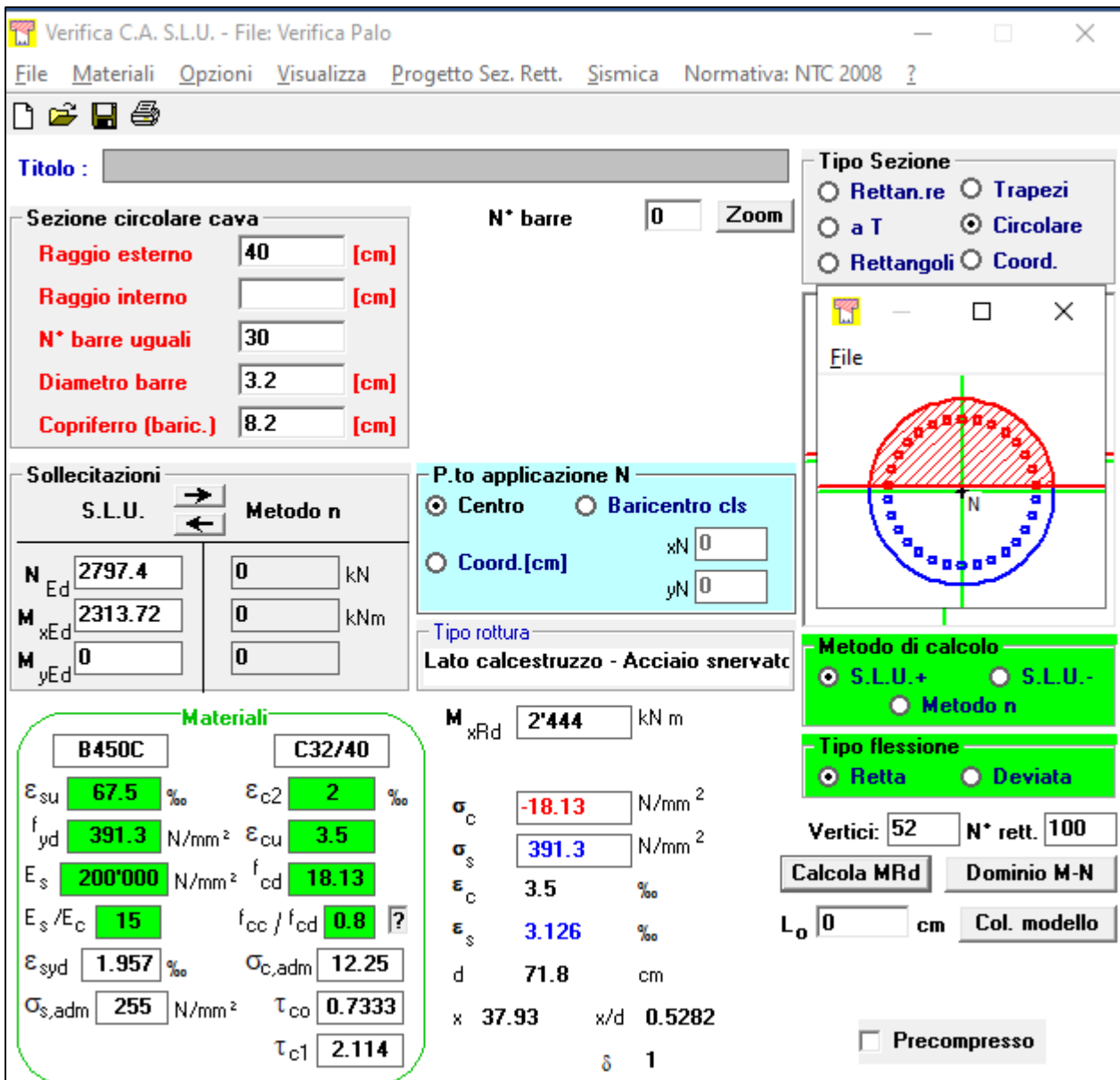
L'armatura dei pali di fondazione è costituita da:

- 30Φ32 armatura longitudinale
- Staffe Φ12/15

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

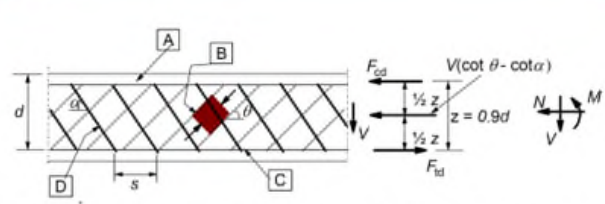
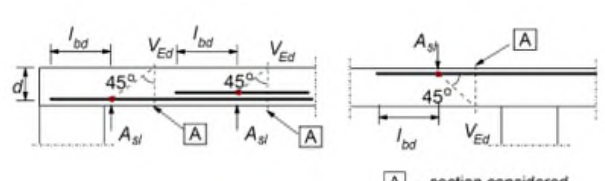
N [kN]	V [kN]	M [kNm]
2797.4	578.43	2313.72

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



Verifica strutturale pali di fondazione

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

verifica a taglio di una sezione rettangolare secondo EN 1992-1-1:2004:E	
geometria	
sezione trasversale	
base	B = 70.7 cm
altezza	H = 70.7 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 8.5 cm
altezza utile	d = 62.2 cm
braccio coppia interna	z = 56.0 cm
armatura a taglio	
numero braccia	n = 2
diametro	ϕ = 12 mm
passo	s = 15 cm
inclinazione	α = 90 °
area	A_{sw} = 2.26 cm ²
armatura longitudinale tesa	
numero barre	n_1 = 10
diametro	ϕ_1 = 32 mm
numero barre	n_2 = 0
diametro	ϕ_2 = 0 mm
area totale	A_{sl} = 80.4 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck} = 33.2 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c = 1.5
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc} = 0.85
tensione di calcolo	f_{cd} = 18.8 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	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	
 <p>A - compression chord, B - struts, C - tensile chord, D - shear reinforcement</p>	
 <p>A - section considered</p>	
sollecitazioni e verifiche	
taglio	V_{Ed} = 578.43 kN
azione assiale	N_{Ed} = 0 kN
resistenza elemento non armato	V_{Rdc} = 325.0 kN
resistenza armatura a taglio	V_{Rds} = 825.8 kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax} = 1336.0 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ = 21.8 °
sezione	duttile
traslazione armatura long.	a_l = 70.0 cm

Verifica a taglio pali di fondazione