

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CONTRATTO ISTITUZIONALE DI SVILUPPO PER LA REALIZZAZIONE DELLA DIRETTRICE FERROVIARIA NAPOLI-BARI-LECCE-TARANTO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO ESECUTIVO

**LINEA POTENZA-FOGGIA - AMMODERNAMENTO
SOTTOPROGETTO 2 – ELETTRIFICAZIONE, RETTIFICHE DI TRACCIATO, SOPPRESSIONE P.L. E CONSOLIDAMENTO SEDE
LOTT 4 – OPERE AGGIUNTIVE PER OTTEMPERANZA PRESCRIZIONI DI CDS ISTRUTTORIA – CAVALCAFERROVIA NV08 NEI COMUNI DI RIONERO IN VULTURE E BARILE**

Cavalcaferrovia IV08

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 4 K 4 2 E 7 8 C L I V 0 8 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P. Valente	Novembre 2021	S. Ballerini 	Novembre 2021	G. Lestingi 	Aprile 2021	D. Tiberti Novembre 2021

File: IA4K42E78CLIV0800001A

n. Elab.:

ITALFERR S.P.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dist. Ing. Dante Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 11878

INDICE

1	PREMESSA.....	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	10
3	MATERIALI.....	11
3.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE C25/30.....	11
3.2	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE C32/40.....	11
3.3	CALCESTRUZZO TRAVI PREFABBRICATE C35/45.....	12
3.4	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA B450C	12
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	13
4.1	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	13
5	ANALISI DEI CARICHI.....	16
5.1	PESO PROPRIO (G1).....	16
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	16
5.3	RITIRO (E2)	20
5.4	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO STRADALE.....	21
5.4.1	Carico verticale (Q_{ik} , q_{ik}).....	21
5.4.2	Azione di frenatura (Q_f).....	23
5.5	AZIONI CLIMATICHE.....	24
5.5.1	Azione del vento (Q_v).....	24
5.5.2	Azione della neve	25
5.5.3	Variazioni termiche (E3).....	25
5.6	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI.....	26
5.7	AZIONI ECCEZIONALI (A_D) – URTO DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	27
5.7.1	Disposizione delle forze d'urto	27
5.8	AZIONE SISMICA	29
5.8.1	Variabilità spaziale dell'azione sismica	30

6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
7	MODELLI DI CALCOLO.....	35
7.1	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA VERTICALE.....	36
7.2	VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE	37
8	CRITERI DI VERIFICA	39
8.1	VERIFICHE A FLESSIONE	39
8.2	VERIFICHE A TAGLIO.....	40
9	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI	42
9.1	MODI DI VIBRAZIONE	43
9.2	SOLLECITAZIONI NEL SOLETTONE SUPERIORE.....	46
9.2.1	<i>Inviluppo combinazioni SLU.....</i>	46
9.2.2	<i>Inviluppo combinazioni sismiche.....</i>	50
9.2.3	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali.....</i>	54
9.2.4	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE).....</i>	58
9.3	SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO	62
9.3.1	<i>Inviluppo combinazioni SLU.....</i>	62
9.3.2	<i>Inviluppo combinazioni sismiche.....</i>	65
9.3.3	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali.....</i>	67
9.3.4	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE).....</i>	70
9.4	SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI PARALLELE ALLA STRADA.....	73
9.4.1	<i>Inviluppo combinazioni SLU.....</i>	73
9.4.2	<i>Inviluppo combinazioni sismiche.....</i>	76
9.4.3	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali.....</i>	79
9.4.4	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE).....</i>	82
9.5	SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI ORTOGONALI ALLA STRADA.....	85
9.5.1	<i>Inviluppo combinazioni SLU.....</i>	85
9.5.2	<i>Inviluppo combinazioni sismiche.....</i>	88
9.5.3	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali.....</i>	91
9.5.4	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE).....</i>	94
	SOLLECITAZIONI NELLE ZATTERE DI FONDAZIONE.....	97
9.5.5	<i>Inviluppo combinazioni SLU.....</i>	97

9.5.6	<i>Inviluppo combinazioni sismiche</i>	101
9.5.7	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali</i>	105
9.5.8	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE)</i>	109
9.6	REAZIONI NEI PALI	113
9.6.1	<i>Inviluppo combinazioni SLU</i>	113
9.6.2	<i>Inviluppo combinazioni sismiche</i>	115
9.6.3	<i>Inviluppo combinazioni eccezionali</i>	117
9.6.4	<i>Inviluppo combinazioni rare (SLE)</i>	119
9.7	VERIFICHE STRUTTURALI	121
9.7.1	<i>Verifiche a flessione (SLU)</i>	121
9.7.2	<i>Verifiche a flessione (SLV)</i>	126
9.7.3	<i>Verifiche a taglio</i>	127
9.7.4	<i>Verifiche delle travi prefabbricate in fase di getto</i>	139
9.7.5	<i>Verifiche del collegamento trave prefabbricata-getto</i>	140
9.7.6	<i>Verifiche strutturali dello sbalzo allo SLU</i>	141
9.8	VERIFICHE ALLO SLE	144
10	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI PALI	146
10.1	VERIFICA STRUTTURALI PALI	146
10.1.1	<i>Verifiche geotecniche – Carichi verticali</i>	148
10.1.2	<i>Verifiche geotecniche – Carichi orizzontali</i>	149

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto il calcolo strutturale del viadotto ad archi facente parte del progetto di potenziamento e l'adeguamento delle opere sostitutive, civili e impiantistiche, del PL da sopprimere alla pk 73+295 della linea ferroviaria Foggia-Potenza (figura 1). Nello specifico l'opera denominata "NW08" ricadente all'interno del Lotto 4 – Opere aggiuntive per ottemperanza prescrizioni di CdS istruttoria, relativo all'intervento di Ammodernamento della linea ferroviaria Potenza – Foggia / Sottoprogetto 2 "Elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione passaggi a livello e consolidamento sede", riguarda la realizzazione di un sistema viario, ubicata nei Comuni di Rionero in Vulture e Barile, sostitutiva del Passaggio a Livello esistente sopra menzionato ubicato in corrispondenza dell'intersezione tra la ex SS 93 Appulo – Lucana e la linea ferroviaria Potenza – Foggia alla progressiva chilometrica 73+295.



Figura 1 – Area soggetta ad intervento

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di opere sostitutive per la soppressione dell'attuale Passaggio a Livello. Queste consistono nella realizzazione di opere di scavalco della linea ferroviaria con interventi di modifica planimetrici e/o altimetrici delle viabilità esistenti, unitamente al ripristino dei relativi collegamenti. Oltre quanto sopra, si è reso necessario provvedere alla modifica di alcune delle intersezioni oggi presenti di cui la principale è quella tra la ex SS93 e via Padre Pio.

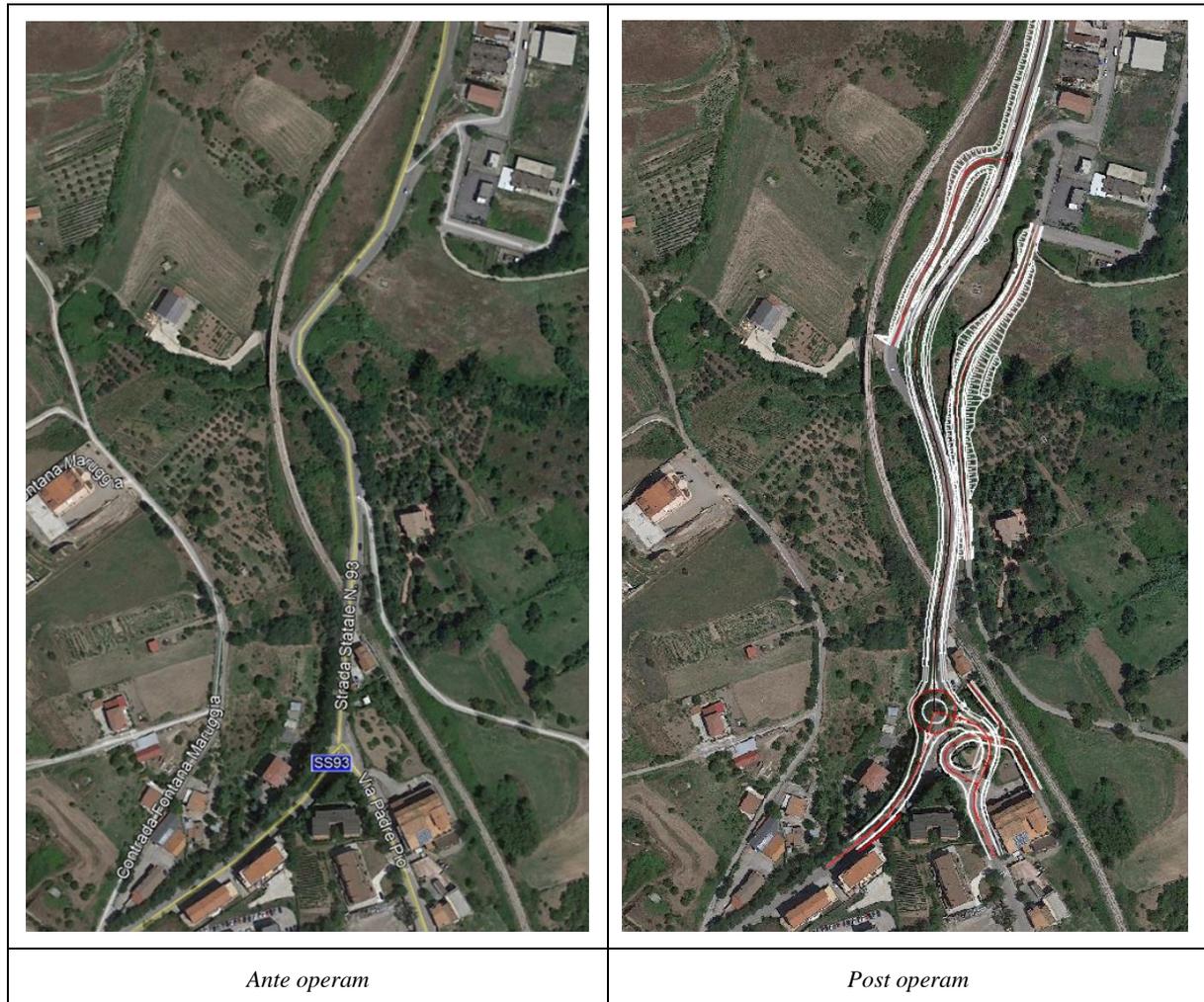


Figura 2: Riconfigurazione viabilità esistente

Nel presente documento vengono riportati il dimensionamento, le analisi e le verifiche del cavalcaferrovia IV08.

Il cavalcaferrovia IV08 è una struttura a “farfalla” che si estende dalla pk 0+060 circa alla pk 0+095 circa, con una configurazione a “cavalletto” per non interferire con il corpo ferroviario esistente e due zone scatolari di approccio.

Da un punto di vista geometrico, l'opera presenta fondazioni su pali $\Phi 1200$ dello spessore di 2.0m, piedritti verticali dello spessore pari a 1m. Il solettone di copertura ha uno spessore di 95 cm e garantisce un franco

minimo in asse binario pari a 6.20 m. L'opera viene realizzata mantenendo il traffico ferroviario attivo durante la realizzazione delle opere prevedendo, quando necessario, delle lavorazioni in IPO. Per tale motivo, il solettone verrà realizzato con travi prefabbricate a T rovescie all'intradosso che consentiranno la realizzazione del getto di completamento della soletta senza interferenze con il traffico.

Per la realizzazione dell'opera sono comunque previste delle berlinesi di micropali a sostegno del corpo ferroviario per realizzare le strutture di fondazione interrate ed una paratia di pali $\Phi 800$ tirantata (MU15) a sostegno del terrapieno naturale esistente a monte lato Atella.

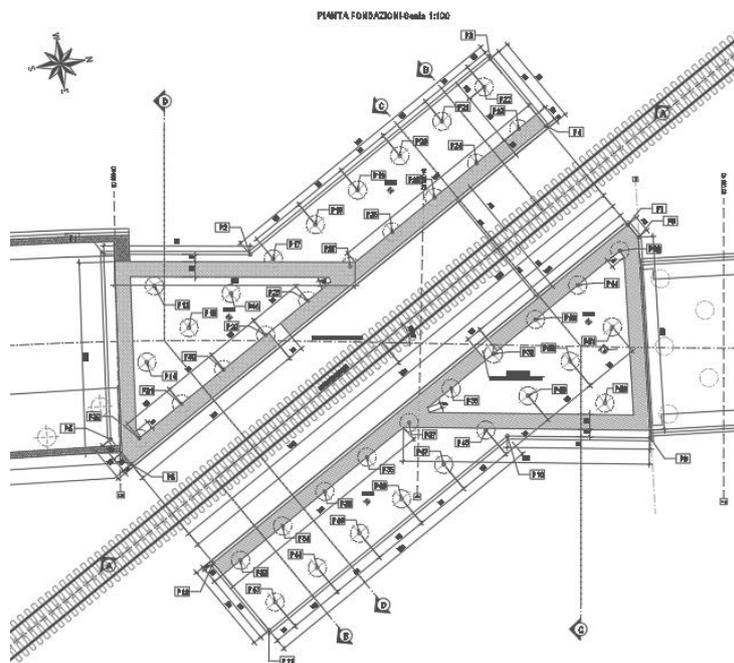


Figura 3 – Cavalcaferrovia – Vista in pianta

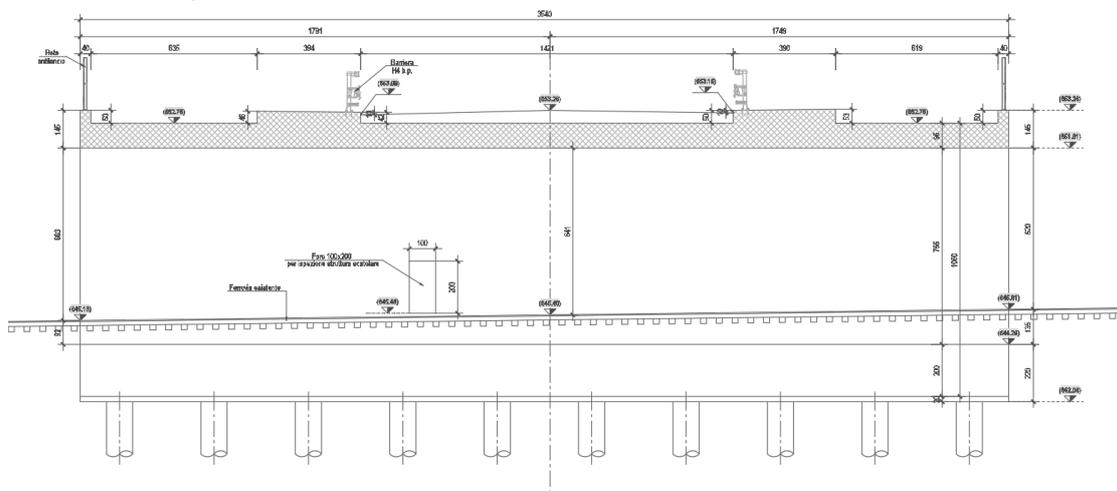


Figura 4 – Cavalcaferrovia – Sezione longitudinale

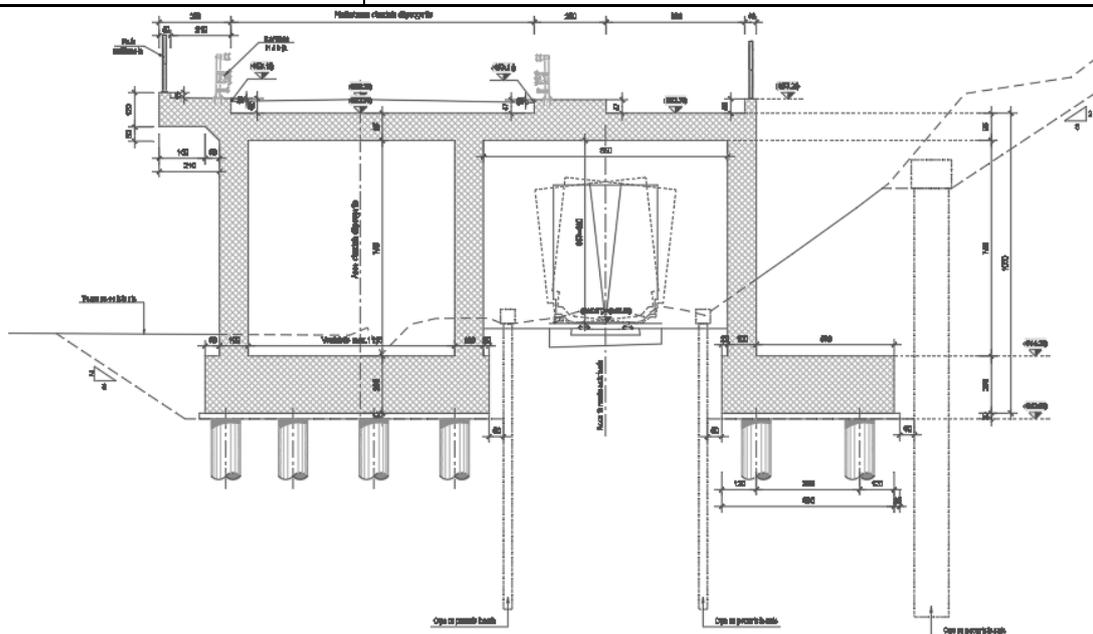


Figura 5 – Cavalcaferrovia – Sezione trasversale

I criteri di modellazione adottati, le azioni applicate alla struttura e le verifiche eseguite sono in conformità con il D.M. 17/01/2018 e del Manuale di Progettazione delle Opere Civili di RFI.

L'analisi dell'opera viene effettuata mediante un modello tridimensionale ad elementi finiti bidimensionali (*shell-thick*), soggetto ad i carichi permanenti ed accidentali, alle azioni sismiche e alle azioni statiche eccezionali equivalenti all'urto da traffico ferroviario, applicate al fine di massimizzare le sollecitazioni negli elementi strutturali e nell'opere di fondazione, in accordo con le normative vigenti.

I modelli di calcolo ad elementi finiti sono realizzati mediante il software commerciale *Midas Civil 2020* distribuito dalla *CSPFea*.

Nei seguenti paragrafi sono riportate le normative di riferimento, le caratteristiche dei materiali impiegati, i metodi di analisi utilizzati ed i risultati delle verifiche effettuate.

	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A	FOGLIO 9 di 150

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative ed è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

- [N.1]. D.M. 17-01-2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N.2]. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. CNR-DT 207/2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- [N.4]. EN 1990 (Eurocodice 0) – Criteri generali di progettazione strutturale;
- [N.5]. EN 1991 (Eurocodice 1) – Azioni sulle strutture;
- [N.6]. EN 1992 (Eurocodice 2) – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- [N.7]. EN 1993 (Eurocodice 3) – Progettazione delle strutture in acciaio;
- [N.8]. EN 1997 (Eurocodice 7) – Progettazione geotecnica;
- [N.9]. EN 1998 (Eurocodice 8) – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- [N.10]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea;
- [N.11]. Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione, del 16 maggio 2019, che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l’allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l’attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione.
- [N.12]. RFI DTC SI MA IFS 001 D – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 20-12-2019.

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 CALCESTRUZZO FONDAZIONE C25/30

Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XC2
Contenuto minimo cemento	340 kg/m ³
Peso Specifico	$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck}=30 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck}=25 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm}= f_{ck}+8=33 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E=22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}= 31476 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C= 1.5$
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm}=0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}= 2.56 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk}=0,7 \cdot f_{ctm}= 1.80 \text{ MPa}$
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_C= 1.20 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}=1,2 \cdot f_{ctm}= 3.08 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk}=0,7 \cdot f_{cfm}= 2.15 \text{ MPa}$

3.2 CALCESTRUZZO ELEVAZIONE C32/40

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC4
Peso Specifico	$\gamma= 25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck}= 40 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck}= 32 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm}= f_{ck}+8=38 \text{ MPa}$
Modulo Elastico	$E=22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}=33346 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C=1.5$
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm}=0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}=3.02 \text{ MPa}$
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk}=0,7 \cdot f_{ctm}=2.12 \text{ MPa}$
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_C=1.41 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm}=1,2 \cdot f_{ctm}=3.63$ MPa
 Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione $f_{ctk}=0,7 \cdot f_{cfm}=2.54$ MPa

3.3 CALCESTRUZZO TRAVI PREFABBRICATE C35/45

Classe di resistenza C35/45
 Classe di esposizione XC3
 Peso Specifico $\gamma=25$ kN/m³
 Resistenza Cubica Caratteristica a compressione $R_{ck}=45$ MPa
 Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione $f_{ck}=35$ MPa
 Resistenza Cilindrica Media a compressione $f_{cm}=f_{ck}+8=43$ MPa
 Modulo Elastico $E=22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}=34077$ MPa
 Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU $\gamma_c=1.5$
 Resistenza Cilindrica media a trazione $f_{ctm}=0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}=3.21$ MPa
 Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione $f_{ctk}=0,7 \cdot f_{ctm}=2.25$ MPa
 Resistenza di Calcolo a trazione $f_{ctd}=f_{ctk}/\gamma_c=1.50$ MPa
 Resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm}=1,2 \cdot f_{ctm}=3.85$ MPa
 Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione $f_{ctk}=0,7 \cdot f_{cfm}=2.70$ MPa

3.4 ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA B450C

Classe B450C
 Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}=450$ N/mm²
 Tensione di rottura $f_{tk}=540$ N/mm²
 Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU $\gamma_s=1.15$
 Modulo Elastico $E_s=210'000$ MPa

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Il profilo stratigrafico è stato ottenuto mediante i risultati dei sondaggi realizzati nell'area interessata dall'opera. Difatti, le prove sono state eseguite fino ad una profondità di 40m e confrontate con quanto emerso dalle prove penetrometriche e sismiche. In particolare, le tipologie di terreno rinvenute durante i sondaggi sono:

- I. *Unità LA – limo argilloso sabbioso*: copertura limoso argilloso sabbiosa che sovrasta la formazione del Flysch rosso.
- II. *Unità FYR2 – Flysch rosso*: argille, argille marnose e argilliti di colore grigio rossastro con subordinate intercalazioni di calcari marnosi e calcareniti (unità C).
- III. *Unità PAA – Serra Palazzo*: calciscisti grigio chiari con interstrati di marne calcaree; l'unità è a profondità maggiore di 40 m da p.c. (non intercettata dalle indagini).

Tabella 1: Parametri geotecnici

N° strato	STRATIGRAFIA	
1	LIMO ARGILLOSO SABBIOSO	
	Parametri	
	Φ'	26°
	Y_{SAT}	19 kN/m ³
	c'	0 kPa
	E_{vc}	30 MPa
2	FLYSH ROSSO (z<10m)	
	Parametri	
	Φ'	27°
	Y_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	40 MPa
3	FLYSH ROSSO (z>10m)	
	Parametri	
	Φ'	27°
	Y_{SAT}	20 kN/m ³
	c'	10 kPa
	E_{vc}	120 MPa
	E_{ur}	360 MPa

Il livello della falda di progetto, sulla base delle informazioni disponibili, è risultato essere ad una quota pari a -6 m dal piano campagna.

Da un punto di vista sismico, la categoria stratigrafica di riferimento da assumere per il sito in esame è la Categoria B.

Nella seguente tabella si riporta la curva di capacità portante verticale dei pali estratta dalla Relazione Geotecnica (IA4K42E78RHGE0006001).

Tabella 2 – Capacità portante dei pali di fondazione

Lp m	QII KN	Qbi KN	Wp KN	Qu KN	Qd KN
0	0	477	0	477	207
0.5	21	422	4	439	190
1	45	366	8	404	175
1.5	64	434	11	487	210
2	85	502	15	572	247
2.5	109	570	19	660	284
3	136	638	23	751	324
3.5	166	706	27	845	365
4	200	774	31	943	408
4.5	244	916	34	1125	488
5	292	1058	38	1312	571
5.5	345	1200	42	1503	656
6	401	1342	46	1697	742
6.5	461	1484	50	1896	831
7	524	1627	53	2098	921
7.5	592	1769	57	2303	1014
8	663	1865	61	2467	1088
8.5	738	1961	65	2634	1164
9	817	2057	69	2805	1243
9.5	899	2153	73	2980	1323
10	986	2250	76	3159	1405
10.5	1076	2346	80	3341	1489
11	1170	2442	84	3528	1574
11.5	1267	2538	88	3718	1662
12	1369	2634	92	3911	1752
12.5	1474	2730	95	4109	1844
13	1583	2826	99	4310	1937
13.5	1696	2922	103	4515	2033
14	1812	3019	107	4724	2130
14.5	1932	3115	111	4936	2229
15	2056	3211	115	5153	2331
15.5	2184	3307	118	5373	2434
16	2316	3403	122	5597	2539
16.5	2451	3499	126	5824	2646
17	2590	3595	130	6056	2755
17.5	2733	3691	134	6291	2866
18	2880	3788	137	6530	2979
18.5	3030	3884	141	6773	3093
19	3184	3980	145	7019	3210
19.5	3342	4076	149	7270	3329
20	3504	4172	153	7524	3449
20.5	3670	4268	156	7781	3572
21	3839	4364	160	8043	3696
21.5	4012	4461	164	8308	3822
22	4189	4557	168	8577	3950
22.5	4369	4653	172	8850	4080
23	4554	4749	176	9127	4212
23.5	4742	4845	179	9407	4346
24	4934	4941	183	9692	4482
24.5	5129	5037	187	9980	4620
25	5329	5133	191	10271	4760
25.5	5532	5230	195	10567	4902
26	5739	5326	198	10866	5045
26.5	5950	5422	202	11169	5191
27	6164	5518	206	11476	5338
27.5	6382	5614	210	11787	5487
28	6604	5710	214	12101	5639
28.5	6830	5806	218	12419	5792
29	7060	5903	221	12741	5947
29.5	7293	5999	225	13067	6104
30	7530	6095	229	13396	6263
30.5	7771	6191	233	13729	6424
31	8016	6287	237	14066	6587
31.5	8264	6383	240	14407	6751

IV08 - Cavalcferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	15 di 150

Lp	Qil	Qbl	Wp	Qu	Qd
m	KN	KN	KN	KN	KN
32	8517	6479	244	14752	6918
32.5	8773	6575	248	15100	7087
33	9032	6672	252	15452	7257
33.5	9296	6768	256	15808	7430
34	9563	6786	260	16089	7570
34.5	9834	6786	263	16357	7704
35	10109	6786	267	16628	7841
35.5	10388	6786	271	16902	7979
36	10670	6786	275	17181	8119
36.5	10952	6786	279	17460	8260
37	11235	6786	282	17738	8400
37.5	11518	6786	286	18017	8541
38	11801	6786	290	18296	8681

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO (G1)

Il carico delle strutture in c.a. viene valutato in automatico dal software di calcolo considerando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m^3 in funzione degli spessori assegnati agli elementi strutturali.

5.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti sono costituiti da:

- G.2.1 Pavimentazione, si utilizza un peso pari a 20 kN/m^3 . Cautelativamente si considera uno spessore pari a 15 cm, ottenendo un carico pari a 3 kN/m^2 per la zona pavimentata. Per la parete a contatto con il rilevato stradale si considera anche la spinta orizzontale a riposo dovuta al carico della pavimentazione, pari a $q \times k_0 = 3 \times 0.384 = 1.1 \text{ kN/m}^2$.

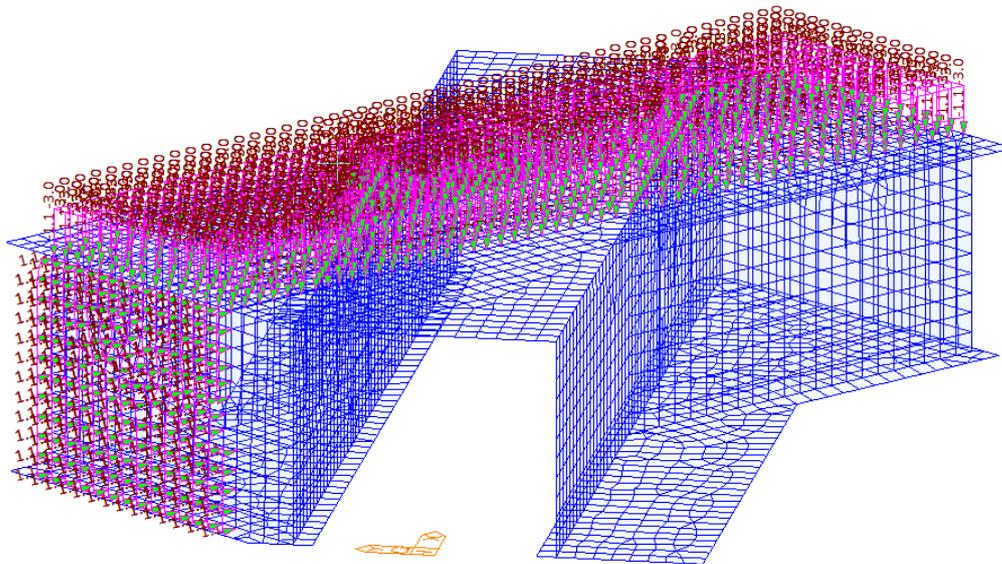


Figura 6 – Carico dovuto alla pavimentazione

- G.2.2 Guard rail, si utilizza una forza per metro pari a 1.05 kN/m;

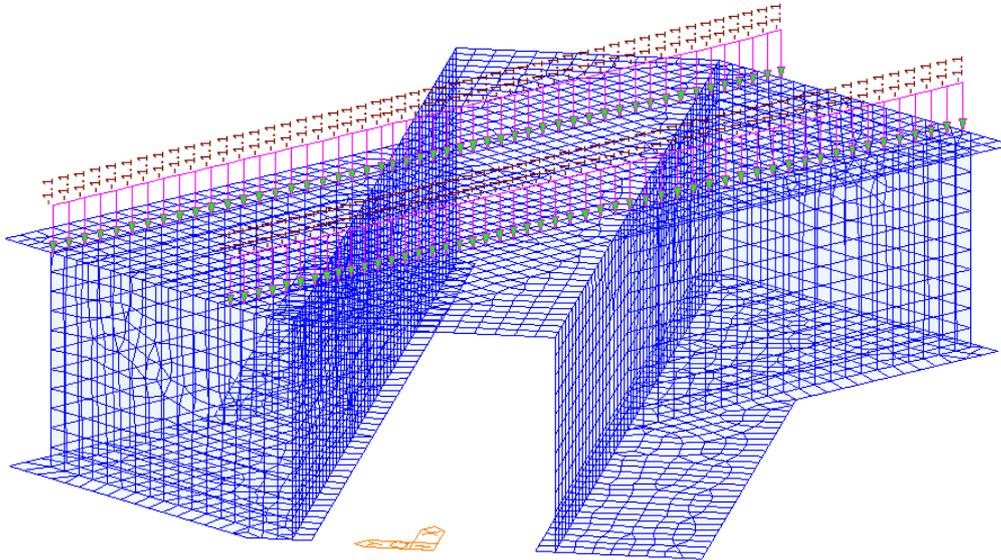
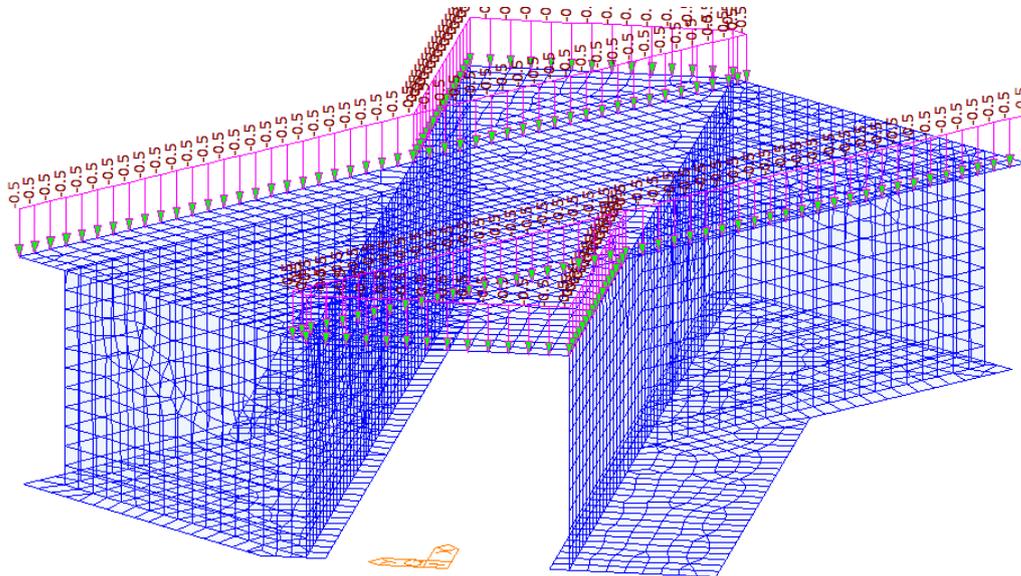


Figura 7 – Carico dovuto ai guard-rail

- G.2.3 Rete protezione, si utilizza una forza per metro pari a 0.5 kN/m;



▪ Figura 8 – Carico dovuto alla rete di protezione

- G.2.4 Veelette, viene calcolato come $0.1 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^2 = 2.5 \text{ kN/m}$

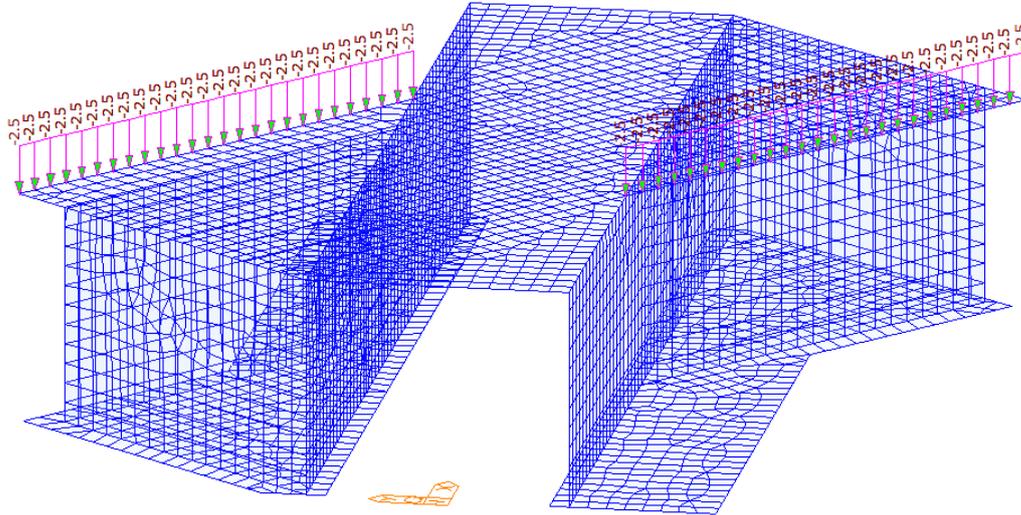


Figura 9 – Carico dovuto alla veelette in cls

- G.2.5 Peso (G2.5a) e spinte a riposo (G2.5b) del terreno di ricoprimento laterale, ove presente. Sono stati considerati i seguenti parametri:
 - $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'=26^\circ$ ($k_0=0.562$), $c'=0 \text{ kPa}$ per il terreno naturale (Unità LA);
 - $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'=38^\circ$ ($k_0=0.384$), $c'=0 \text{ kPa}$ per il rilevato stradale.

Le spinte dei terreni applicate al modello sono tarate in funzione dell'andamento del terreno a lato dell'opera.

Elemento strutturale	Terreno	γ	φ'	k_0	H_t	S_{base}	$P_{ricopr,fond}$
		[kN/m^3]	[$^\circ$]	[-]	[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]
Parete 1	Rilevato	20	38	0.384	8	61.5	160.0
Parete 2 - Tratto 1	LA	19	26	0.562	6.5	69.8	124.3
Parete 2 - Tratto 2	LA	19	26	0.562	5.1	54.2	96.5
Parete 2 - Tratto 3	LA	19	26	0.562	4.4	46.7	83.2
Parete 2 - Tratto 4	LA	19	26	0.562	3.7	39.1	69.7
Parete 2 - Tratto 5	LA	19	26	0.562	2.2	23.6	42.0

Per gli incrementi di spinta dei terreni in condizioni sismiche si rimanda al paragrafo 5.8.

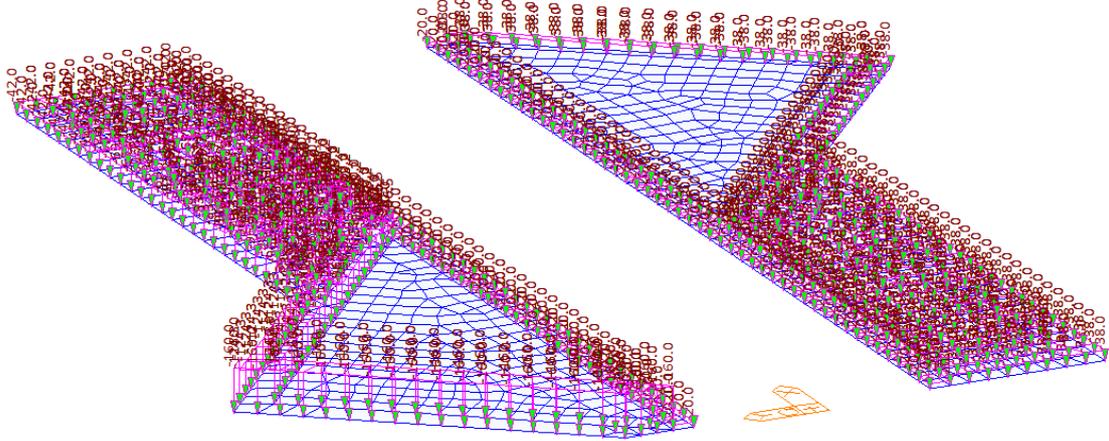


Figura 10 – Carico verticale dovuto ai terreni sulla fondazione

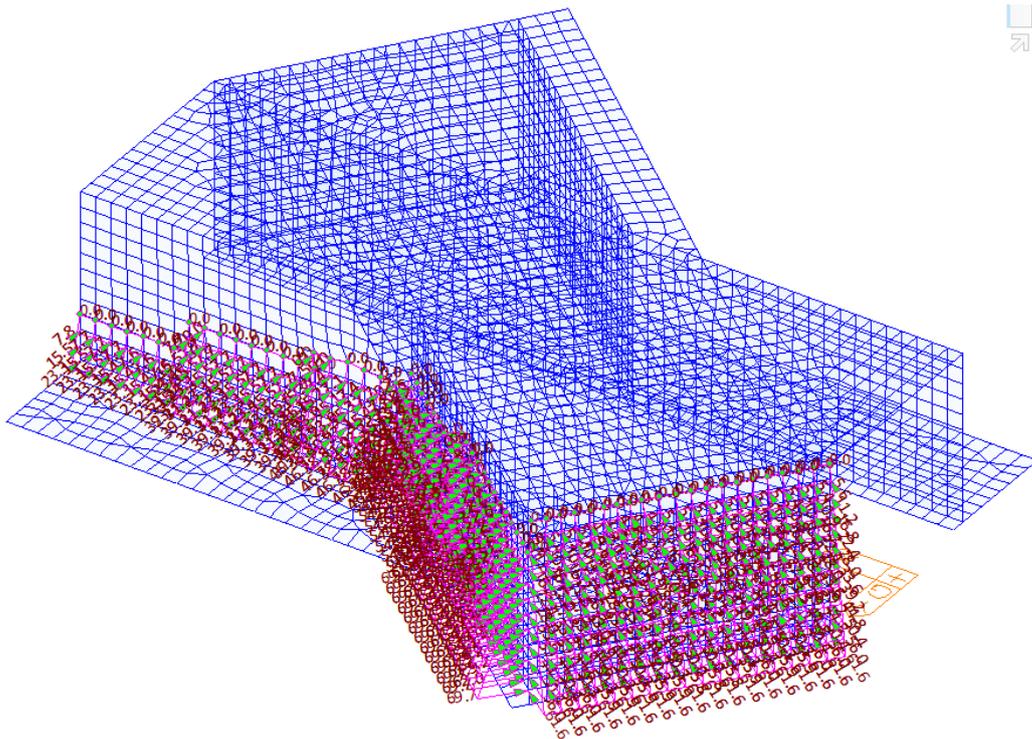


Figura 11 – Spinte orizzontali dei terreni

5.3 RITIRO (E2)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro del calcestruzzo è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Deformazione da ritiro - NTC2018 - 11.2.10.6			
1 - Deformazione per ritiro da essiccamento (NTC2018 - 11.2.10.6)			
umidità relativa	U _r	[%]	60.0
deformazione da ritiro	ε _{c,0}	[‰]	0.38
area calcestruzzo	A _c	[mm ²]	48000000
perimetro esposta all'aria	u	[mm]	62000
dimensione fittizia	h ₀	[mm]	1548
	k _h	[-]	0.7
deformazione da ritiro a t ∞	ε _{cd,∞}	[‰]	0.266

2 - Deformazione per ritiro autogeno (NTC2018 - - 11.2.10.6)			
resistenza cilindrica cls	f _{ck}	[MPa]	32.0
deformazione da ritiro autogeno	ε _{ca,∞}	[‰]	0.055

3 - Deformazione totale da ritiro			
deformazione da ritiro	ε _{cs}	[‰]	0.321

La deformazione da ritiro calcolata è stata implementata nel modello come una azione termica equivalente, considerando una riduzione di modulo elastico a lungo termine pari a (n_{lg}/n_{bt}=6/15=0.4)

Variazione termica equivalente			
coeff. variazione termica cls	α	[1/°C]	0.000012
Variazione termica equivalente	ΔT	[°C]	27
Variazione termica equivalente a lungo termine	ΔT	[°C]	10.8

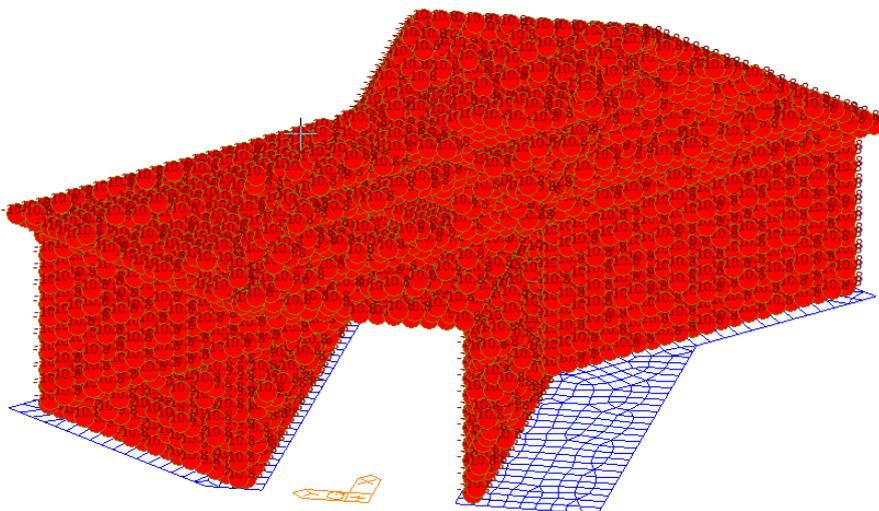


Figura 12 – Variazione termica equivalente al ritiro

5.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO STRADALE

5.4.1 Carico verticale (Q_{ik} , q_{ik})

I carichi da traffico considerati sono riconducibili allo Schema di Carico 1 per le verifiche sia locali che globali definito dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.3.3.

Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q_{ik} , applicati su un'impronta di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti q_{ik} .

Tale schema viene riproposto per tutte le corsie di carico, che la normativa prescrive di larghezza convenzionale di 3 m e di numero tale da ricoprire l'intera larghezza della superficie carrabile dell'impalcato, come indicato al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018. L'area rimanente della larghezza di superficie carrabile di impalcato è soggetta ad un carico distribuito q_{rk} .

Nel caso in oggetto, l'opera è stata modellata, cautelativamente, con una larghezza carrabile media pari a 9.2m, per cui si impiegano 3 corsie di carico convenzionali costituite da:

- una colonna di carichi (ingombro = 3 m) costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m; un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito;
- una seconda colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN di Q_{2k} e 2.5 kN/m² di q_{2k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una terza colonna di carichi (ingombro = 3 m), analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN di Q_{3k} e 2.5 kN/m² di q_{3k} e posta ad interasse di 3.00 m. da essa;
- una colonna di carico (ingombro = 0.2 m) $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

I carichi tandem vengono applicati al solettone considerando una diffusione a 45° nel pacchetto di pavimentazione e ricoprimento e nel semispessore di calcestruzzo, partendo dalla dimensione in pianta prevista dalle NTC (2.4 x 1.6).

Corsia	Q_{ik}	$L_{i,L}$	$L_{i,T}$	$S_{pav+ric}$	S_{sol}	$L_{diff,L}$	$L_{diff,T}$	$Q_{ik,diff}$
	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]
1	600	2.4	1.6	0.40	0.35	3.55	2.75	61.5
2	400	2.4	1.6	0.40	0.35	3.55	2.75	41.0
3	200	2.4	1.6	0.40	0.35	3.55	2.75	20.5

La posizione dei carichi tandem viene fatta variare in due distinte posizioni al fine di massimizzare le azioni taglianti e flettenti sul solettone.

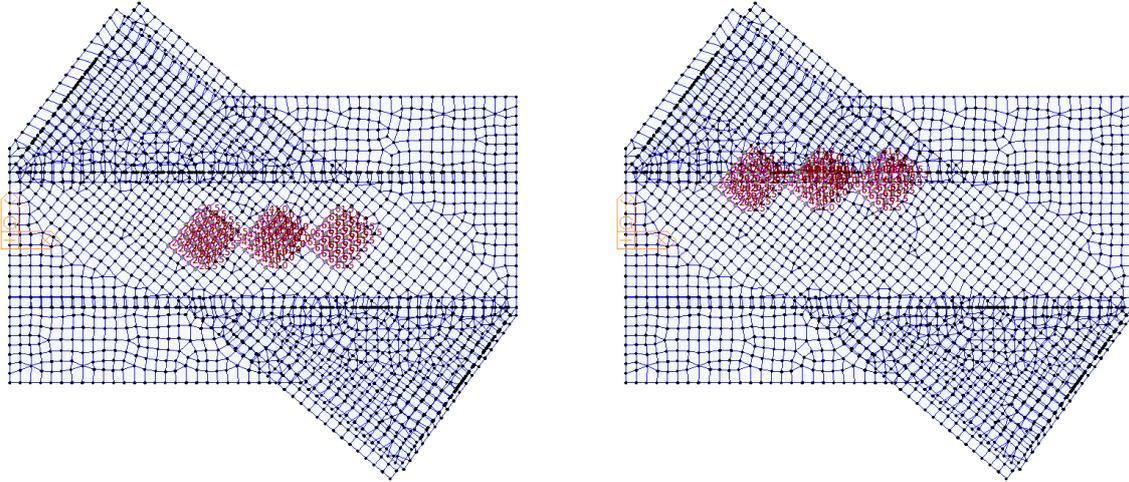


Figura 13 – Carichi tandem Qik (Pos. 1 e Pos. 2)

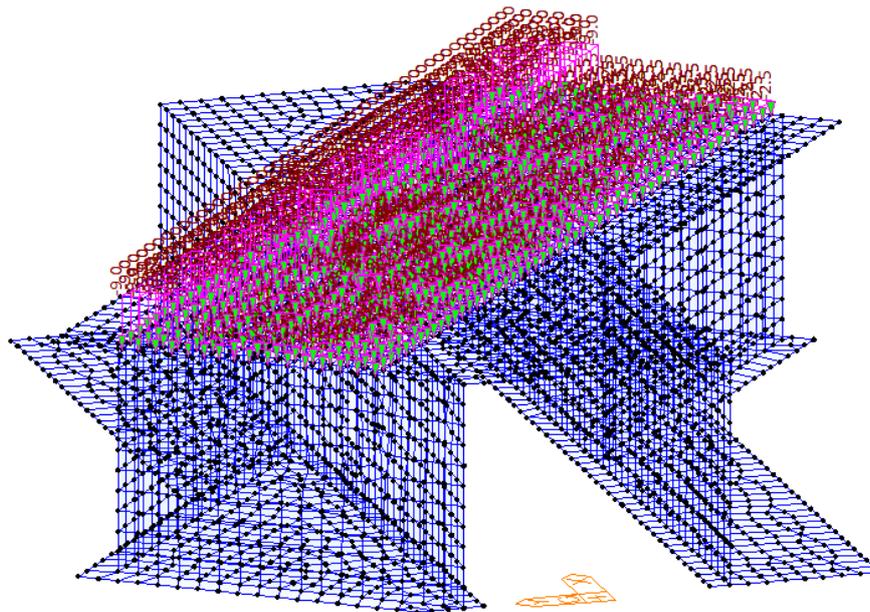


Figura 14 – Carichi distribuiti qik

5.4.2 Azione di frenatura (Q_f)

In accordo con il D.M. 17/01/2018 al paragrafo 5.1.3.5, l'azione longitudinale di frenamento è stata calcolata come funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$Q_3 = 456 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento viene considerata nel modello di calcolo come una pressione uniformemente distribuita sul solettone a livello della pavimentazione stradale di valore pari a:

$$q_3 = 456 \text{ kN} / (9.2\text{m} \times 35.4\text{m}) = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

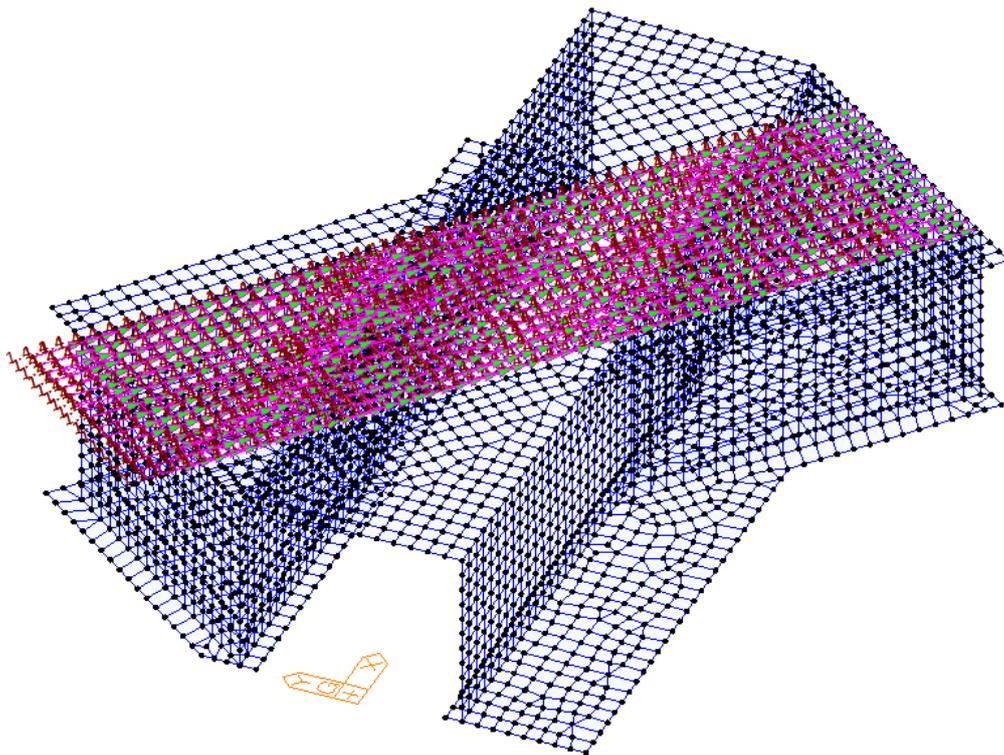


Figura 15 – Carico da frenatura

5.5 AZIONI CLIMATICHE

5.5.1 Azione del vento (Q_v)

L'azione del vento viene calcolato in conformità con quanto previsto dalle NTC 2018 p.to 3.3 e della relativa Circolare. Le grandezze ed i parametri utilizzati fanno riferimento al sito e all'opera in esame.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d,$$

dove:

- q_b = è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e = è il coefficiente di esposizione;
- c_p = è il coefficiente di forma o aerodinamico;
- c_d = è il coefficiente dinamico.

Il coefficiente di esposizione è stato calcolato mediante la seguente formula (3.3.7 NTC2018) :

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

Pressione del vento - NTC2018			
1 - Velocità base di riferimento (NTC2018 - 3.3.1)			
Velocità base di riferimento	$v_{b,0}$	[m/s]	27.0
	k_s	[-]	0.37
altitudine sito	a_s	[m]	650
altitudine riferimento	a_0	[m]	500
Coefficiente altitudine	c_a	[-]	1.11
Velocità base di riferimento	v_b	[m/s]	30.0
2 - Velocità di riferimento (NTC2018 - 3.3.2)			
Periodo di ritorno	T_R	[anni]	50.0
Coefficiente di ritorno	c_r	[-]	1.00
Velocità di riferimento	v_r	[m/s]	30.0
3 - Pressione cinetica di riferimento (NTC2018 - 3.3.6)			
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_r	[kN/m ²]	0.56
4 - Coefficiente di esposizione (NTC2018 - 3.3.7)			
Classe rugosità terreno		[-]	D
Categoria esposizione		[-]	III
	k_r	[-]	0.20
	z_0	[m]	0.10
	z_{\min}	[m]	5.00
altezza sul suolo considerata	z	[m]	10.00
Coefficiente di topografia	c_t	[-]	1.00
Coefficiente esposizione	c_e	[-]	2.14
5 - Pressione del vento (NTC2018 - 3.3.4)			

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A
Pressione cinetica di riferimento				q_r	[kN/m ²]	0.56
Coefficiente di esposizione				c_e	[-]	2.14
Coefficiente di pressione				c_p	[-]	1.00
Coefficiente dinamico				c_d	[-]	1.00
Pressione del vento				p	[kN/m ²]	1.20

La pressione del vento viene applicata sulla pareti verticali dell'opera esposte.

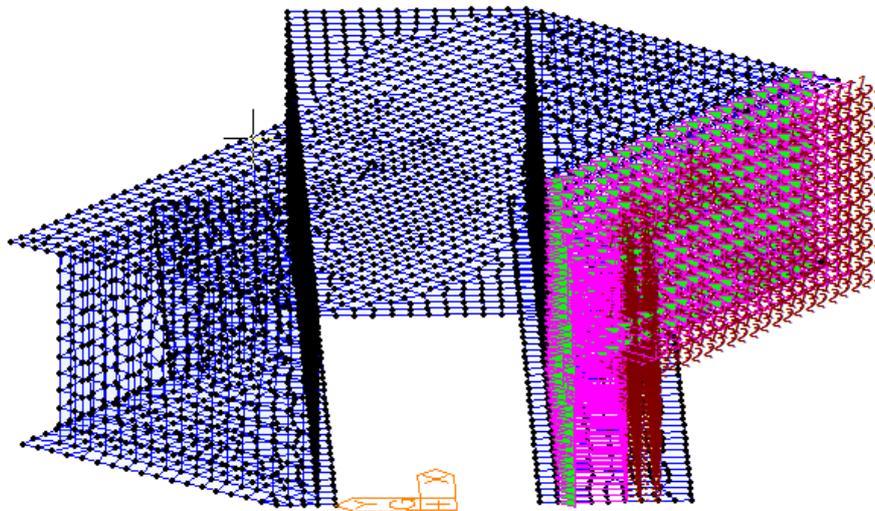


Figura 16 – Carico da vento

5.5.2 Azione della neve

L'azione della neve può essere trascurata per la progettazione dell'opera in questione, non risultando dimensionante rispetto alle altre azioni considerate.

5.5.3 Variazioni termiche (E3)

Per la definizione dell'azione termica uniforme si fa riferimento al 2.5.1.4.4.1.1 del MdP RFI.

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche sono da assumersi pari a:

-Strutture in calcestruzzo $\Delta T = +/- 15^{\circ} C$

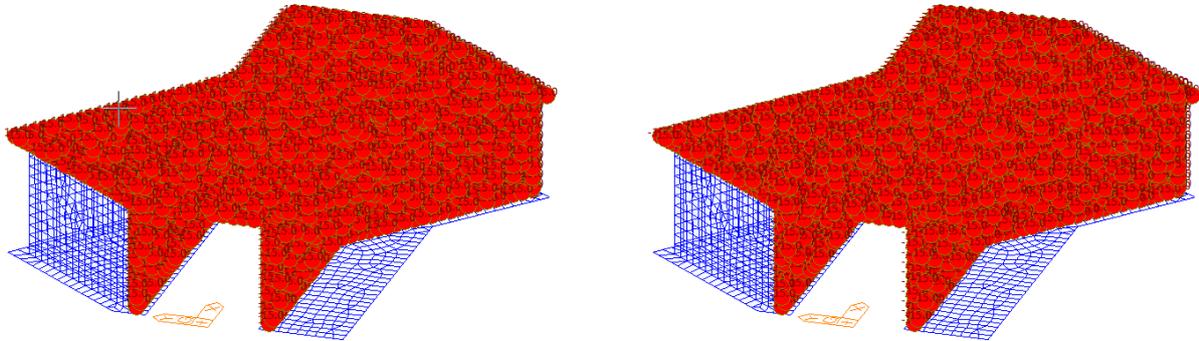


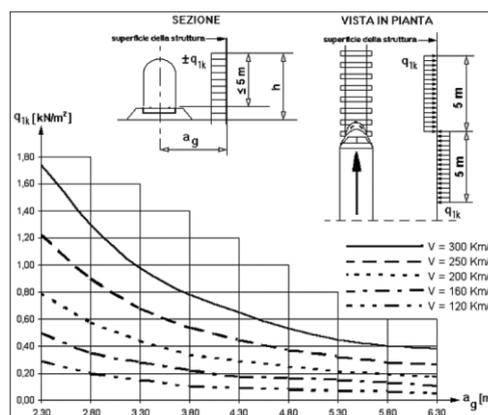
Figura 17 – Variazione termica uniforme (+/-)

5.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

Le azioni del vento vanno cumulate con gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni secondo quanto previsto dal manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 al punto 2.5.1.4.6. In particolare, il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione.

Nel caso in esame, si considera il contributo $\pm k_4 \cdot q_{1k}$ sulle superfici verticali dell'opera, mentre viene trascurato il contributo all'intradosso del solettone di copertura, avente verso opposto alle azioni stradali maggiormente dimensionanti per la struttura di copertura.

- q_{1k} viene determinato mediante i grafici riportati di seguito e dipendono, rispettivamente, dalla distanza dell'asse del binario e del piano ferro dalle superfici interessate dall'azione aerodinamica;
- $k_4 = 2$;



Superfici verticali parallele al binario

Per l'opera in esame, le superfici verticali dei piedritti distano 4.2 m dall'asse del binario. Si considera, in via cautelativa, una velocità dei convogli ferroviari pari a 250 km/h. Dai grafici precedentemente riportati si deduce quindi $q_{1k} = 0.50 \text{ kN/m}^2$

Tali valori, moltiplicati rispettivamente per i coefficienti k_4 , vengono applicate alla struttura con verso concorde alle azioni del vento in modo da massimizzare le azioni sugli elementi strutturali.

La norma prescrive che le azioni aerodinamiche siano cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU. Nel caso in esame, tale condizione risulta soddisfatta.

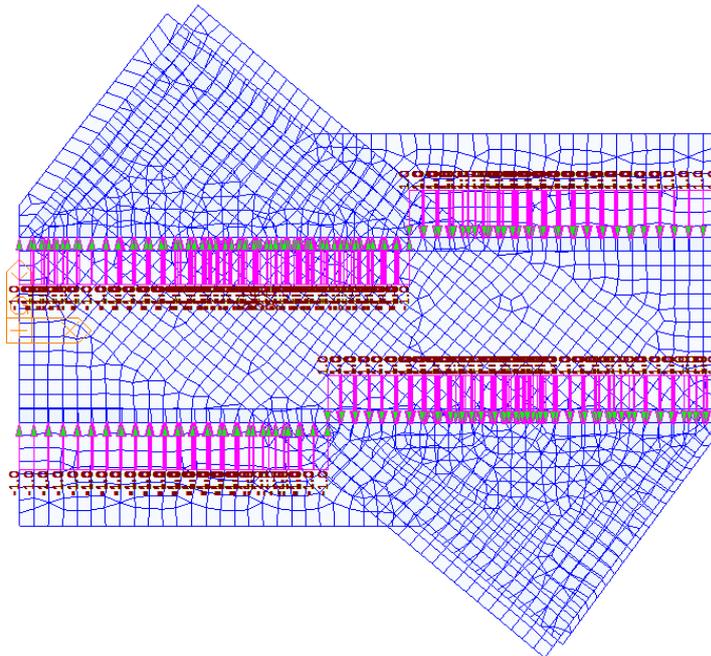


Figura 18 – Carico dovuto all'azione aerodinamica associata al passaggio dei convogli

5.7 AZIONI ECCEZIONALI (A_d) – URTO DA TRAFFICO FERROVIARIO

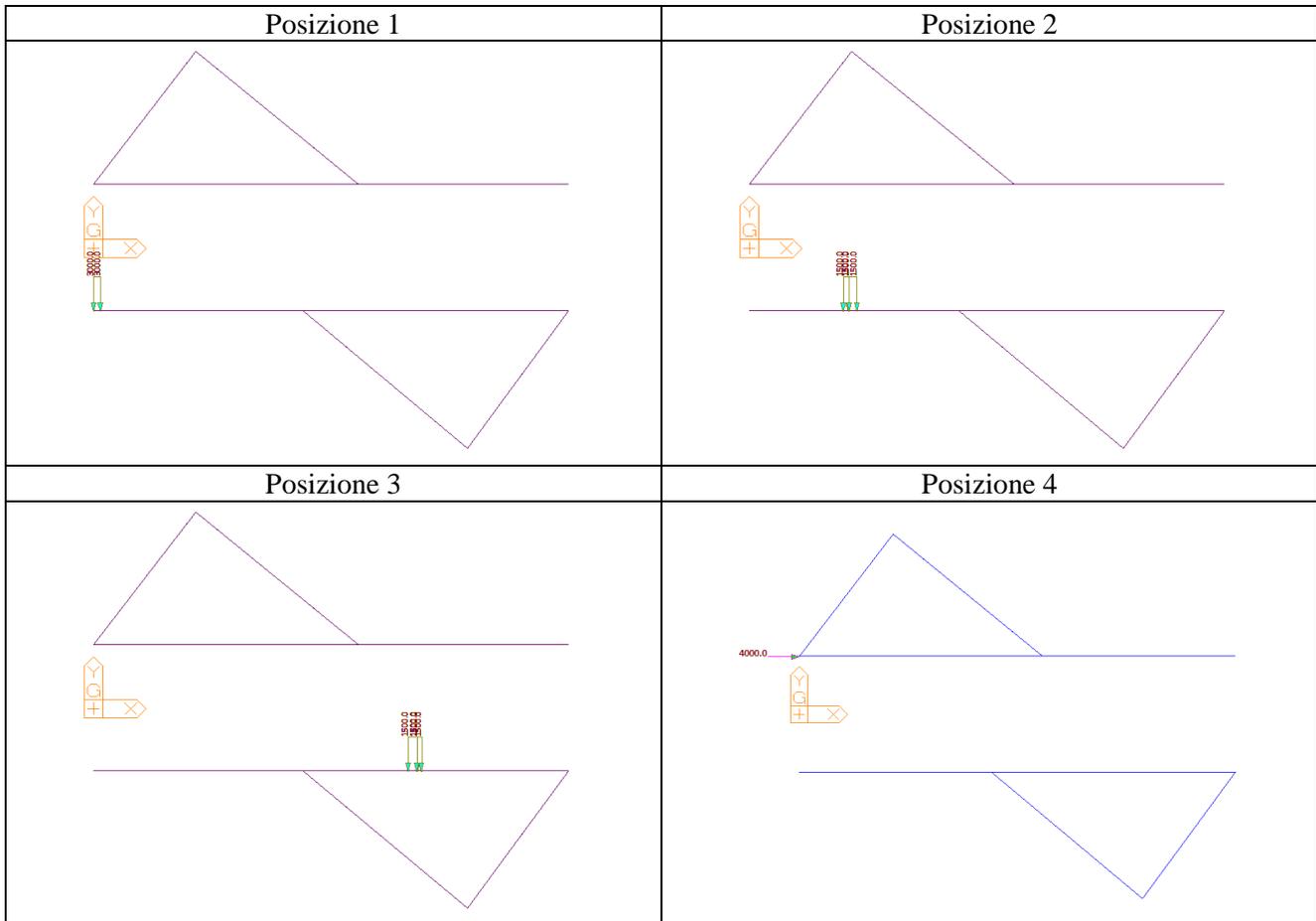
L'azione di urto da traffico veicolare è valutata secondo quanto previsto nel paragrafo 3.6.3.4 delle NTC18 e nel paragrafo 2.6.2.1 del manuale di progettazione RFI "RFI DTC SI PS MA IFS 001 D"

Si assumono le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- Per $d \leq 5 \text{ m}$
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzioni di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

5.7.1 Disposizione delle forze d'urto

Si considerano 4 casi di forze da urto applicate al muro nelle posizioni mostrate nella seguente figura.. Queste forze dovranno essere applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.


Figura 19 – Carichi applicati all’opera di protezione

Si considerano le disposizioni delle forze statiche equivalenti corrispondenti alle tre posizioni dell’azione d’urto. Le forze concentrate vengono distribuite su un’impronta quadrata di lato pari allo spessore del muro (1.0 m) ipotizzando una distribuzione a 45° della forza fino al piano medio (semispessore) dell’elemento strutturale. L’entità delle azioni trasversali applicate agli elementi bidimensionali costituenti il modello è riportata nella tabella seguente per i diversi casi.

Posizione	F_{imp} [kN]	s [m]	A_{imp} [m ²]	q_{imp} [kN/m ²]
E1	1500	1	0.5	3000.0
E2	1500	1	1	1500.0
E3	1500	1	1	1500.0

L’azione longitudinale E4 viene applicata come azione a metro lineare sul bordo degli elementi bidimensionali con entità pari a 4000 kN/m su una lunghezza di 1 m.

	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A

5.8 AZIONE SISMICA

L'opera in oggetto è stata progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso II; da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$.

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_{C^*} , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale V_N	= 50 anni;
Classe d'uso	= II;
Coefficiente d'uso C_U	= 1.0;
Periodo di riferimento V_R	= 50 anni;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = B;
- Categoria topografica = T1;
- S_S , fattore stratigrafico = 1.20;
- S_T , fattore topografico = 1.00;
- C_c , fattore correttivo del periodo T_{C^*} = 1.302.

Si adotta un fattore di comportamento unitario ($q = 1.0$).

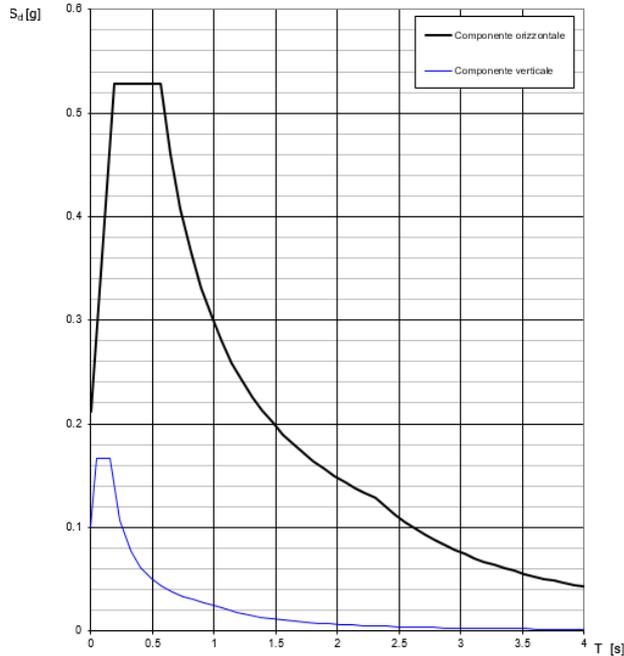
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato II SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.177 g
F_{0*}	2.489
T_C	0.431 s
S_S	1.200
C_C	1.302
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.187 s
T_C	0.561 s
T_D	2.307 s



Per le pareti controterra viene, inoltre, valutato l'incremento di spinta sismica dei terreni con il metodo di Wood, considerando l'accelerazione di PGA $a_g \cdot S = 0.177 \cdot 1.2 = 0.212$.

Elemento strutturale	Terreno	γ	ϕ'	k_0	H_t	S_{wood}
		[kN/m ³]	[°]	[-]	[m]	[kN/m ²]
Parete 1	Rilevato	20	38	0.384	8	34.0
Parete 2 - Tratto 1	LA	19	26	0.562	6.5	26.4
Parete 2 - Tratto 2	LA	19	26	0.562	5.1	20.5
Parete 2 - Tratto 3	LA	19	26	0.562	4.4	17.7
Parete 2 - Tratto 4	LA	19	26	0.562	3.7	14.8
Parete 2 - Tratto 5	LA	19	26	0.562	2.2	8.9

5.8.1 Variabilità spaziale dell'azione sismica

Viene tenuto conto degli effetti sulla sovrastruttura dovuti alla variabilità spaziale dell'azione sismica applicando degli spostamenti delle fondazioni sia in direzione longitudinale che trasversale.

Gli effetti di tali spostamenti impressi vengono combinati con quelli relativi alla analisi dinamica di risposta spettrale.

Come indicato al 3.2.3.3 ed al 3.2.4.2 delle NTC2018 viene calcolato il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo d_g mediante la seguente espressione:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad [3.2.12 \text{ NTC2018}]$$

Pertanto nel caso in esame si ottiene:

$$d_g = 0.025 \cdot 0.177 \cdot 1.2 \cdot 0.561 \cdot 2.307 = 0.0069 \text{ m} = 6.9 \text{ mm}$$

Come indicato al 3.2.4.2 per valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto il valore dello spostamento relativo tra 2 punti i e j può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ijmax} = 1.25 \cdot \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

Pertanto considerando lo spostamento dei 2 punti i e j uguale e pari a d_g si ottiene:

$$d_{ijmax} = 1.25 \cdot \sqrt{6.9^2 + 6.9^2} = 12.1 \text{ mm}$$

In assenza di forti discontinuità orografiche e per punti che ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato con la seguente espressione:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ijmax}}{v_s} \cdot 3,0x \text{ per sottosuolo di tipo diverso da D}$$

Considerando una distanza tra le fondazioni x pari a circa 14.1 m ed il valore della velocità delle onde di taglio pari a 460 m/s, si calcola lo spostamento relativo:

$$d_{ij} = \frac{12.1 \text{ mm}}{460 \text{ m/s}} \cdot 3 \cdot 14.1 \text{ m} = 1.1 \text{ mm}$$

Vengono di seguito mostrati gli spostamenti impressi ai pali sulle due fondazioni (applicati sia in direzione x che in direzione y).

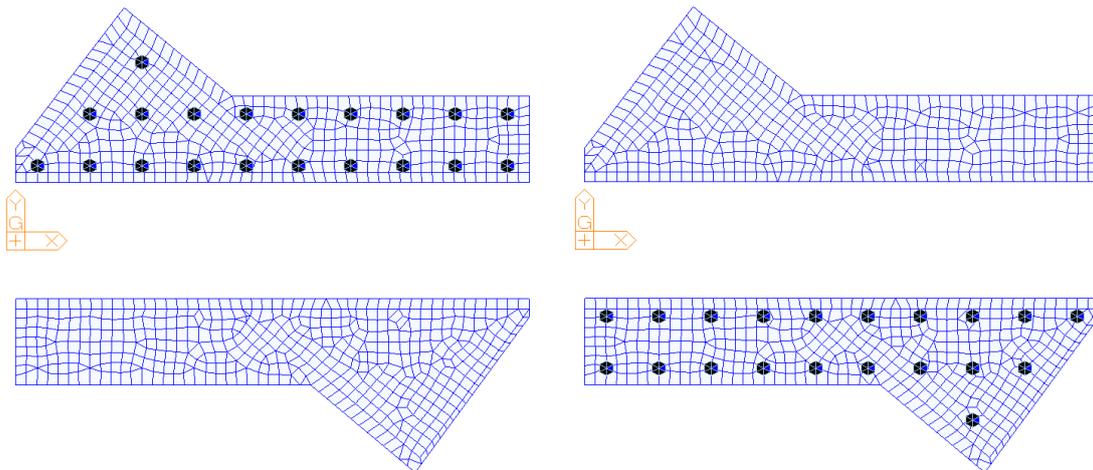


Figura 20 – Spostamenti impressi ai pali per variabilità spaziale del moto

Gli effetti della variabilità spaziale del moto vengono tenuti in conto per il dimensionamento delle sole strutture in elevazione, mentre vengono considerati nulli nel dimensionamento dei pali di fondazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalcferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con le NTC08, si definiscono le seguenti combinazioni di:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione RARA, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione QUASI PERMANENTE, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:*

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione SISMICA, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:*

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione ECCEZIONALE, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:*

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite facendo riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale *STR* ovvero per il raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali.

Come anticipato precedentemente gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I coefficienti di combinazione γ_G , γ_Q e Ψ sono ricavati dalle tabelle delle NTC18.

Combinazione	G1	G2.1	G2.2	G2.3	G2.4	G2.5	E2	Q3,v	Q4,ae	E3+	E3-	Qik-Pos.1	Qik-Pos.2	qik	Qik,fren	Ecc1	Ecc2	Ecc3	Wood	Ex	Ey	Ez
SLU_Gr1_1	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	0.9		1.35		1.35								
SLU_Gr1_2	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		0.9	1.35		1.35								
SLU_Gr1_3	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	0.9			1.35	1.35								
SLU_Gr1_4	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		0.9		1.35	1.35								
SLU_Gr2a_1	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	0.9		1.01		0.54	1.35							
SLU_Gr2a_2	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		0.9	1.01		0.54	1.35							
SLU_Gr2a_3	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	0.9			1.01	0.54	1.35							
SLU_Gr2a_4	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		0.9		1.01	0.54	1.35							
SLU_E3.1_1	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	1.5		1.01		0.54								
SLU_E3.1_2	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	1.5		1.01		0.54								
SLU_E3.1_3	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	1.5			1.01	0.54								
SLU_E3.1_4	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16	1.5			1.01	0.54								
SLU_E3.2_1	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		1.5	1.01		0.54	1.01							
SLU_E3.2_2	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		1.5	1.01		0.54	1.01							
SLU_E3.2_3	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		1.5		1.01	0.54	1.01							
SLU_E3.2_4	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	0.9	1.16		1.5		1.01	0.54	1.01							
SLU_ECC1_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5						1.0						
SLU_ECC1_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5					1.0						
SLU_ECC2_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5							1.0					
SLU_ECC2_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5						1.0					
SLU_ECC3_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5								1.0				
SLU_ECC3_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5							1.0				
SLU_ECC4_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5												
SLU_ECC4_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5											
SLV_Ex+0.3Ey+0.3Ez_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5									1.0	1.0	0.3	0.3
SLV_Ex+0.3Ey+0.3Ez_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5								1.0	1.0	0.3	0.3
SLV_0.3Ex+Ey+0.3Ez_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5									1.0	0.3	1.0	0.3
SLV_0.3Ex+Ey+0.3Ez_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5								1.0	0.3	1.0	0.3
SLV_0.3Ex+0.3Ey+Ez_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			0.5									1.0	0.3	0.3	1.0
SLV_0.3Ex+0.3Ey+Ez_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				0.5								1.0	0.3	0.3	1.0
SLE-R_Gr1_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	0.6		1.00		1.00								
SLE-R_Gr1_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		0.6	1.00		1.00								
SLE-R_Gr1_3	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	0.6			1.00	1.00								
SLE-R_Gr1_4	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		0.6		1.00	1.00								
SLE-R_Gr2a_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	0.6		0.75		0.40	1.00							
SLE-R_Gr2a_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		0.6	0.75		0.40	1.00							
SLE-R_Gr2a_3	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	0.6			0.75	0.40	1.00							

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA4K 42 E 78 CL IV08 00 001 A 34 di 150

Combinazione	G1	G2.1	G2.2	G2.3	G2.4	G2.5	E2	Q3,v	Q4,ae	E3+	E3-	Qik-Pos.1	Qik-Pos.2	qik	Qik,fren	Ecc1	Ecc2	Ecc3	Wood	Ex	Ey	Ez	
SLE-R_Gr2a_4	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		0.6		0.75	0.40	1.00								
SLE-R_E3.1_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	1.0		0.75		0.40									
SLE-R_E3.1_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	1.0		0.75		0.40									
SLE-R_E3.1_3	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	1.0			0.75	0.40									
SLE-R_E3.1_4	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80	1.0			0.75	0.40									
SLE-R_E3.2_1	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		1.0	0.75		0.40	0.75								
SLE-R_E3.2_2	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		1.0	0.75		0.40	0.75								
SLE-R_E3.2_3	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		1.0		0.75	0.40	0.75								
SLE-R_E3.2_4	1.00	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.80		1.0		0.75	0.40	0.75								

- G1 = carichi permanenti strutturali
- G2.1 = carichi permanenti non strutturali – pavimentazione
- G2.2 = carichi permanenti non strutturali – guard rail
- G2.3 = carichi permanenti non strutturali – reti protezione e parapetti
- G2.4 = carichi permanenti non strutturali – velette
- G2.5 = carichi permanenti non strutturali – spinta dei terreni
- E2 = ritiro
- Q3,v = azione del vento
- Q4,ae = azione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli ferroviari
- E3+ = termica positiva
- E3- = termica negativa
- Qik-Pos1 = carico stradale tandem (max momento flettente)
- Qik-Pos2 = carico stradale tandem (max taglio)
- qik = carico stradale distribuito
- Qik,fren = carico stradale da frenatura/avviamento
- Q4,ae = azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario
- Ecc1, Ecc2, Ecc3 = azioni eccezionali da urto da traffico ferroviario (Pos.1, 2, 3)
- Ex, Ey, Ez = azioni sismiche
- EW = incremento spinta del terreno in condizioni sismiche (Wood)

7 MODELLI DI CALCOLO

Per determinare le sollecitazioni negli elementi che compongono la struttura è stato implementato un opportuno modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il programma di calcolo *MIDAS CIVIL 2020*. La soletta, le pareti e la fondazione sono state modellate mediante elementi shell di opportuno spessore. Il modello è vincolato alla base in corrispondenza di ciascun palo mediante vincoli puntuali elastici (point spring supports) ai quali è stata assegnata rigidità verticale, orizzontale e rotazionale coerente con le valutazioni di seguito riportate. Il riferimento di assi globali (*GCS-X,Y,Z*) è orientato come segue:

- X = asse parallelo al binario;
- Y = asse ortogonale al binario;
- Z = asse verticale.

Le azioni sono applicate agli elementi bidimensionali costituenti il modello come pressioni per unità di superficie in conformità con quanto descritto al paragrafo 5.

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche, le sollecitazioni complessive agenti sull'opera al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti sulle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali, entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

L'analisi sismica dell'opera viene effettuata mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico.

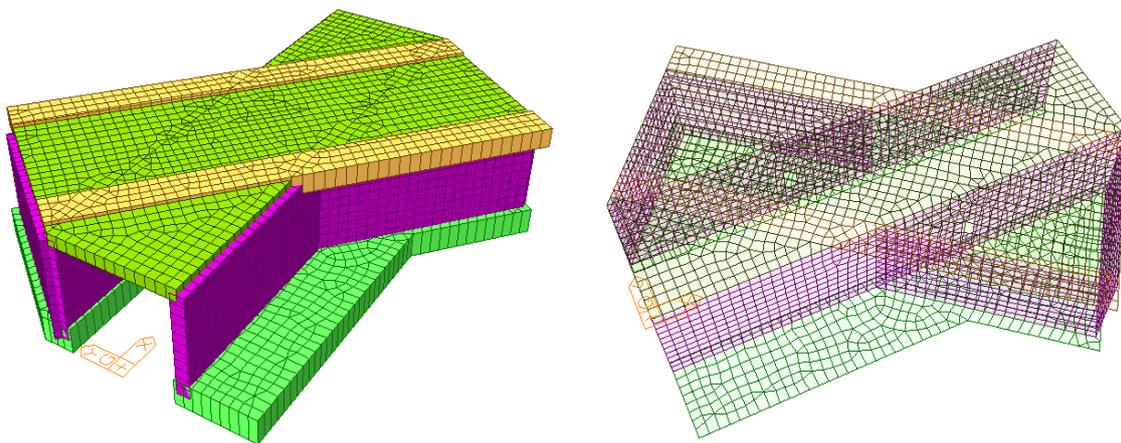


Figura 21 – Modello di calcolo – Viste prospettive

7.1 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA VERTICALE

Le condizioni di vincolo della struttura sono state simulate mediante modelle elastiche dotate di opportuna rigidità disposte geometricamente in corrispondenza di ciascun palo di fondazione. Nel seguito si riporta la stima dei valori di rigidità dei vincoli.

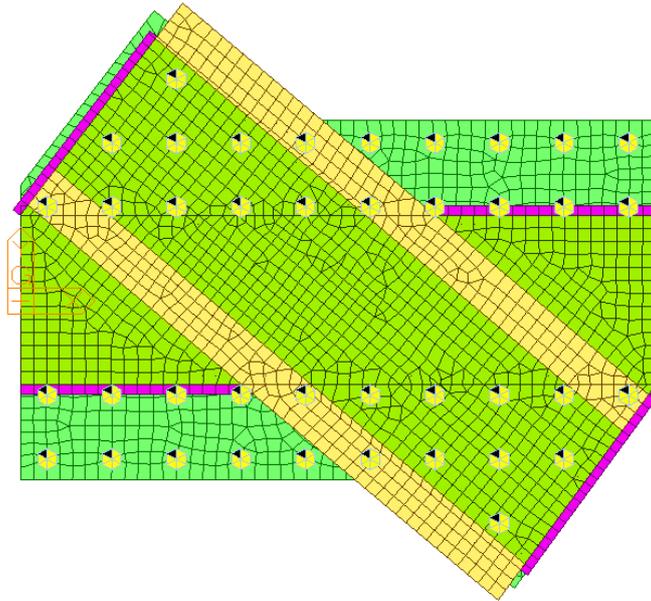


Figura 22 – Modello di calcolo – Vista in pianta ed individuazione dei vincoli

La rigidità verticale del palo è data dalla somma di 2 contributi, il primo relativo alla rigidità di base del palo, il secondo relativo invece alla rigidità laterale:

$$k_v = k_{v,b} + k_{v,l}$$

Per il calcolo delle 2 rigidità si adotta il metodo analitico/approssimato proposto nel testo “Fondazioni” di Carlo Viggiani.

CALCOLO DEL CONTRIBUTO BASE $K_{v,b}$

$$K_{v,b} = \frac{P}{w_b} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$$

In cui

- P carico alla base
- w_b cedimento alla base
- r_b raggio della base
- G_b modulo di elasticità trasversale suolo alla base
- ν modulo di poissoni suolo alla base

Rigidità verticale pali di fondazioni - Contributo base					
D	r _b	E _{0,op}	v	G _b	kv,b
[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]
1.2	0.6	150'000	0.25	60'000	192'000

CALCOLO CONTRIBUTO LATERALE K_{v,L}

$$K_{v,l} = \frac{S}{W_s} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot G}{\zeta}$$

- S carico sul palo
- w_s cedimento interfaccia palo/terreno
- L lunghezza del palo
- G modulo di elasticità trasversale medio
- ζ coefficiente compreso tra 3 e 5

Rigidità verticale pali di fondazioni - Contributo laterale					
L (lunghezza stimata)	E _{0,op}	v	G	ζ	kv,b
[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]
30	150'000	0.25	60'000	5	2'260'800

RIGIDEZZA TOTALE K_v = 2'452'800 kN/m

7.2 VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA ORIZZONTALE

Nel seguito si riporta la valutazione della rigidità orizzontale alla quota testa pali implementata nel modello agli elementi finiti. Tale valutazione è stata sviluppata sulla base della metodologia di Matlock e Reese. Nel seguito si riportano i valori dei moduli di reazione del terreno e per ulteriori approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica.

Prof. m	E kN/m ²
.000	26250.00
1.000	26250.00
1.100	24000.00
13.000	120000.00
38.000	120000.00

Figura 23: Moduli di reazione del terreno

Al fine di calcolare il valore della rigidezza orizzontale alla quota testa pali è stato implementato un modello FEM del singolo palo mediante elementi di tipo frame. Lungo lo sviluppo longitudinale del palo sono state applicate delle molle elastiche con rigidezza associata ai moduli di reazione sopra illustrati.

In testa è presente un vincolo tipo “doppio pendolo” in grado di vincolare la direzione verticale e le rotazioni. Alla sommità dell’elemento frame viene applicata una forza pari a 1'000 kN.

Si riportano nel seguito alcune illustrazioni del modello adottato e i risultati delle analisi in termini di spostamenti orizzontali:

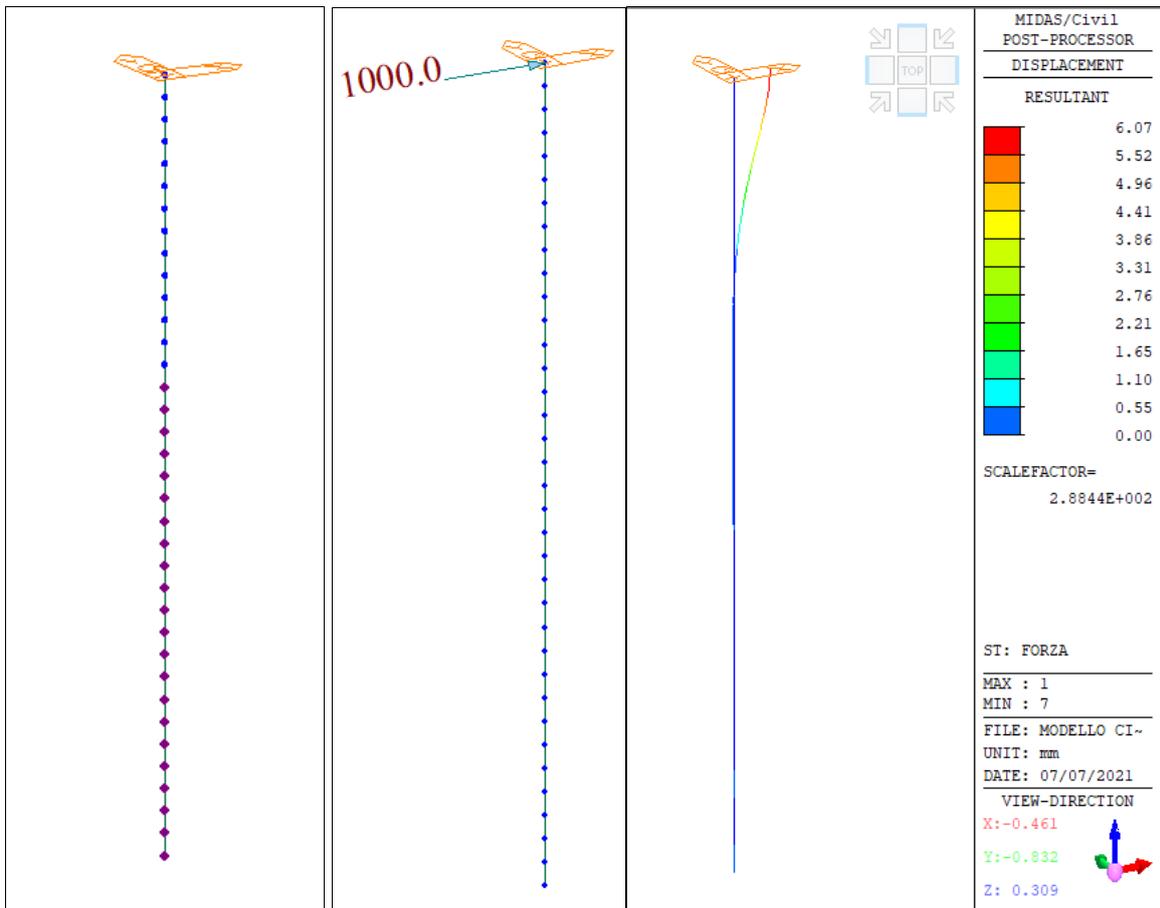


Figura 24: Calcolo rigidezza orizzontale palo: Modello FEM e risultati

La forza applicata in testa al palo è pari a 1'000 kN.

Lo spostamento δ in testa al palo risulta essere pari a 6.07 mm.

Pertanto la rigidezza orizzontale è pari a:

$$k_h = F / \delta = 1'000 \text{ kN} / 0.00607 \text{ m} = 165'000 \text{ kN/m}$$

8 CRITERI DI VERIFICA

Come specificato al paragrafo 3, nelle verifiche di resistenza per situazioni eccezionali si applica quanto previsto nel paragrafo 4.1.4 delle NTC08 assumendo i coefficienti parziali per il calcestruzzo (γ_c) e per l'acciaio delle armature (γ_s) pari 1.

8.1 VERIFICHE A FLESSIONE

Per le sezioni in c.a. la determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

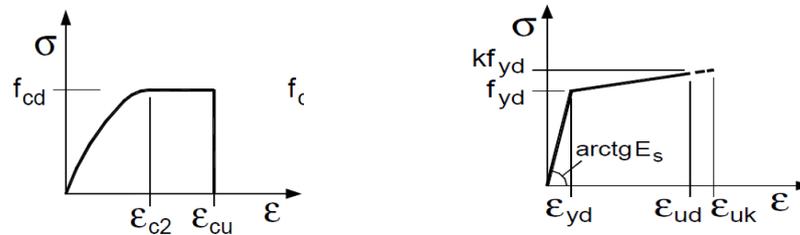


Figura 25: Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

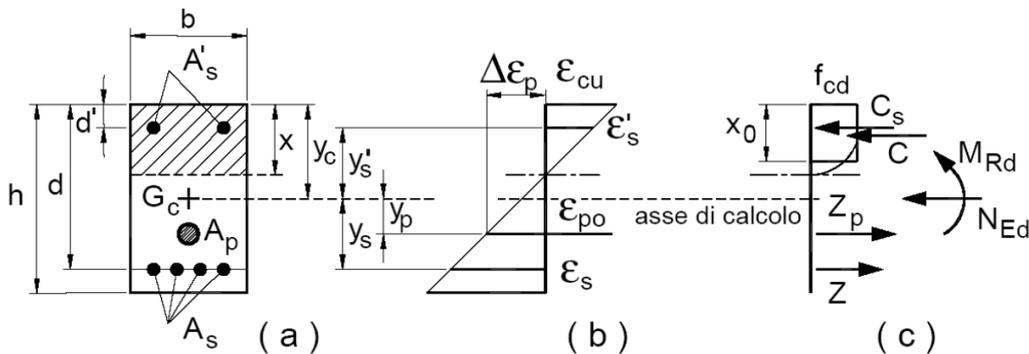


Figura 26: Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione.

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove

- M_{rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{ed} ;
- N_{ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A

In condizioni sismiche, in accordo a quanto previsto al §7.3.6.1 delle NTC2018, si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità di resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV. Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Inoltre al §7.4.1 si chiarisce che nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata con le regole di cui al §4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al §4.1.2.3.4.2.

Pertanto, la verifica delle strutture non dissipative va differenziata tra campo statico (SLU) e sismico (SLV) come segue:

1. **Condizioni statiche (SLU):** $M_{Rd} = M_{Ud}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo plastico);
2. **Condizioni sismiche (SLV):** $M_{Rd} = M_{Yd}$ (il momento resistente di progetto è pari al momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico)

Il momento resistente elastico M_y è pari al valore minimo tra il momento resistente elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo calcolati limitando rispettivamente la deformazione allo snervamento dell'armatura tesa ϵ_s e la deformazione della fibra di calcestruzzo al valore $\epsilon_{c2}=0.2\%$.

8.2 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed};$$

In accordo con le NTC, il taglio V_{Ed} non dovrebbe essere pari a quello risultante dalle analisi in virtù del criterio di gerarchia delle resistenze tra elementi strutturali trasverso-piedritto (assimilabili a dei comuni elementi trave-pilastro). Tuttavia le sollecitazioni determinate in condizioni sismiche non sono dimensionanti per la struttura; questo vuol dire che la condizione per il calcolo del taglio sollecitante in condizioni di plasticizzazione alle estremità delle solette, non è rappresentativa per la struttura esaminata.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;

- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

9 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

Nei successivi paragrafi si riportano i principali risultati delle analisi statiche e dinamiche eseguite mediante la modellazione adottata.

Si specifica che le caratteristiche della sollecitazione interna sono espresse per metro di sviluppo lineare (kNm/m, kN/m) non rispetto agli assi locali dei singoli elementi piani ma rispetto ad una terna di assi cartesiani esterna $UCS-X,Y,Z$ che viene scelta in maniera appropriata a seconda dell'elemento strutturale in esame. Nello specifico:

- per il solettone di copertura e per i cordoli di fondazione la terna $UCS-X,Y,Z$ coincide con la terna di riferimento globale $GCS-X,Y,Z$;
- per le pareti longitudinali l'asse $UCS-X$ coincide con l'asse $GCS-X$, mentre l'asse $UCS-Y$ è orientato secondo l'asse globale verticale $GCS-Z$;
- per le pareti trasversali l'asse $UCS-X$ coincide con l'asse $GCS-Y$, mentre l'asse $UCS-Y$ è orientato secondo l'asse globale verticale $GCS-Z$;

Nel caso in esame, rispetto alle terne UCS le sollecitazioni di interesse sono così definite:

- F_{xx} : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione $UCS-X$ (perpendicolare al piano $UCS-Y,Z$);
- F_{yy} : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione $UCS-Y$ (perpendicolare al piano $UCS-X,Z$);
- V_{xx} : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano $UCS-Y,Z$;
- V_{yy} : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano $UCS-X,Z$;

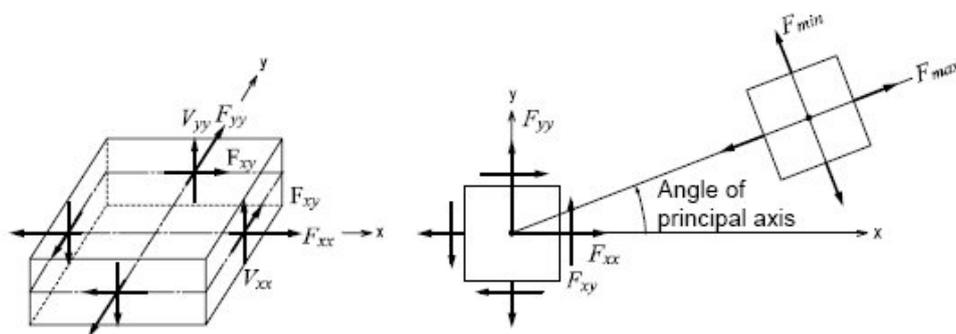


Figura 27 – Forze negli elementi piani

- M_{xx} : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione $UCS-X$ (momento fuori dal piano intorno all'asse $UCS-Y$);
- M_{yy} : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione $UCS-Y$ (momento fuori dal piano intorno all'asse $UCS-X$);

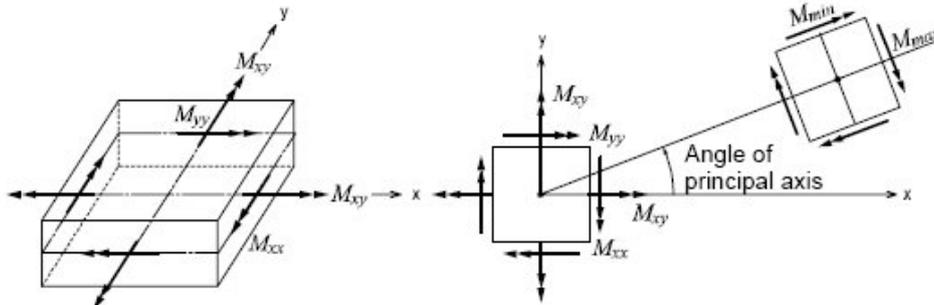


Figura 28 – Momenti negli elementi piani

Infine, si sottolinea che le caratteristiche delle sollecitazioni assunte in fase di calcolo escludono le eventuali concentrazioni puntuali nelle zone di bordo, nei punti di applicazione di azioni concentrate o reazioni vincolari, mediando tali risultati su una fascia comprensiva di più elementi shell ed estromettendo i risultati compresi nei semispessori degli elementi strutturali trasversali (nodi).

9.1 MODI DI VIBRAZIONE

La valutazione del comportamento dinamico dell'opera e delle sollecitazioni risultati in condizioni sismiche è stata effettuata mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico ($q=1$). Si riportano di seguito i principali modi di vibrazione dell'opera.

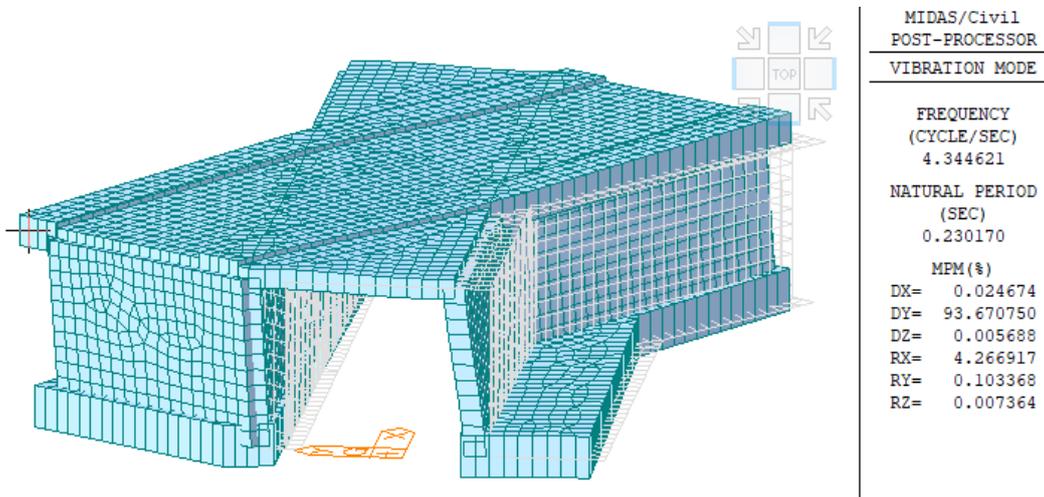
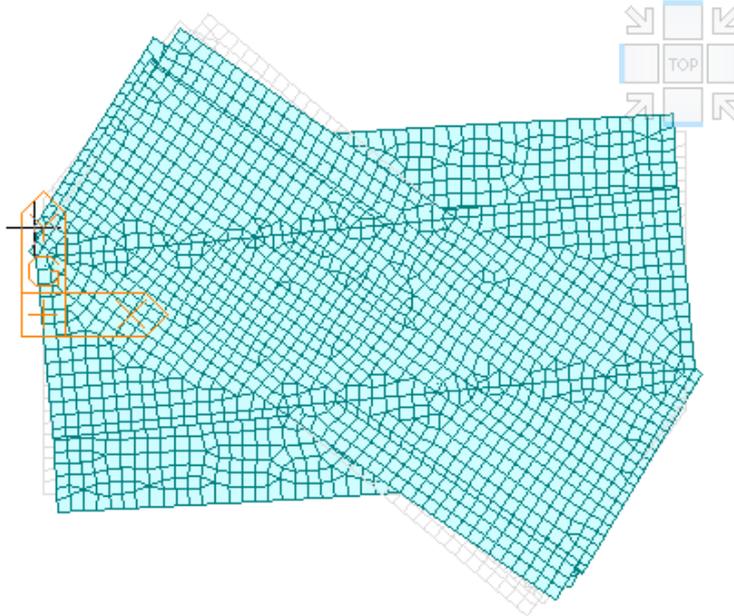


Figura 29 – Primo modo di vibrazione



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

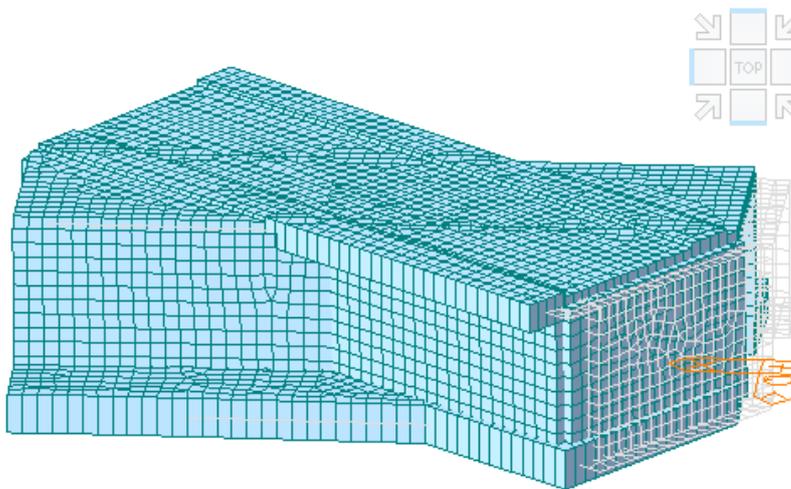
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
4.630824

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.215944

MPM(%)
DX= 0.004610
DY= 0.005857
DZ= 0.003879
RX= 0.003216
RY= 0.000001
RZ= 97.946404

Figura 30 – Secondo modo di vibrazione



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
4.871708

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.205267

MPM(%)
DX= 99.547068
DY= 0.023589
DZ= 0.000050
RX= 0.000520
RY= 0.956702
RZ= 0.004254

Figura 31 – Terzo modo di vibrazione

Nella tabella seguente si riportano periodi di vibrazione e masse partecipanti per i primi 25 modi di vibrare:

Mode No	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)										
1	0.230	0.0	0.0	93.7	93.7	0.0	0.0	4.3	4.3	0.1	0.1	0.0	0.0
2	0.216	0.0	0.0	0.0	93.7	0.0	0.0	0.0	4.3	0.0	0.1	98.0	98.0
3	0.205	99.6	99.6	0.0	93.7	0.0	0.0	0.0	4.3	1.0	1.1	0.0	98.0
4	0.120	0.0	99.6	0.1	93.8	0.2	0.2	0.9	5.1	0.2	1.3	0.5	98.4
5	0.101	0.0	99.6	3.8	97.5	0.5	0.8	42.4	47.5	3.6	4.8	0.0	98.5
6	0.092	0.1	99.7	2.3	99.8	0.0	0.8	3.0	50.6	3.4	8.2	0.0	98.5
7	0.079	0.0	99.7	0.0	99.8	10.9	11.7	0.0	50.6	1.6	9.9	0.8	99.3

Mode No	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)										
8	0.071	0.2	99.9	0.1	100.0	3.7	15.4	5.0	55.6	56.5	66.3	0.3	99.5
9	0.067	0.1	100.0	0.0	100.0	13.3	28.7	1.4	57.0	20.3	86.6	0.4	100.0
10	0.064	0.0	100.0	0.0	100.0	60.8	89.5	1.8	58.8	0.3	86.9	0.0	100.0
11	0.058	0.0	100.0	0.0	100.0	2.4	91.9	33.5	92.3	1.6	88.6	0.0	100.0
12	0.054	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	91.9	0.3	92.6	2.5	91.0	0.0	100.0
13	0.042	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	91.9	0.0	92.6	0.0	91.1	0.0	100.0
14	0.041	0.0	100.0	0.0	100.0	3.9	95.8	3.0	95.6	2.6	93.6	0.0	100.0
15	0.038	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	95.8	0.1	95.6	0.6	94.2	0.0	100.0
16	0.037	0.0	100.0	0.0	100.0	0.7	96.5	1.8	97.5	2.4	96.6	0.0	100.0
17	0.037	0.0	100.0	0.0	100.0	1.0	97.5	0.6	98.1	1.2	97.8	0.0	100.0
18	0.035	0.0	100.0	0.0	100.0	1.3	98.7	1.2	99.2	0.3	98.1	0.0	100.0
19	0.034	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	98.7	0.4	99.6	1.2	99.3	0.0	100.0
20	0.032	0.0	100.0	0.0	100.0	0.5	99.2	0.0	99.6	0.0	99.3	0.0	100.0
21	0.031	0.0	100.0	0.0	100.0	0.3	99.5	0.0	99.7	0.0	99.3	0.0	100.0
22	0.030	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	99.5	0.0	99.7	0.0	99.3	0.0	100.0
23	0.028	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	99.5	0.0	99.7	0.2	99.5	0.0	100.0
24	0.028	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	99.5	0.0	99.7	0.1	99.5	0.0	100.0
25	0.026	0.0	100.0	0.0	100.0	0.0	99.6	0.0	99.7	0.0	99.5	0.0	100.0

9.2 SOLLECITAZIONI NEL SOLETTONE SUPERIORE

9.2.1 Inviluppo combinazioni SLU

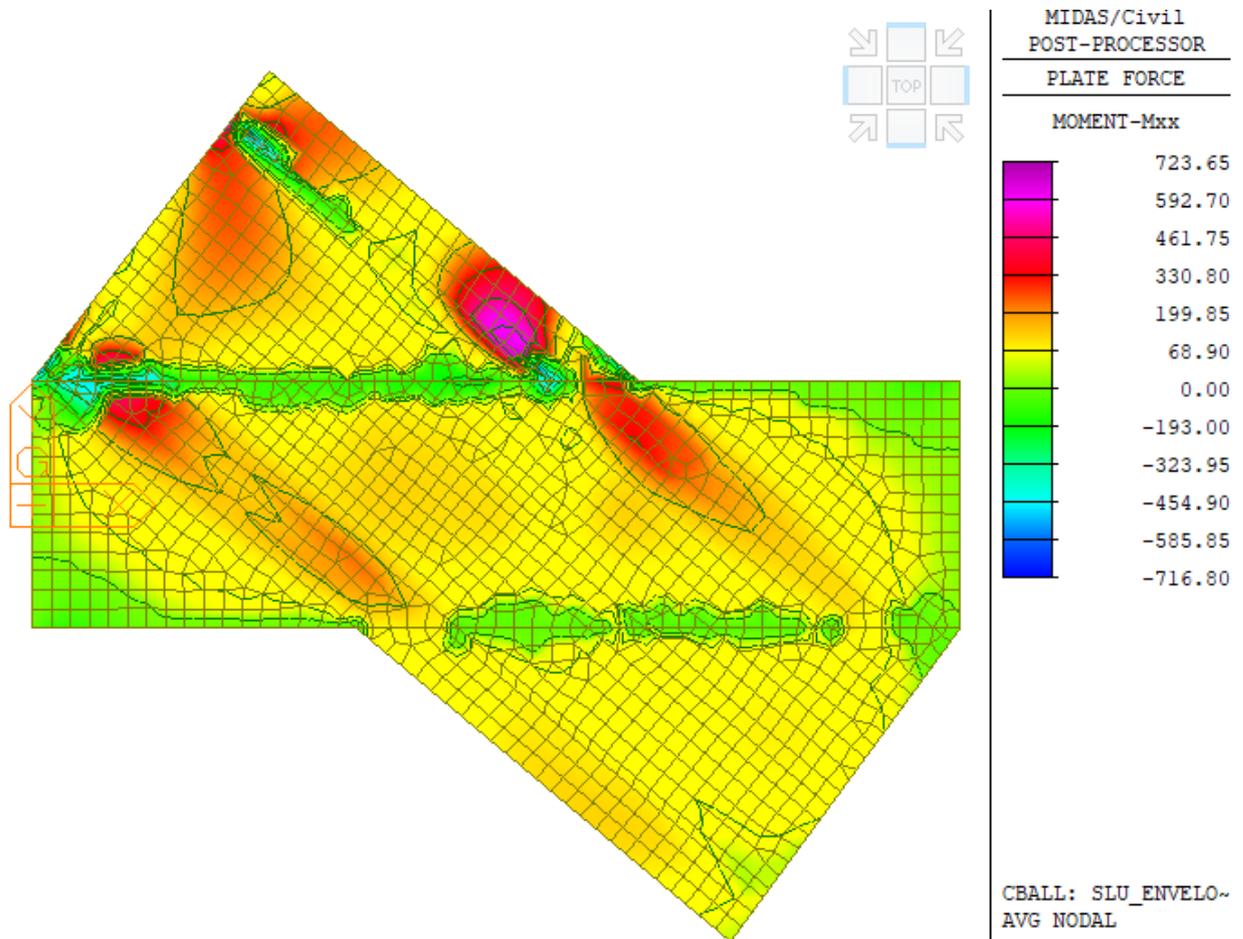


Figura 32 – Momento flettente Mxx (involuppo)

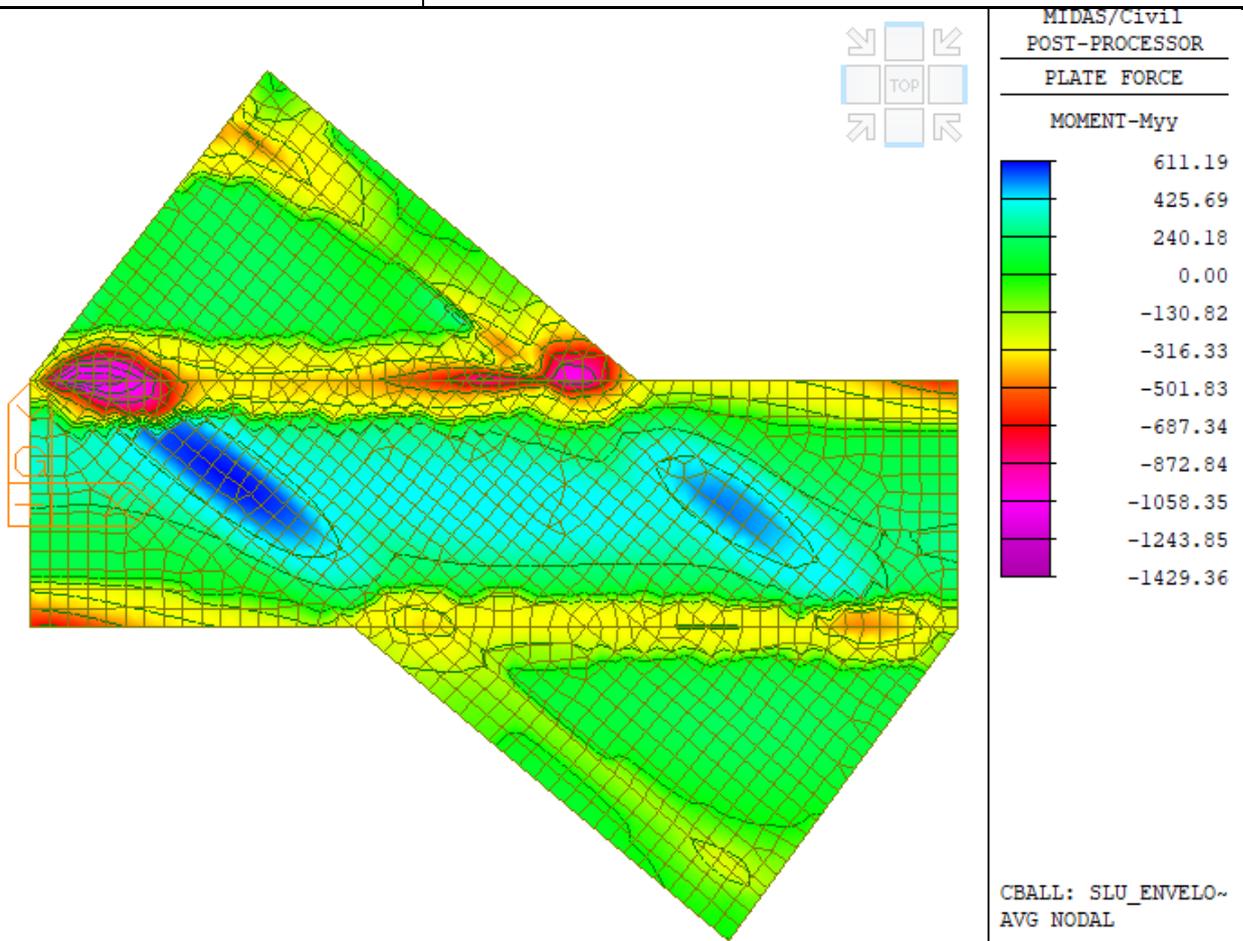


Figura 33 – Momento flettente Myy (involuppo)

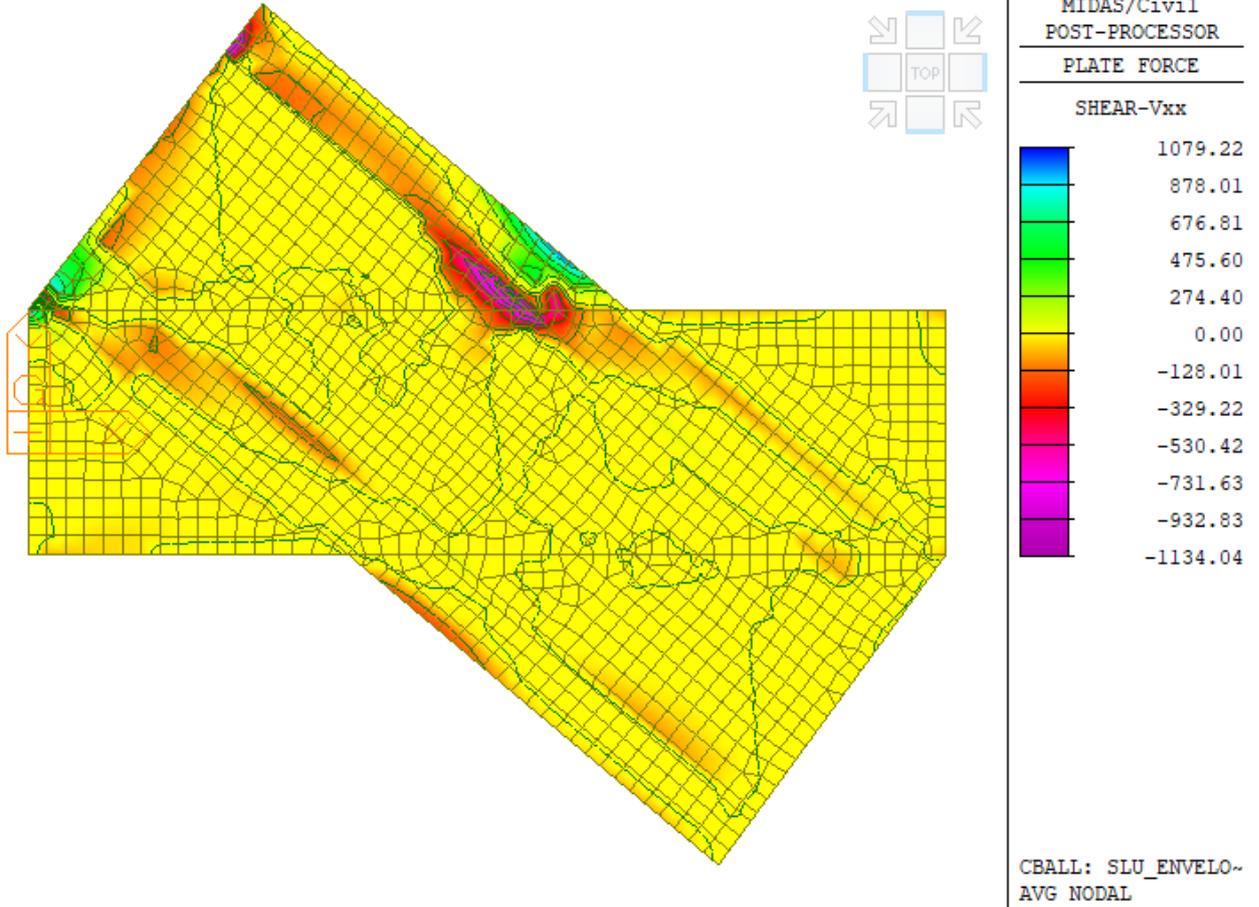


Figura 34 – Taglio Vxx (involuppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	49 di 150

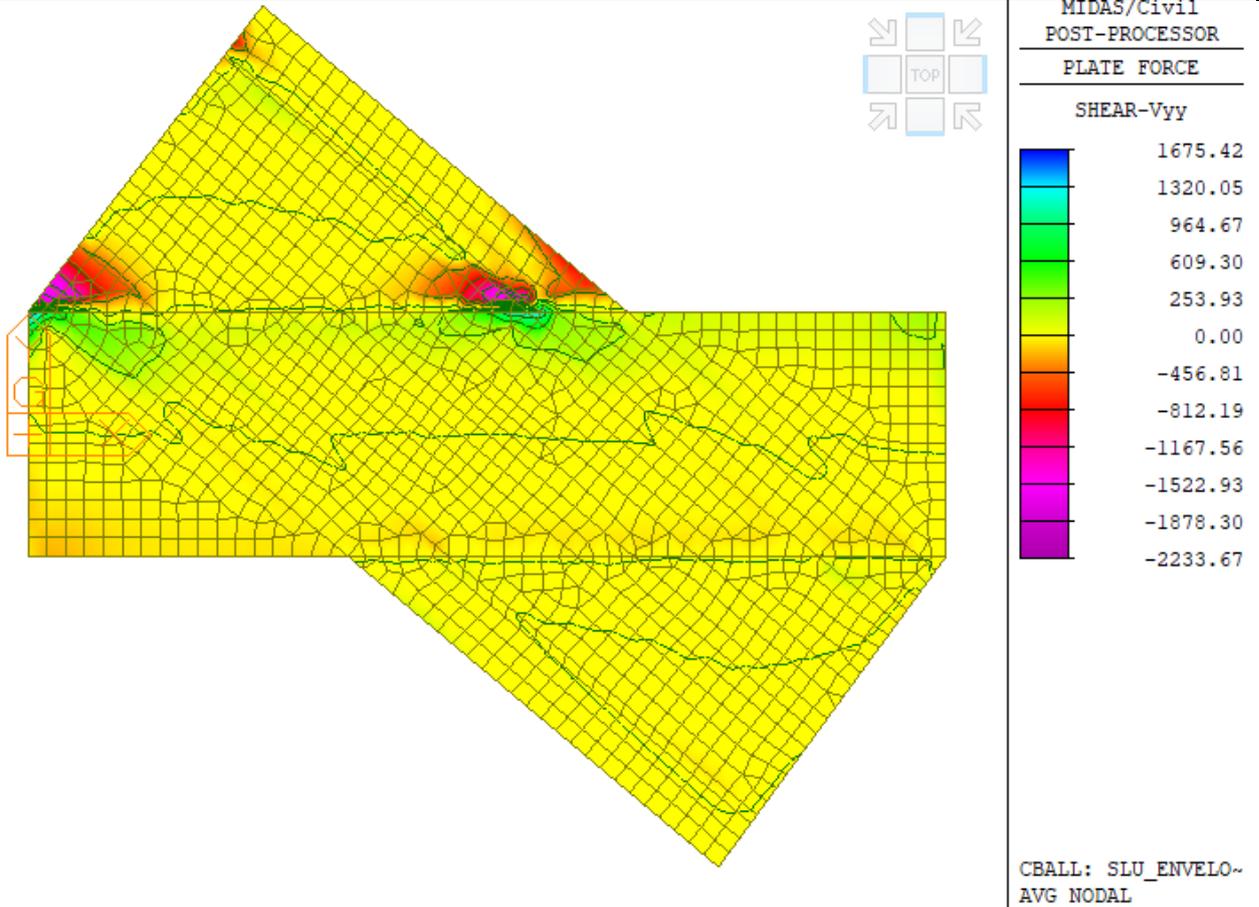


Figura 35 – Taglio Vyy (involuppo)

9.2.2 Inviluppo combinazioni sismiche

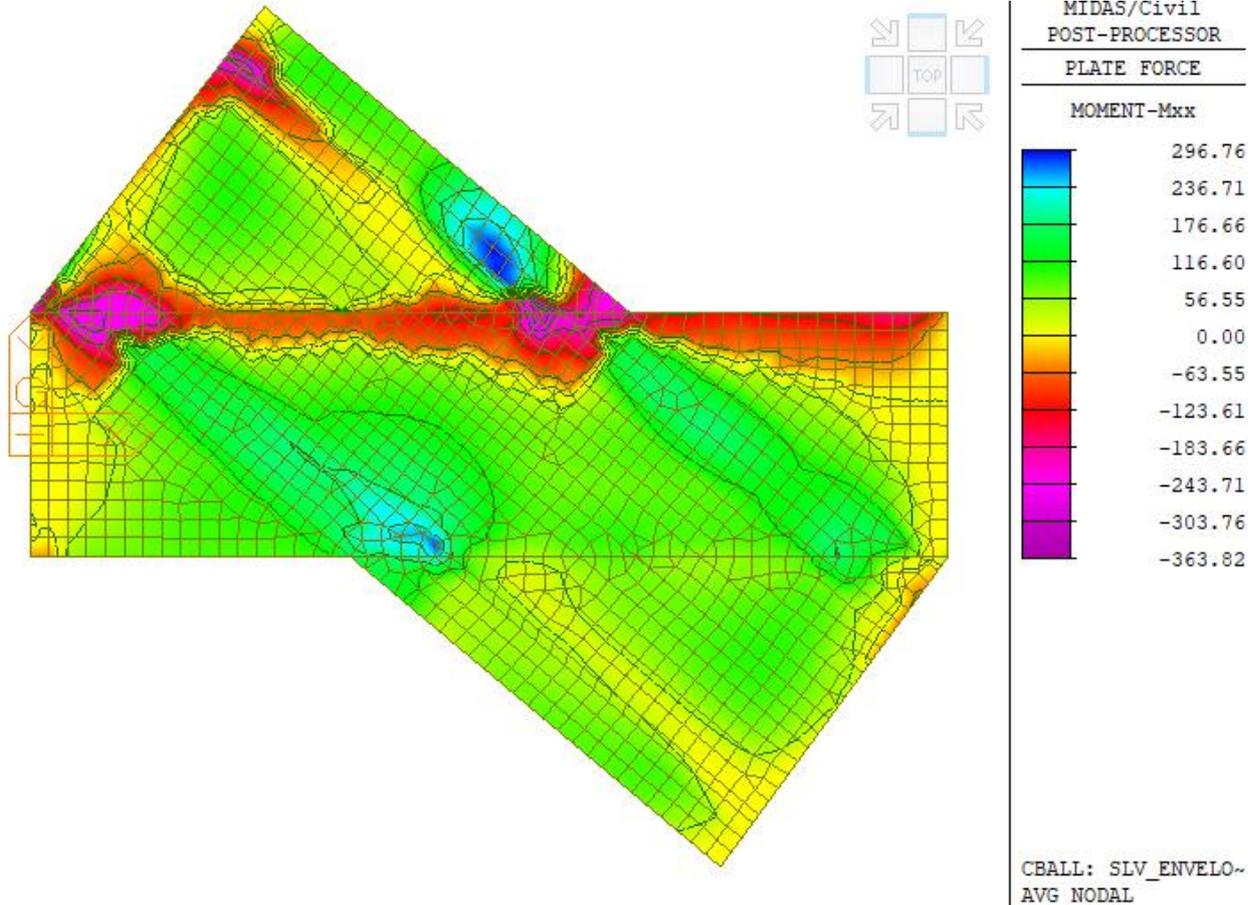


Figura 36 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

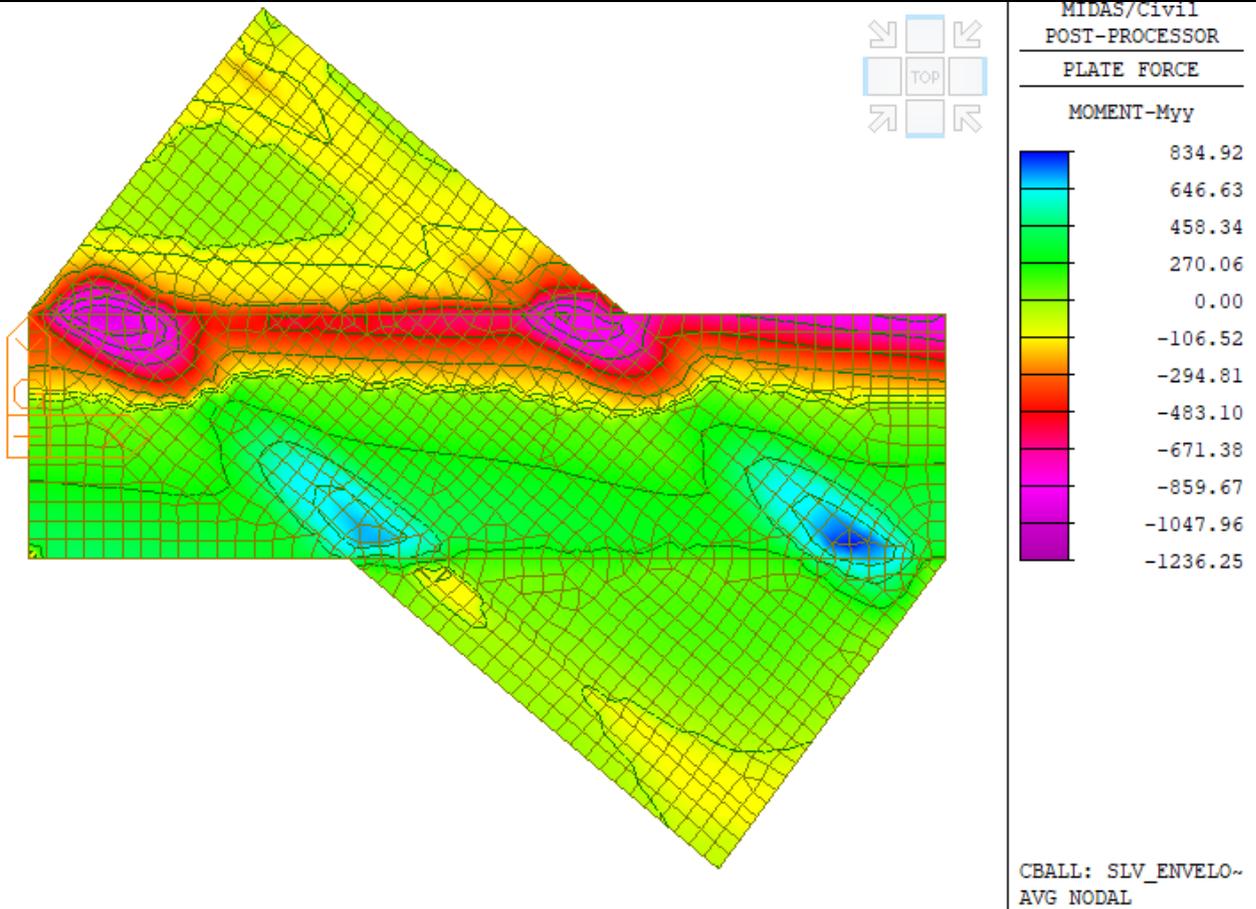


Figura 37 – Momento flettente Myy (involuppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	52 di 150

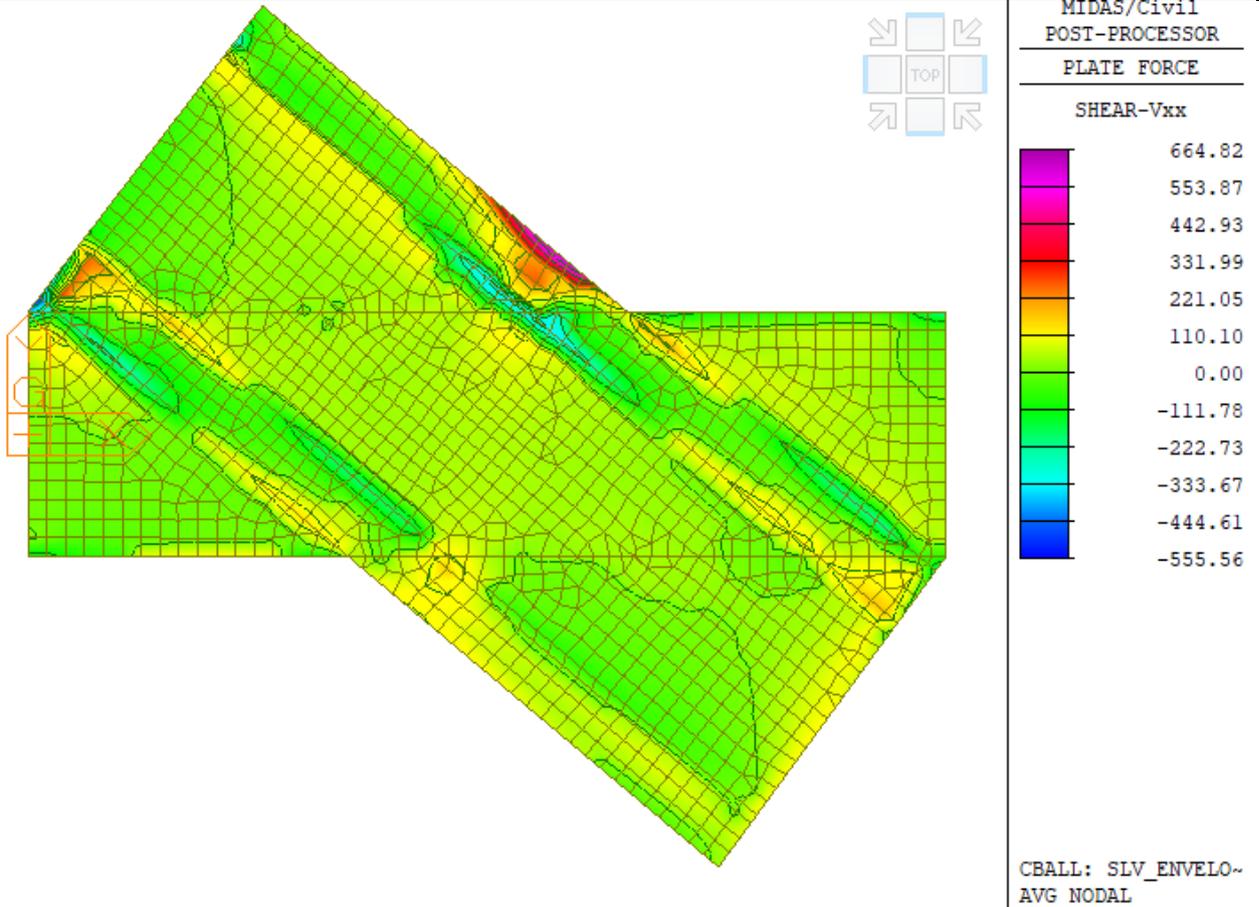


Figura 38 – Taglio Vxx (inviluppo)

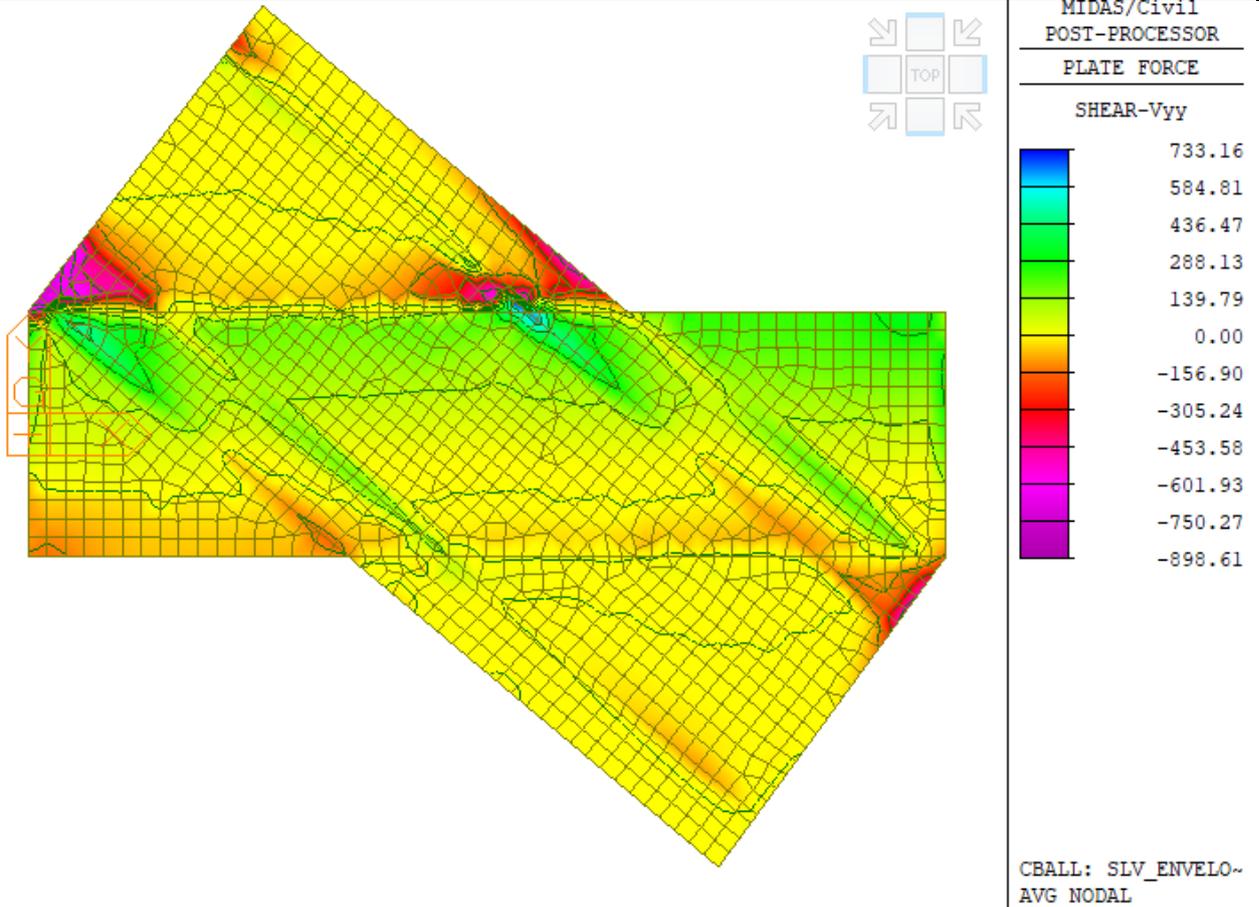


Figura 39 – Taglio Vyy (involuppo)

9.2.3 Inviluppo combinazioni eccezionali

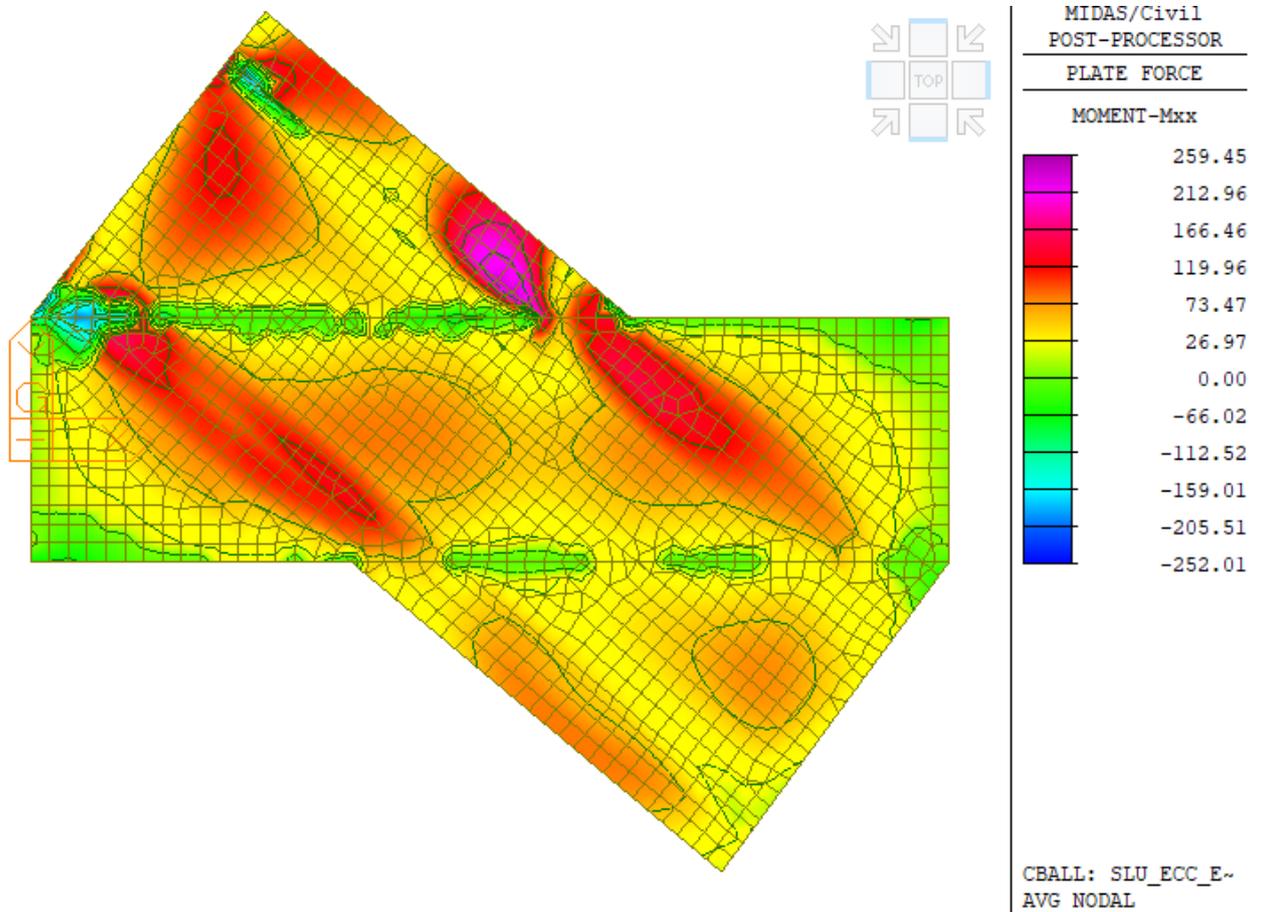


Figura 40 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	55 di 150

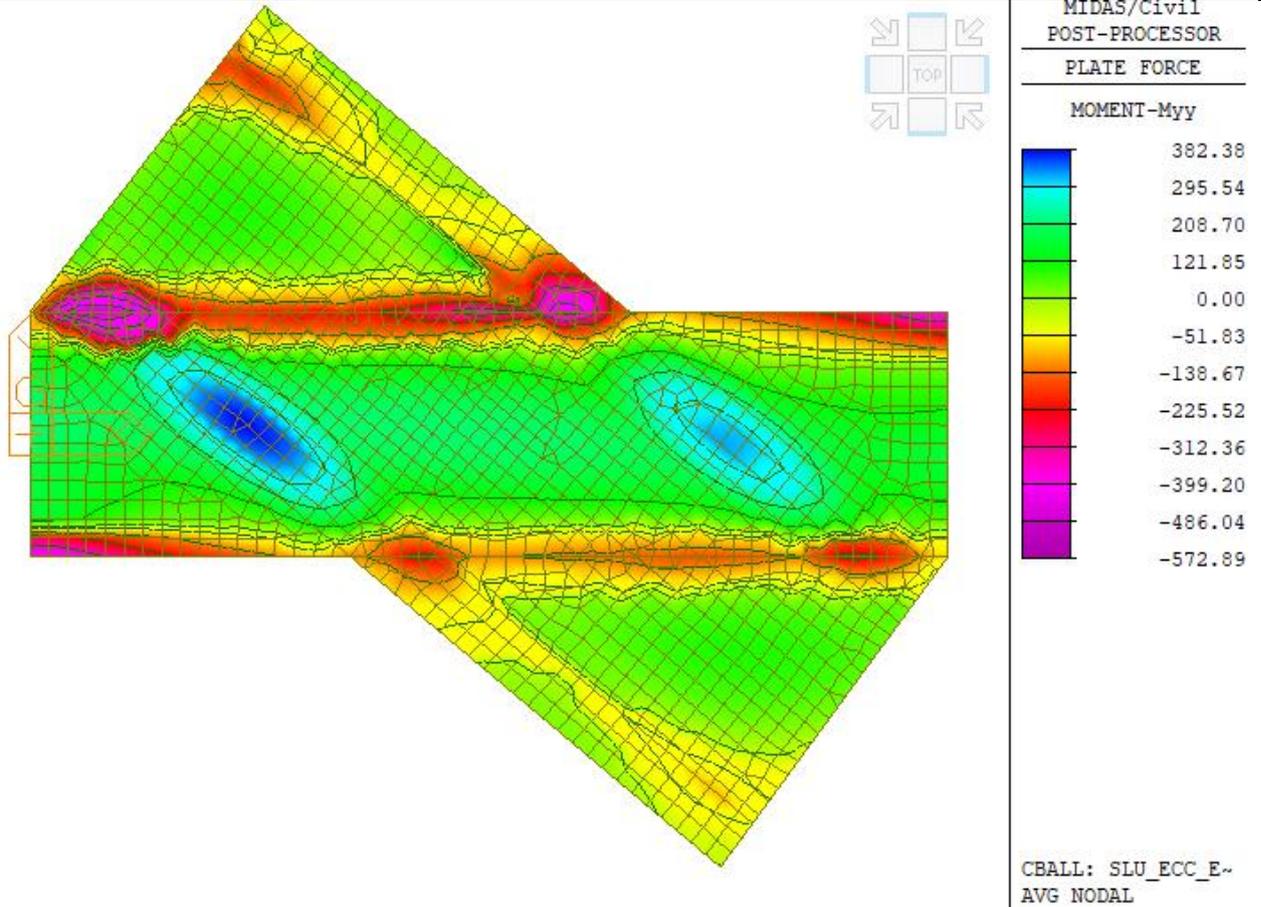


Figura 41 – Momento flettente Myy (involuppo)

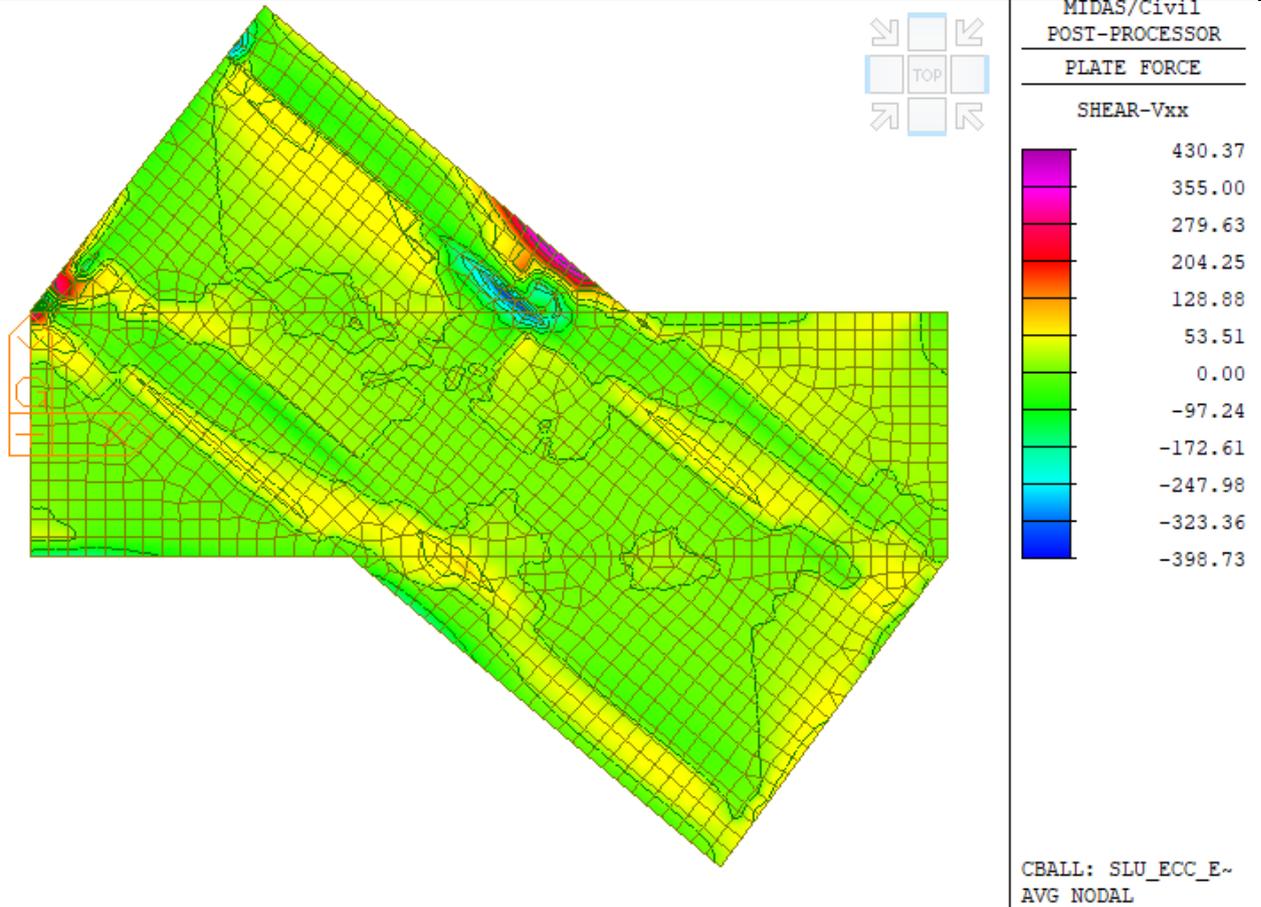


Figura 42 – Taglio Vxx (involuppo)

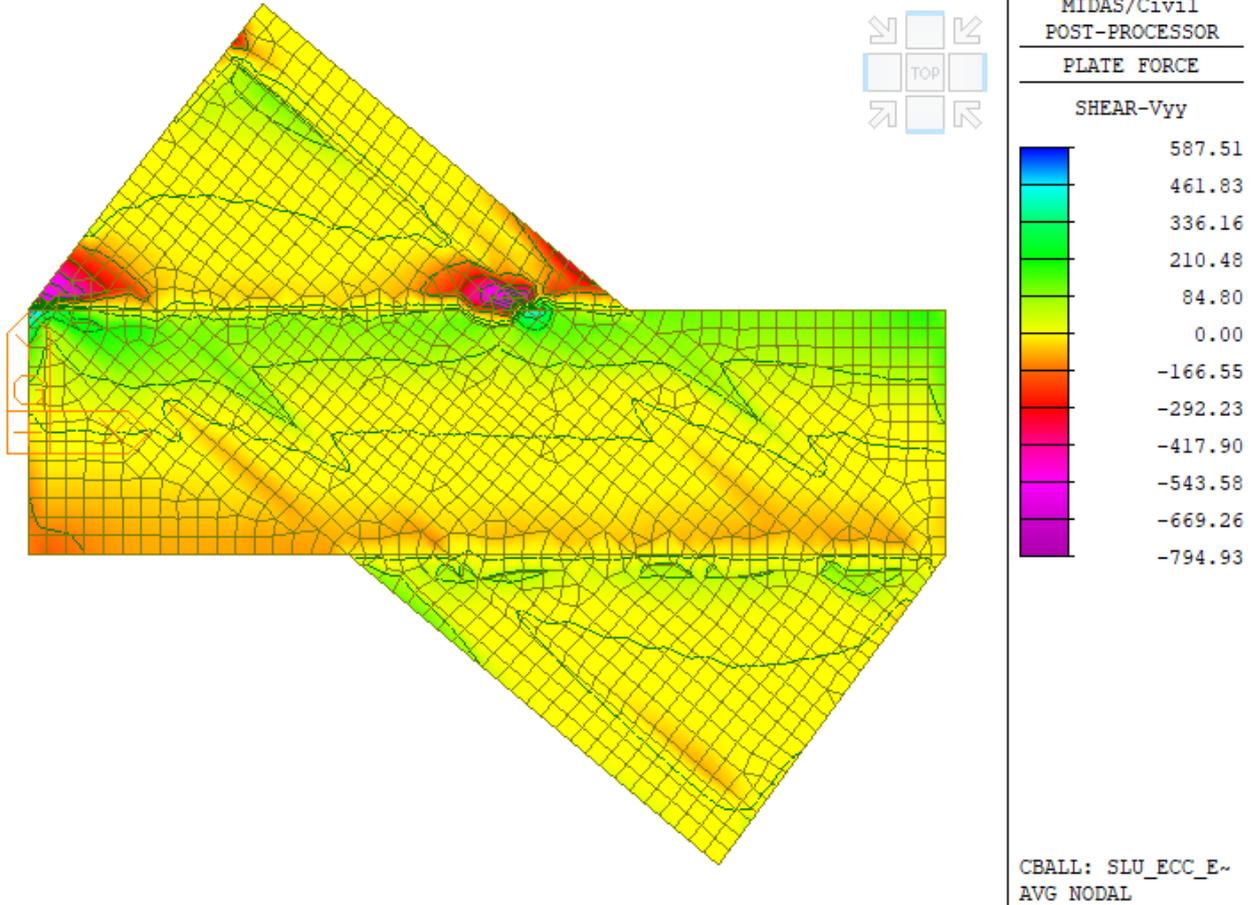


Figura 43 – Taglio Vyy (involuppo)

9.2.4 Involuppo combinazioni rare (SLE)

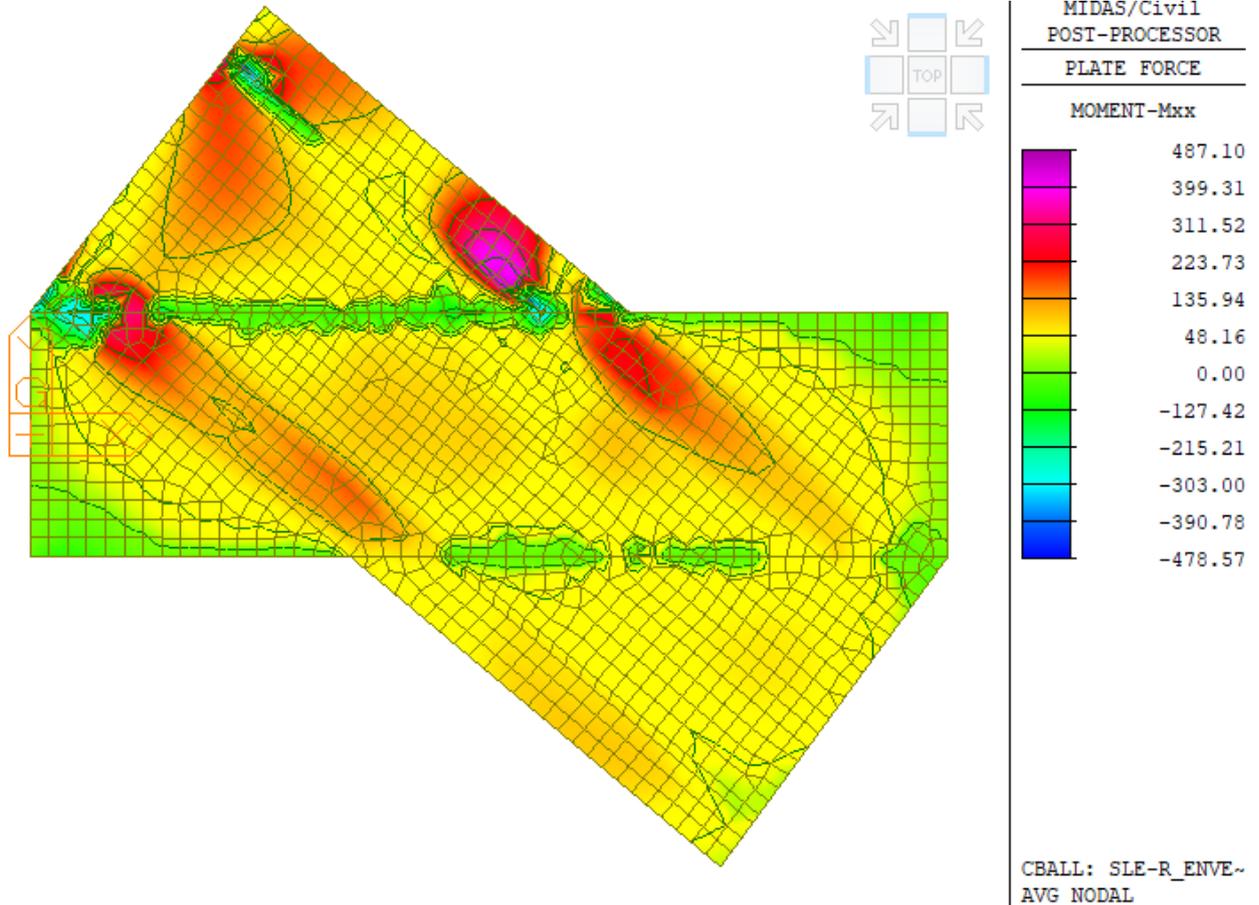


Figura 44 – Momento flettente Mxx (involuppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	59 di 150

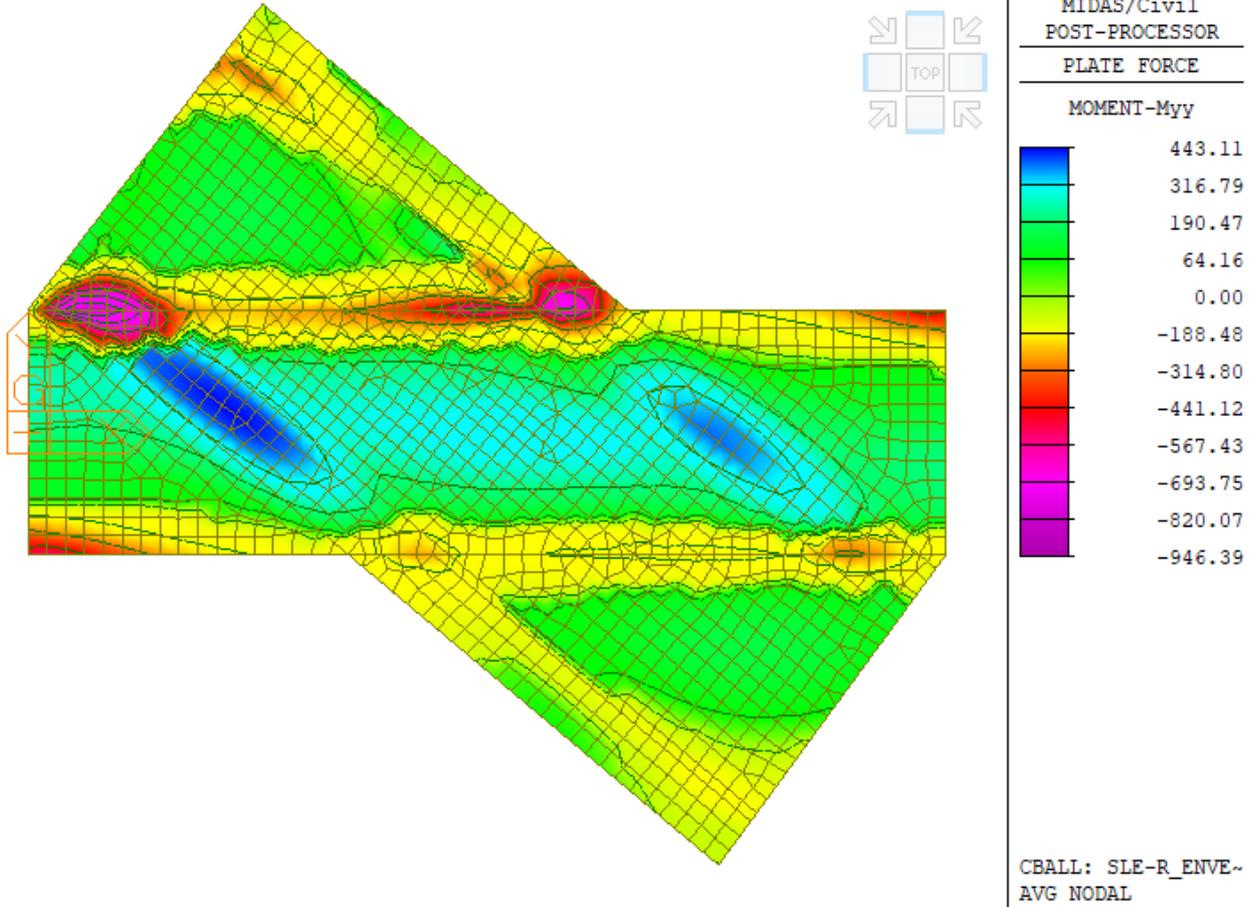


Figura 45 – Momento flettente Myy (involuppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	60 di 150

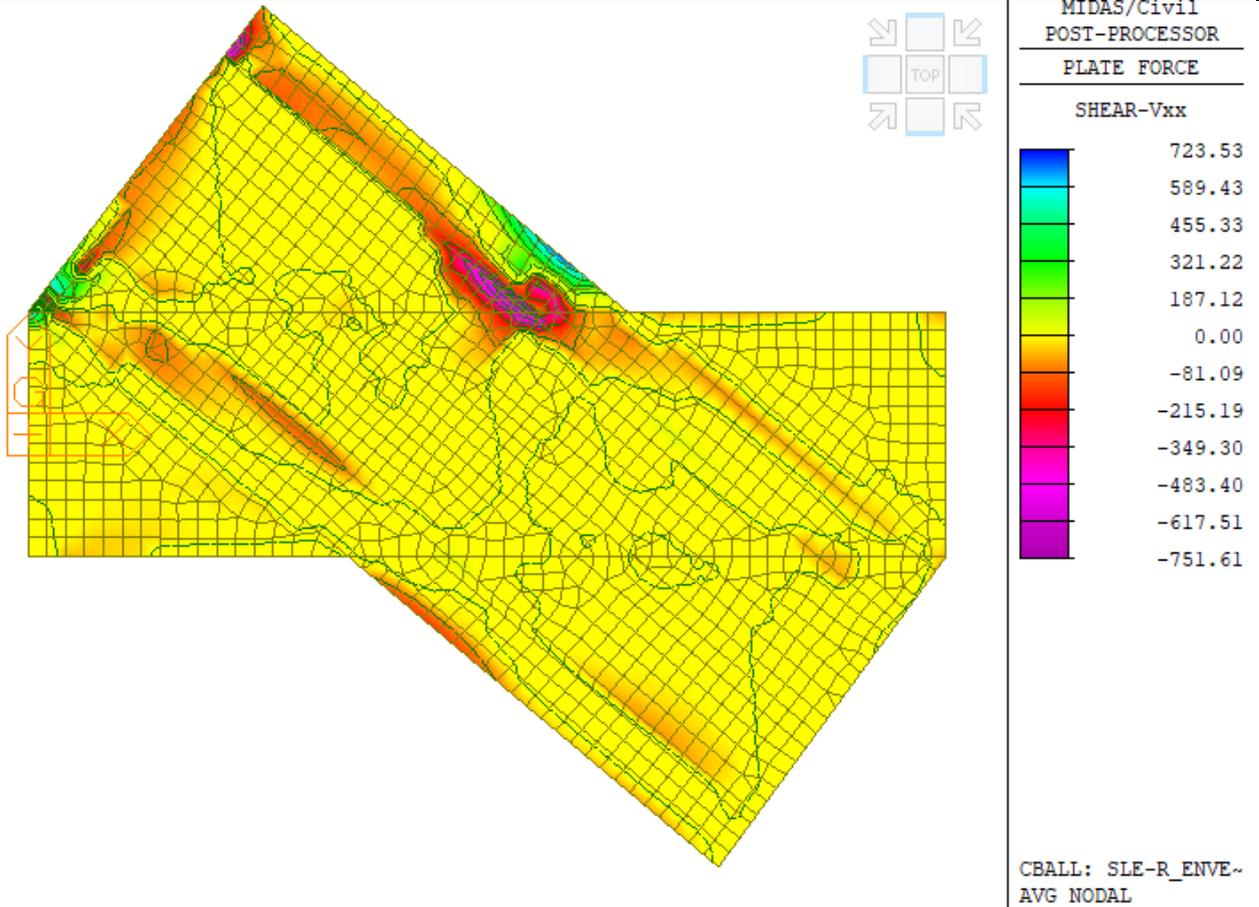


Figura 46 – Taglio Vxx (involuppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	61 di 150

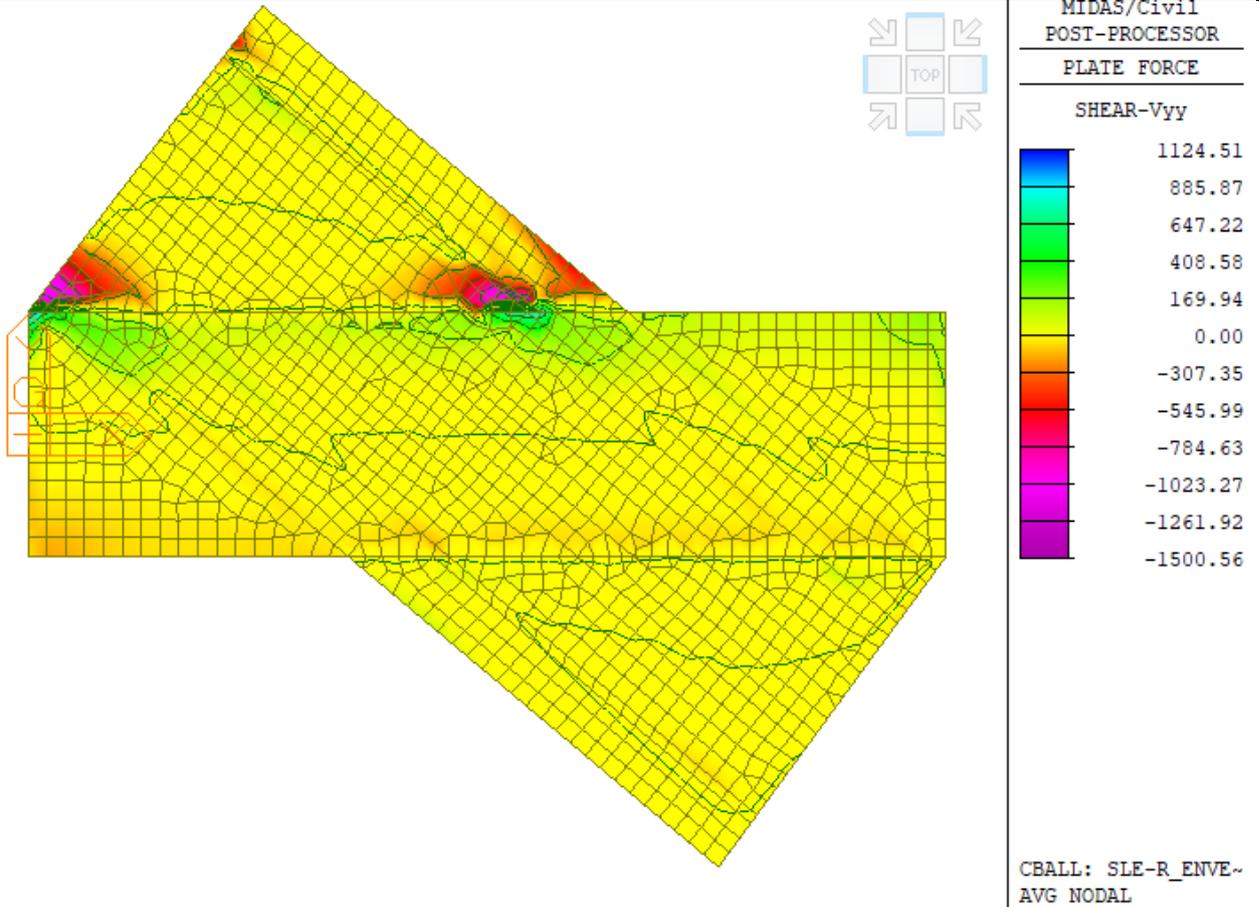


Figura 47 – Taglio Vyy (involuppo)

9.3 SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI PARALLELE AL BINARIO

9.3.1 Inviluppo combinazioni SLU

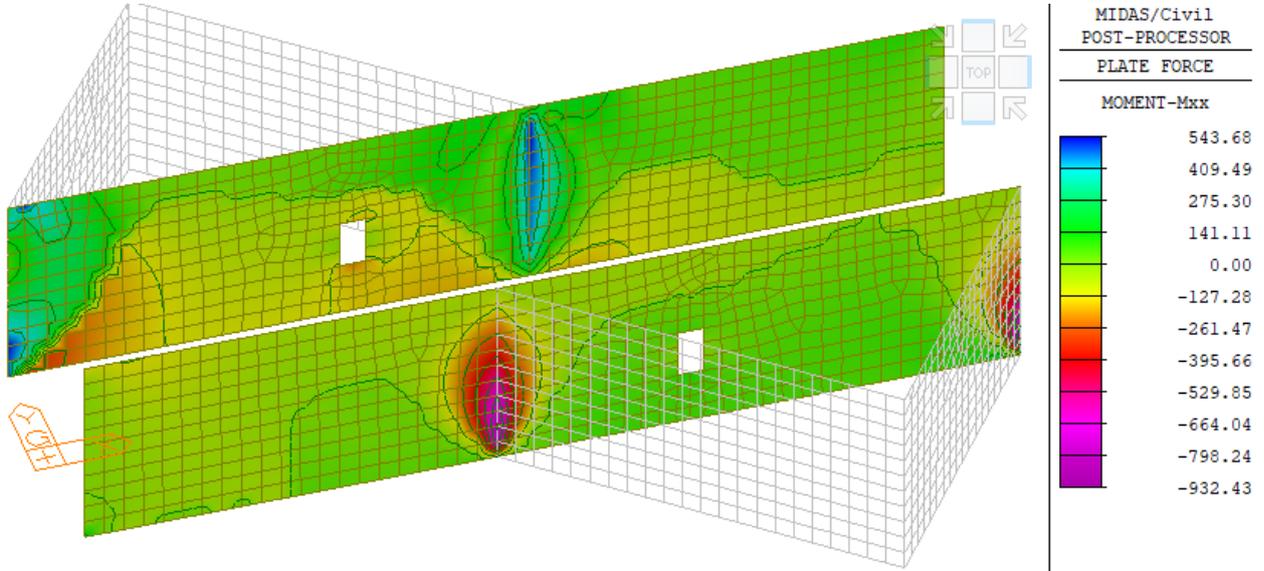


Figura 48 – Momento flettente Mxx (involuppo)

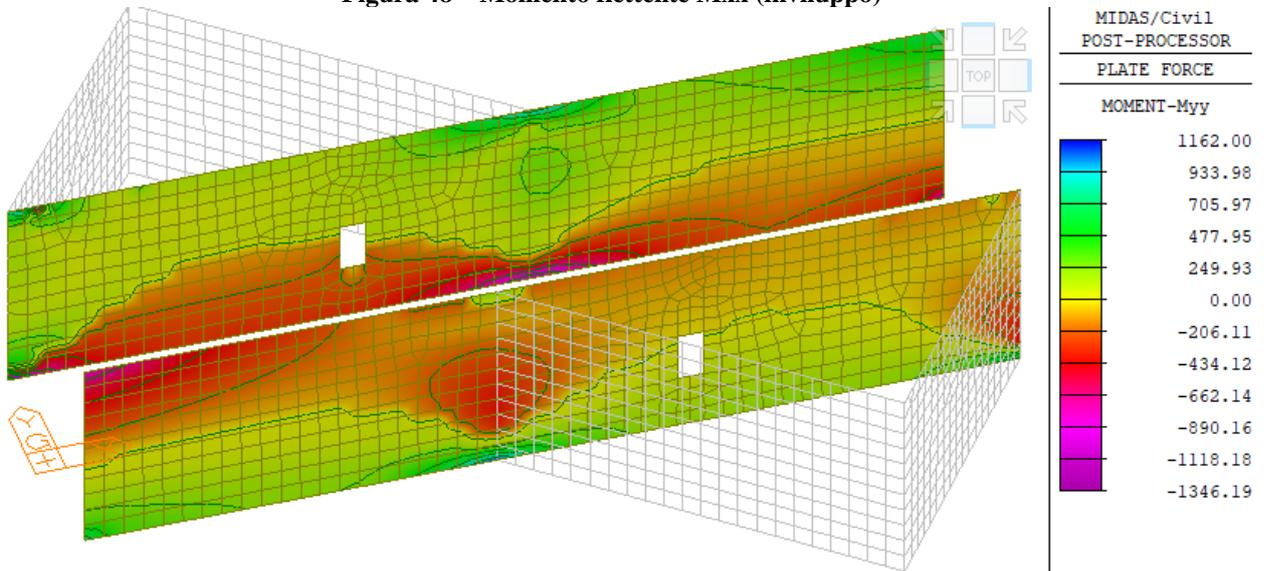


Figura 49 – Momento flettente Myy (involuppo)

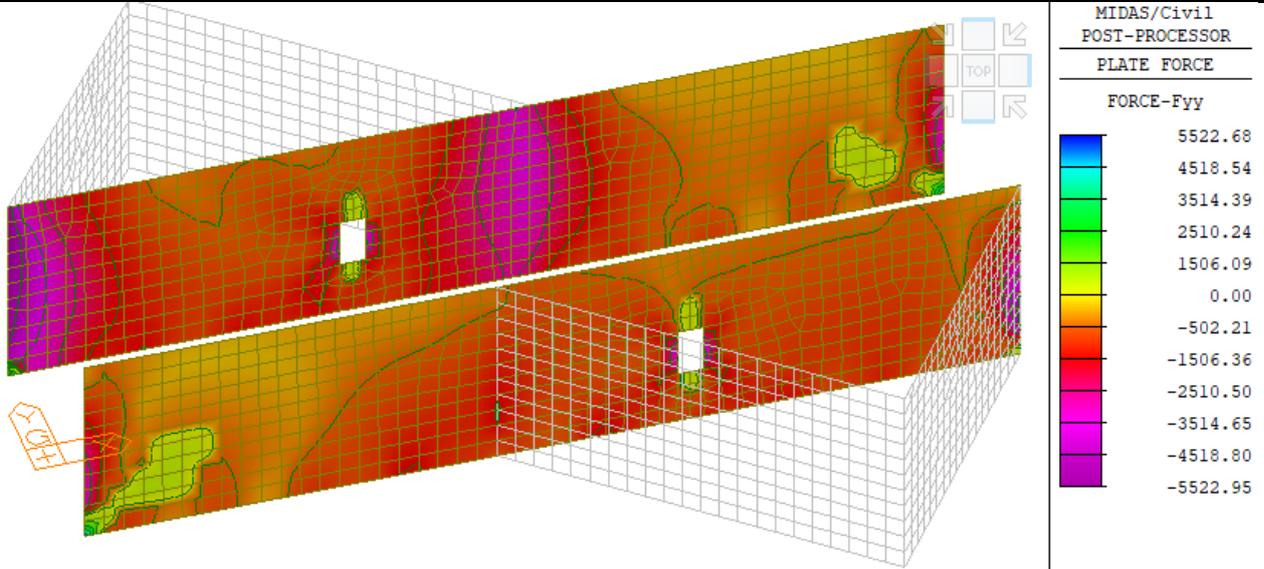


Figura 50 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

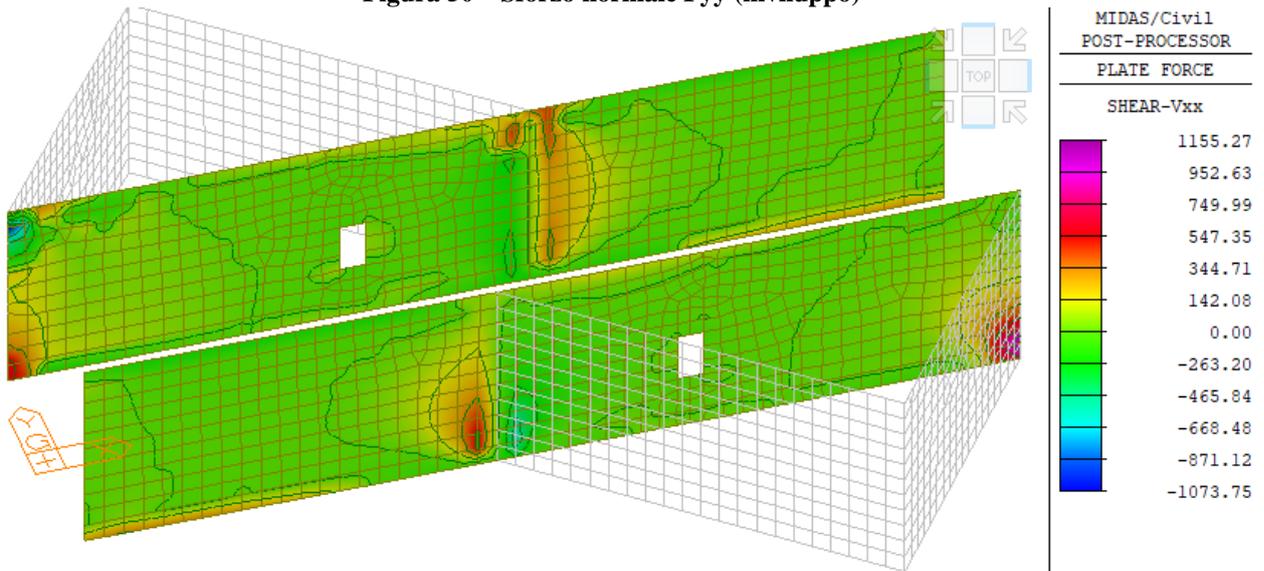


Figura 51 – Taglio Vxx (involuppo)

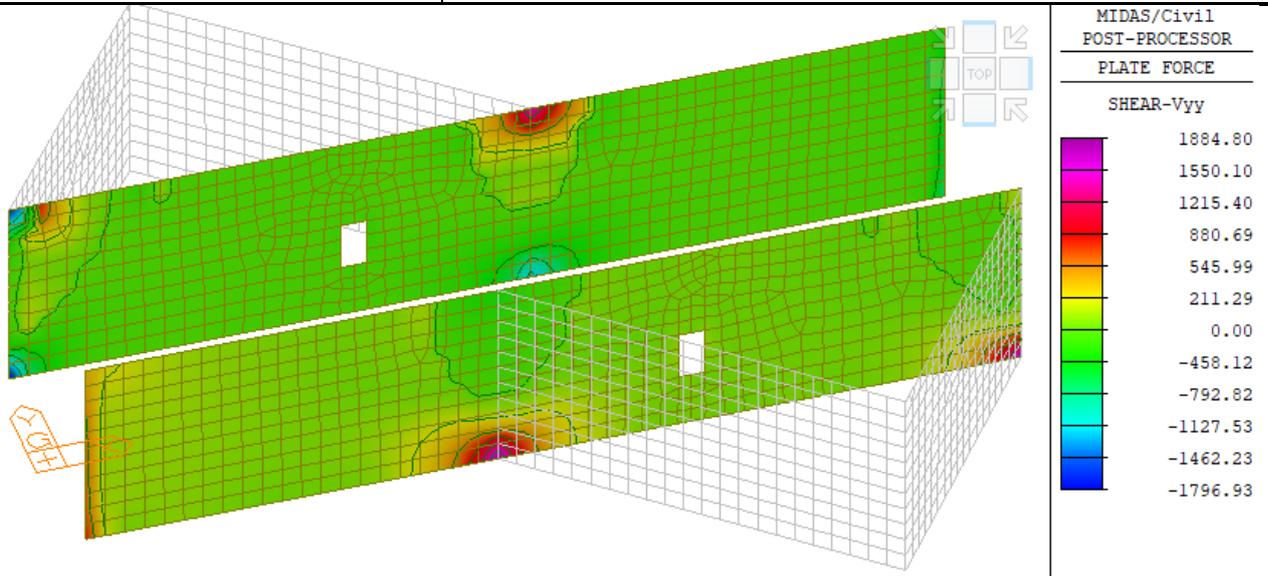


Figura 52 – Taglio Vyy (inviluppo)

9.3.2 Inviluppo combinazioni sismiche

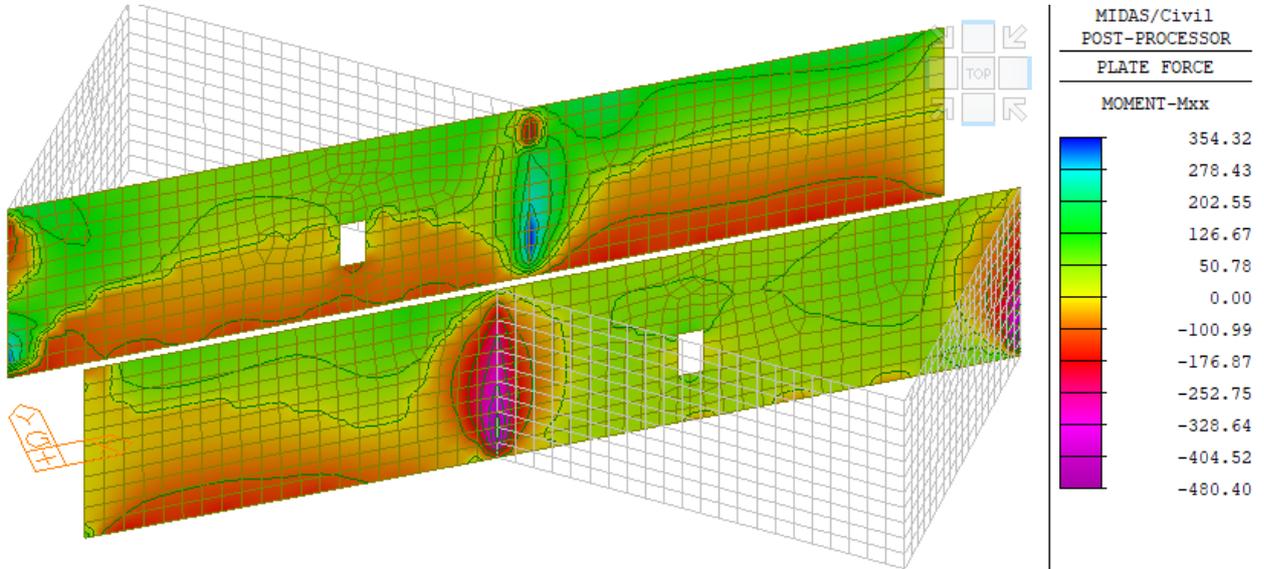


Figura 53 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

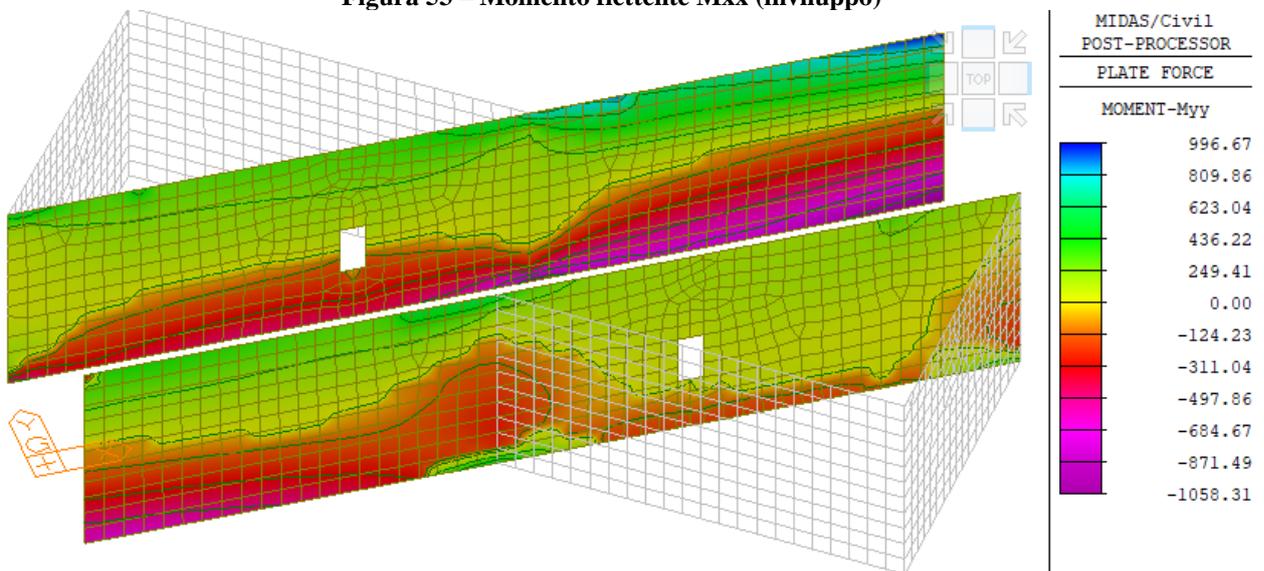


Figura 54 – Momento flettente Myy (inviluppo)

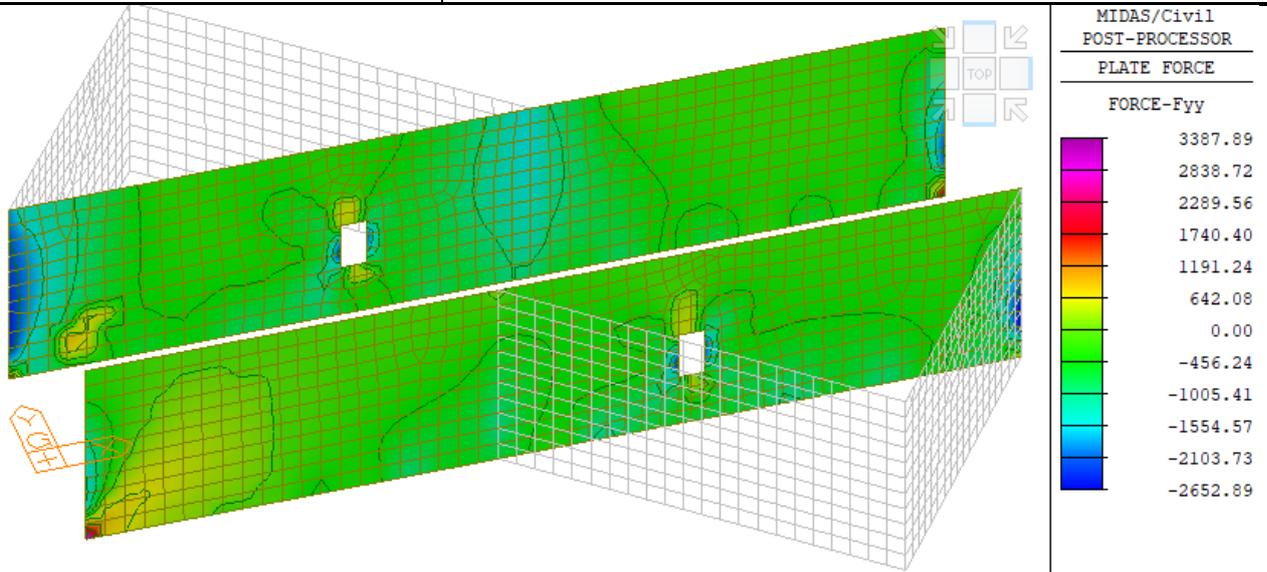


Figura 55 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

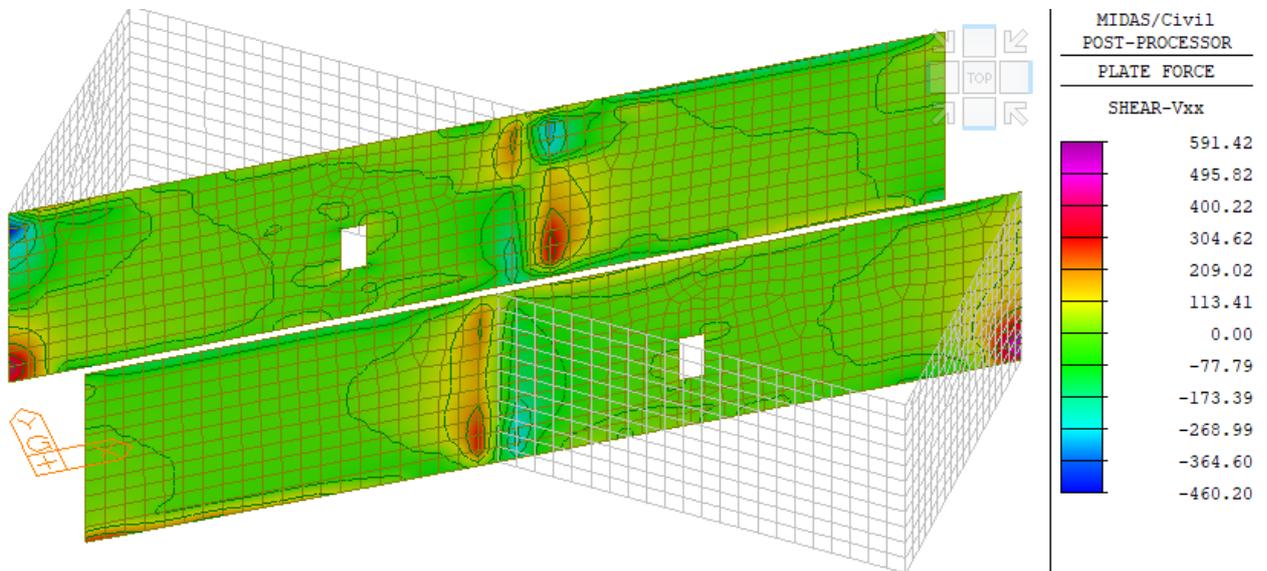


Figura 56 – Taglio Vxx (involuppo)

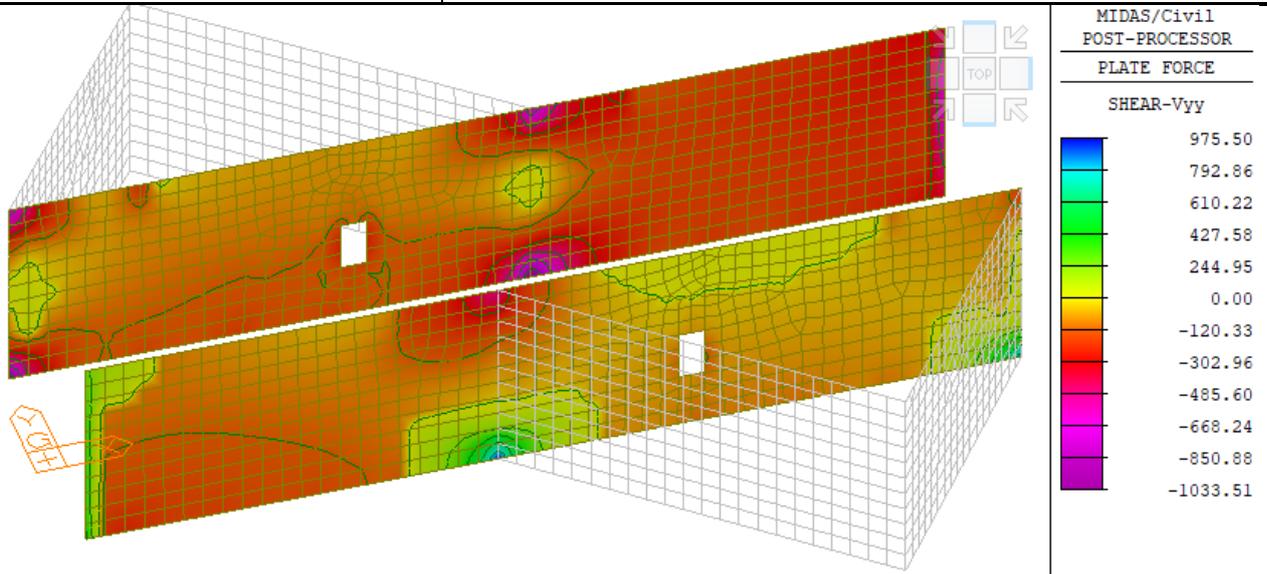


Figura 57 – Taglio Vyy (involuppo)

9.3.3 Involuppo combinazioni eccezionali

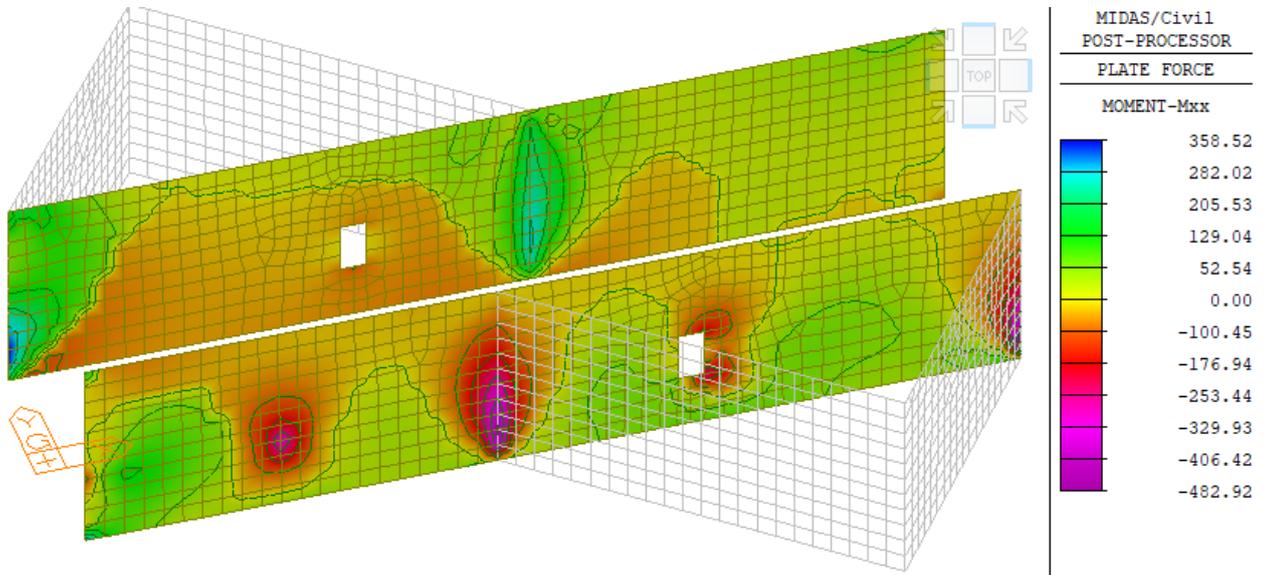


Figura 58 – Momento flettente Mxx (involuppo)

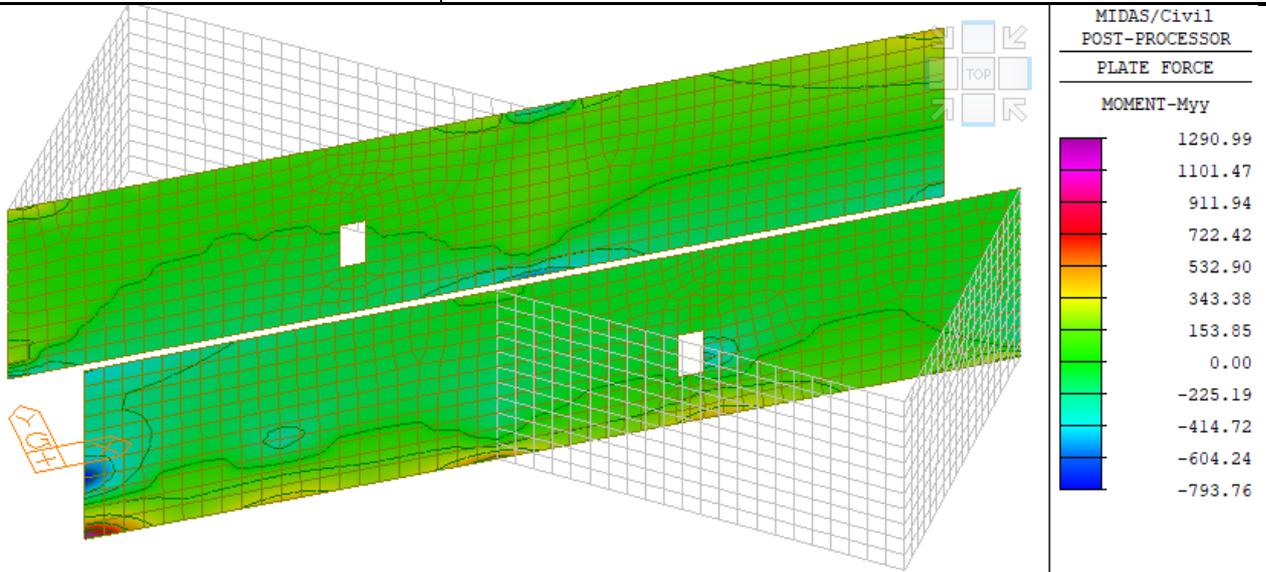


Figura 59 – Momento flettente Myy (involuppo)

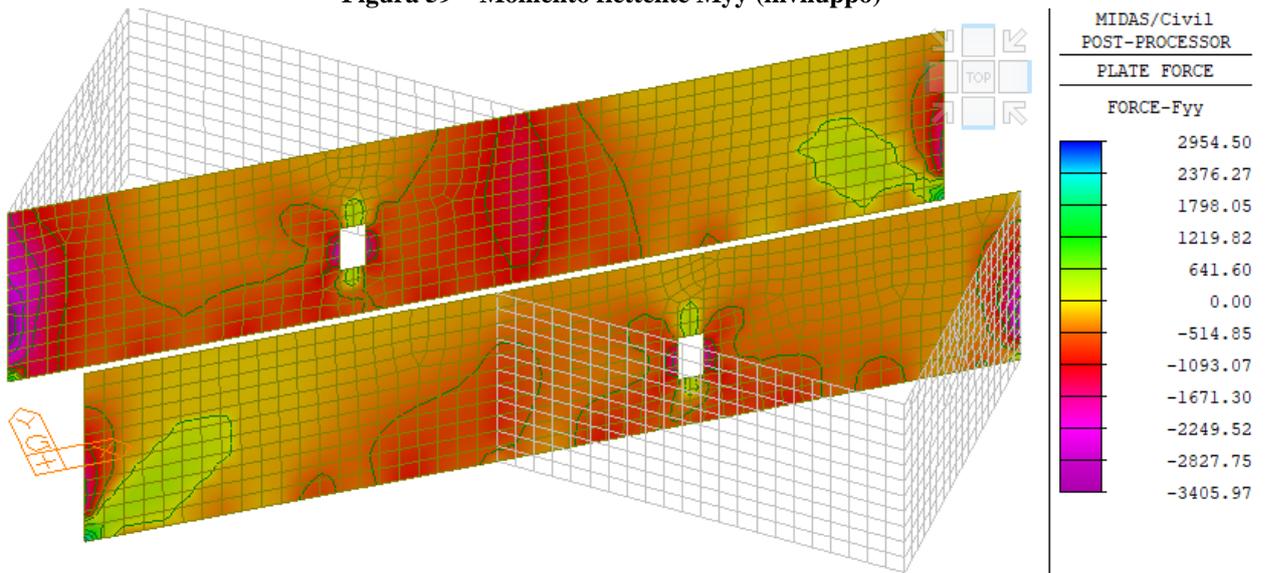


Figura 60 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

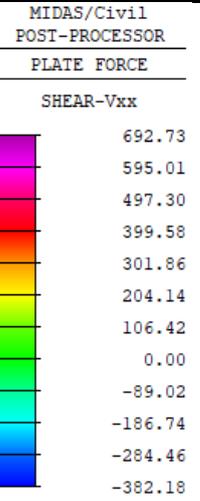
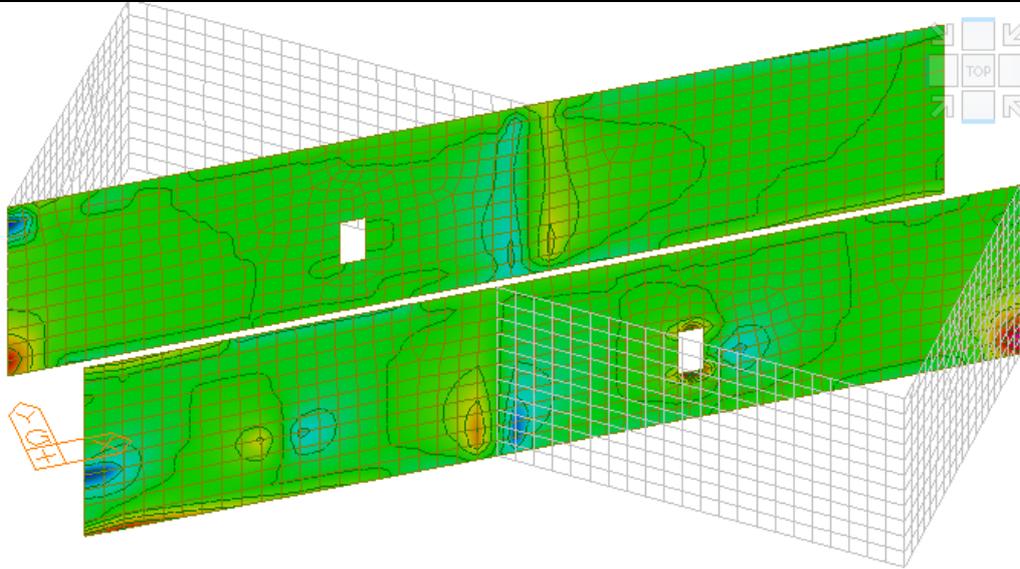


Figura 61 – Taglio Vxx (involuppo)

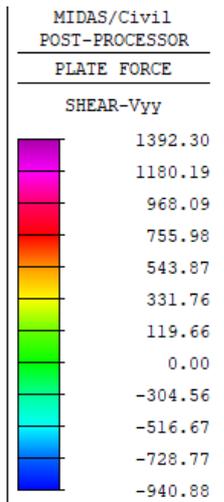
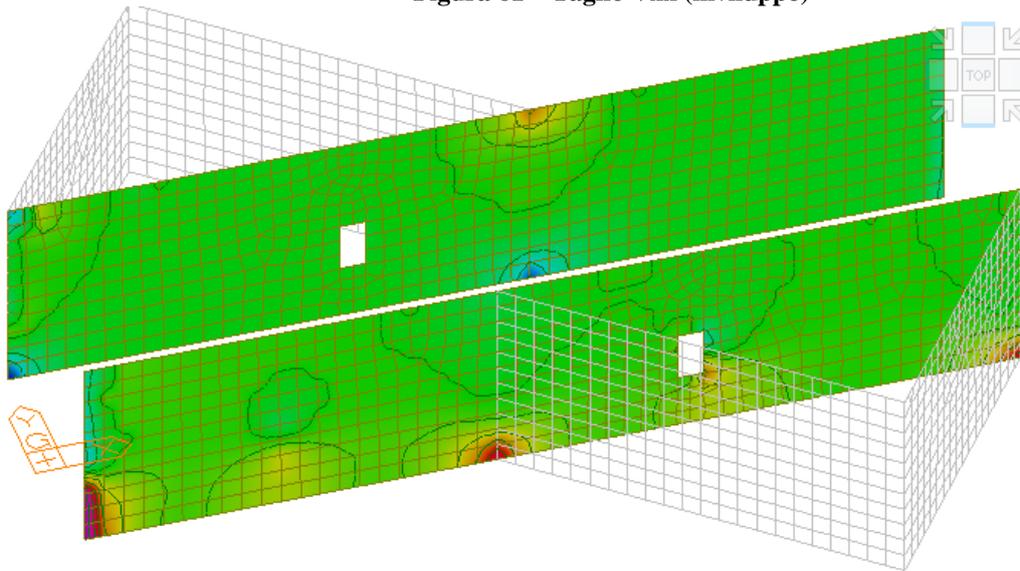


Figura 62 – Taglio Vyy (involuppo)

9.3.4 Inviluppo combinazioni rare (SLE)

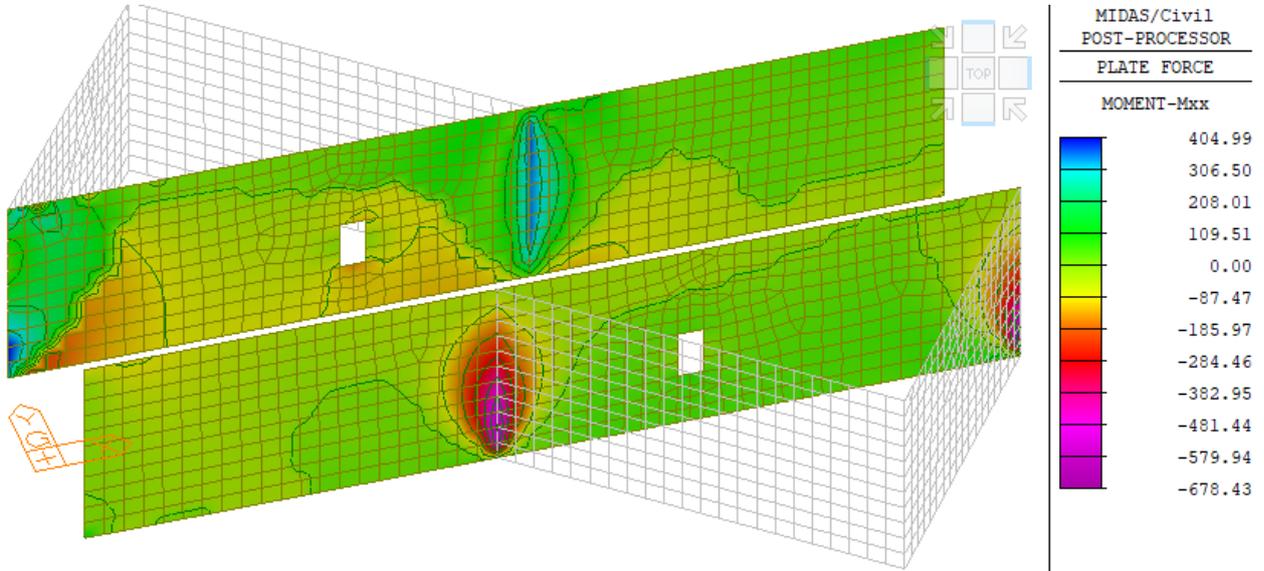


Figura 63 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

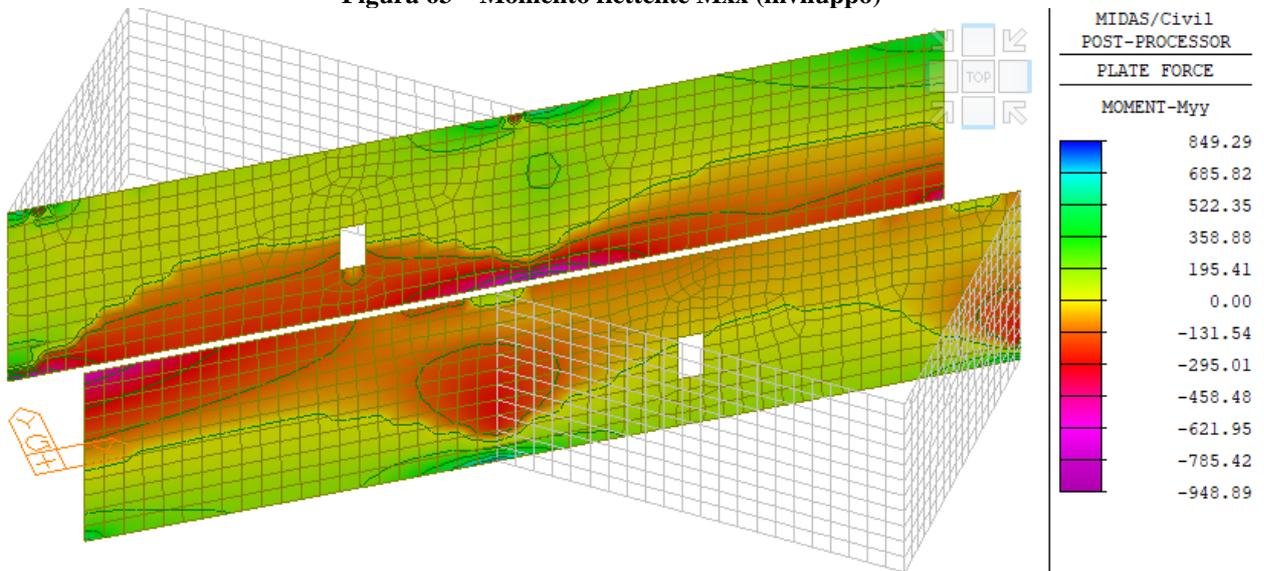


Figura 64 – Momento flettente Myy (inviluppo)

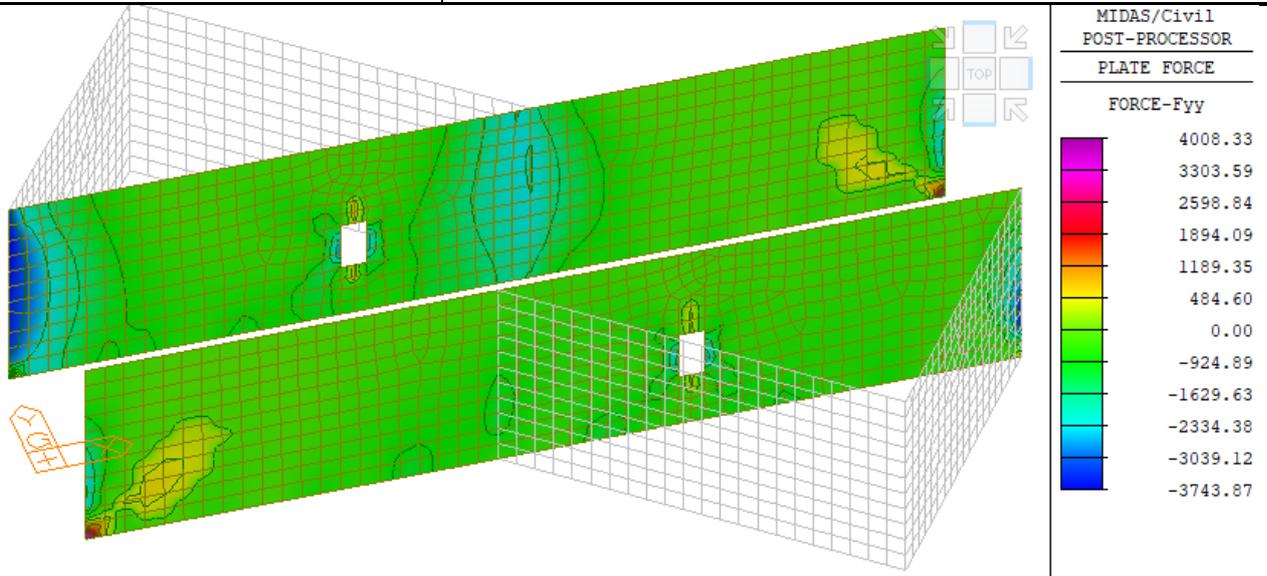


Figura 65 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

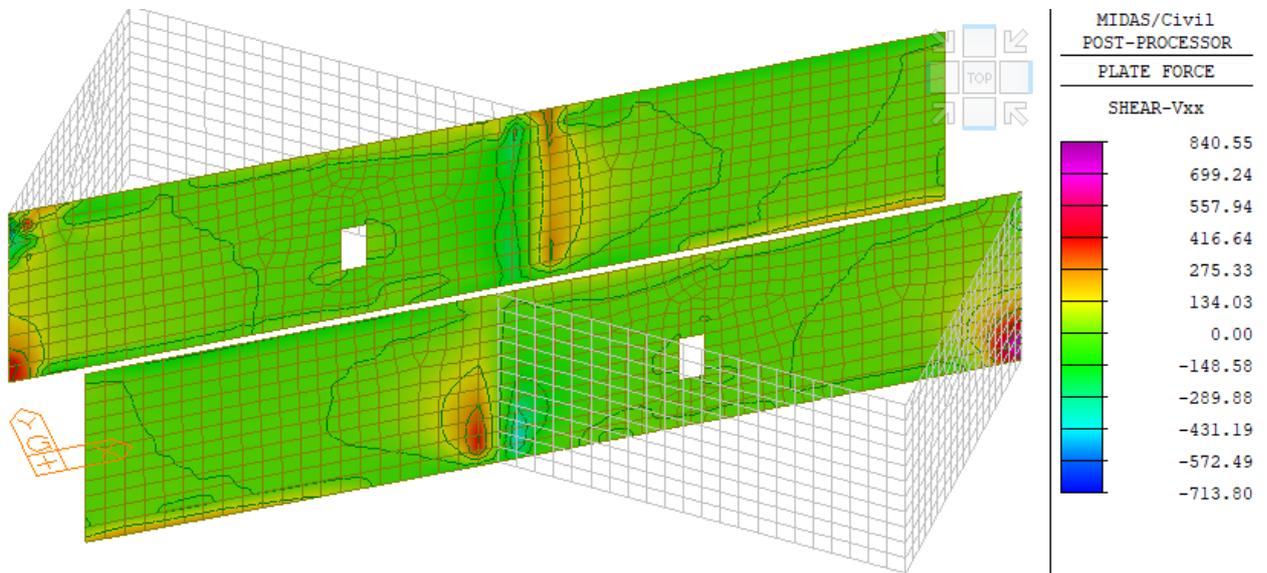


Figura 66 – Taglio Vxx (involuppo)

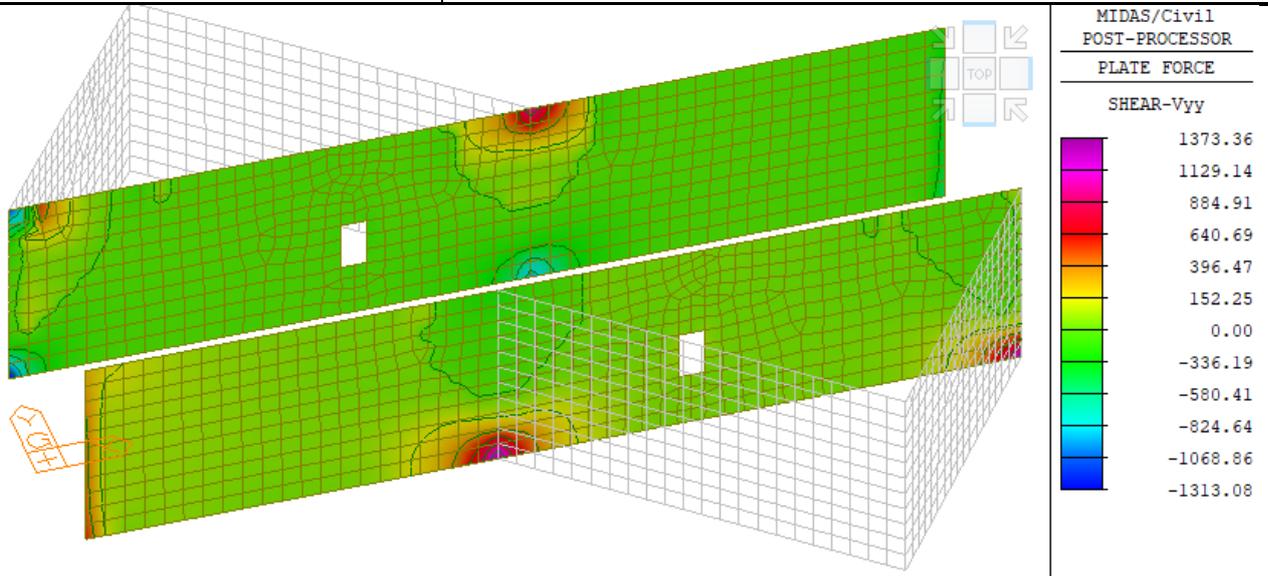


Figura 67 – Taglio Vyy (inviluppo)

9.4 SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI PARALLELE ALLA STRADA

9.4.1 Inviluppo combinazioni SLU

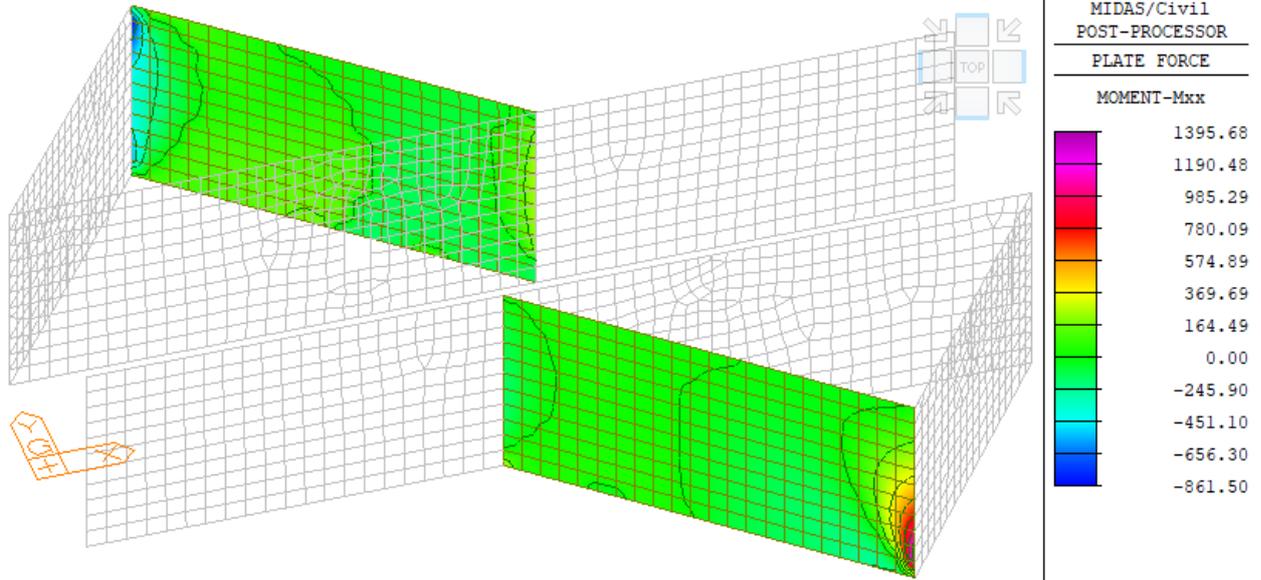


Figura 68 – Momento flettente Mxx (involuppo)

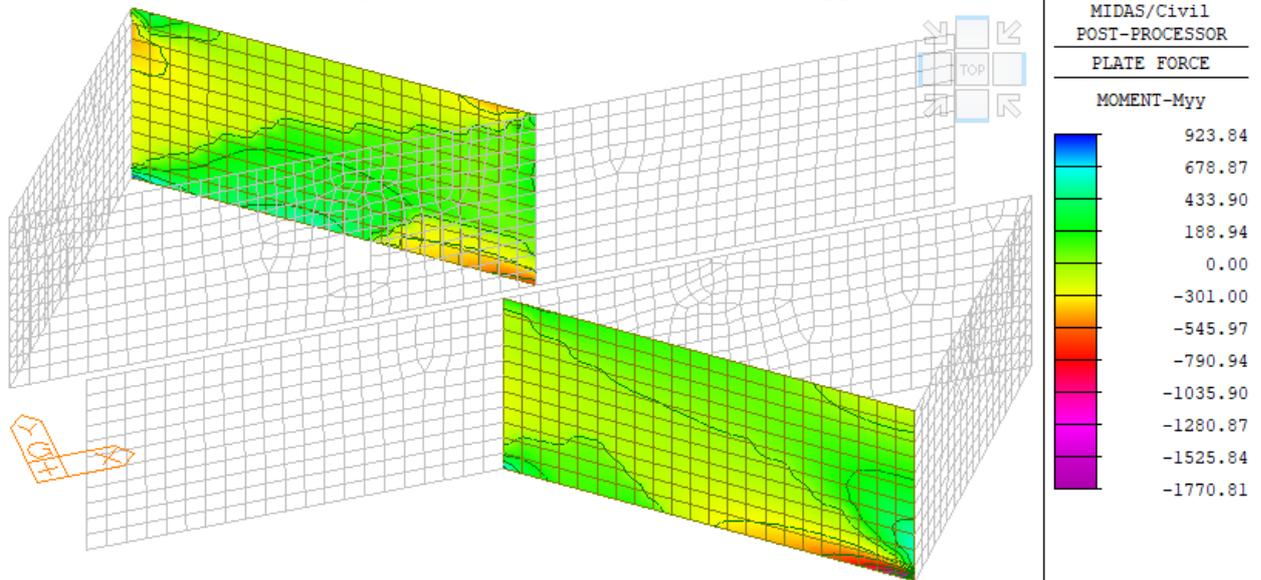


Figura 69 – Momento flettente Myy (involuppo)

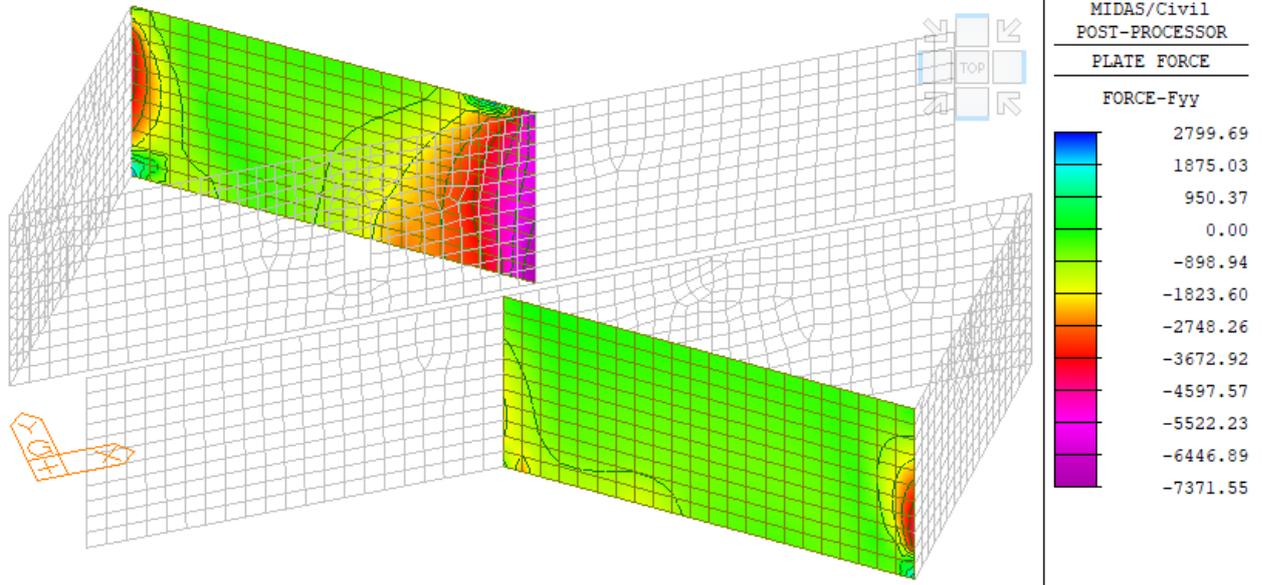


Figura 70 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

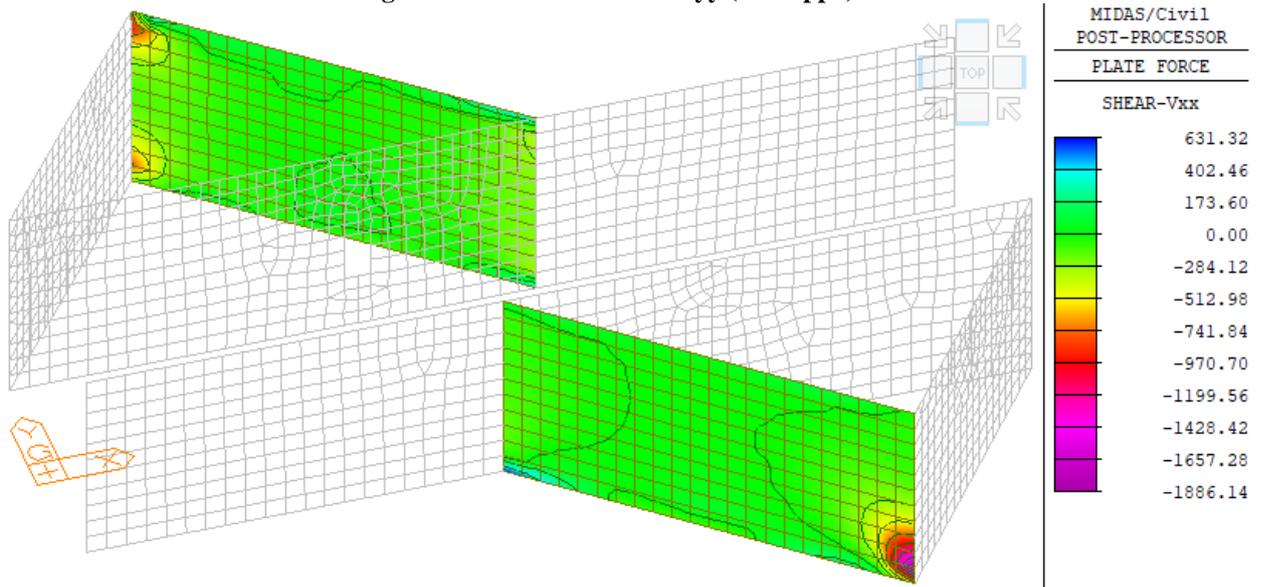


Figura 71 – Taglio Vxx (involuppo)

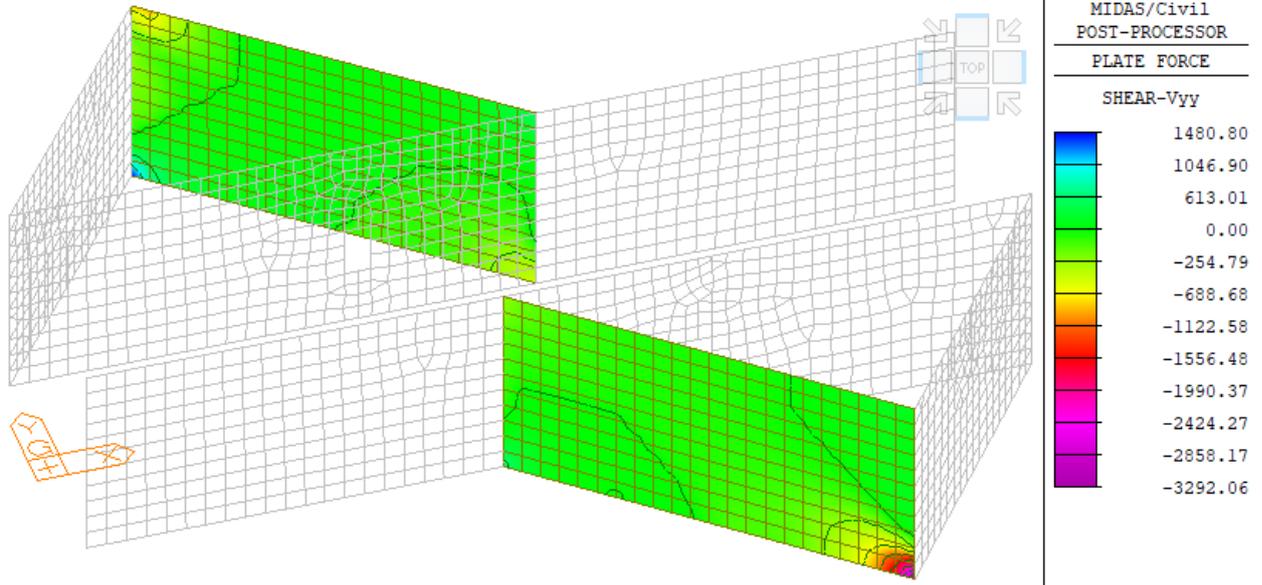


Figura 72 – Taglio Vyy (involuppo)

9.4.2 Inviluppo combinazioni sismiche

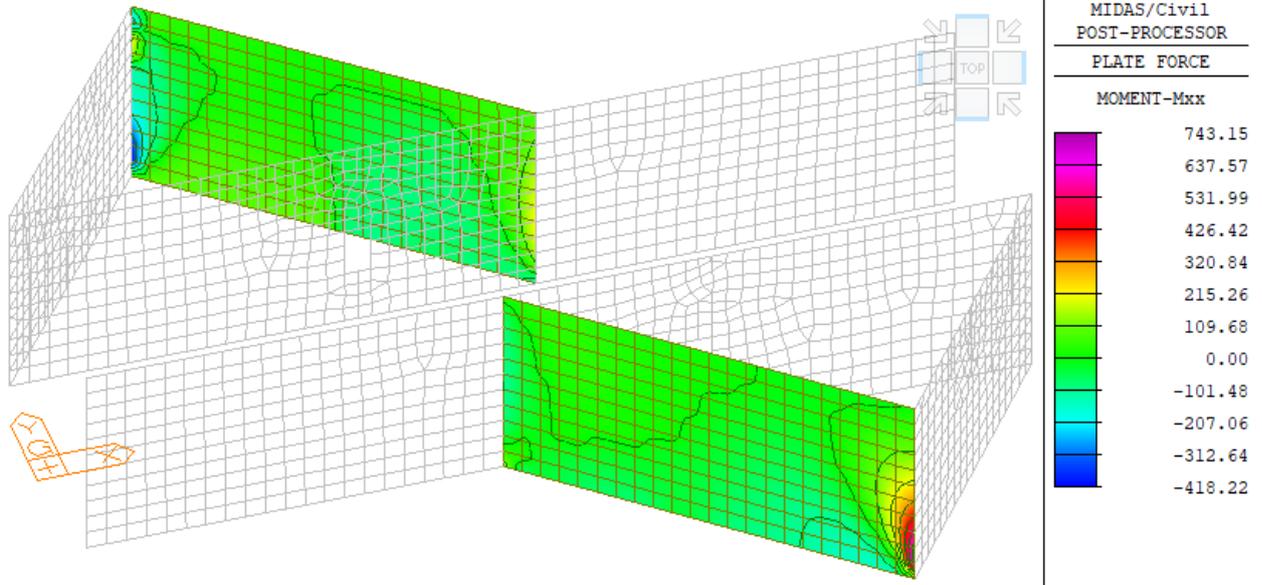


Figura 73 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

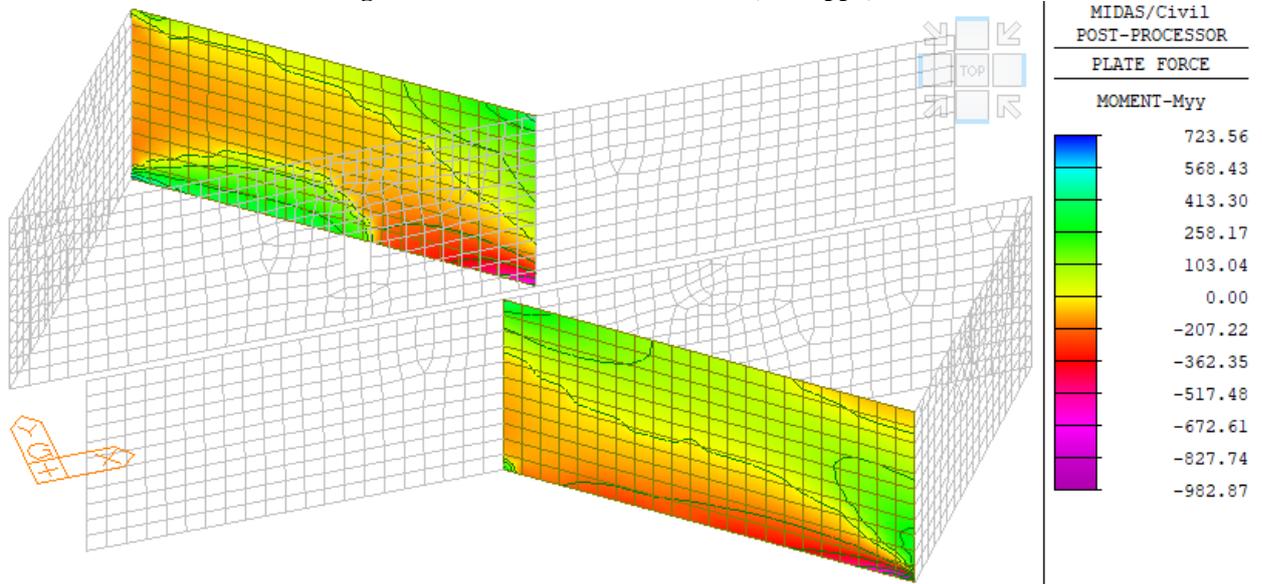


Figura 74 – Momento flettente Myy (inviluppo)

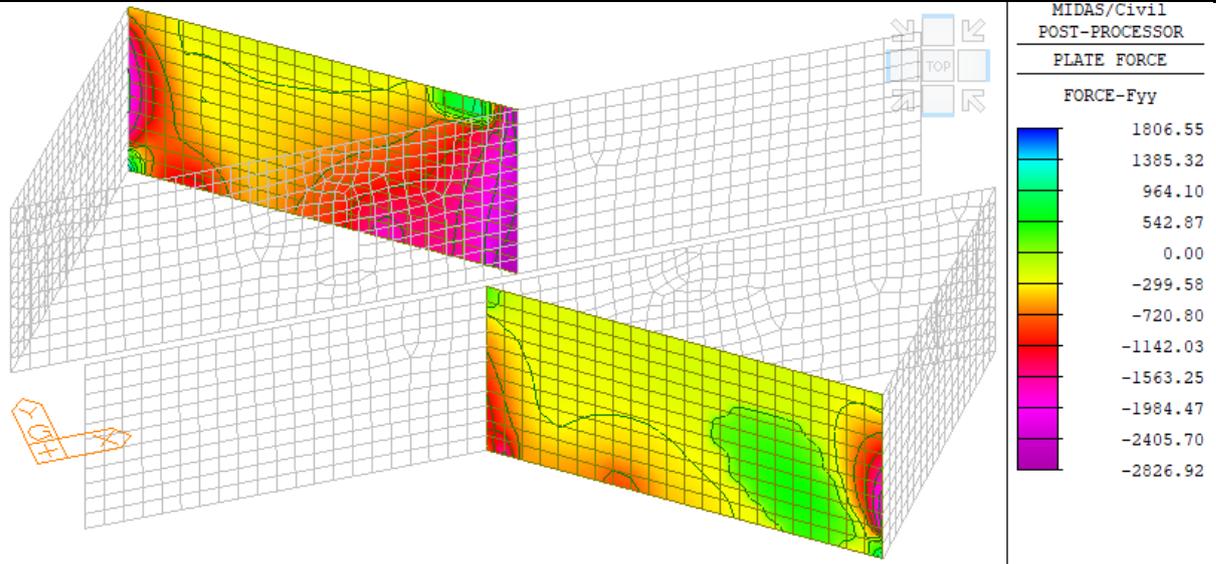


Figura 75 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

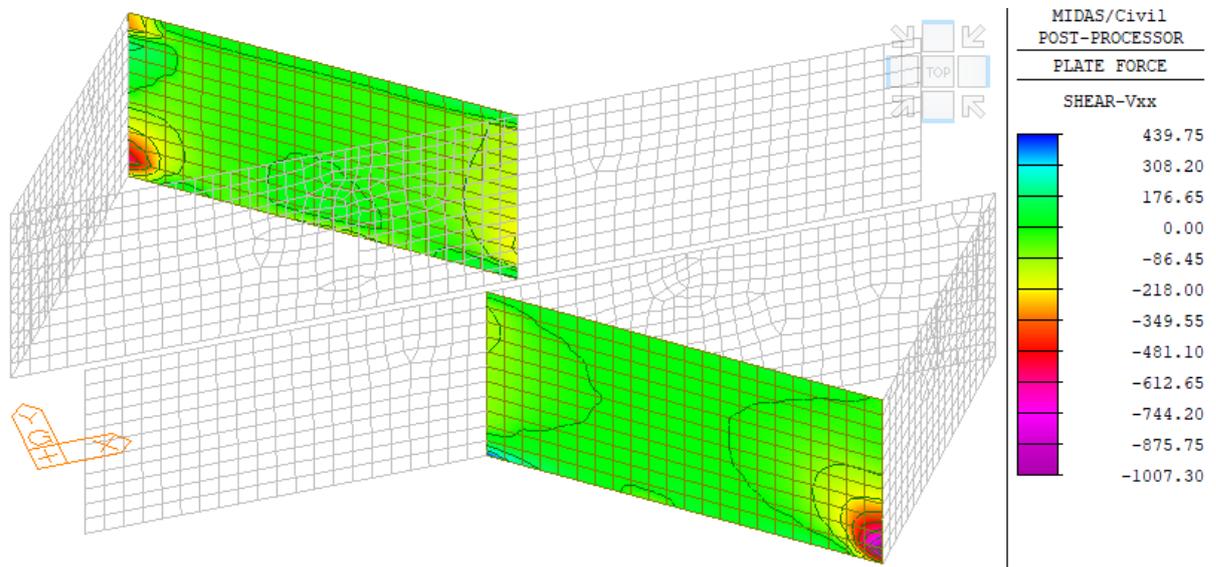


Figura 76 – Taglio Vxx (involuppo)

IV08 - Cavalcferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	78 di 150

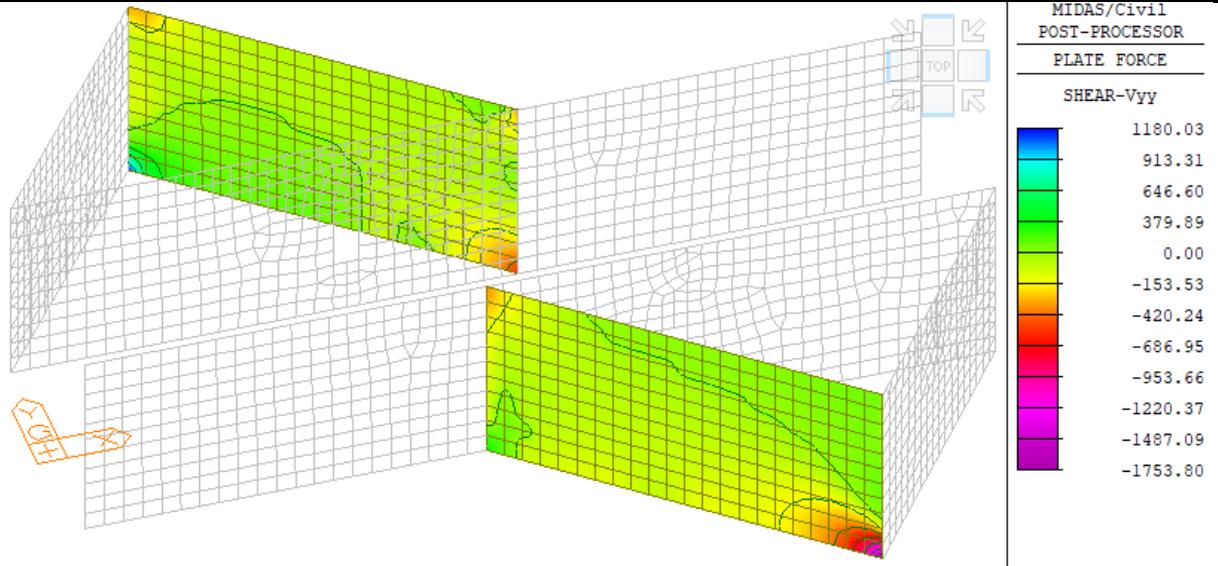


Figura 77 – Taglio Vyy (involuppo)

9.4.3 Inviluppo combinazioni eccezionali

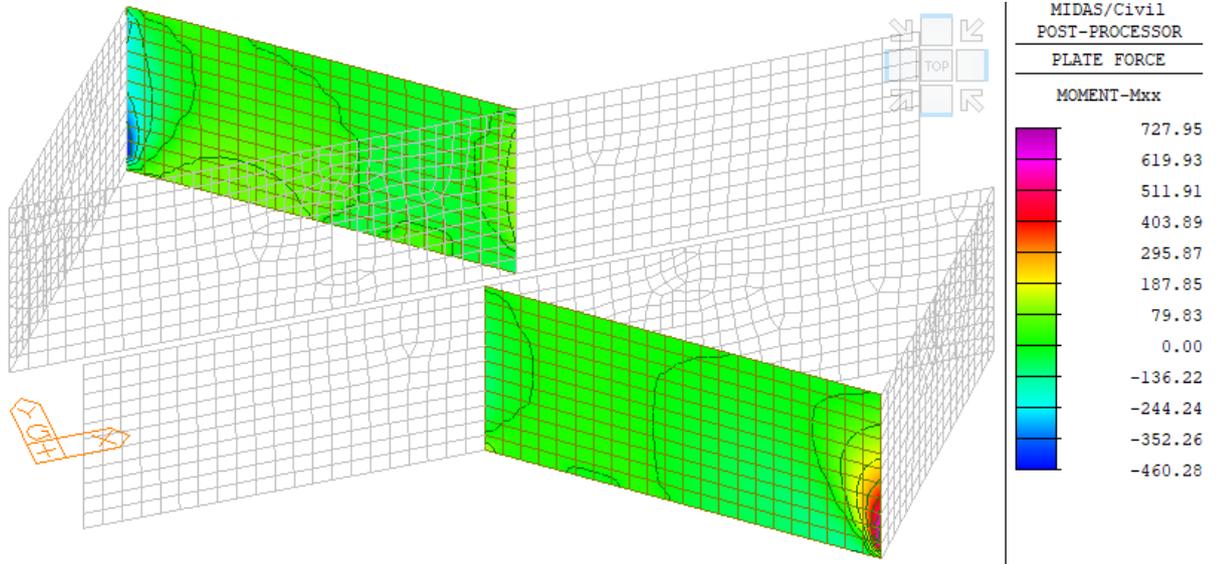


Figura 78 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

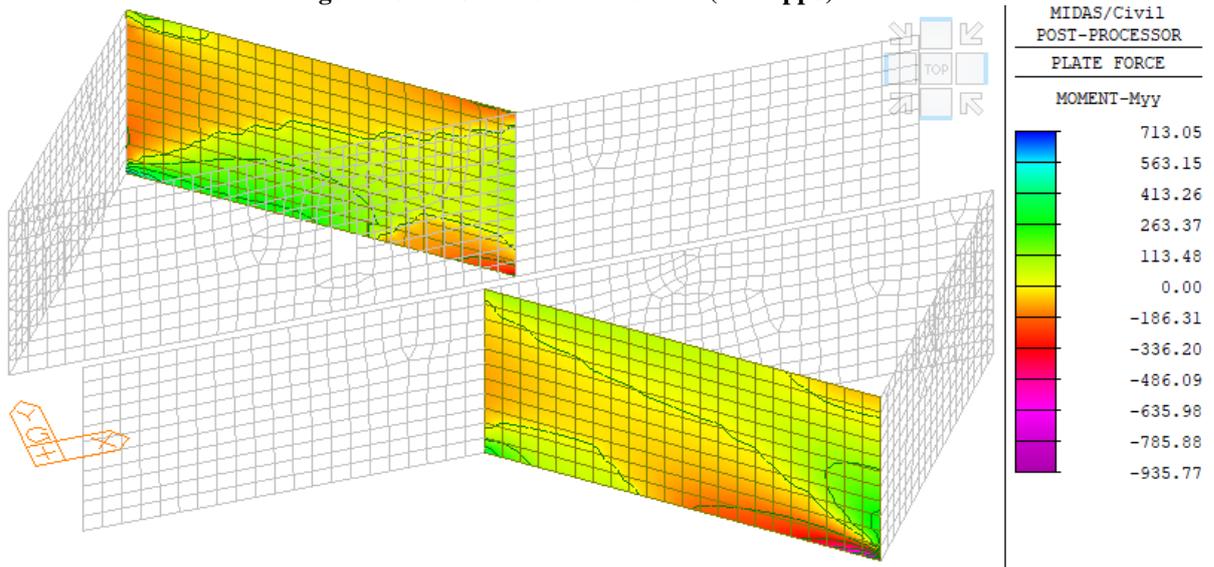


Figura 79 – Momento flettente Myy (inviluppo)

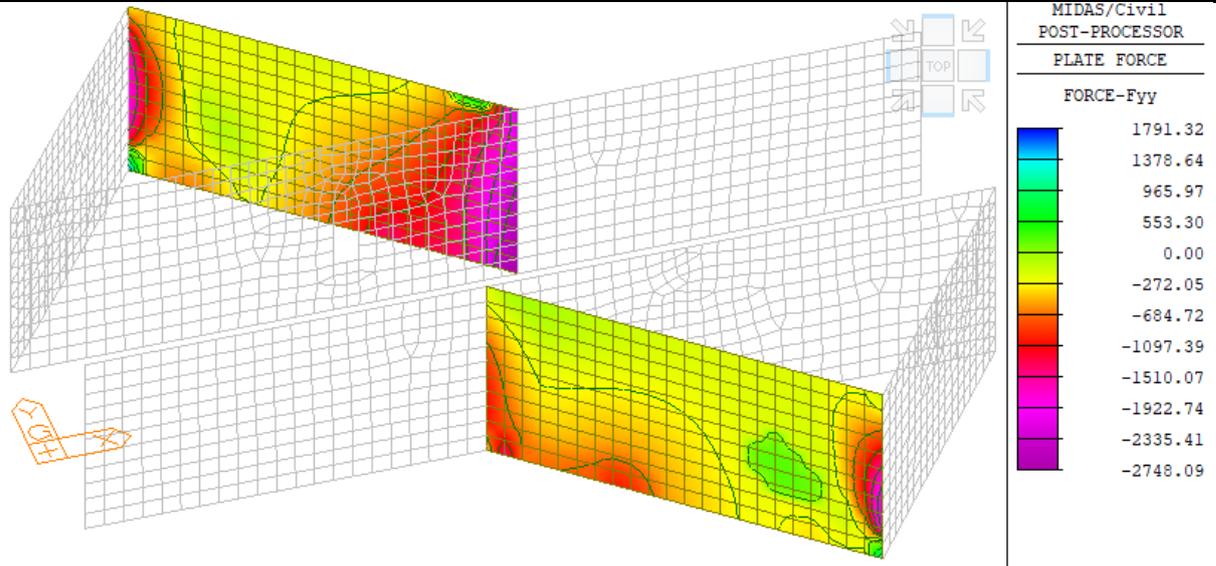


Figura 80 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

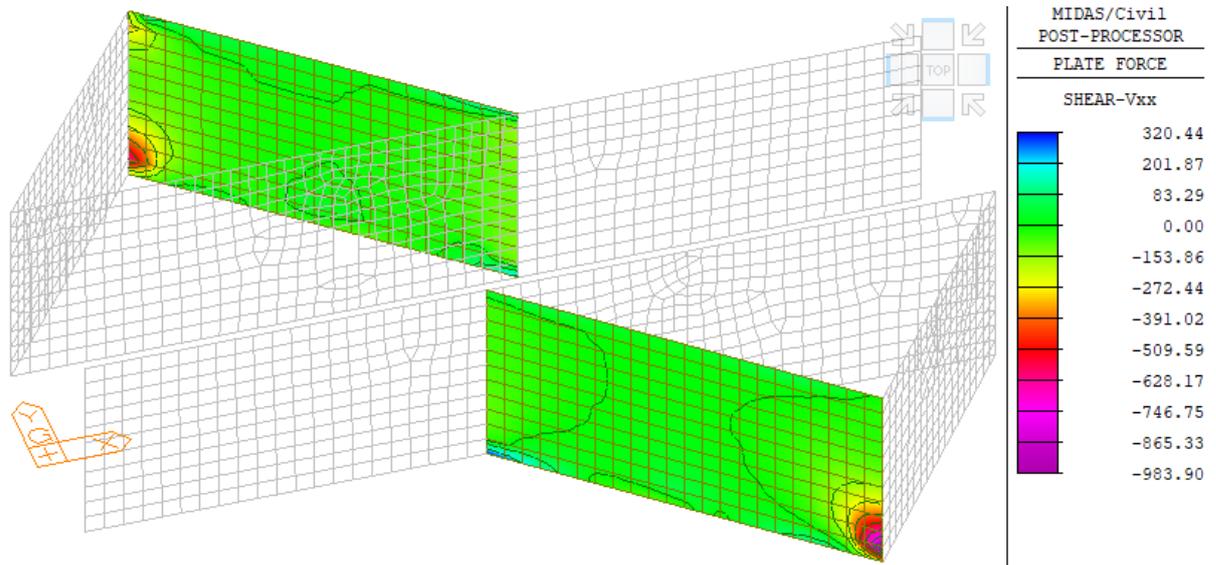


Figura 81 – Taglio Vxx (involuppo)

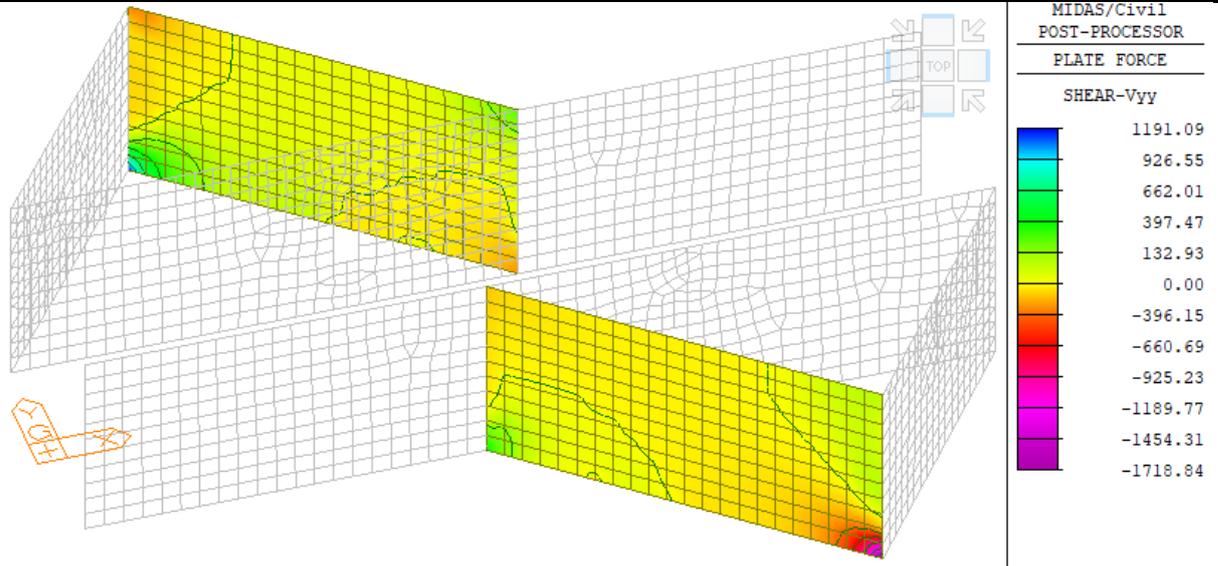


Figura 82 – Taglio Vyy (involuppo)

9.4.4 Involuppo combinazioni rare (SLE)

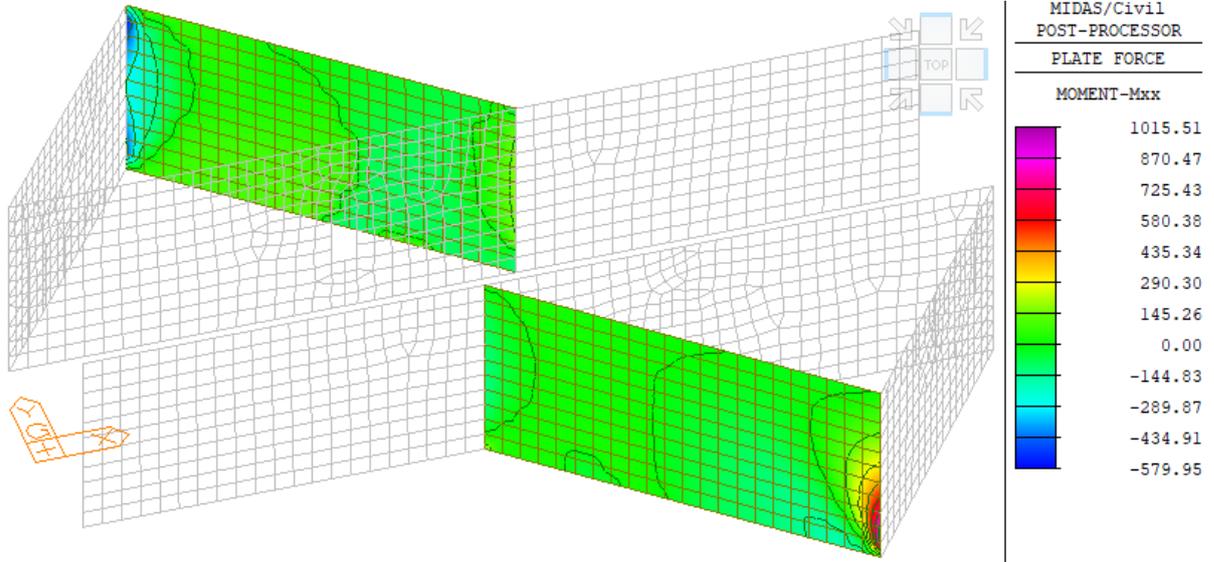


Figura 83 – Momento flettente Mxx (involuppo)

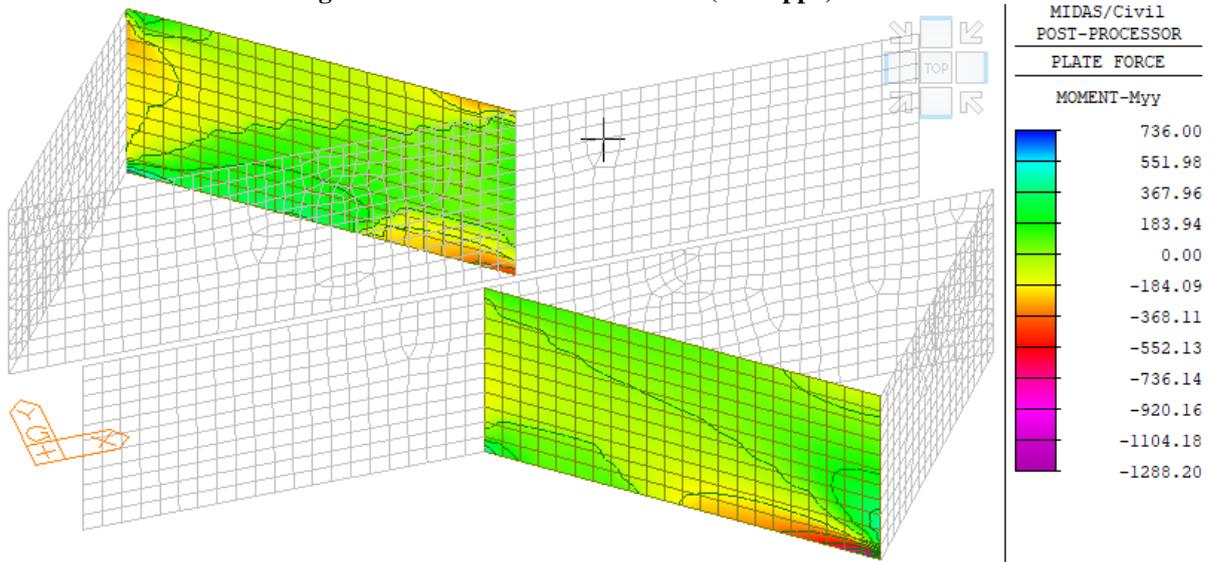


Figura 84 – Momento flettente Myy (involuppo)

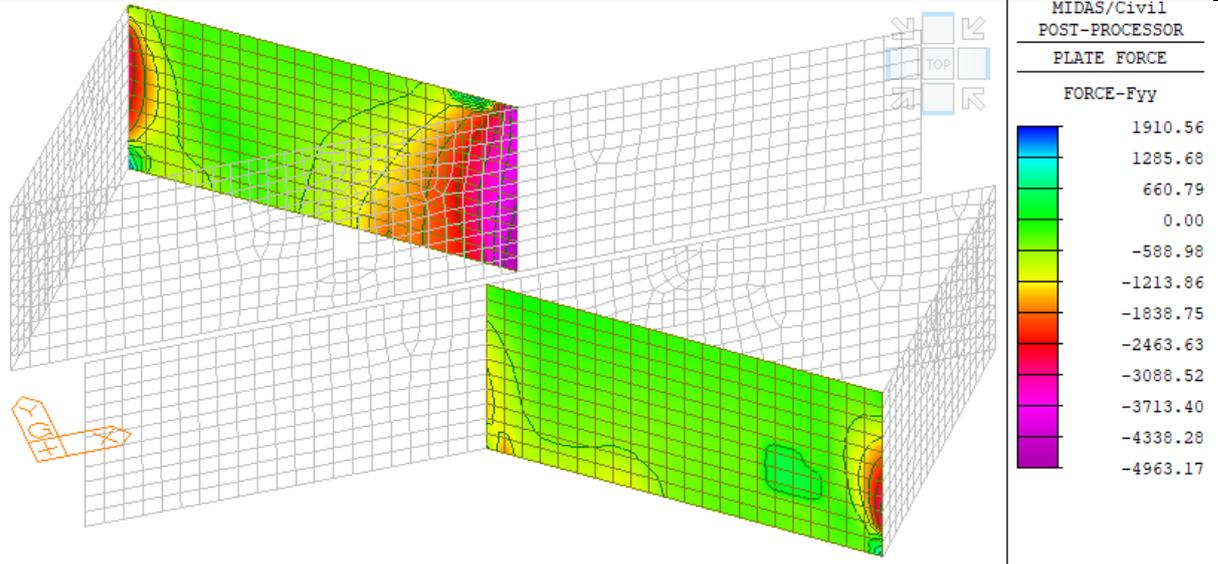


Figura 85 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

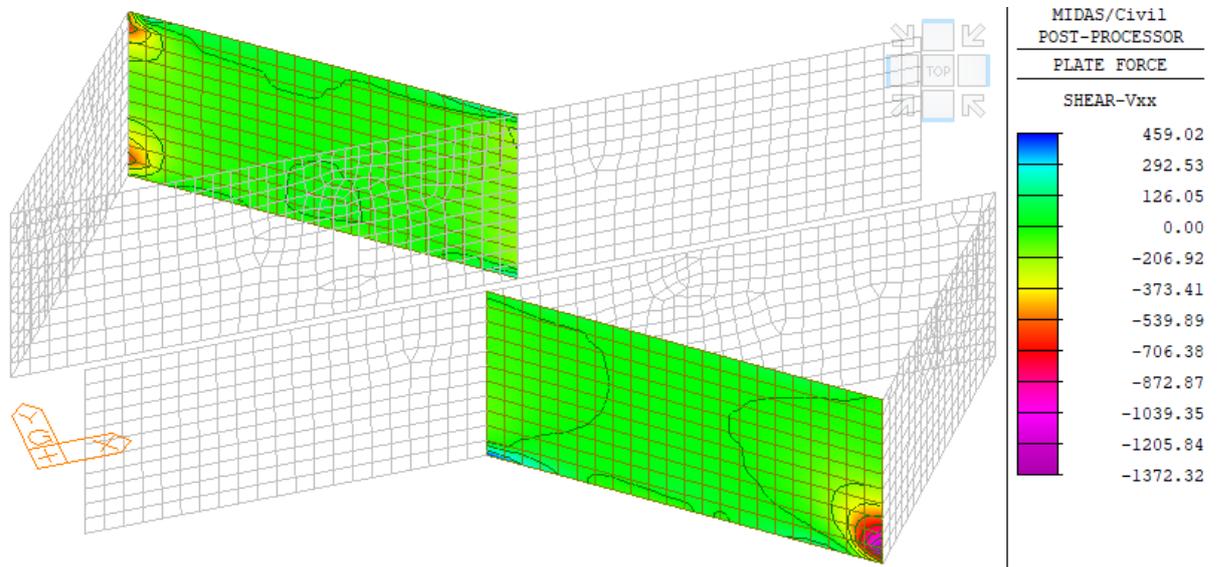


Figura 86 – Taglio Vxx (involuppo)

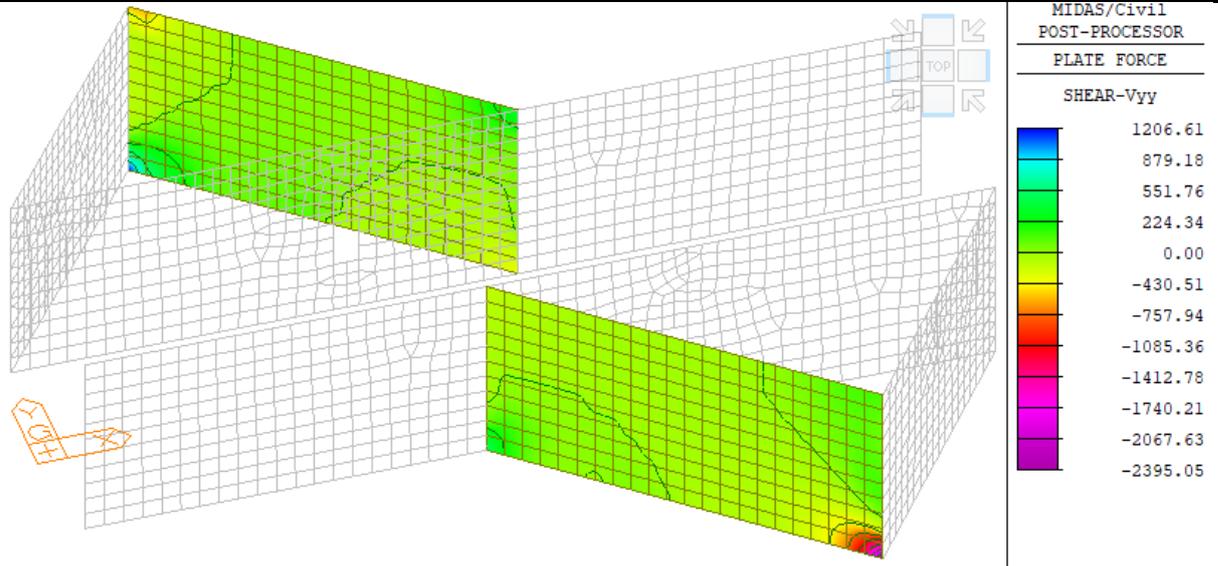


Figura 87 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5 SOLLECITAZIONI NELLE PARETI VERTICALI ORTOGONALI ALLA STRADA

9.5.1 Inviluppo combinazioni SLU

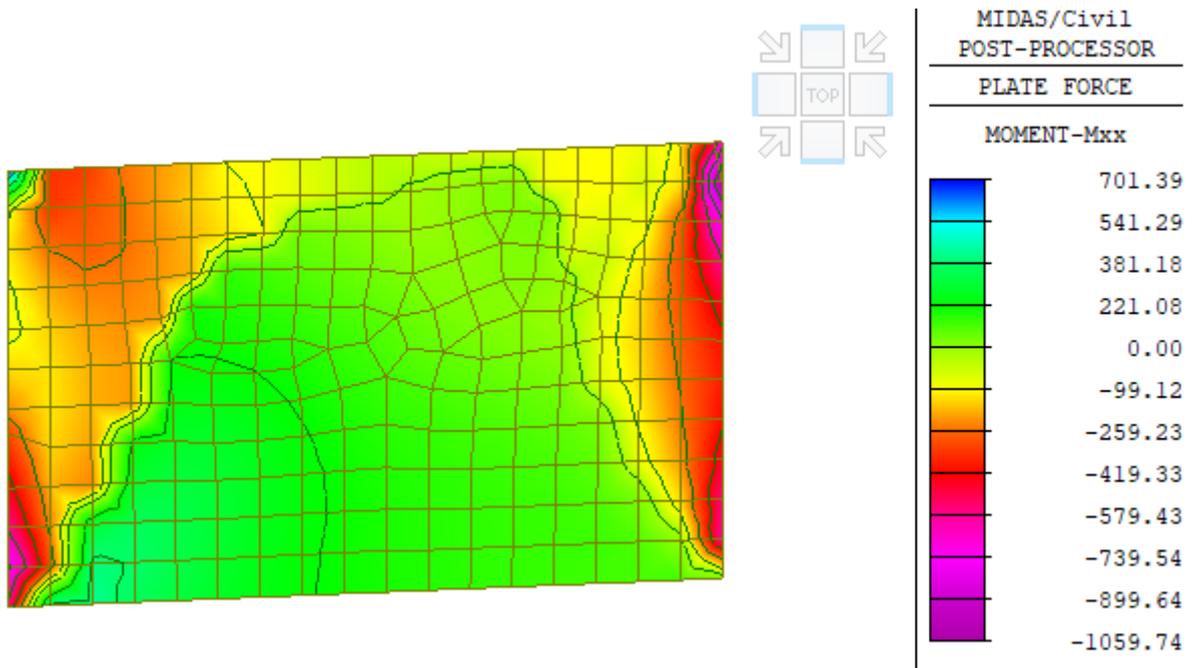


Figura 88 – Momento flettente Mxx (involuppo)

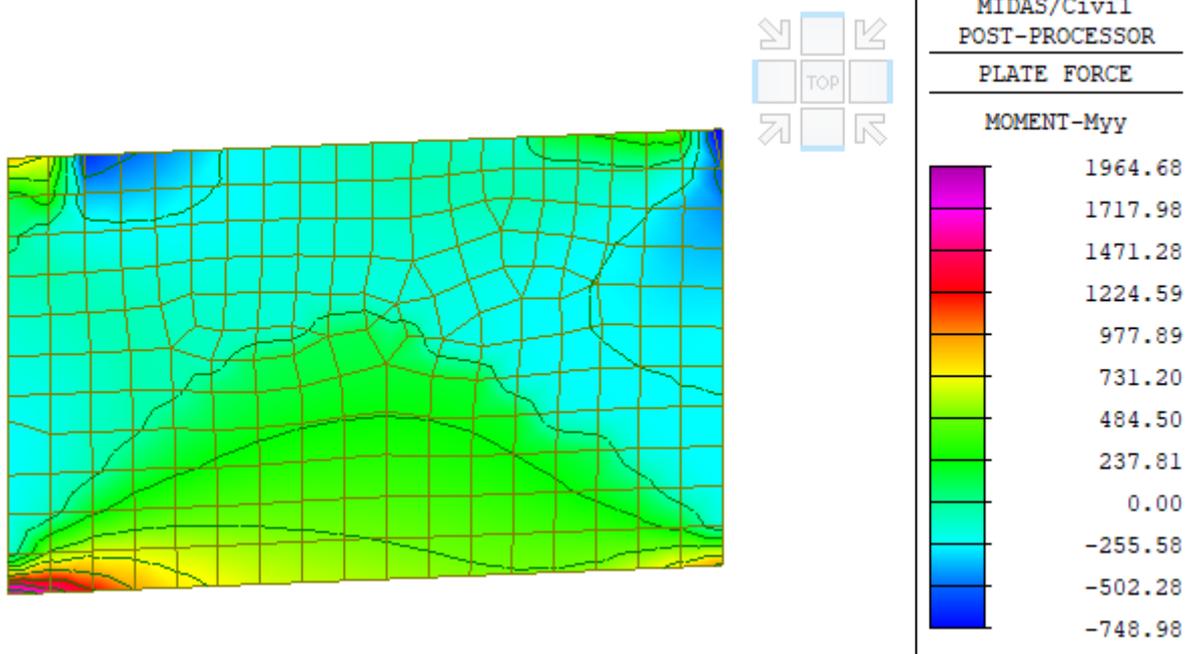


Figura 89 – Momento flettente Myy (involuppo)

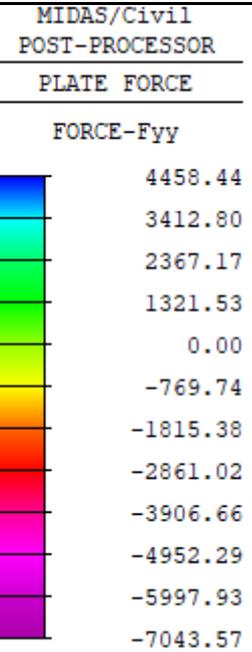
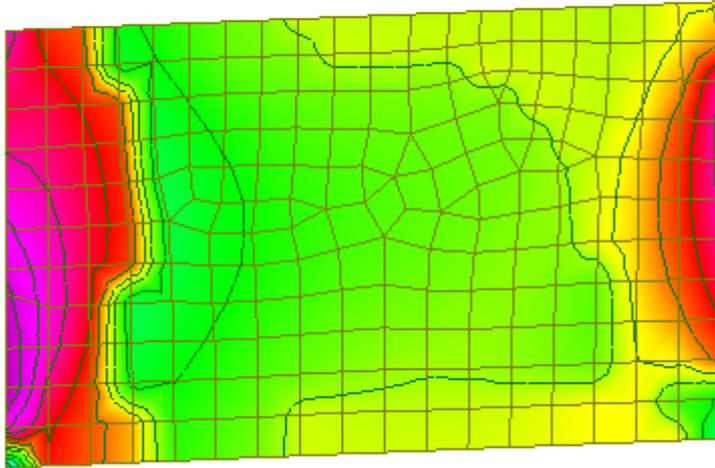


Figura 90 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

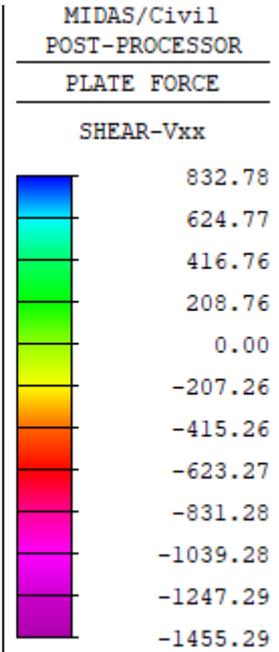
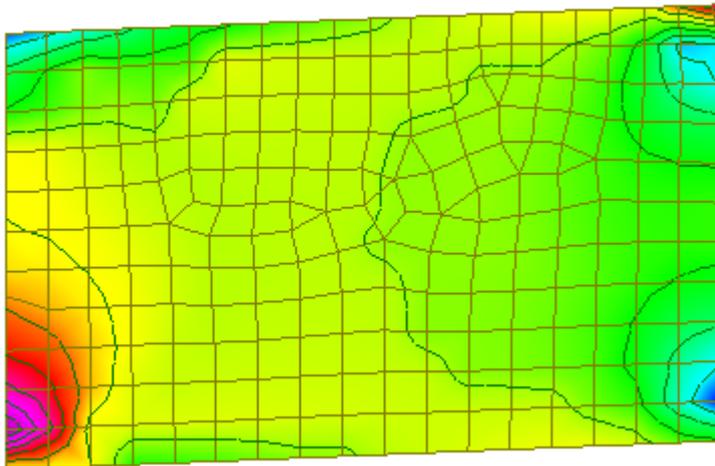


Figura 91 – Taglio Vxx (involuppo)

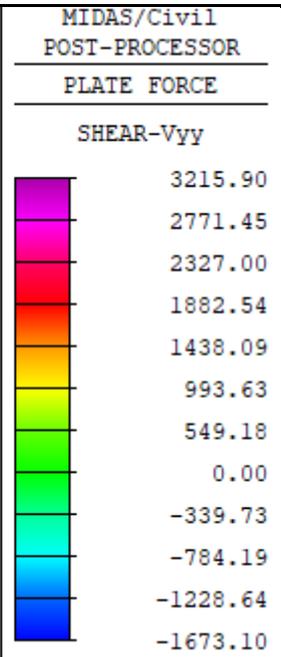
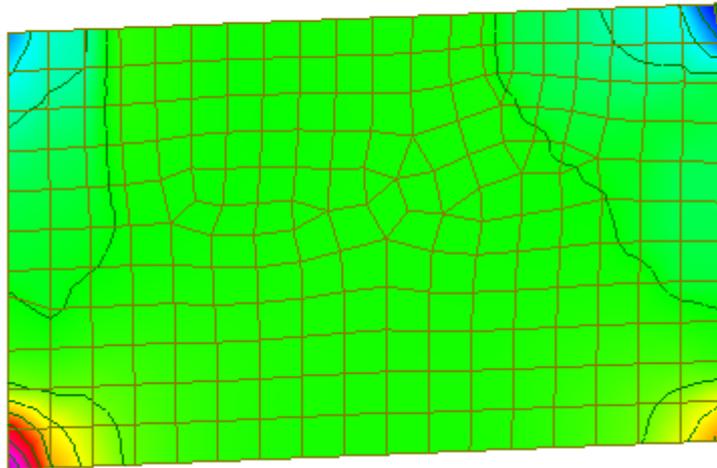


Figura 92 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5.2 Involuppo combinazioni sismiche

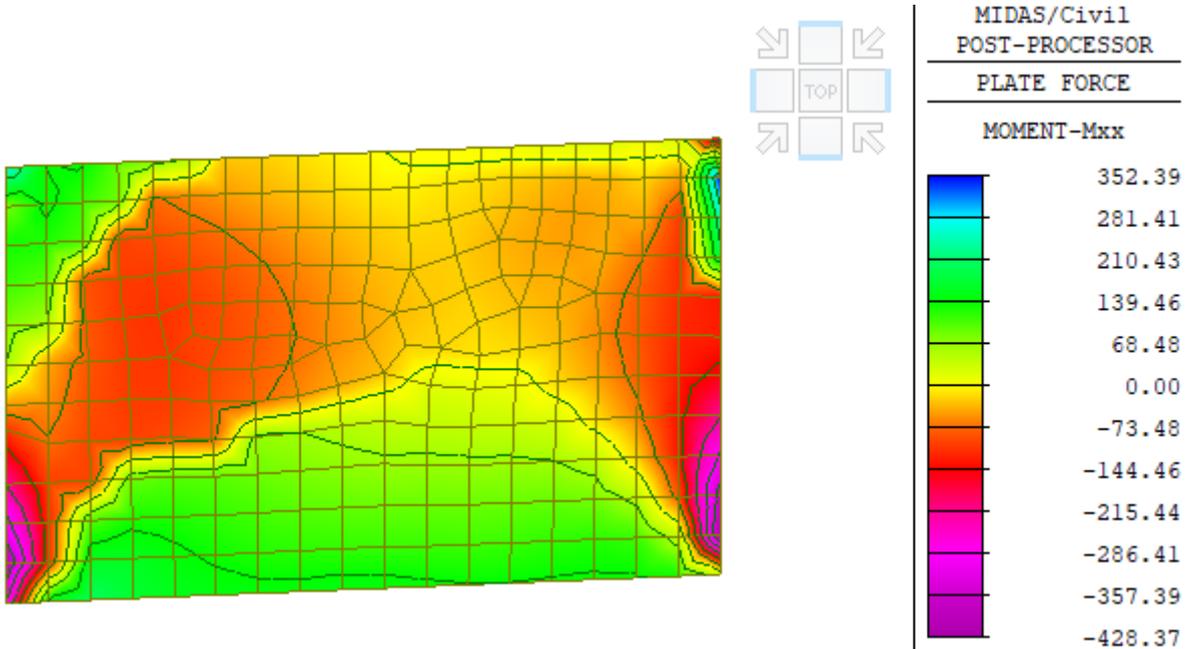


Figura 93 – Momento flettente Mxx (involuppo)

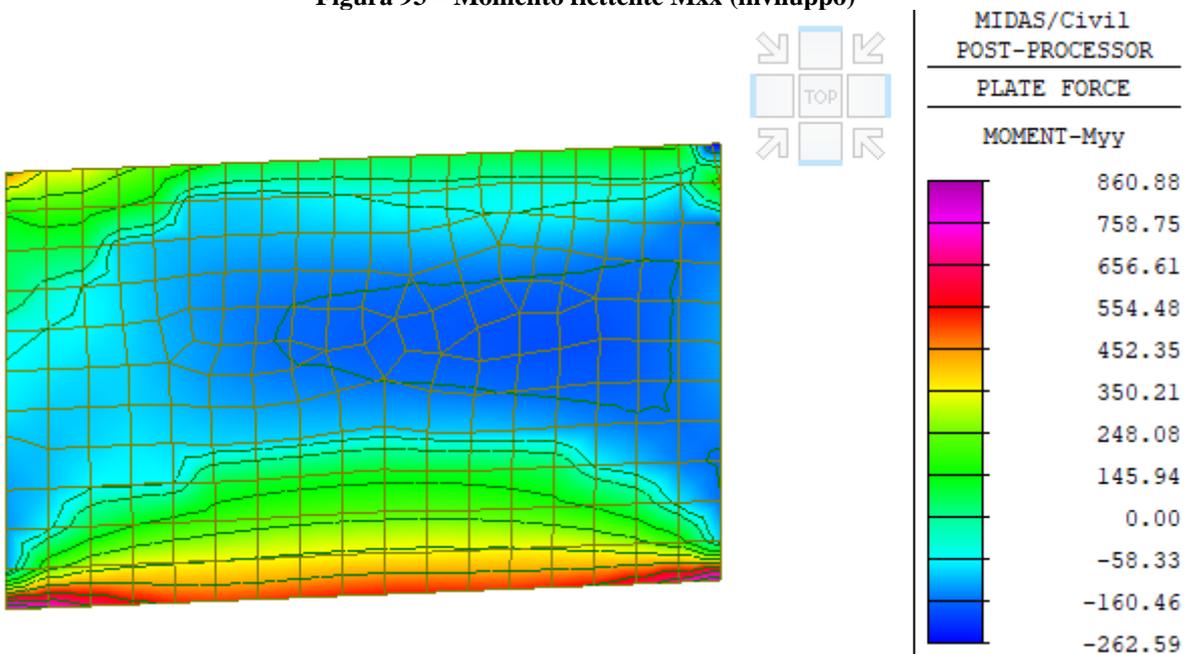


Figura 94 – Momento flettente Myy (involuppo)

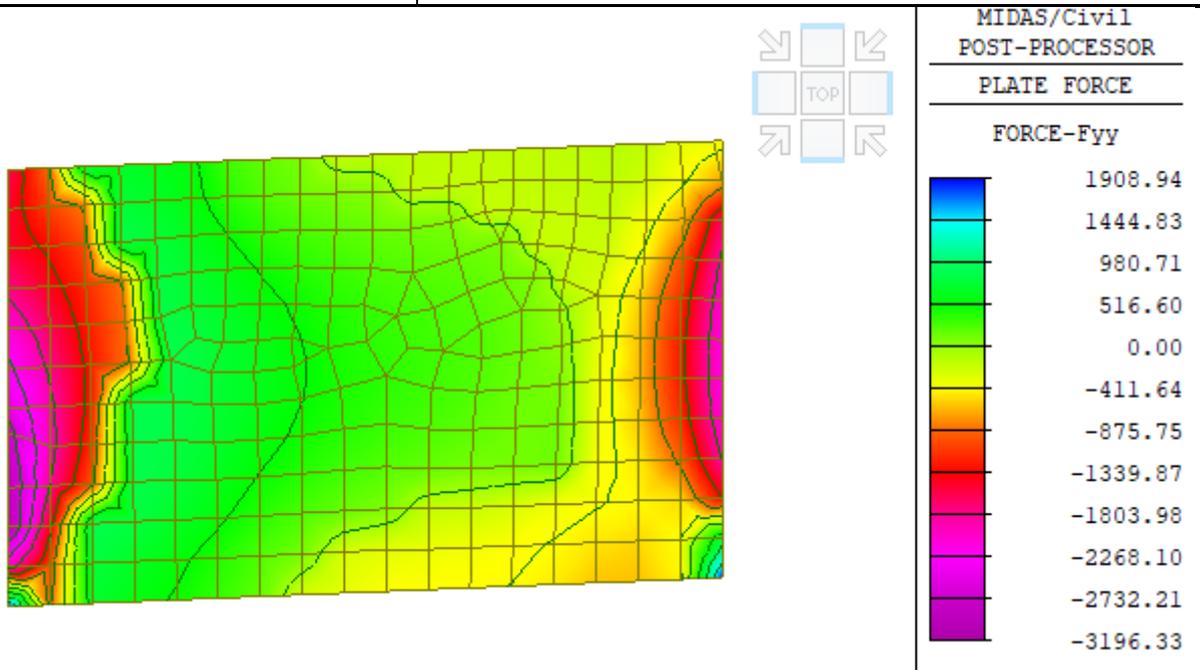


Figura 95 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

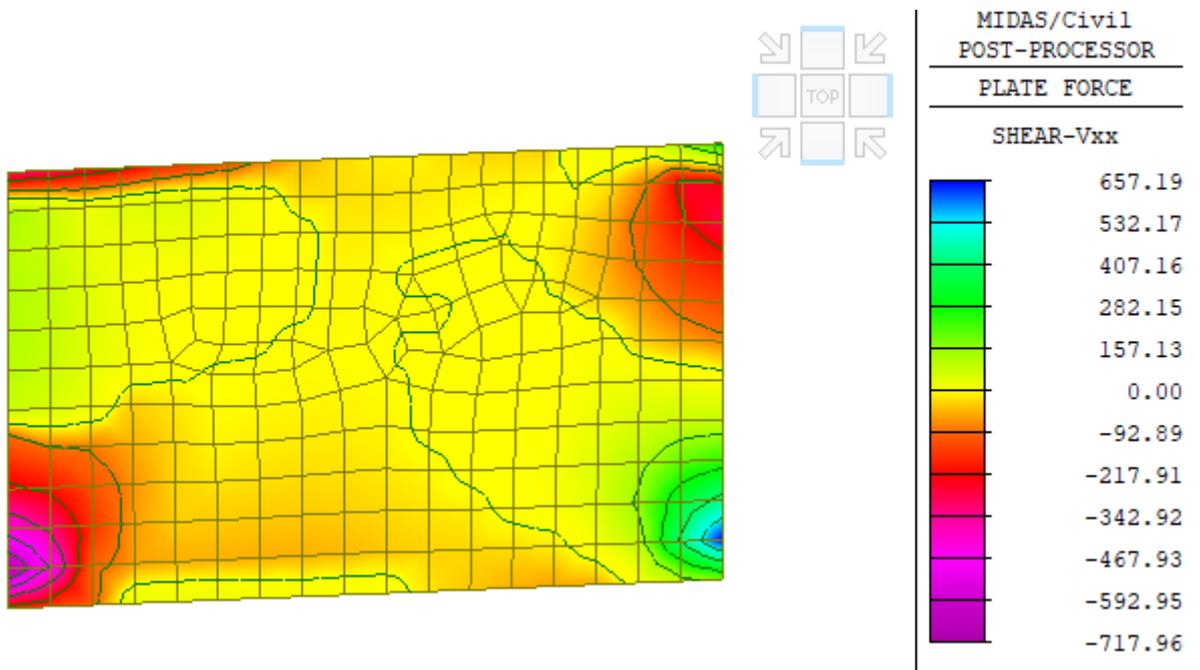


Figura 96 – Taglio Vxx (involuppo)

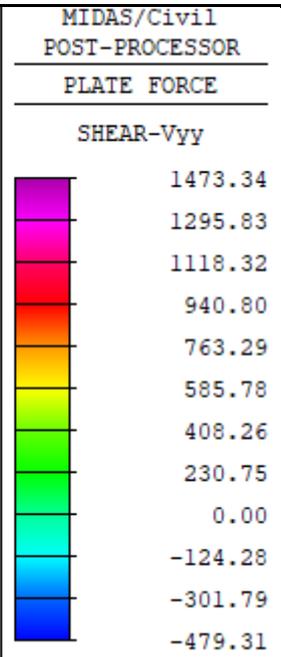
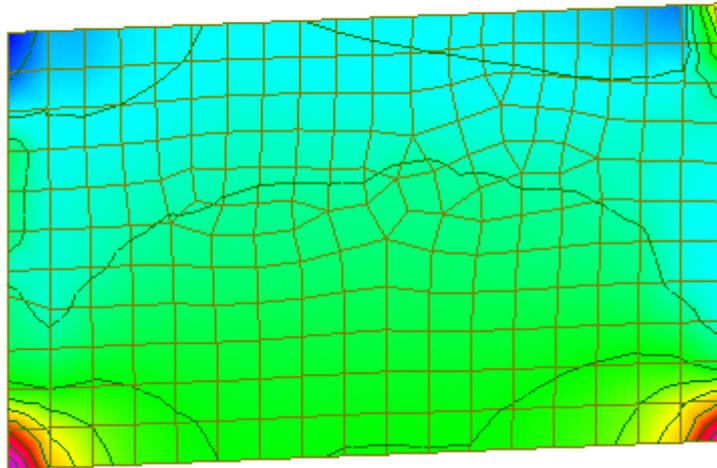


Figura 97 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5.3 Inviluppo combinazioni eccezionali

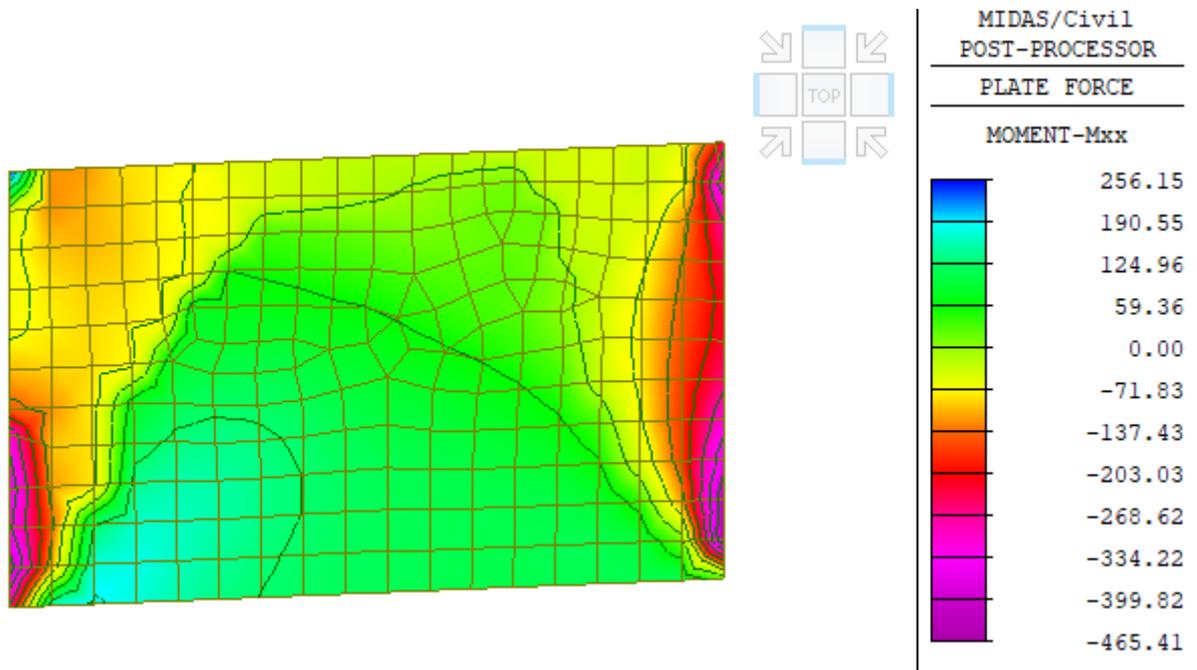


Figura 98 – Momento flettente Mxx (involuppo)

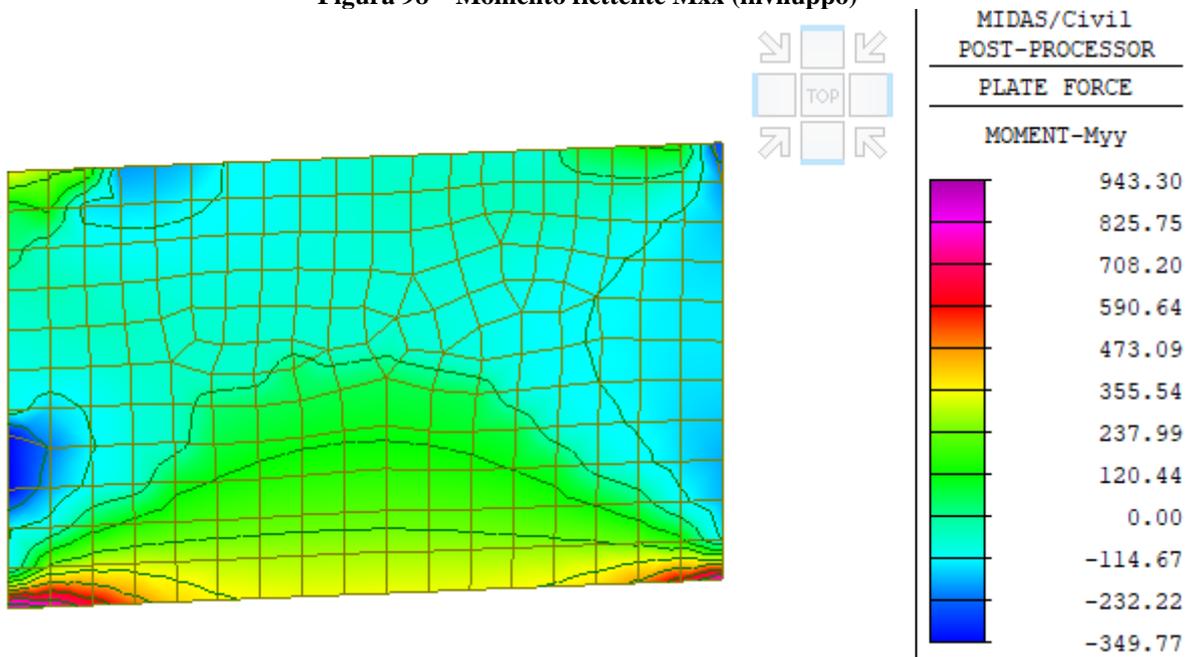


Figura 99 – Momento flettente Myy (involuppo)

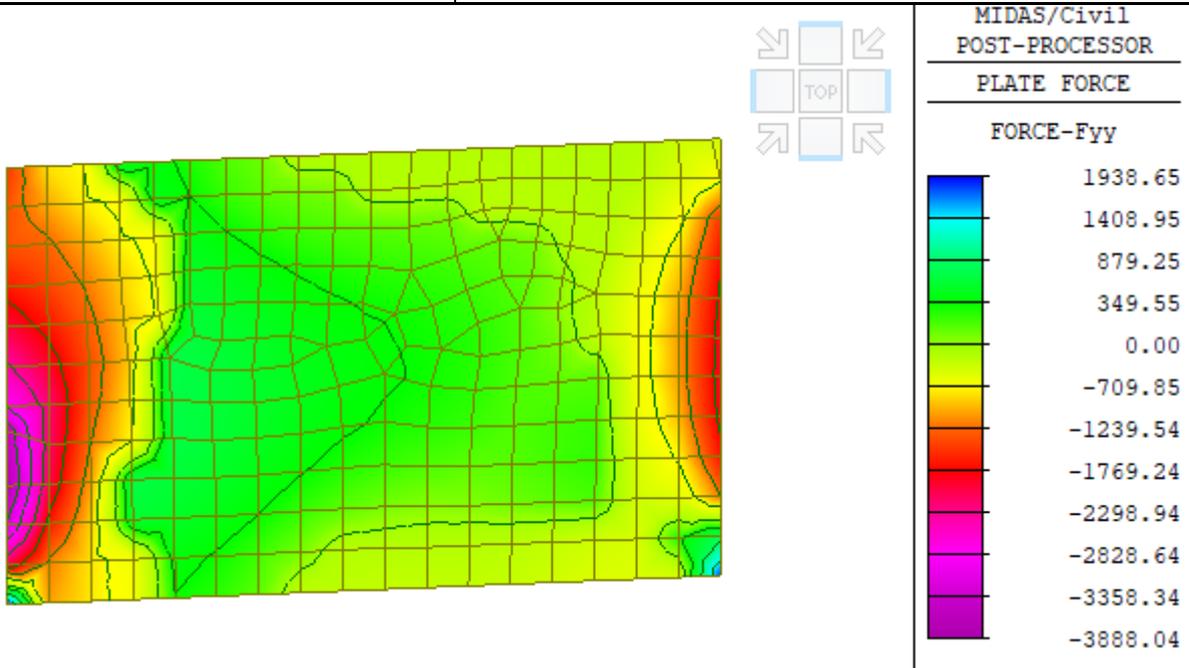


Figura 100 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

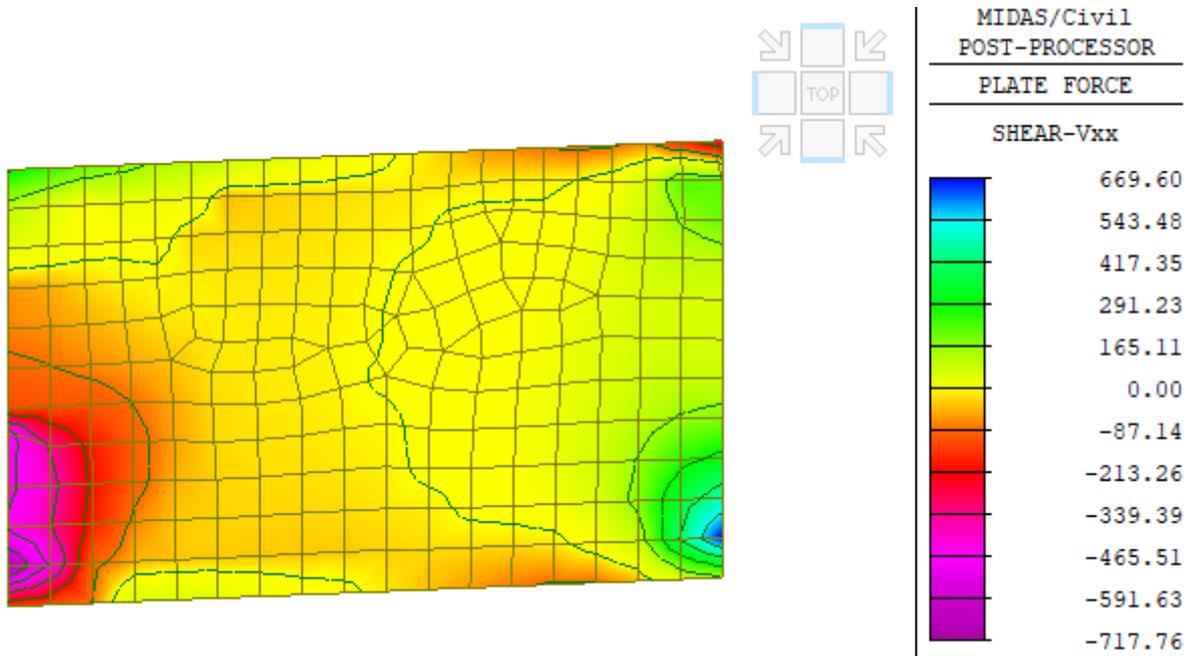


Figura 101 – Taglio Vxx (involuppo)

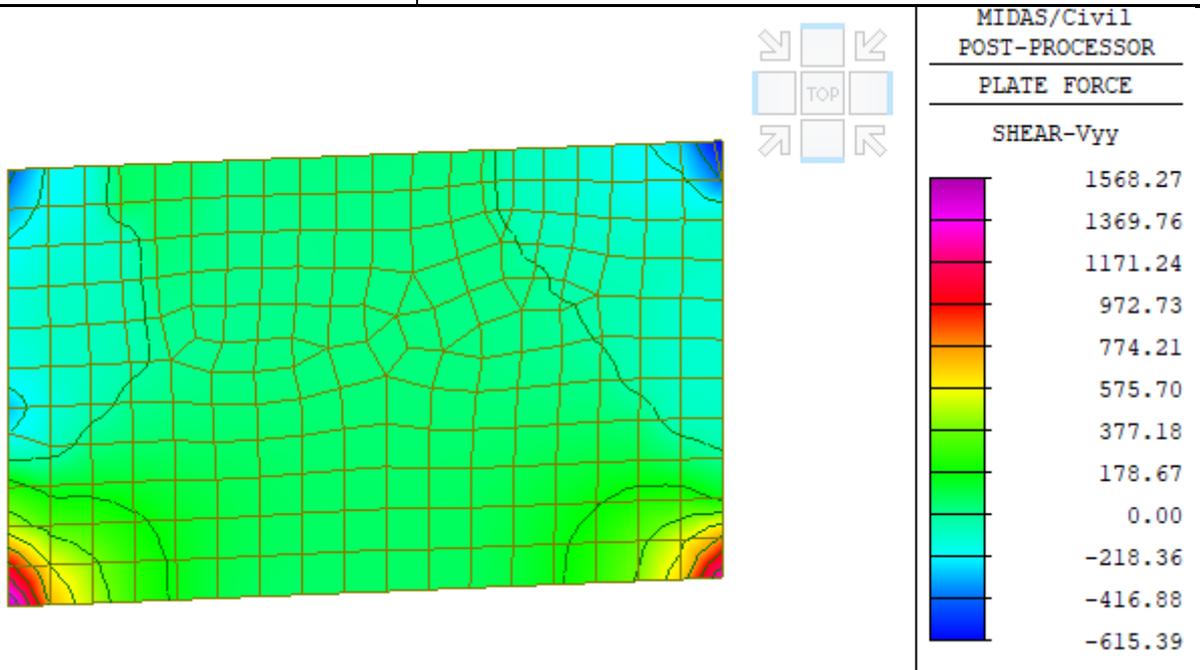


Figura 102 – Taglio Vyy (involuppo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalcaferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A

9.5.4 *Inviluppo combinazioni rare (SLE)*

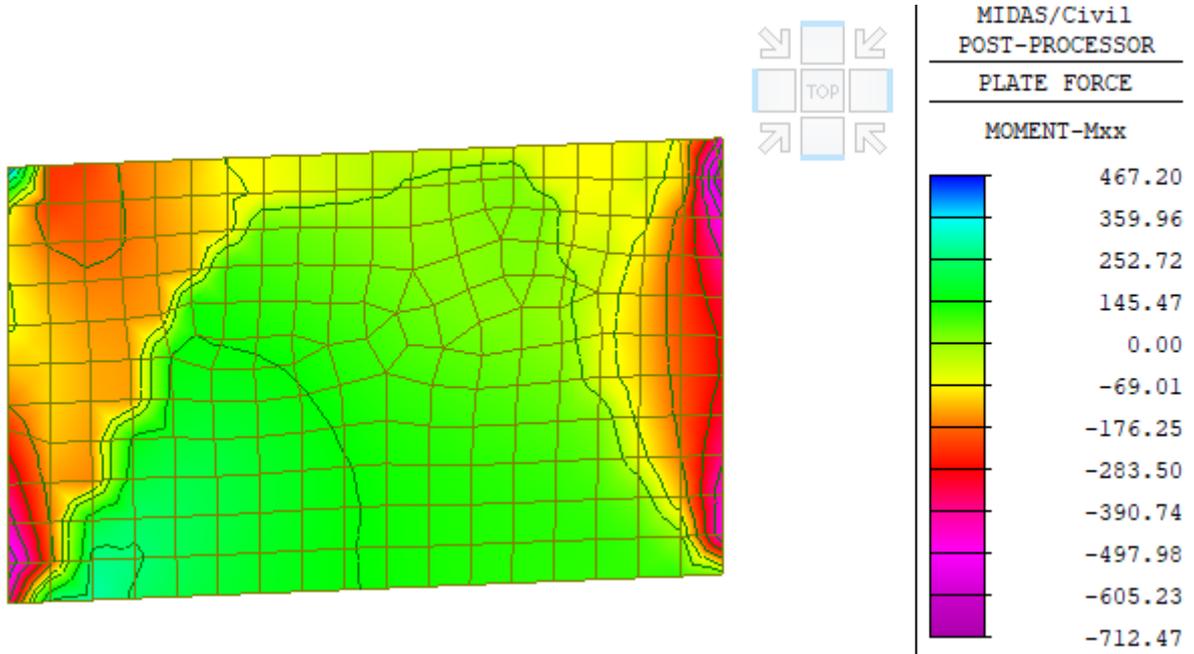


Figura 103 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

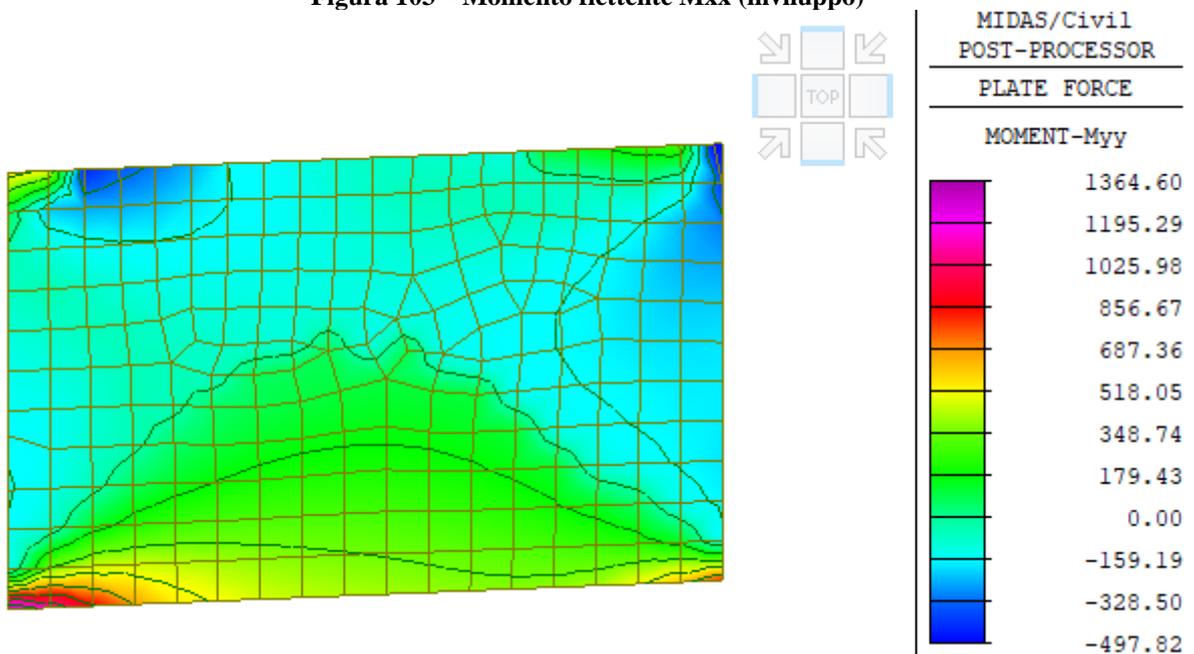


Figura 104 – Momento flettente Myy (inviluppo)

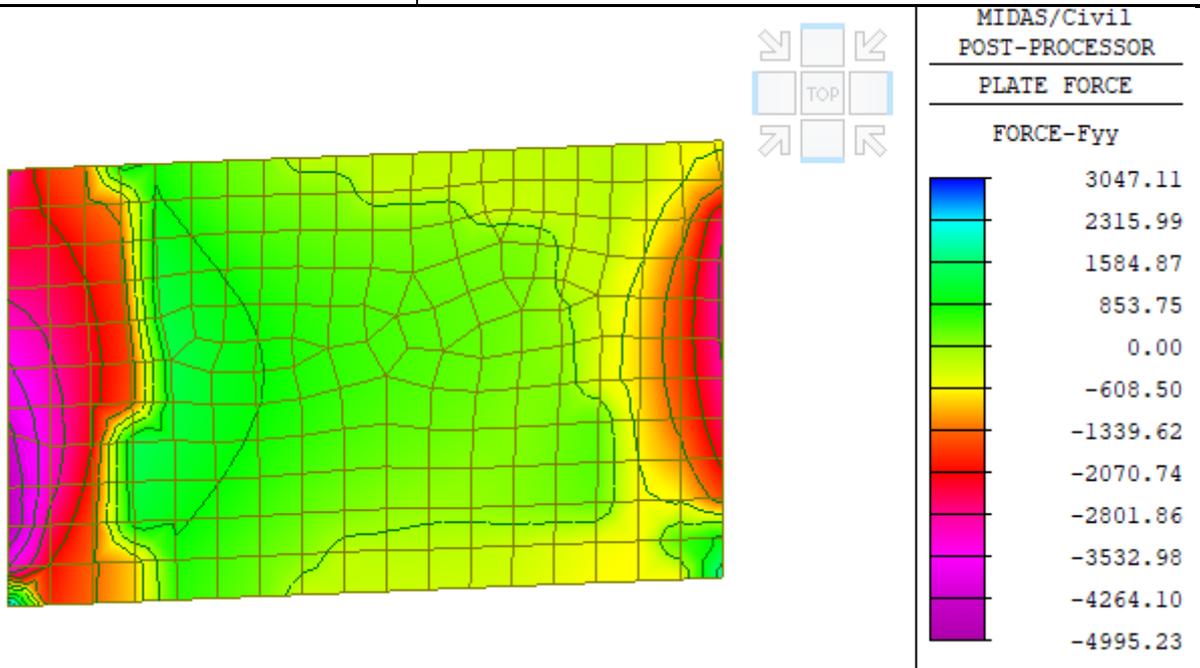


Figura 105 – Sforzo normale Fyy (involuppo)

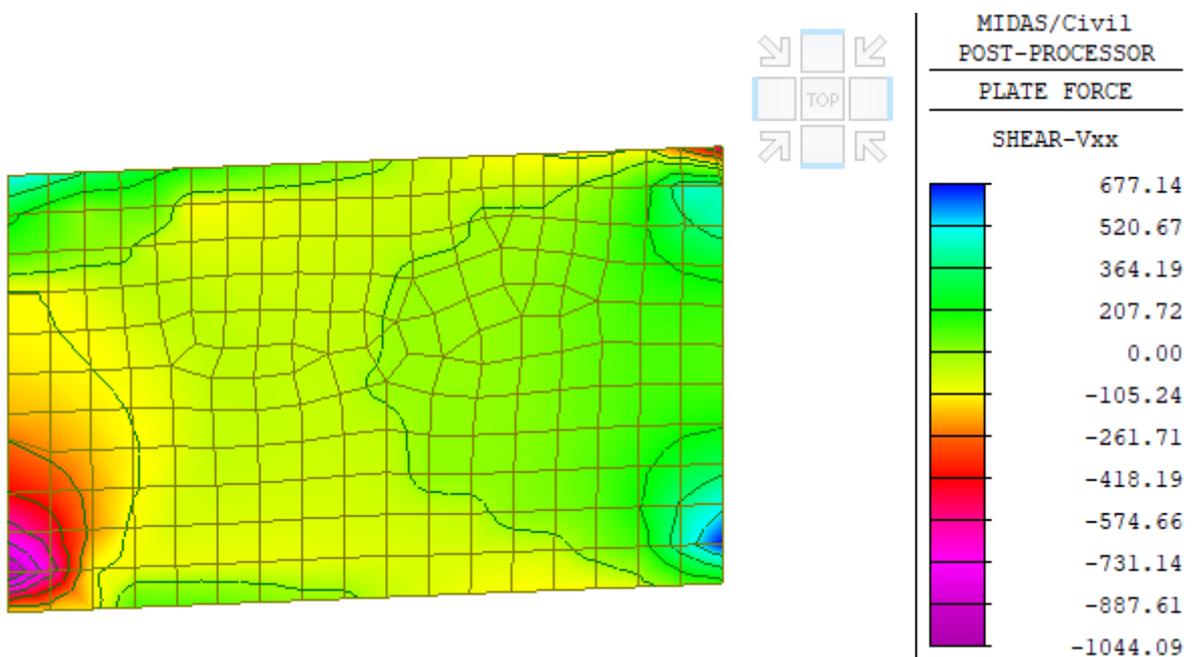


Figura 106 – Taglio Vxx (involuppo)

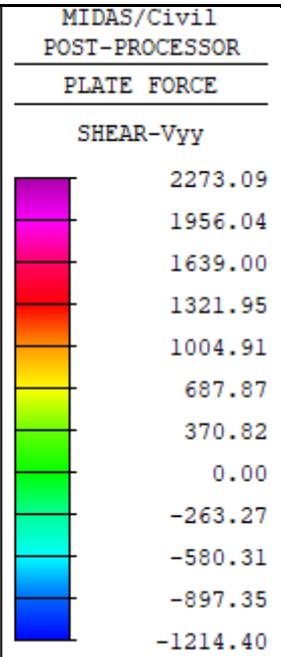
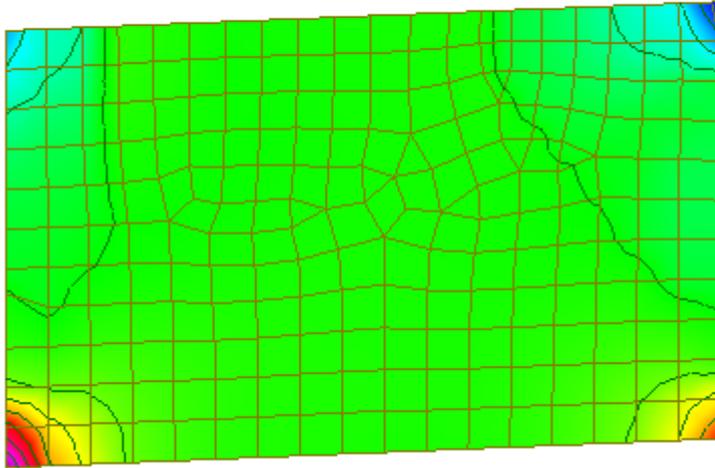


Figura 107 – Taglio Vyy (involuppo)

SOLLECITAZIONI NELLE ZATTERE DI FONDAZIONE

9.5.5 Inviluppo combinazioni SLU

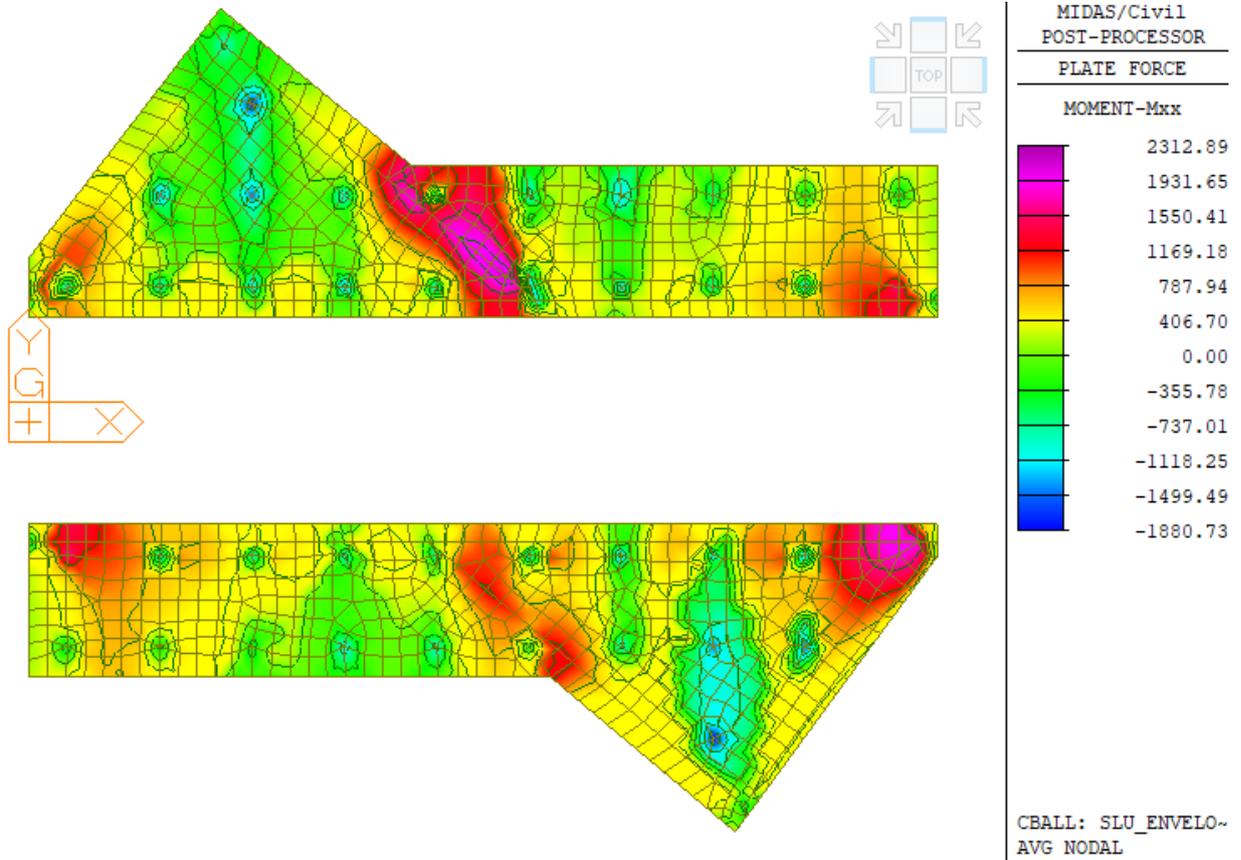


Figura 108 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

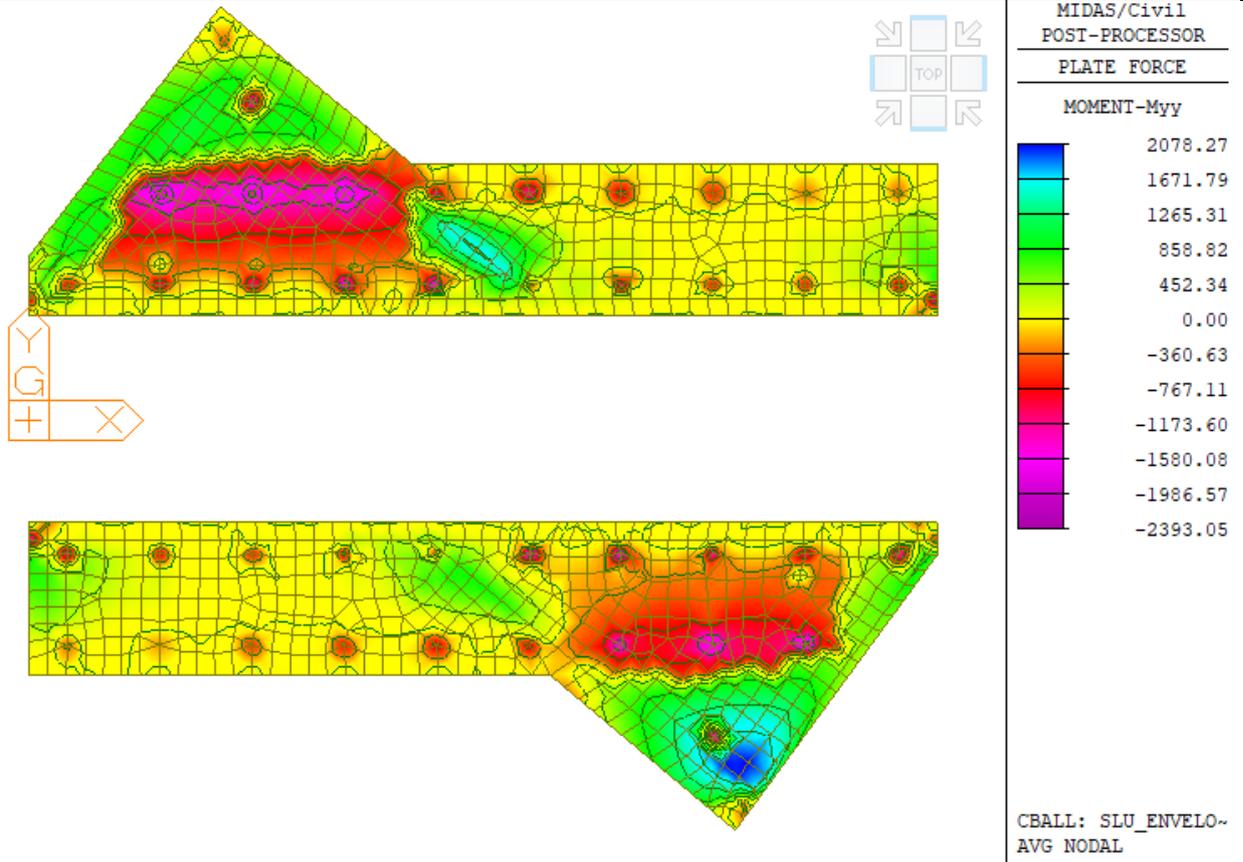


Figura 109 – Momento flettente Myy (involuppo)

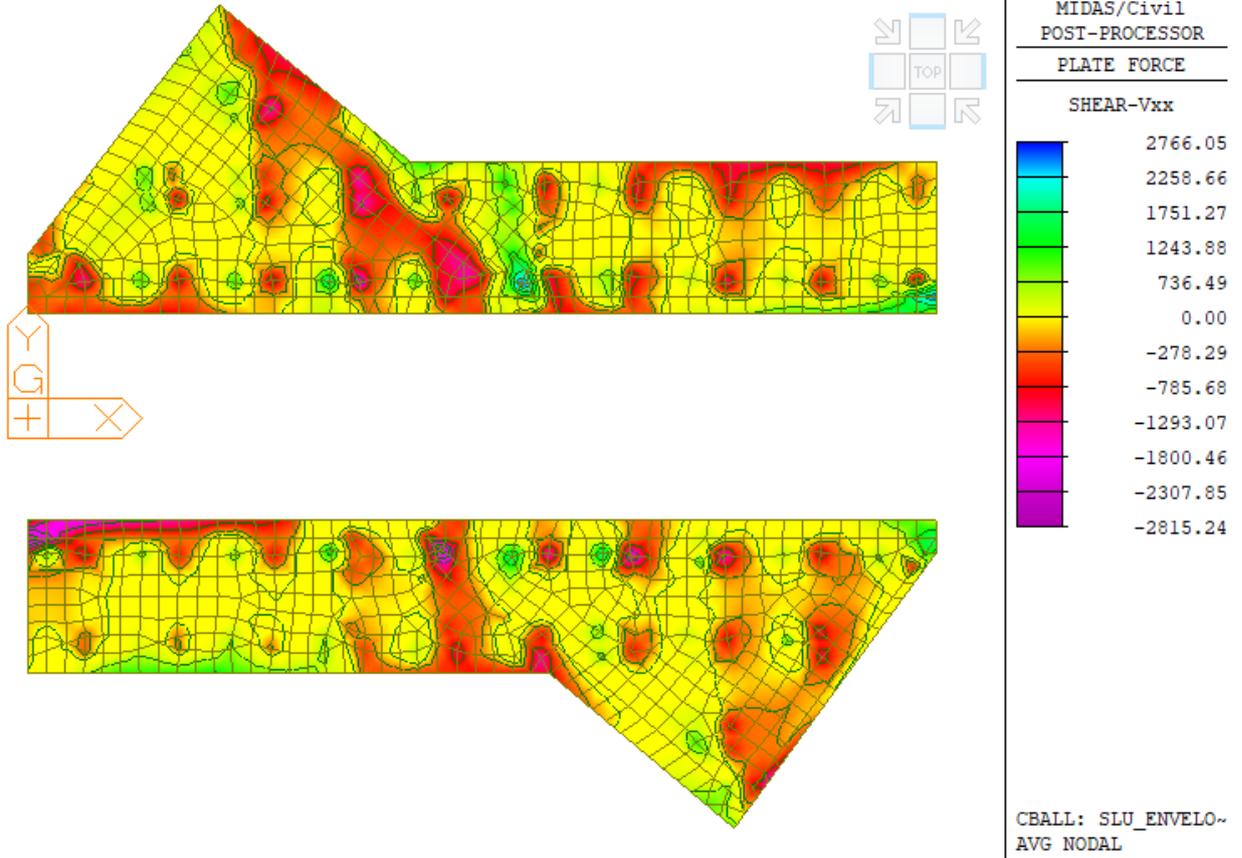


Figura 110 – Taglio Vxx (involuppo)

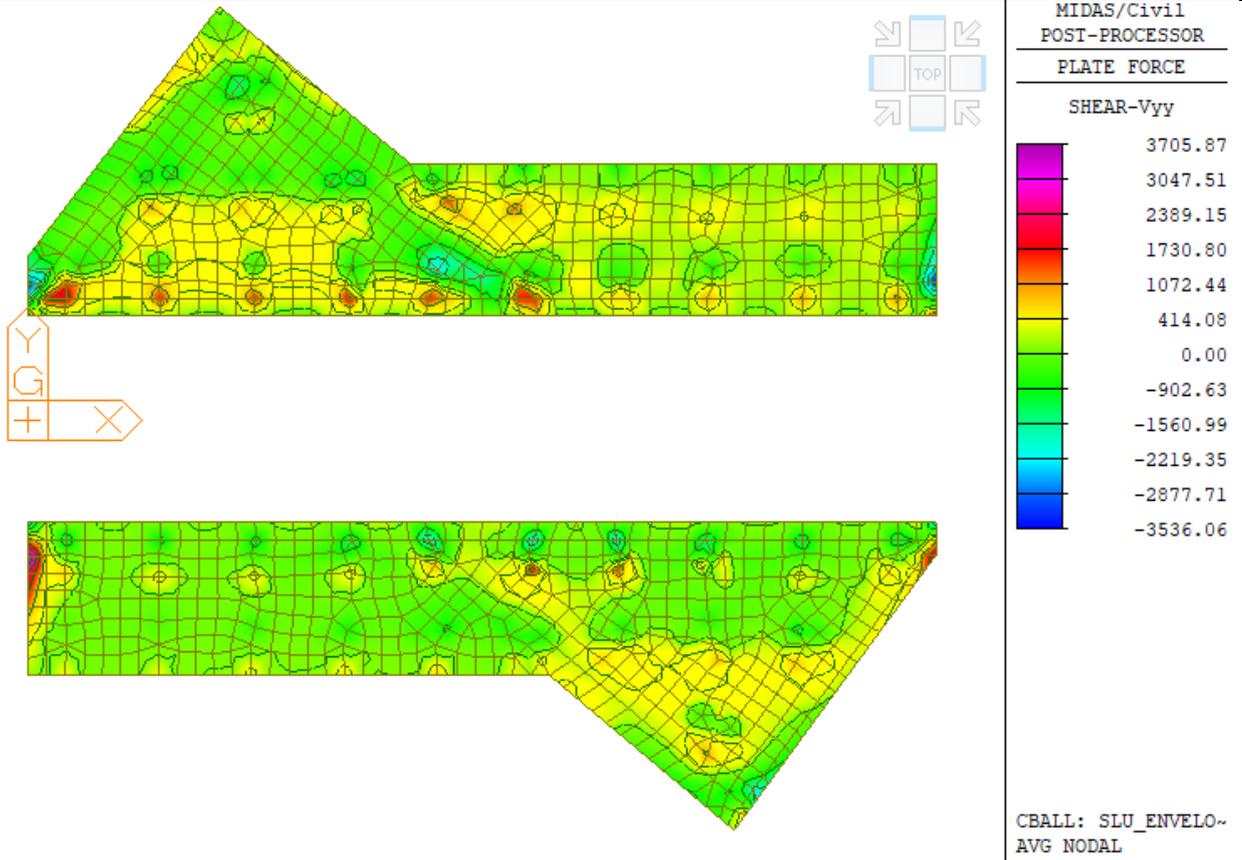


Figura 111 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5.6 Inviluppo combinazioni sismiche

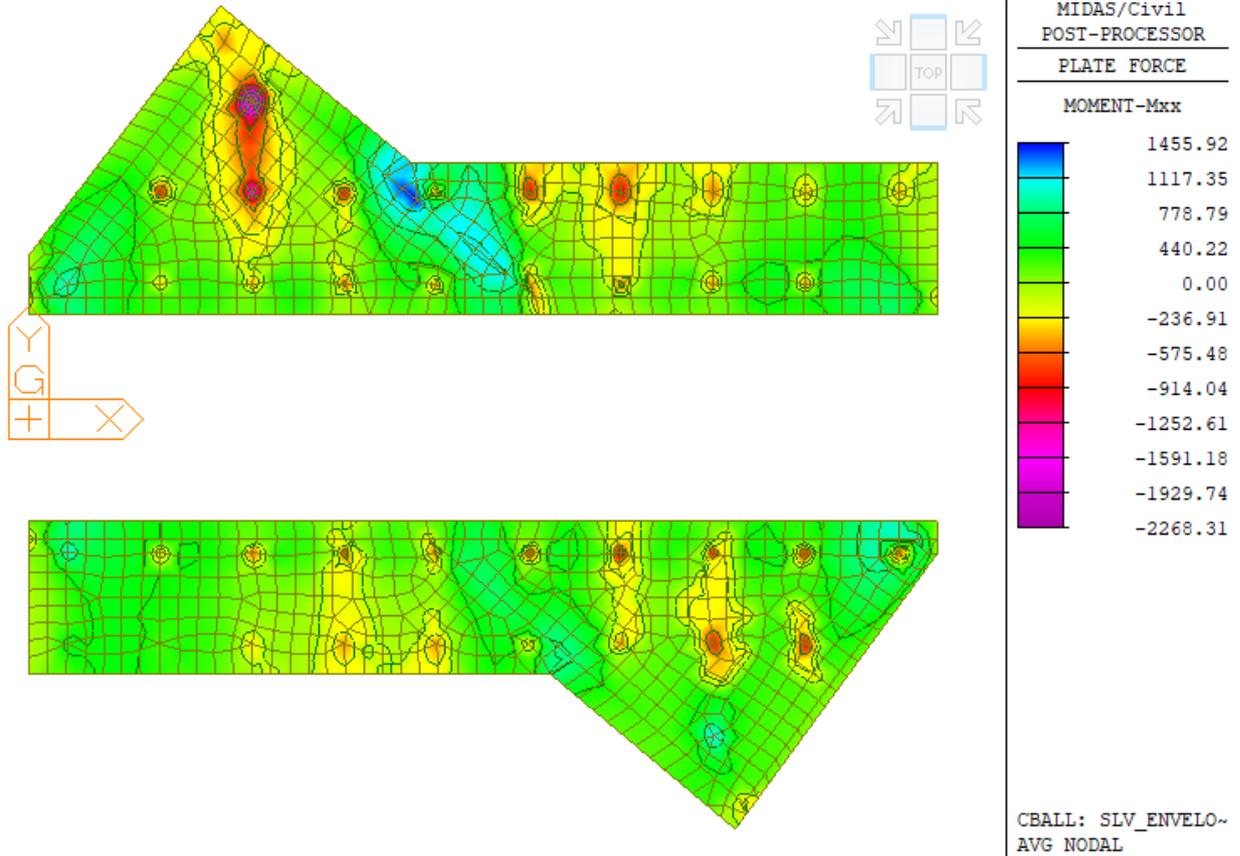


Figura 112 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

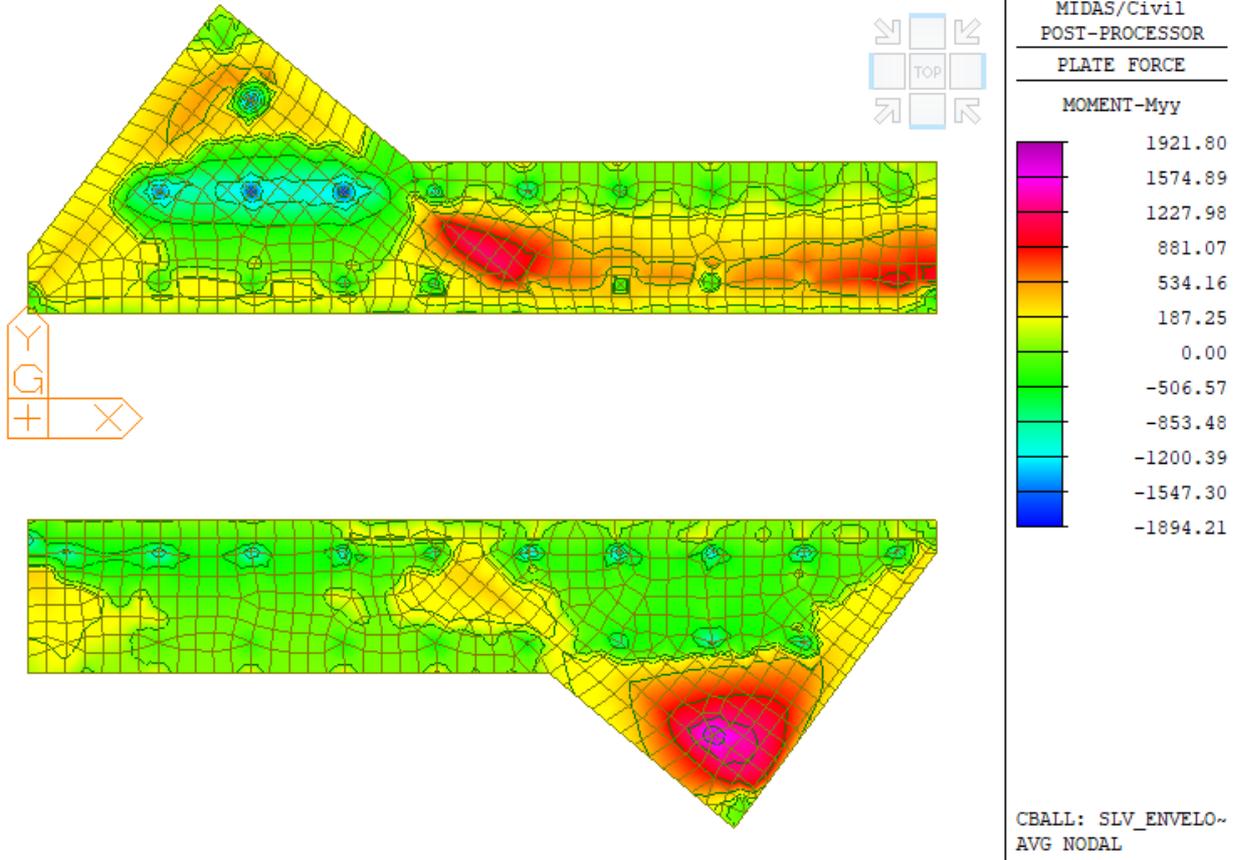


Figura 113 – Momento flettente Myy (involuppo)

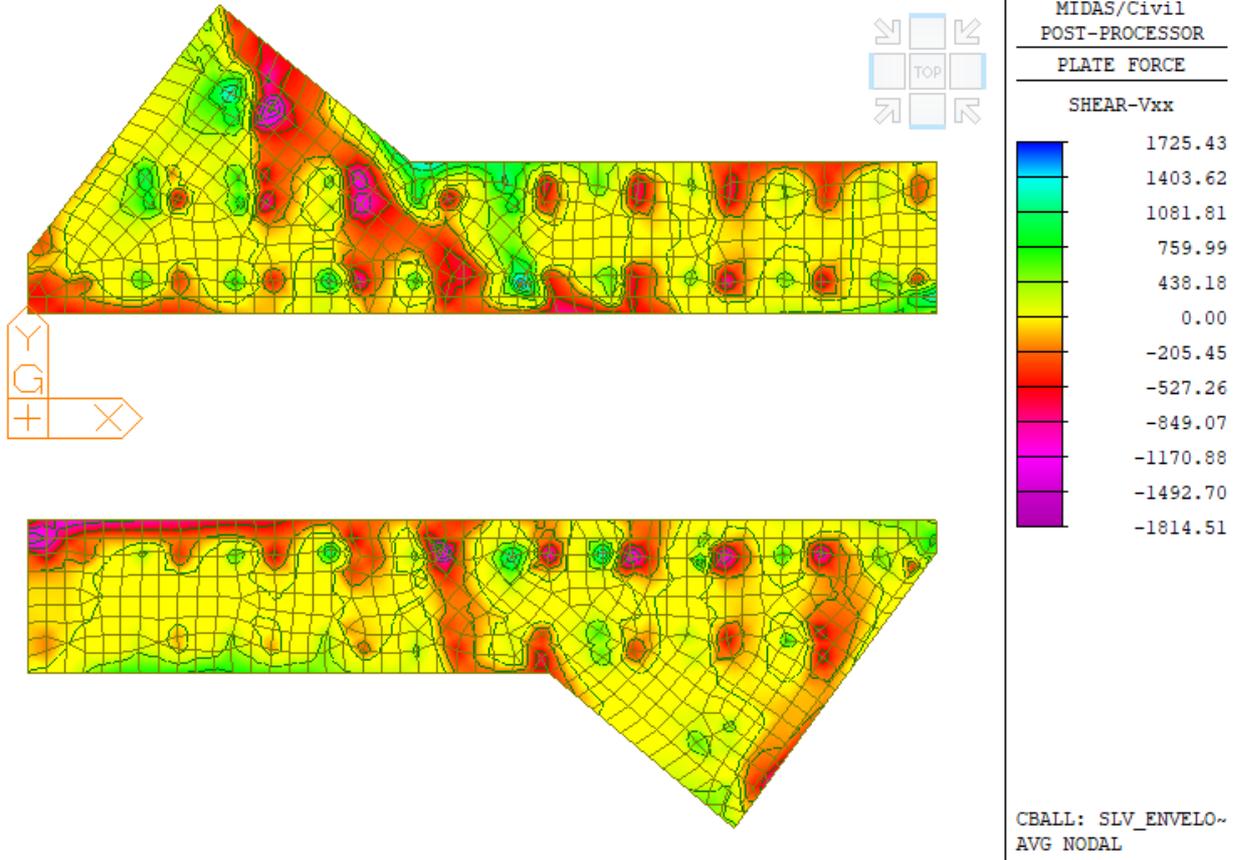


Figura 114 – Taglio Vxx (involuppo)

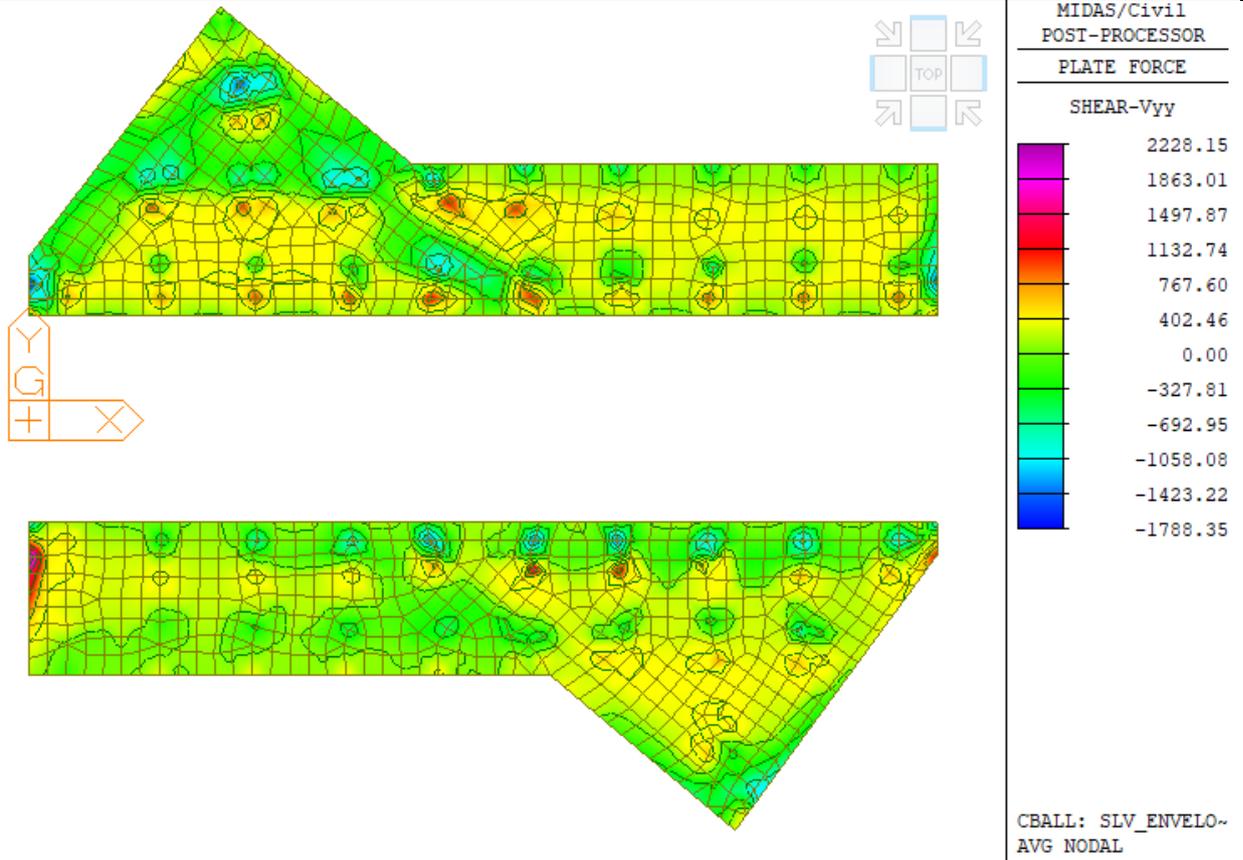


Figura 115 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5.7 Inviluppo combinazioni eccezionali

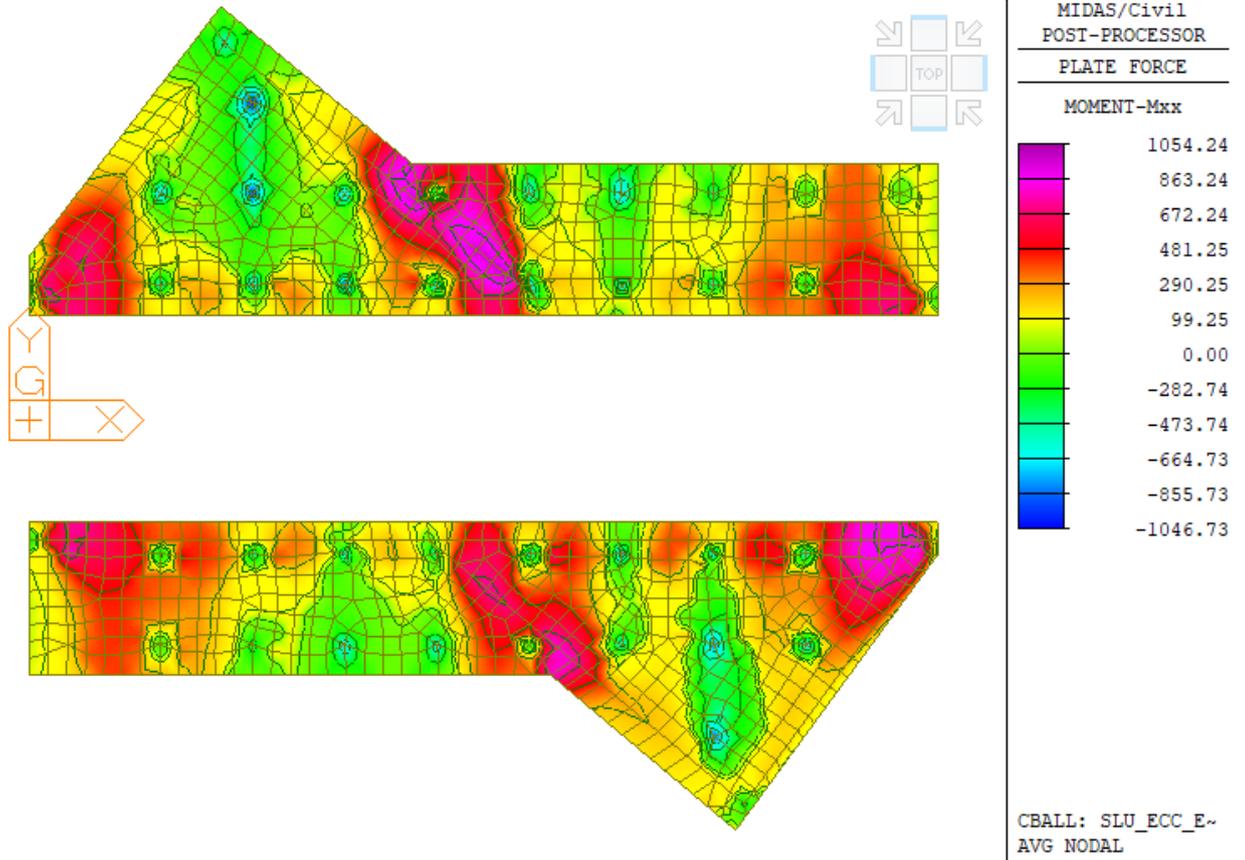


Figura 116 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

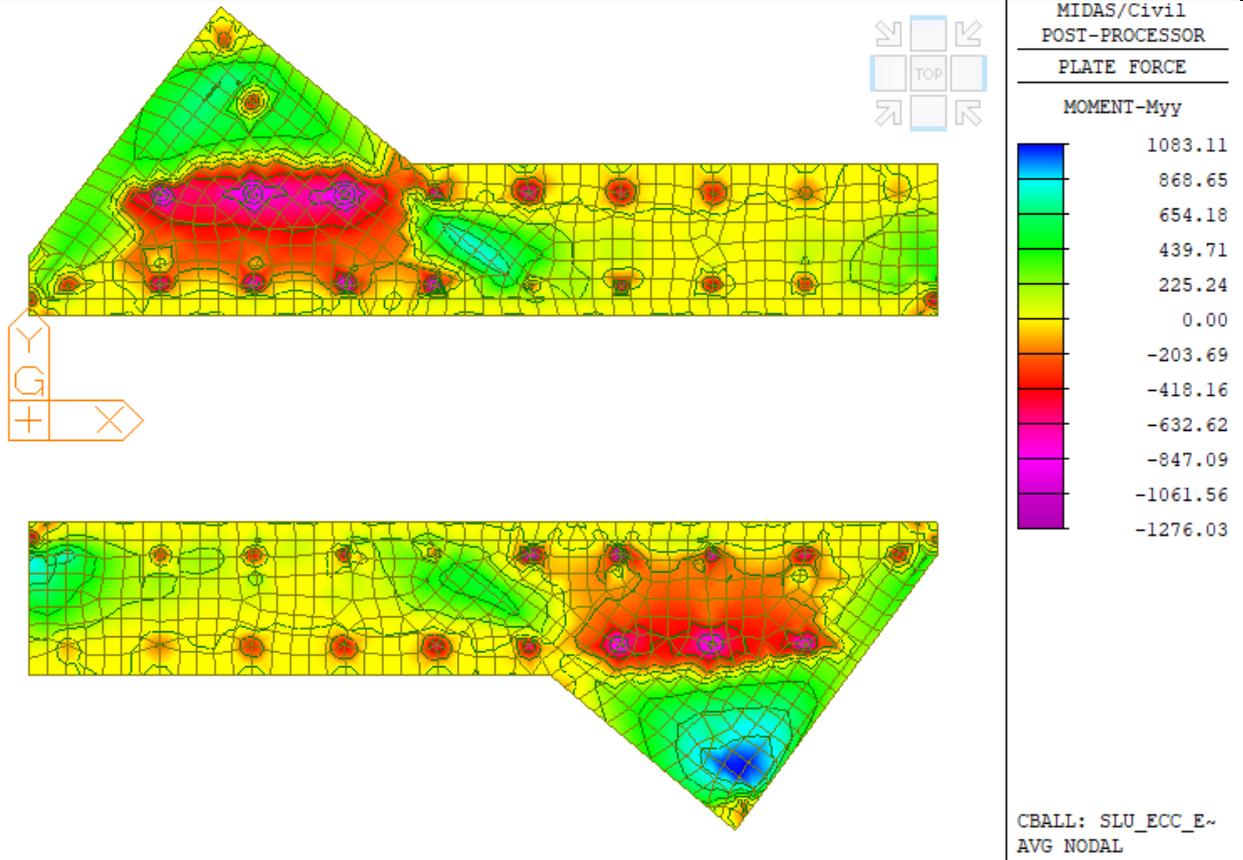


Figura 117 – Momento flettente Myy (inviluppo)

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	107 di 150

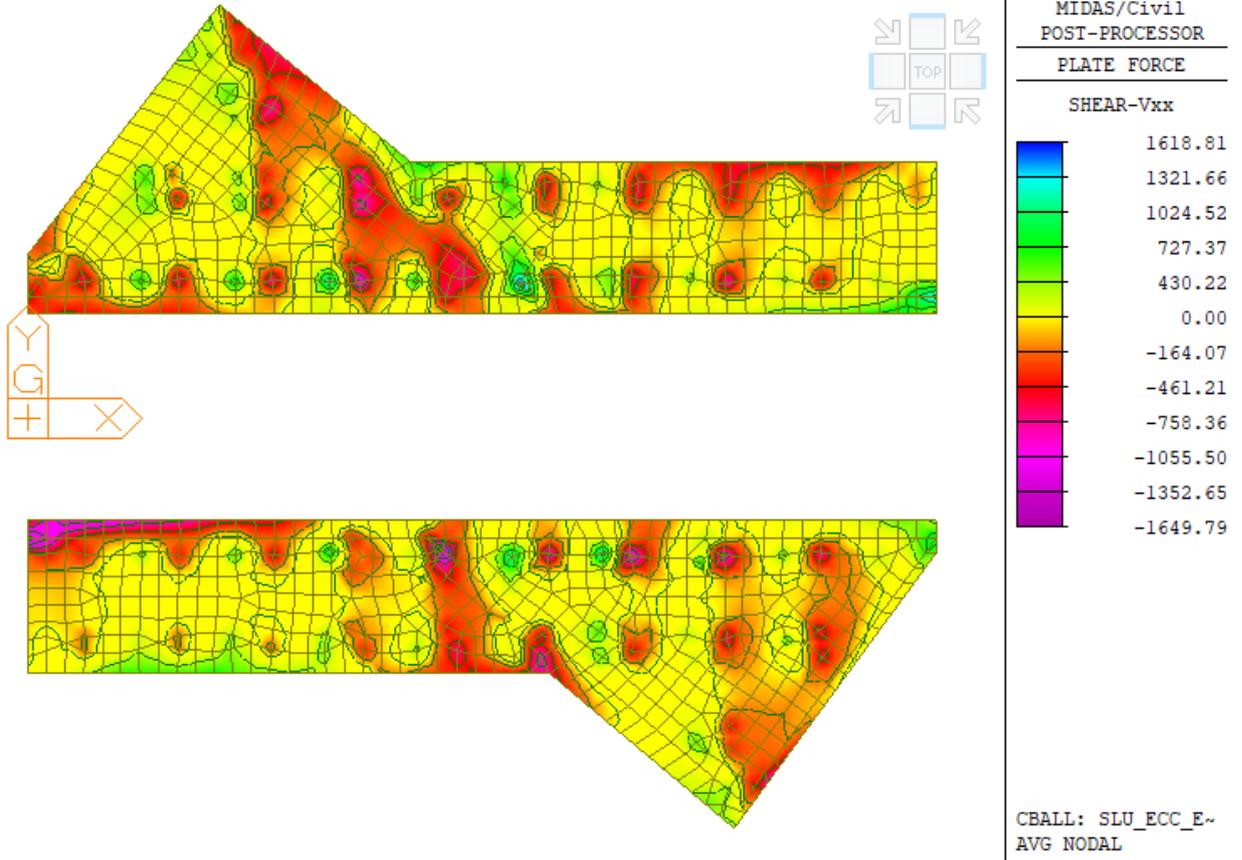


Figura 118 – Taglio Vxx (involuppo)

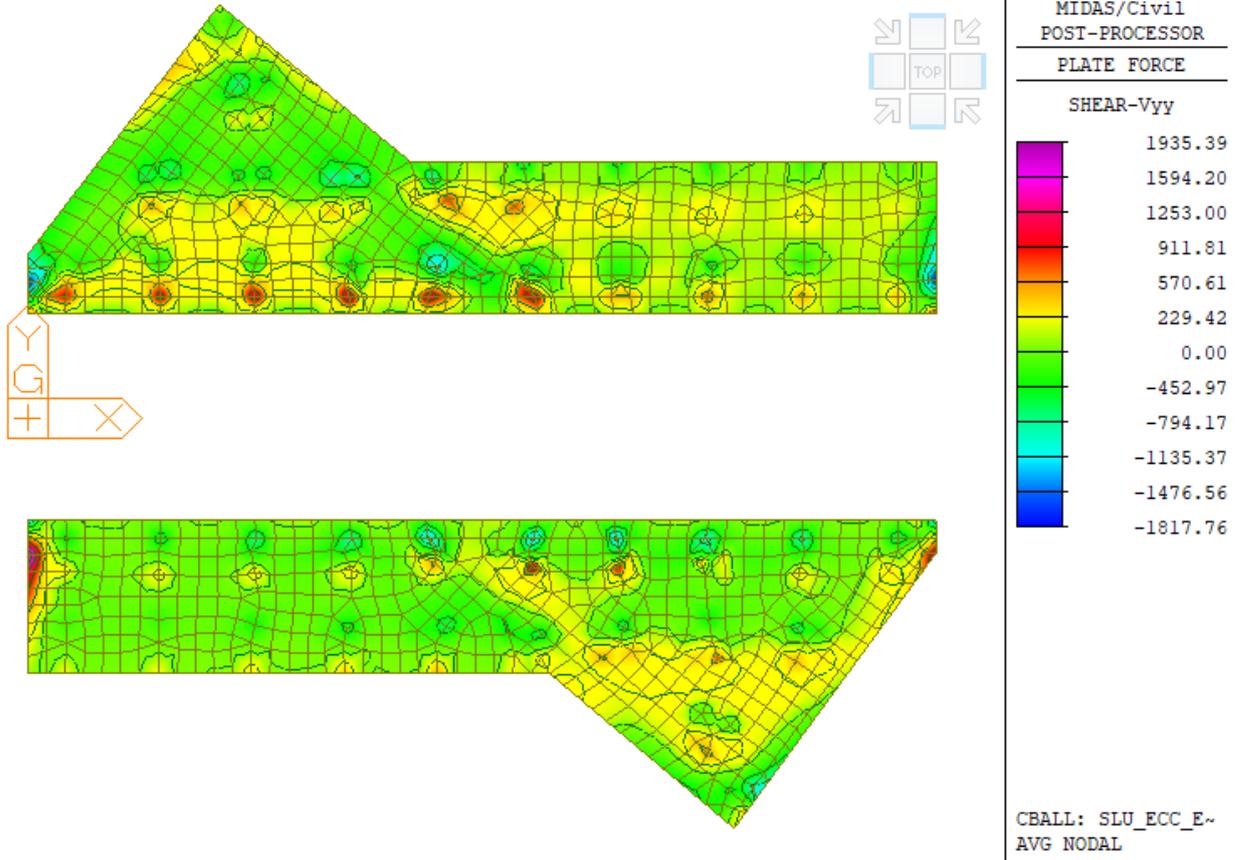


Figura 119 – Taglio Vyy (involuppo)

9.5.8 Inviluppo combinazioni rare (SLE)

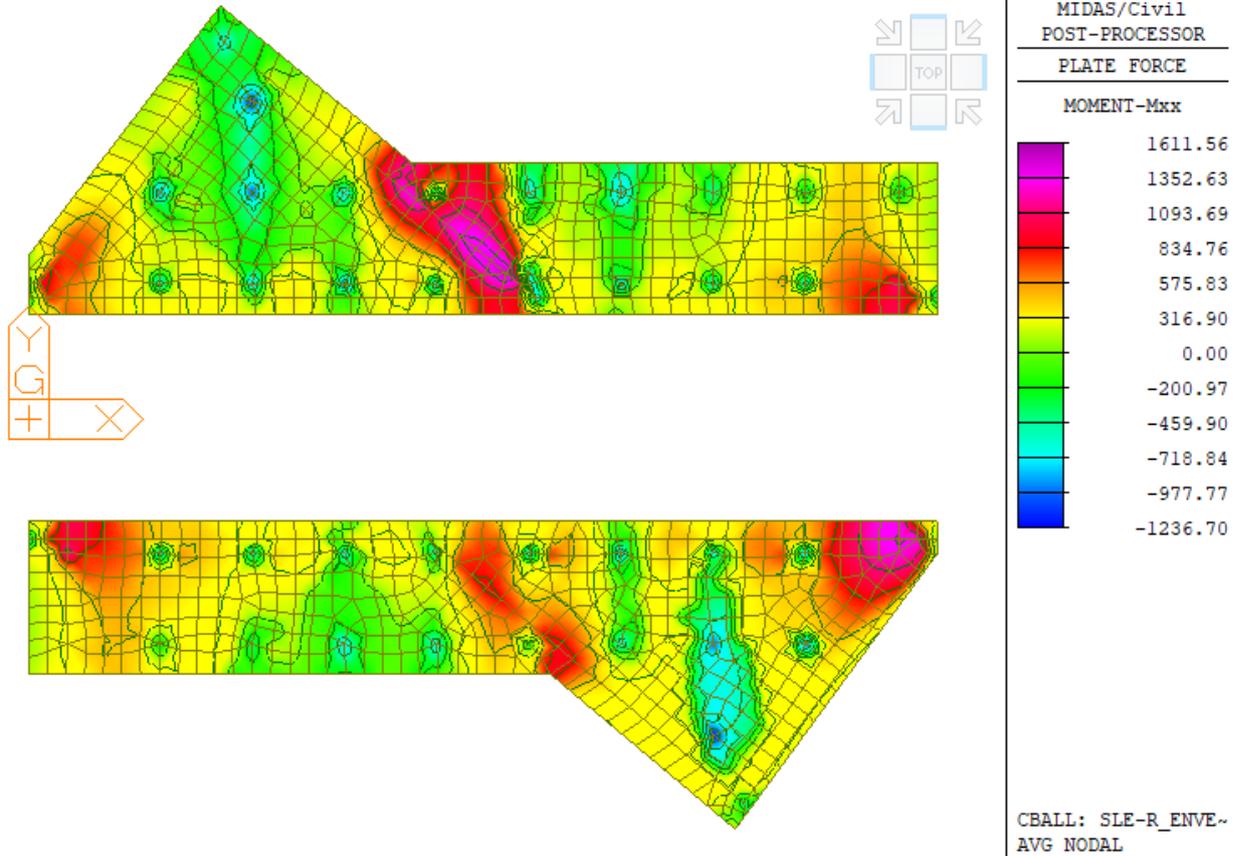


Figura 120 – Momento flettente Mxx (inviluppo)

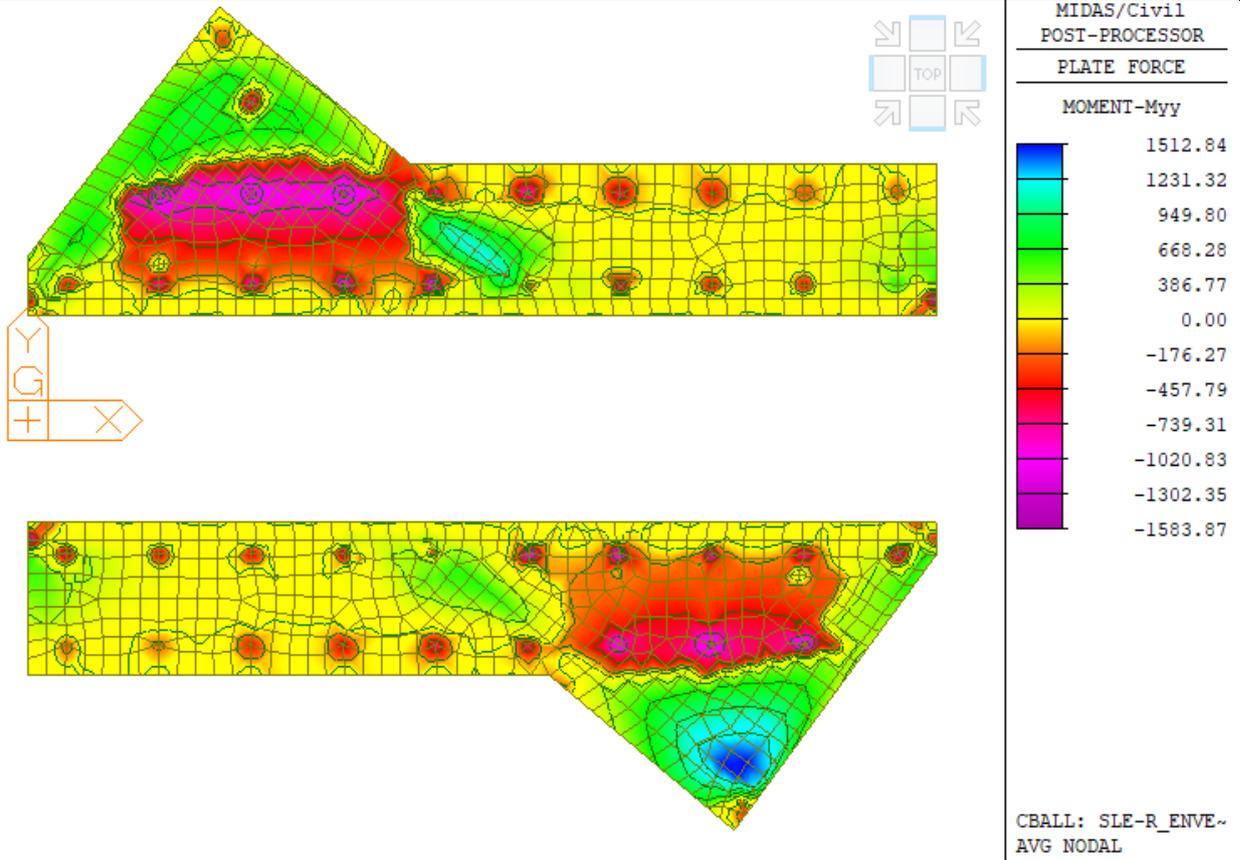


Figura 121 – Momento flettente Myy (inviluppo)

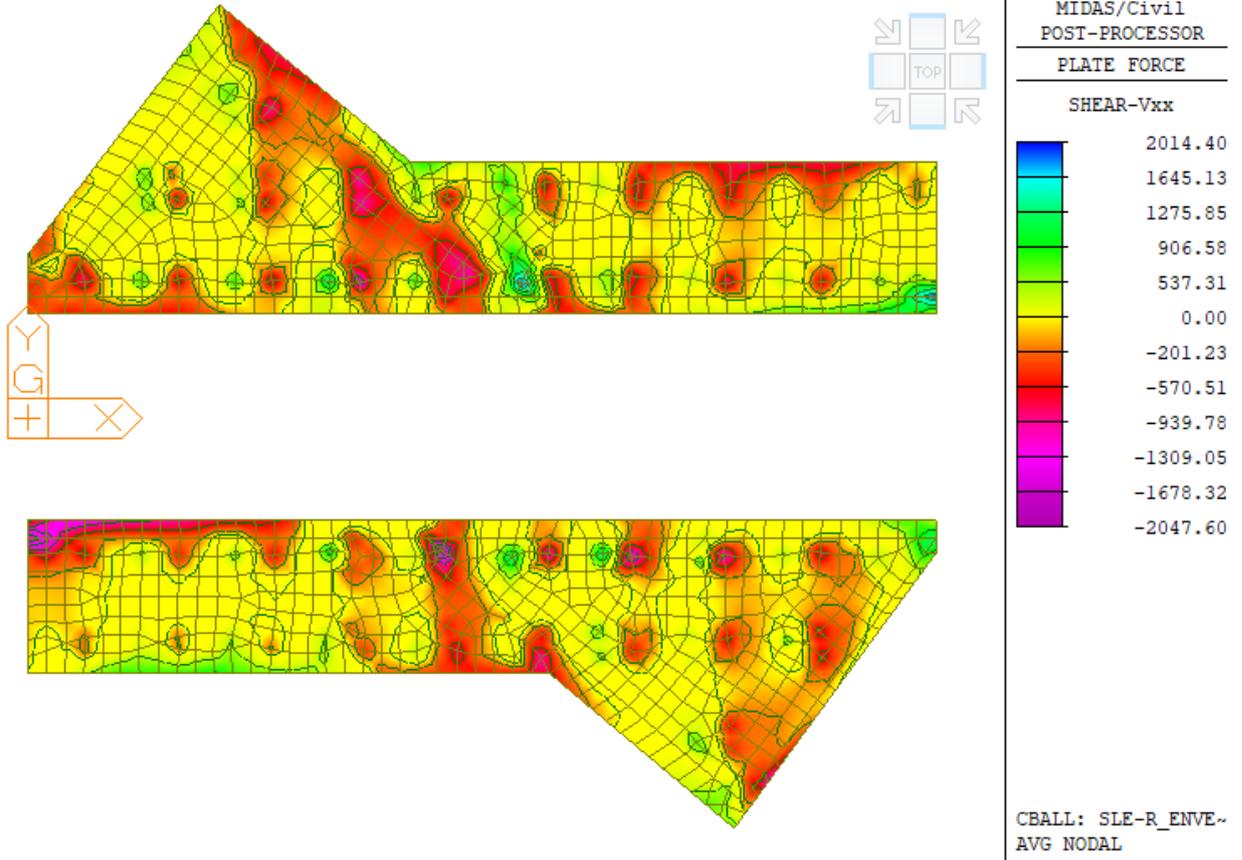


Figura 122 – Taglio Vxx (involuppo)

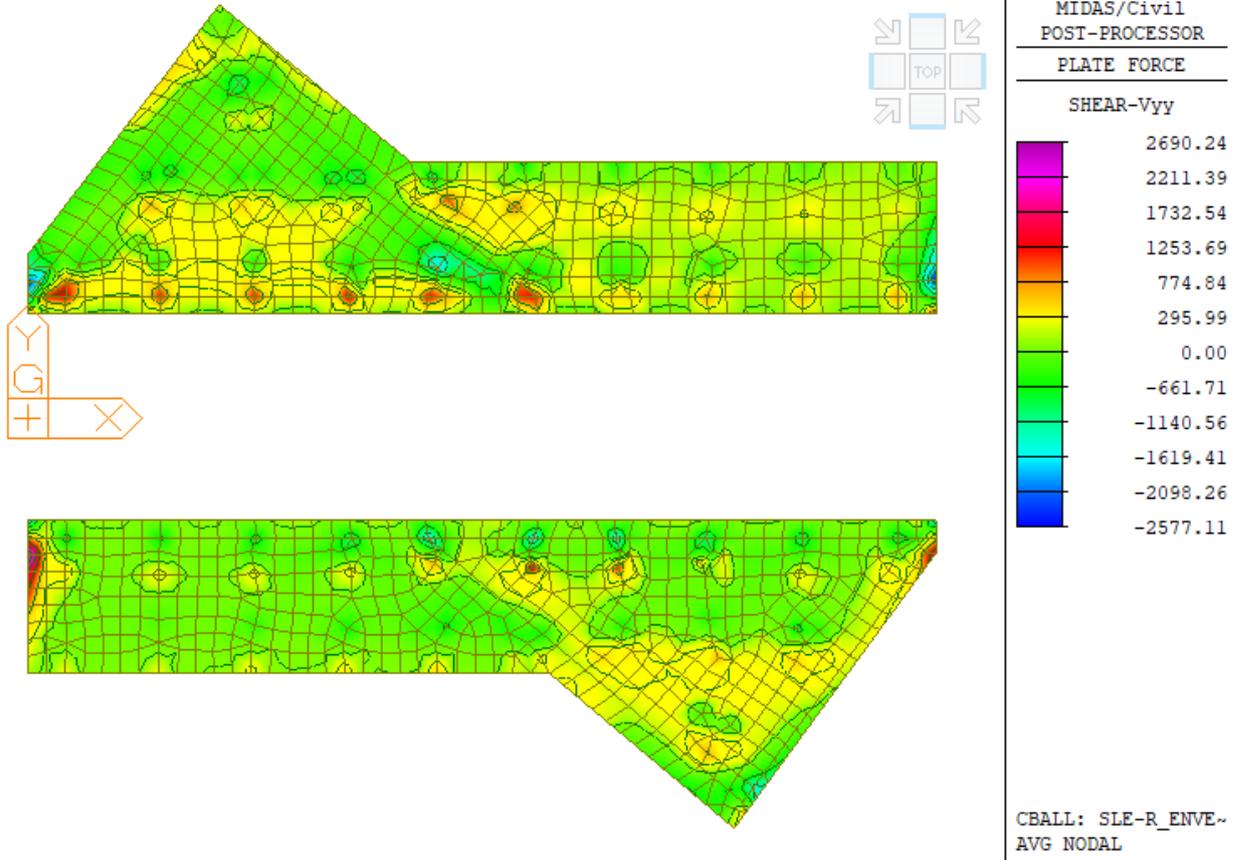
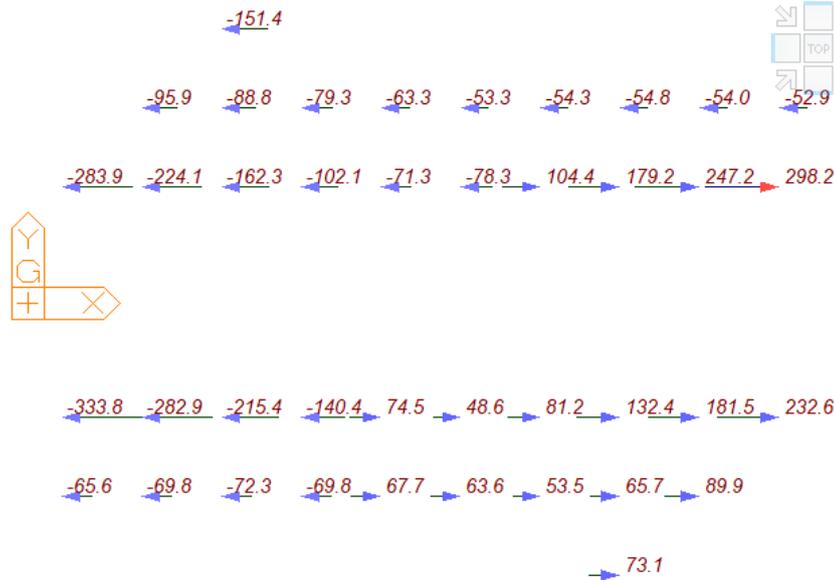


Figura 123 – Taglio Vyy (involuppo)

9.6 REAZIONI NEI PALI

9.6.1 Inviluppo combinazioni SLU



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

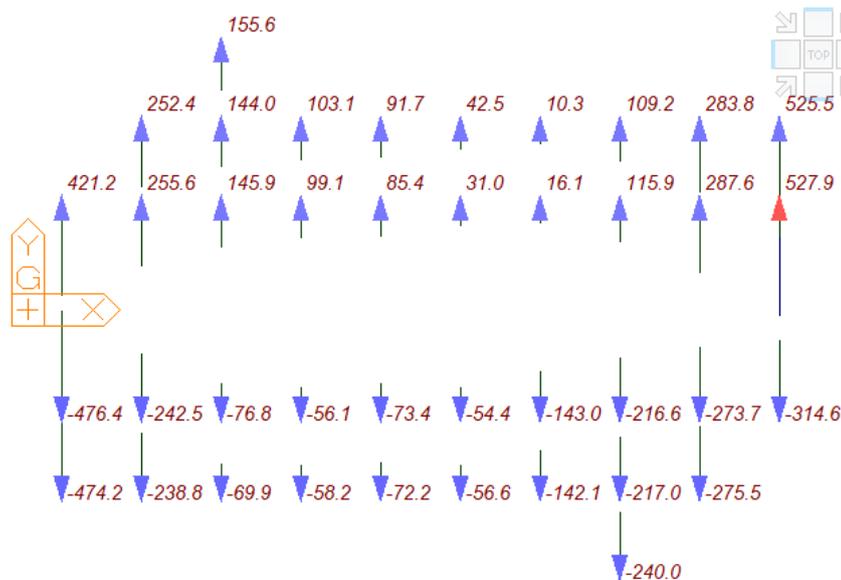
FORCE-X

MIN. REACTION
NODE= 123
FX: -333.84

MAX. REACTION
NODE= 124
FX: 298.23

CBALL: SLU_ENVELO~

Figura 124 – Reazioni in direzione longitudinale



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

FORCE-Y

MIN. REACTION
NODE= 123
FY: -476.41

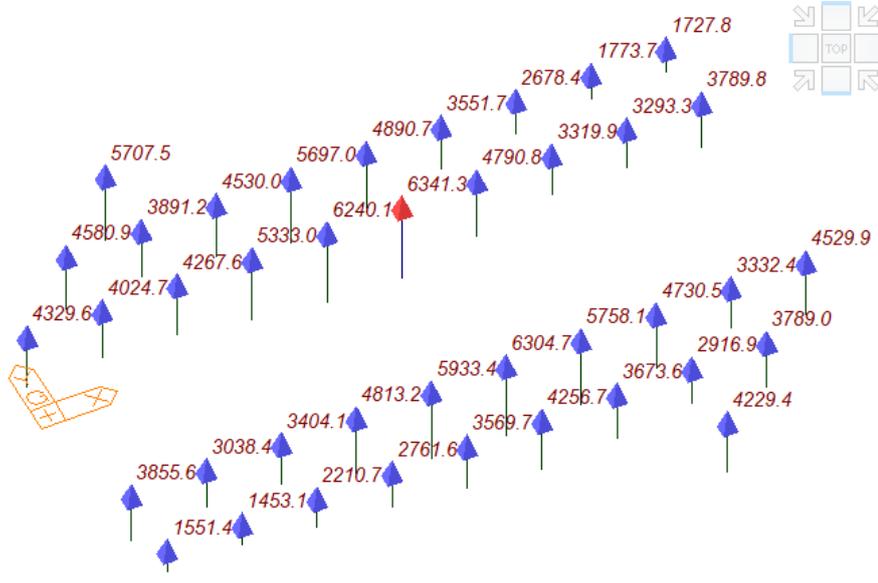
MAX. REACTION
NODE= 124
FY: 527.86

CBALL: SLU_ENVELO~

Figura 125 – Reazioni in direzione trasversale

IV08 - Cavalcferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	114 di 150



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 112
FZ: 1453.08
MAX. REACTION
NODE= 132
FZ: 6341.34
CBALL: SLU_ENVELO-

Figura 126 – Reazioni verticali

9.6.2 Involuppo combinazioni sismiche

I seguenti output non prendono in considerazione gli effetti della variabilità spaziale del moto che vengono tenuti in conto per il dimensionamento delle sole strutture in elevazione, mentre vengono considerati nulli nel dimensionamento dei pali di fondazione.



Figura 127 – Reazioni in direzione longitudinale



Figura 128 – Reazioni in direzione trasversale

IV08 - Cavalciferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	116 di 150

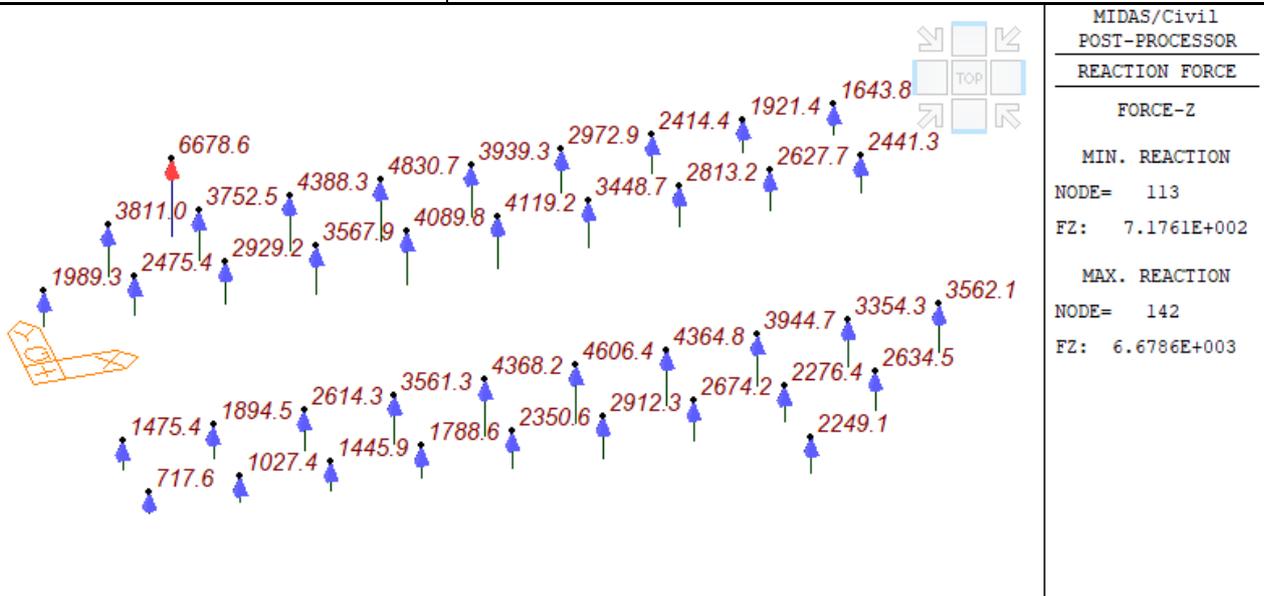


Figura 129 – Reazioni verticali

9.6.3 Inviluppo combinazioni eccezionali

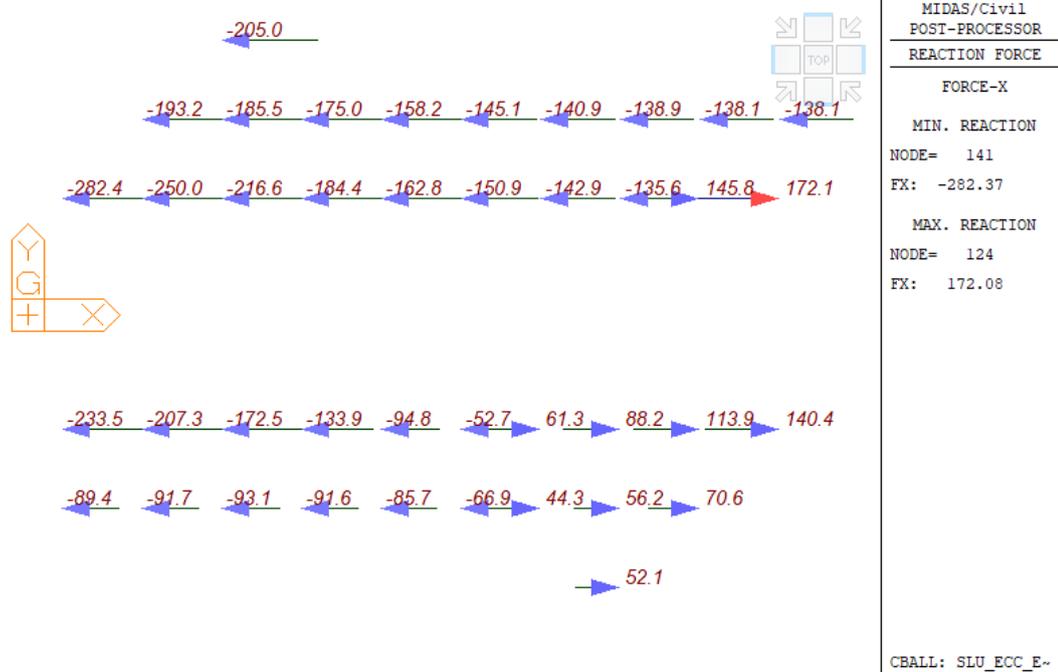


Figura 130 – Reazioni in direzione longitudinale

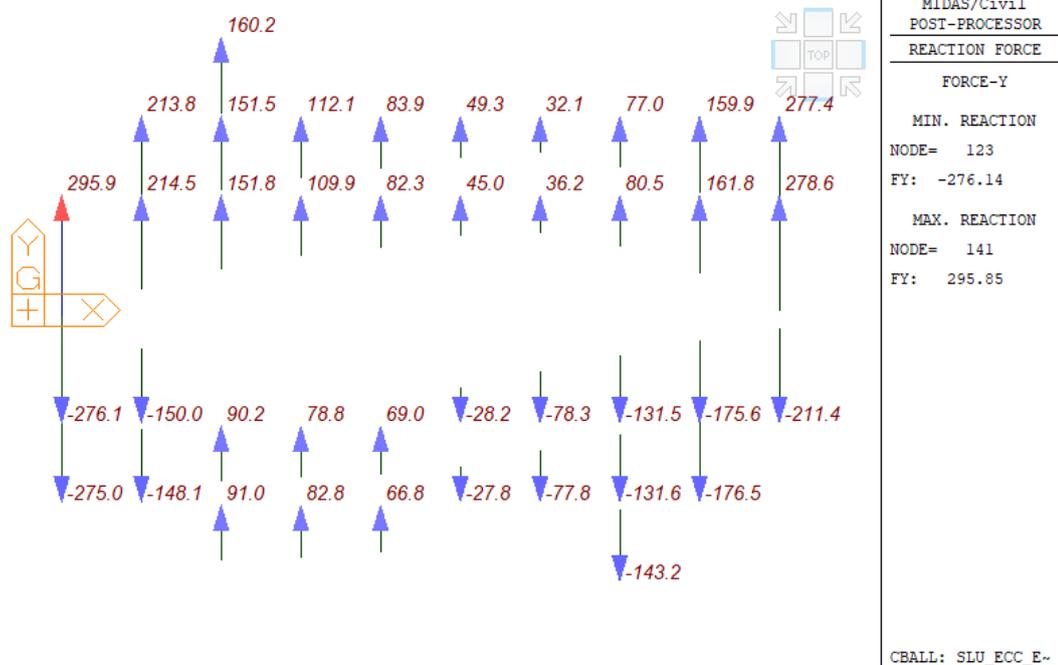
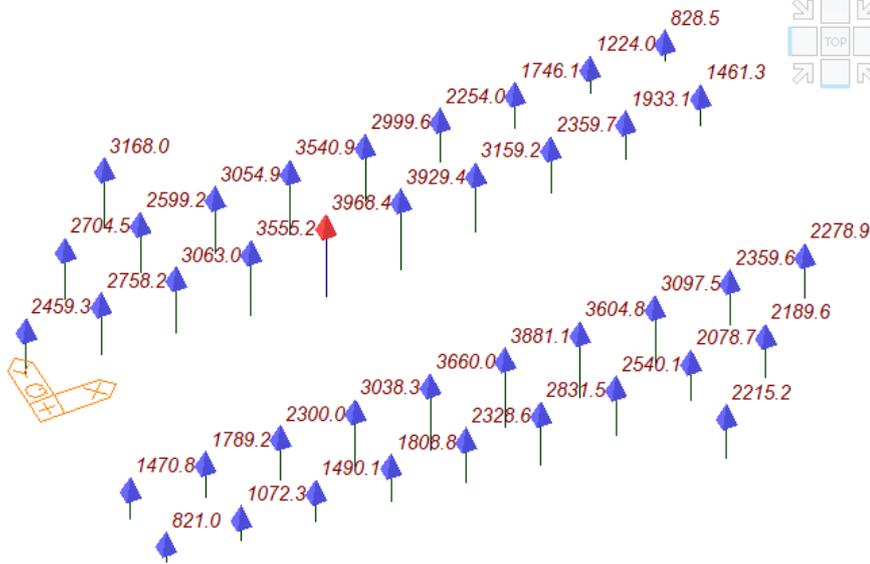


Figura 131 – Reazioni in direzione trasversale



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

FORCE-Z

MIN. REACTION

NODE= 113

FZ: 820.99

MAX. REACTION

NODE= 134

FZ: 3968.41

CBALL: SLU_ECC_E-

Figura 132 – Reazioni verticali

9.6.4 Inviluppo combinazioni rare (SLE)

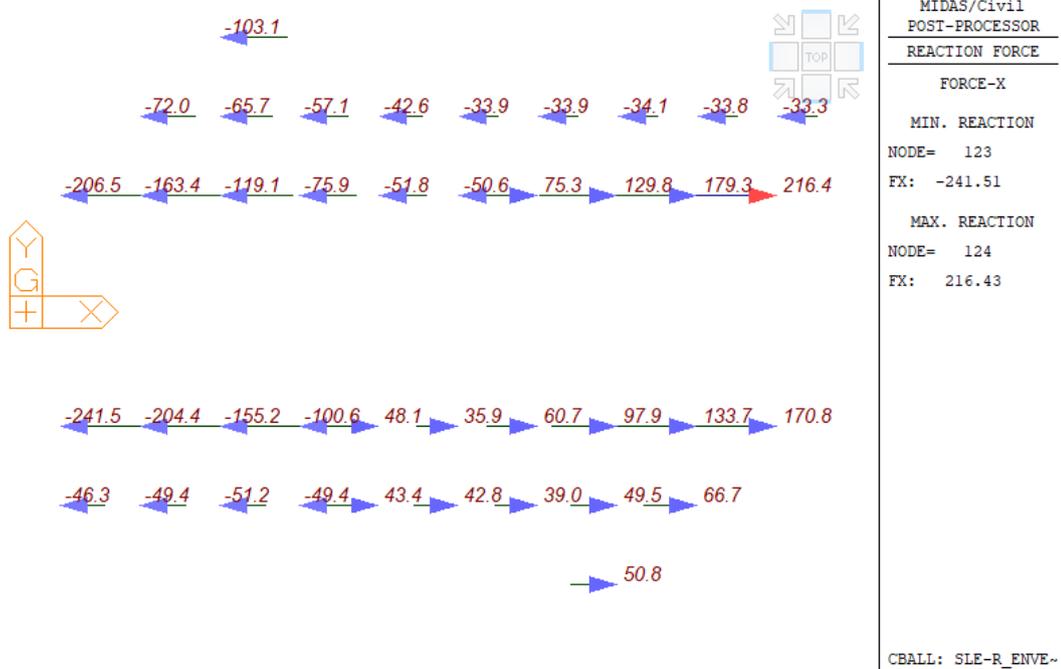


Figura 133 – Reazioni in direzione longitudinale

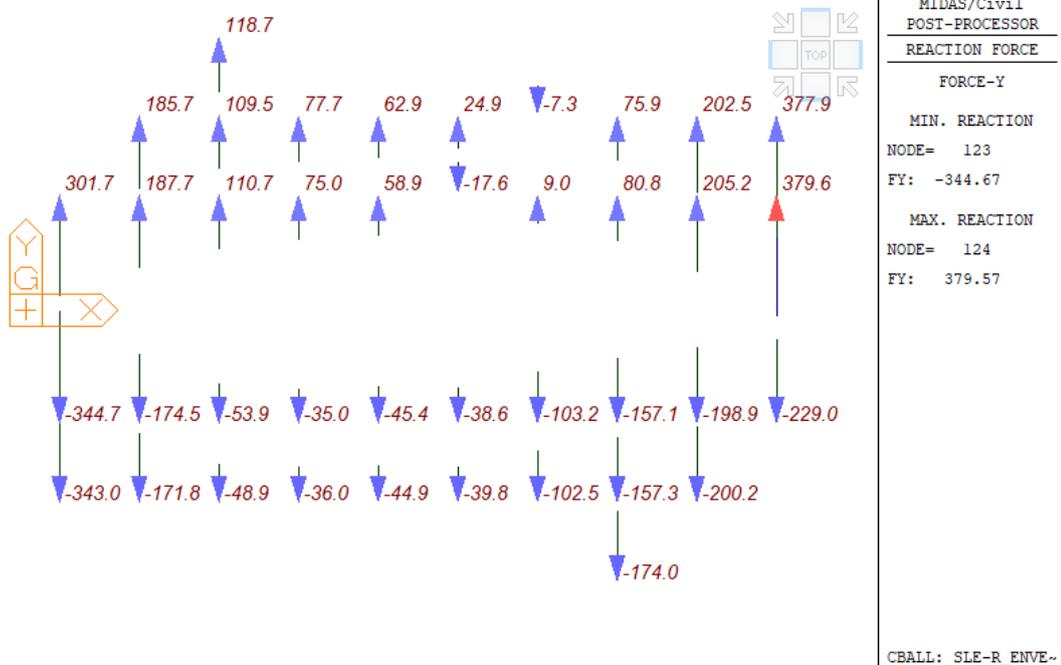
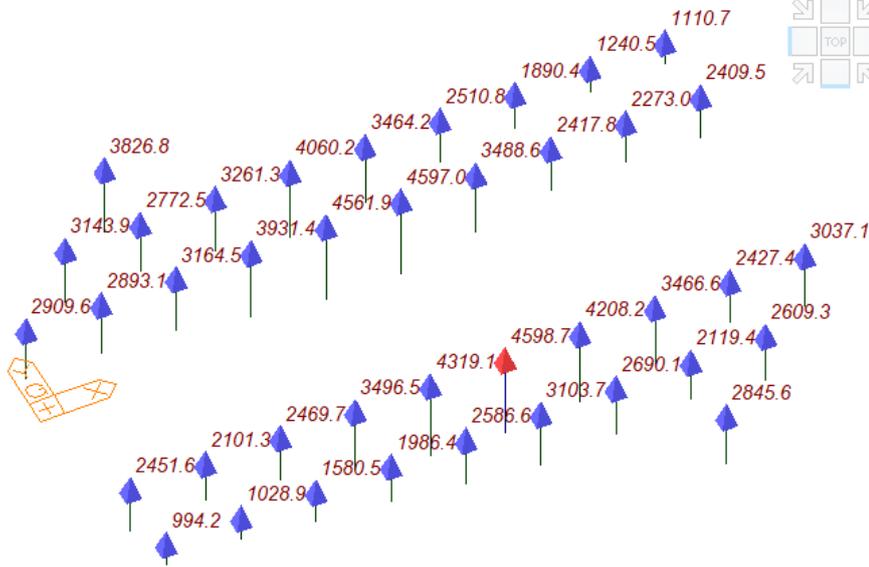


Figura 134 – Reazioni in direzione trasversale

IV08 - Cavalcferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	120 di 150



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 113
FZ: 994.22
MAX. REACTION
NODE= 118
FZ: 4598.75
CBALL: SLE-R_ENVE-

Figura 135 – Reazioni verticali

9.7 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza per i vari elementi strutturali. Nelle immagini seguente si riporta una sintesi delle sezioni di verifica per i diversi elementi strutturali.

9.7.1 Verifiche a flessione (SLU)

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali costanti lungo l'elemento. Per tale motivo, di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a flessione svolte rispetto alle massime sollecitazioni agenti in condizioni ultime (SLU) e in condizioni eccezionali (SLU-E), considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro.

Si fa rilevare che le travi prefabbricate in copertura sono progettate per essere autoportanti in fase di getto. L'analisi strutturale è stata svolta direttamente sull'opera "interamente reagente" per le condizioni di carico definitive e per una sezione pari ad 1 m di larghezza (maggiore quindi della larghezza della singola trave).

Per tali travi si è eseguita poi un'apposita verifica in "fase di getto", ossia in quella condizione in cui il calcestruzzo della soletta viene gettato, ma non essendo ancora maturato, grava come sovraccarico e non contribuisce alla resistenza della sezione.

Le verifiche sono svolte con il software *PresFle+*.

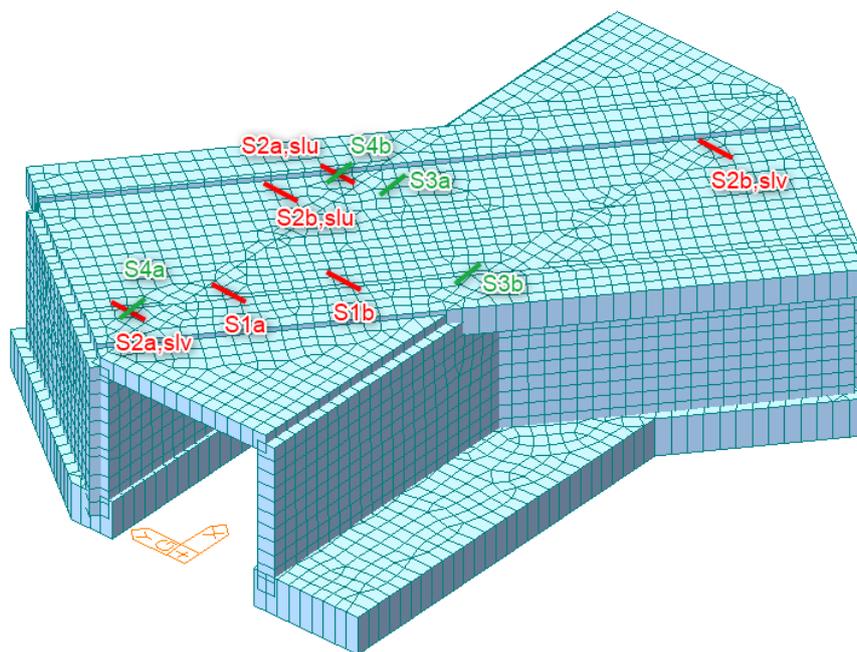


Figura 136 – Inviduazione sezioni di verifica solette

Tabella 3 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE						
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,yy}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Solettone+trave	S1a	1000	950	-1050.0	Sup	1φ24/20	65	885	1458.0	1.39
Solettone+trave	S1b	1000	950	611.0	Inf	10φ24	65	885	1842.0	3.01
Solettone laterale	S2a	1000	950	-320.0	Sup	1φ24/20	85	865	733.0	2.29
Solettone laterale	S2b	1000	950	150.0	Inf	1φ24/20	85	703	733.0	4.89

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE						
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,xx}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Soletta superiore	S3a	1000	350	-150.0	Sup	1φ24/10	85	265	451.0	3.01
Soletta superiore	S3b	1000	350	170.0	Inf	1φ24/10	85	265	451.0	2.65
Solettone laterale	S4a	1000	950	-200.0	Sup	1φ20/20	65	885	525.0	2.63
Solettone laterale	S4b	1000	950	260.0	Inf	1φ20/20	65	885	525.0	2.02

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,yy}	N _{Ed,min}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Pareti verticali longitudinali	S5a	1000	1000	400.0	-230	Int	1φ24/20	85	915	892.0	2.23
Pareti verticali longitudinali	S5b	1000	1000	-280.0	-620	Est	1φ24/20	85	915	1063.0	3.80
Pareti verticali trasversali	S6a	1000	1000	-440.0	680	Int	1φ24/20	85	915	485.0	1.10
Pareti verticali trasversali	S6b	1000	1000	520.0	-270	Est	1φ24/20	85	915	910.0	1.75

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE						
-----------	--	--	--	---------------------------------------	--	--	--	--	--	--

Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,xx}$	Armature	c	d	M_{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passso	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Plinti di fondazione	S7	1000	2000	1750.0	1φ26/20	65	1935	1950.0	1.11

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE					
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,yy}$	Armature	c	d	M_{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passso	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Plinti di fondazione	S8	1000	2000	1800.0	1φ26/20	85	1915	1920.0	1.07

Di seguito si riportano le sezioni verificate nel software PresFle+ e i domini di resistenza più significativi.

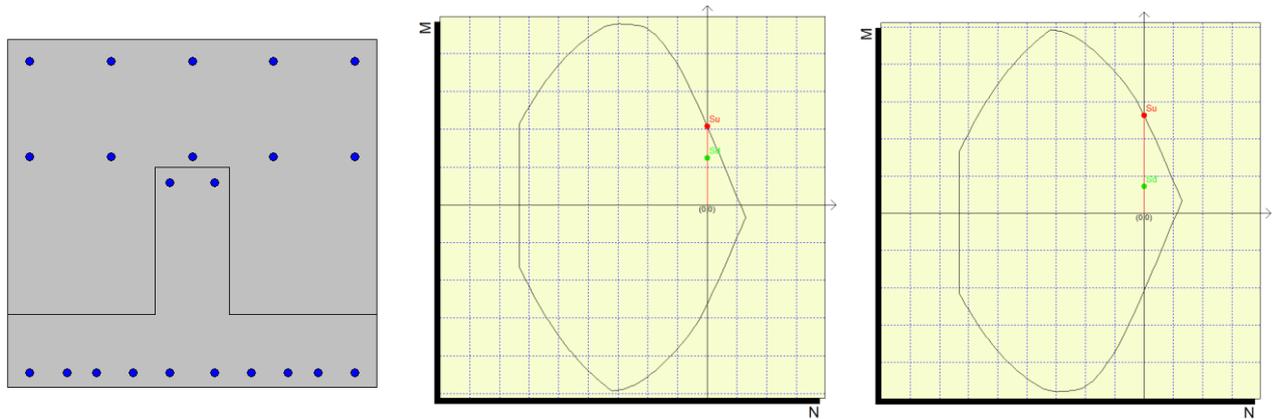


Figura 137 – Sezione S1 e domini di resistenza

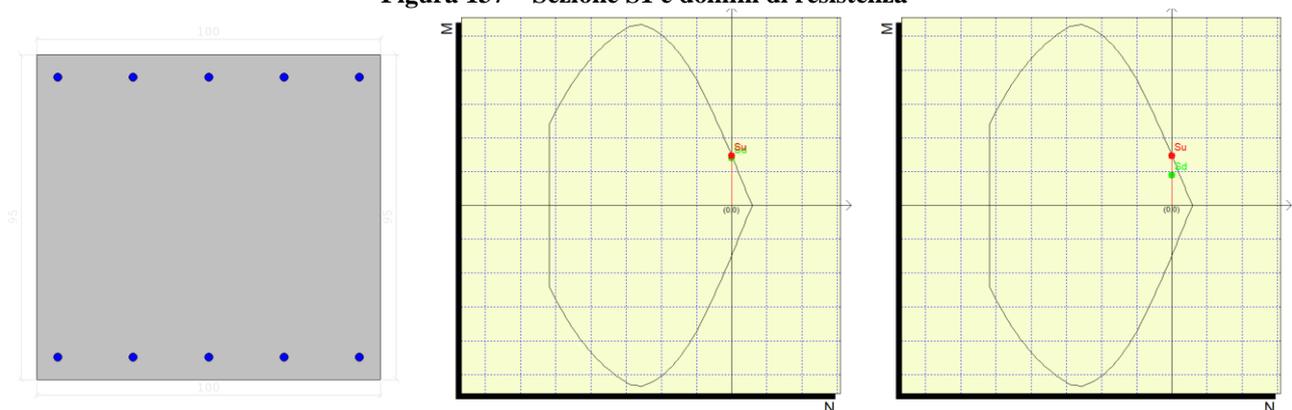


Figura 138 – Sezione S2 e domini di resistenza

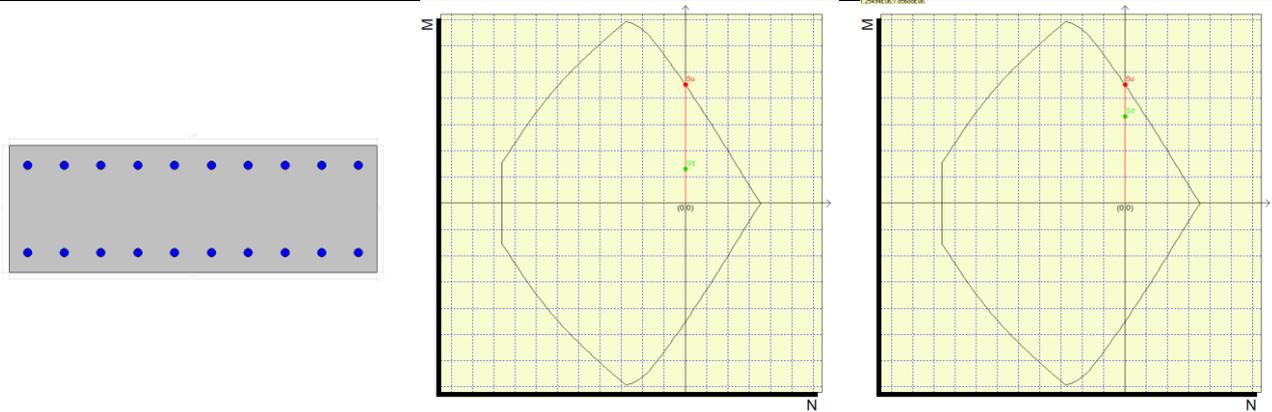


Figura 139 – Sezione S3 e domini di resistenza

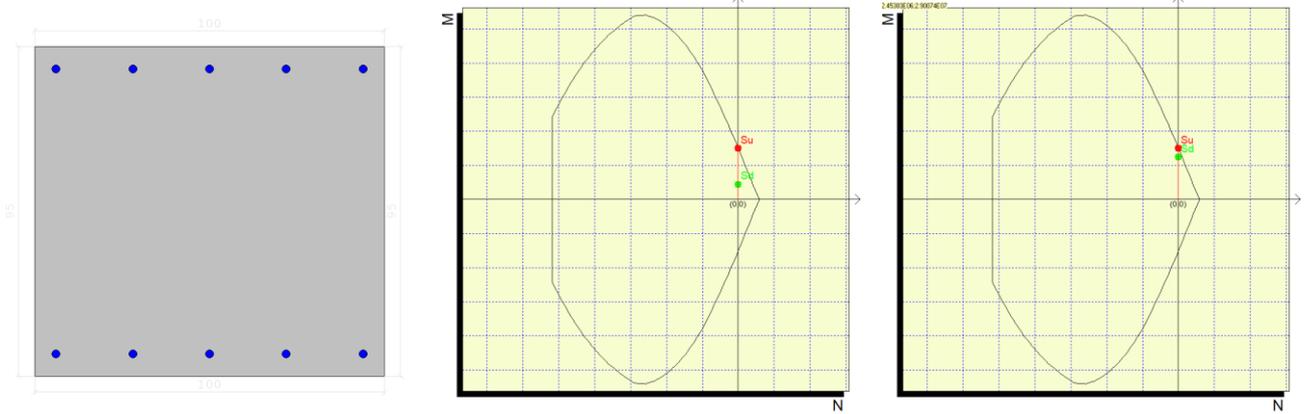


Figura 140 – Sezione S4 e domini di resistenza

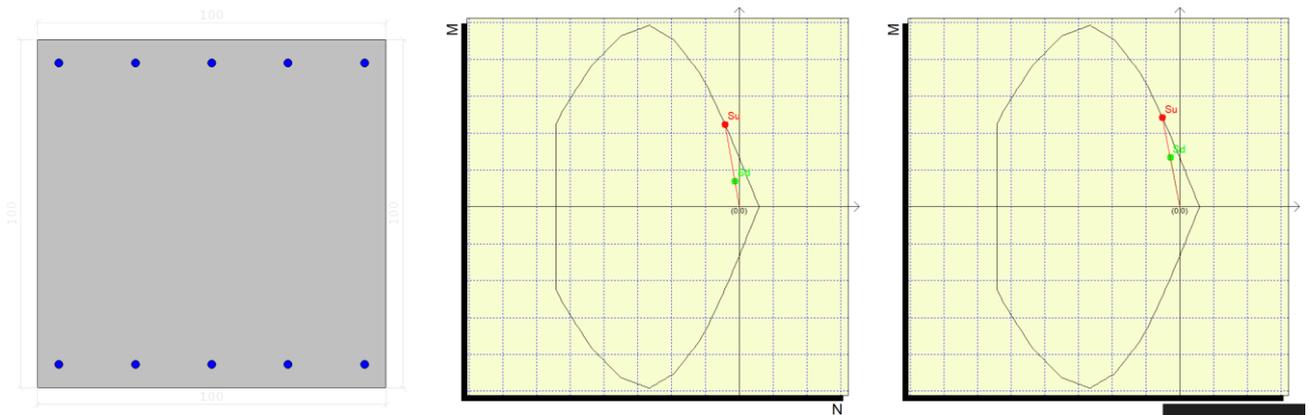


Figura 141 – Sezione S5 e domini di resistenza

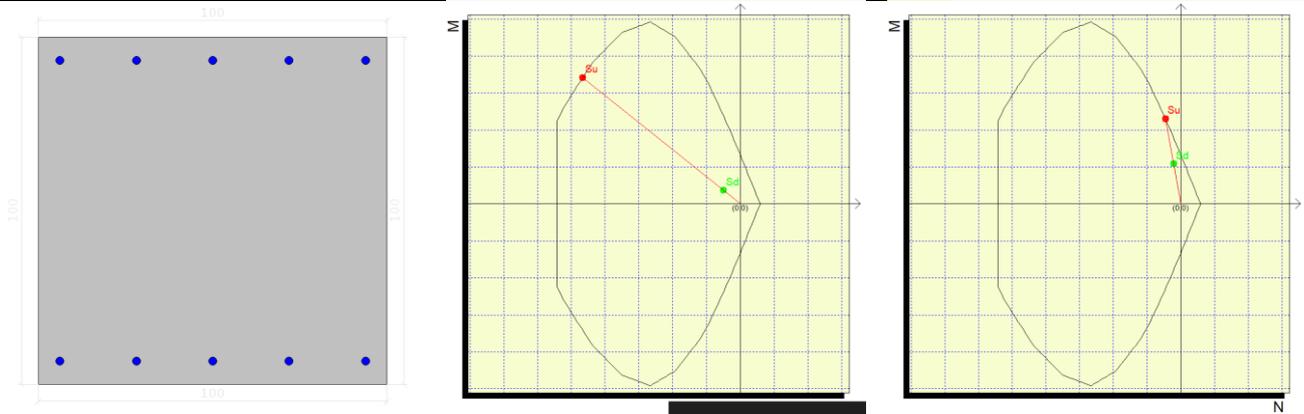


Figura 142 – Sezione S6 e domini di resistenza

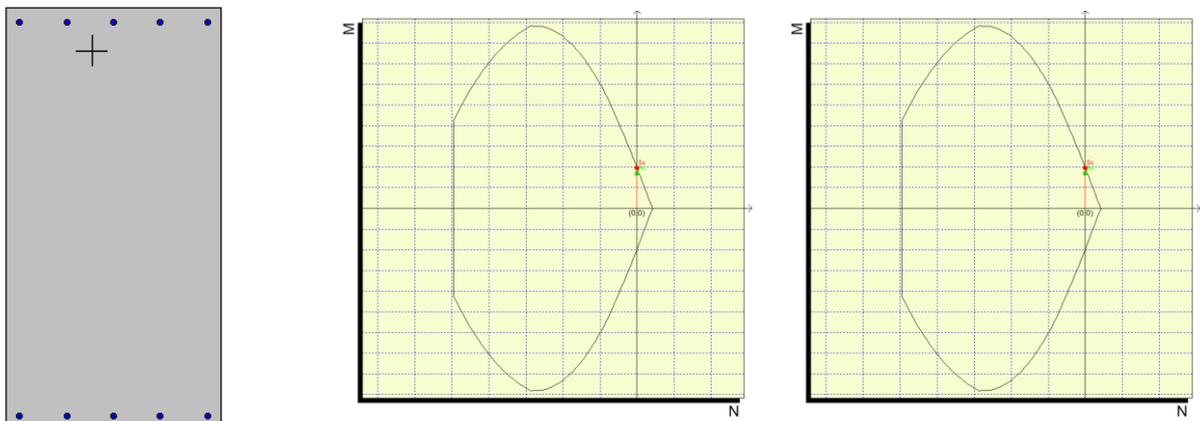


Figura 143 – Sezione S7 e domini di resistenza

9.7.2 Verifiche a flessione (SLV)

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali costanti lungo l'elemento. Per tale motivo, di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a flessione svolte rispetto alle massime sollecitazioni agenti in condizioni sismiche (SLV), considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro.

Le verifiche sono svolte con il software *PresFle+*.

Tabella 4 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLV DIREZIONE TRASVERSALE						
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,yy}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Solettone+trave	S1a	1000	950	-950.0	Sup	1φ24/20	65	885	1125.0	1.18
Solettone+trave	S1b	1000	950	834.0	Inf	10φ24	65	885	1490.0	1.79
Solettone laterale	S2a	1000	950	-550.0	Sup	1φ24/20	85	865	705.0	1.28
Solettone laterale	S2b	1000	950	350.0	Inf	1φ24/20	85	703	705.0	2.01

GEOMETRIA				VERIFICHE SLV DIREZIONE LONGITUDINALE						
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,xx}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Soletta superiore	S3a	1000	350	-300.0	Sup	1φ24/10	85	265	437.0	1.46
Soletta superiore	S3b	1000	350	270.0	Inf	1φ24/10	85	265	437.0	1.62
Solettone laterale	S4a	1000	950	-220.0	Sup	1φ20/20	65	885	510.0	2.32
Solettone laterale	S4b	1000	950	280.0	Inf	1φ20/20	65	885	510.0	1.82

GEOMETRIA				VERIFICHE SLV							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,yy}	N _{Ed,min}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Pareti verticali longitudinali	S5a	1000	1000	790.0	-210	Int	1φ24/20	85	915	848.0	1.07
Pareti verticali longitudinali	S5b	1000	1000	-850.0	-500	Est	1φ24/20	85	915	960.0	1.13
Pareti verticali trasversali	S6a	1000	1000	-190.0	380	Int	1φ24/20	85	915	605.0	3.18
Pareti verticali trasversali	S6b	1000	1000	540.0	-310	Est	1φ24/20	85	915	887.0	1.64

GEOMETRIA				VERIFICHE SLV DIREZIONE LONGITUDINALE						
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,xx}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passi		[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Plinti di fondazione	S7	1000	2000	1400.0	1φ26/20		65	1935	1892.0	1.35

GEOMETRIA				VERIFICHE SLV DIREZIONE TRASVERSALE						
-----------	--	--	--	-------------------------------------	--	--	--	--	--	--

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.						
<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>				COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A	FOGLIO 127 di 150	
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M _{Ed,yy}	Armature	c	d	M _{Rd}	FS	
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]	
Plinti di fondazione	S8	1000	2000	1500.0	1φ26/20	85	1915	1865.0	1.24	

9.7.3 Verifiche a taglio

Le espressioni per la valutazione dei tagli resistenti, in assenza o presenza di apposita armatura, sono riepilogate al paragrafo 8.2, in accordo con quanto previsto dalle NTC2018.

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo con i valori dei tagli resistenti in assenza di specifica armatura a taglio, calcolati per i vari elementi strutturali. Il contributo dello sforzo normale è stato trascurato.

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$											
Elemento	h	c	d	b	k	A _l	ρ _l	N _{ed}	σ _{cp}	v _{min}	V _{Rd}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]
Solettone+trave	950	65	885	1000	1.48	4524	5.1E-03	0.0	0.000	0.35	397.7
Solettone laterale	950	65	885	1000	1.48	2262	2.6E-03	0.0	0.000	0.35	315.7
Parete longitudinale	1000	65	935	1000	1.46	2262	2.4E-03	400.0	0.400	0.35	383.5
Parete trasversale	1000	65	935	1000	1.46	2262	2.4E-03	650.0	0.650	0.35	418.6
Plinto di fondazione	2000	65	1935	1000	1.32	2655	1.4E-03	0.0	0.000	0.30	582.0

Tabella 5 – Riepilogo delle verifiche a taglio in assenza di specifica armatura resistente

Le verifiche sono riportate, di seguito, in forma grafica. Nella figure seguenti sono riportate le mappe cromatiche limitate ai massimi valori di taglio resistente in assenza di armatura a taglio per ognuno degli elementi strutturali riportati precedentemente: in particolare, nelle zone al di fuori dei limiti (colorate in bianco) le verifiche non sono soddisfatte ed è quindi necessario dimensionare l'armatura a taglio

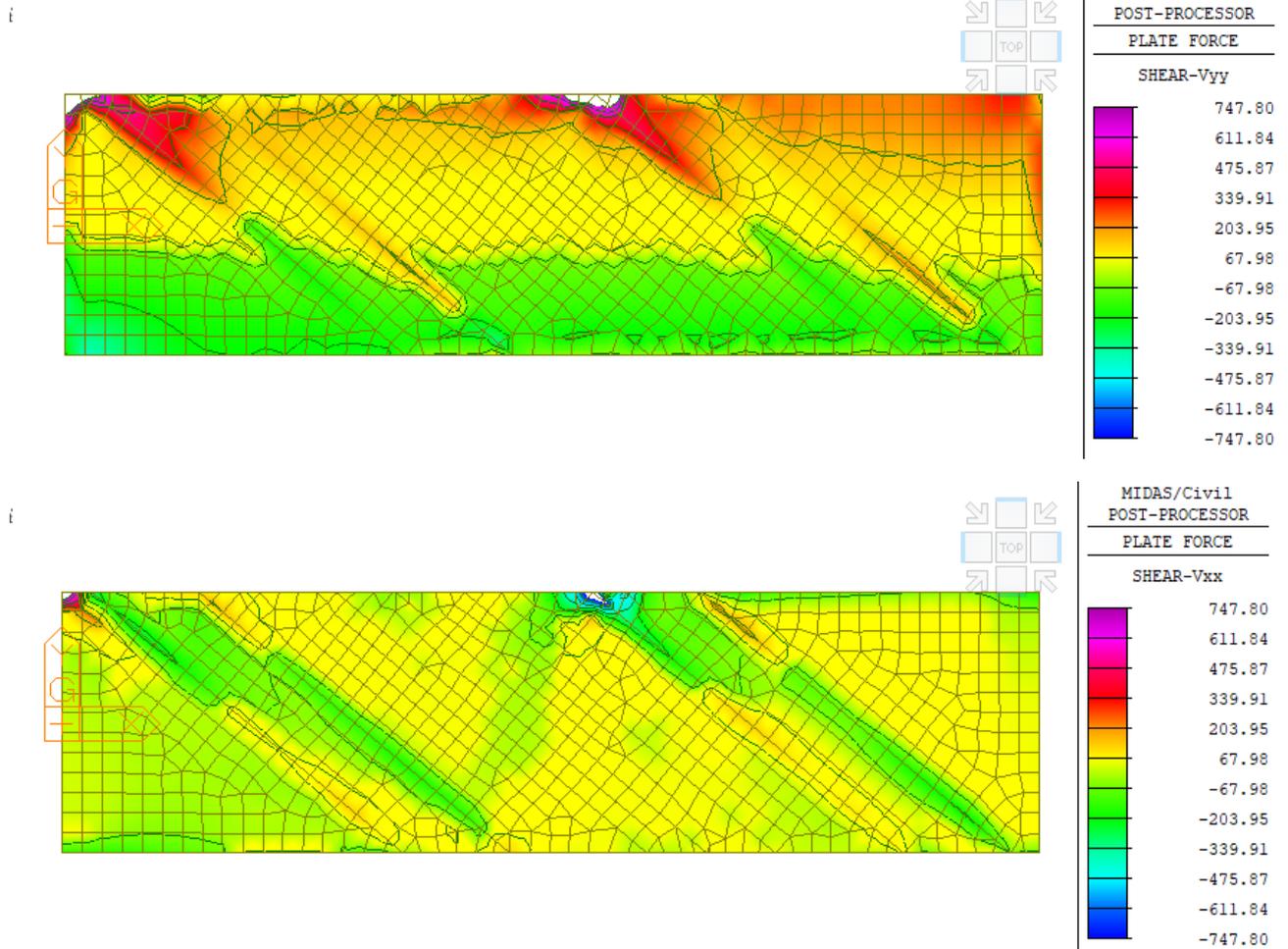


Figura 144 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (solettone superiore – zona centrale)

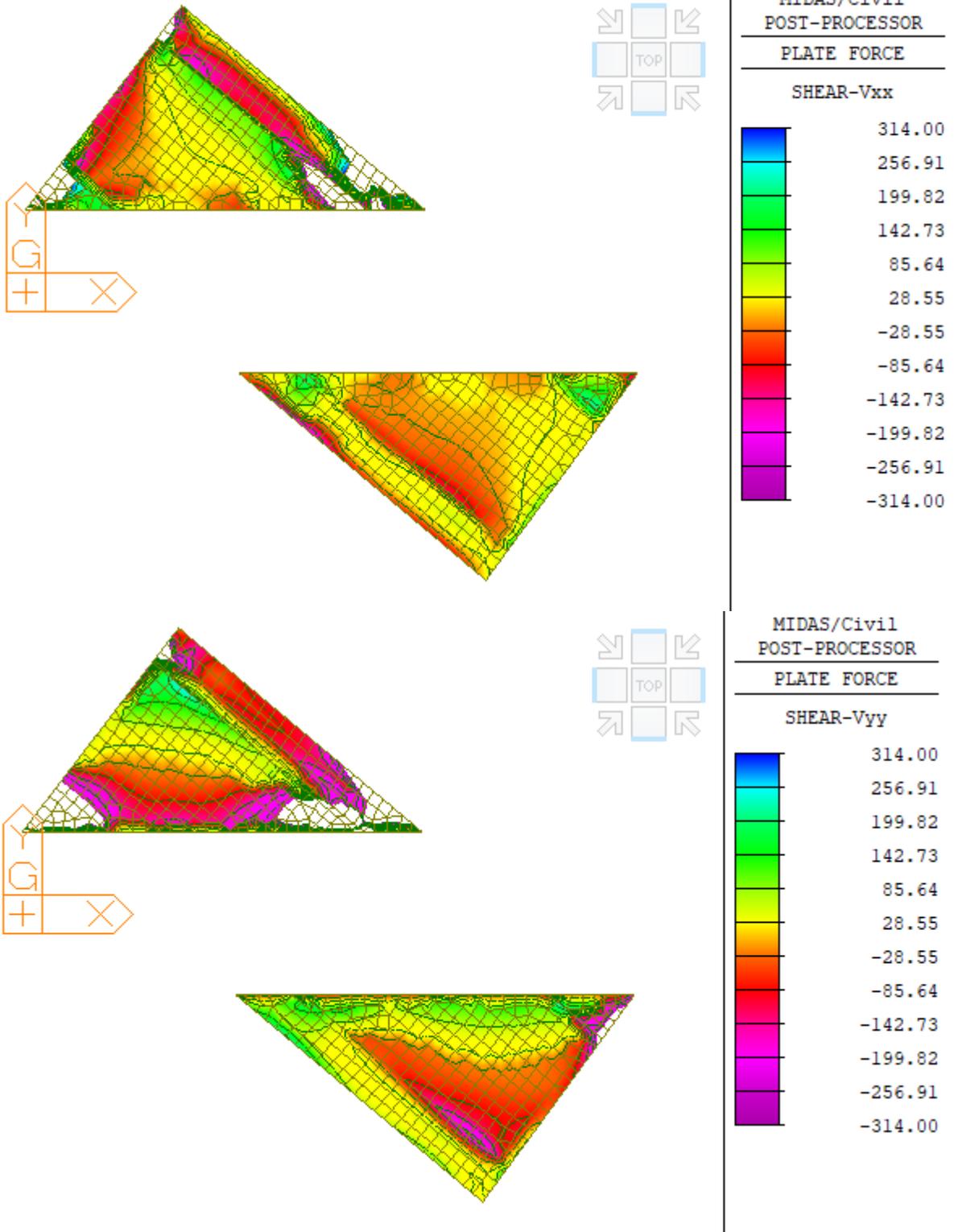


Figura 145 – Sollecitazioni taglienti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (solettone superiore – zone laterali)

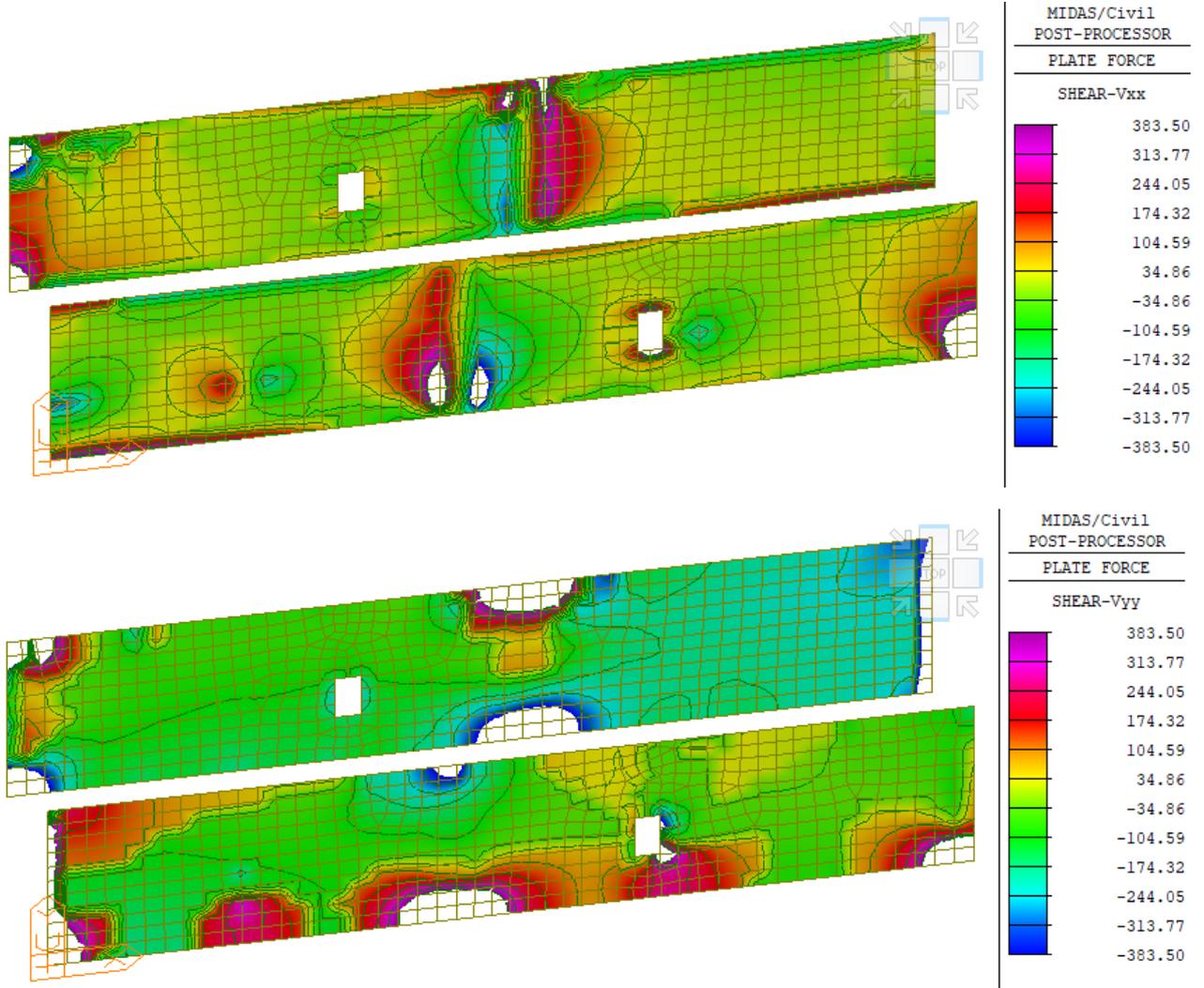


Figura 146 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (pareti longitudinali)

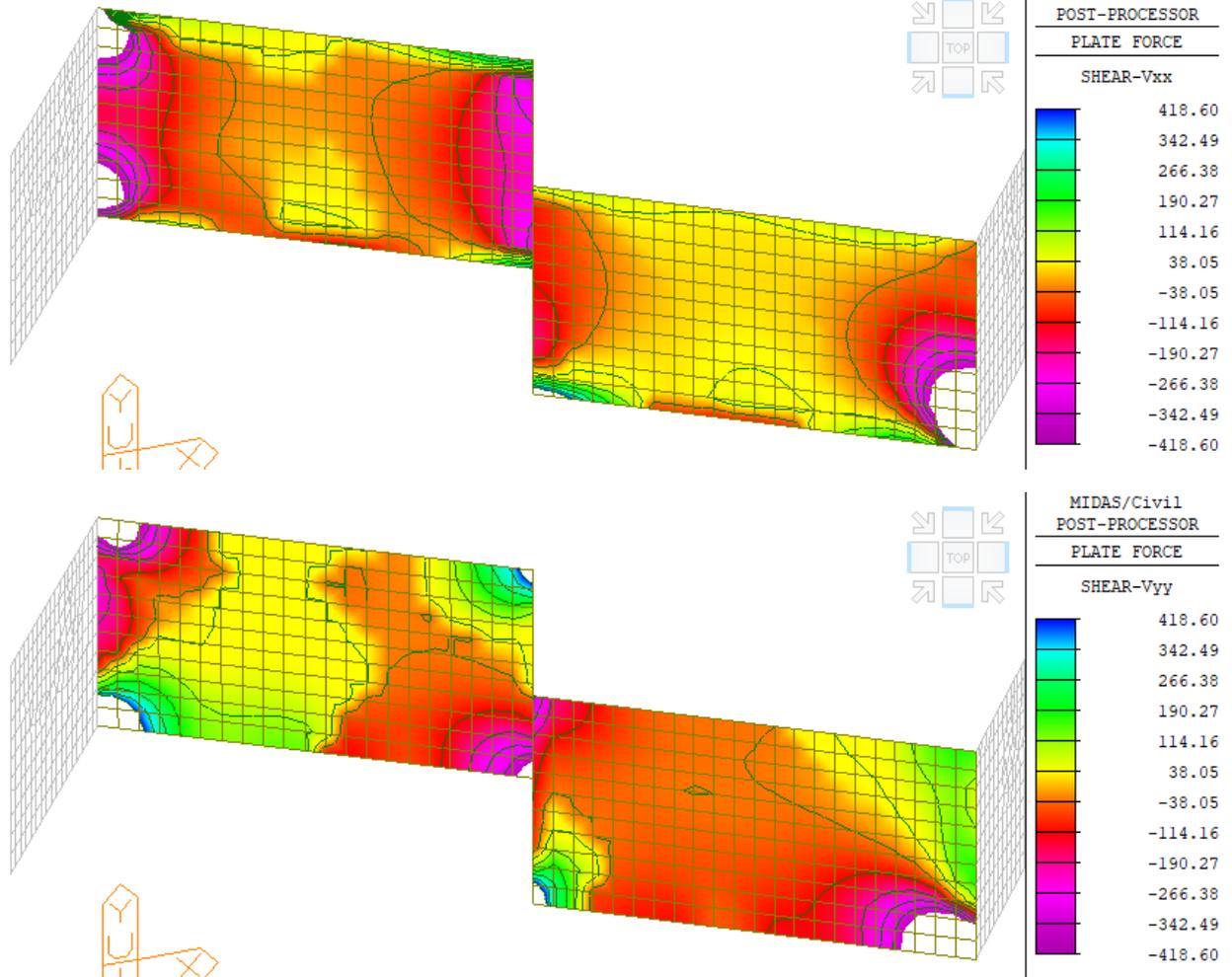


Figura 147 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (pareti trasversali)

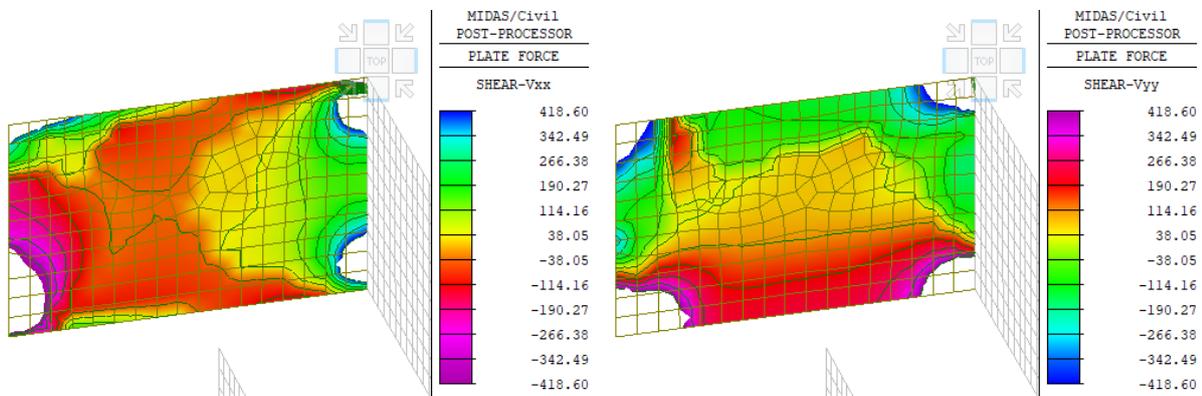


Figura 148 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (pareti trasversali)

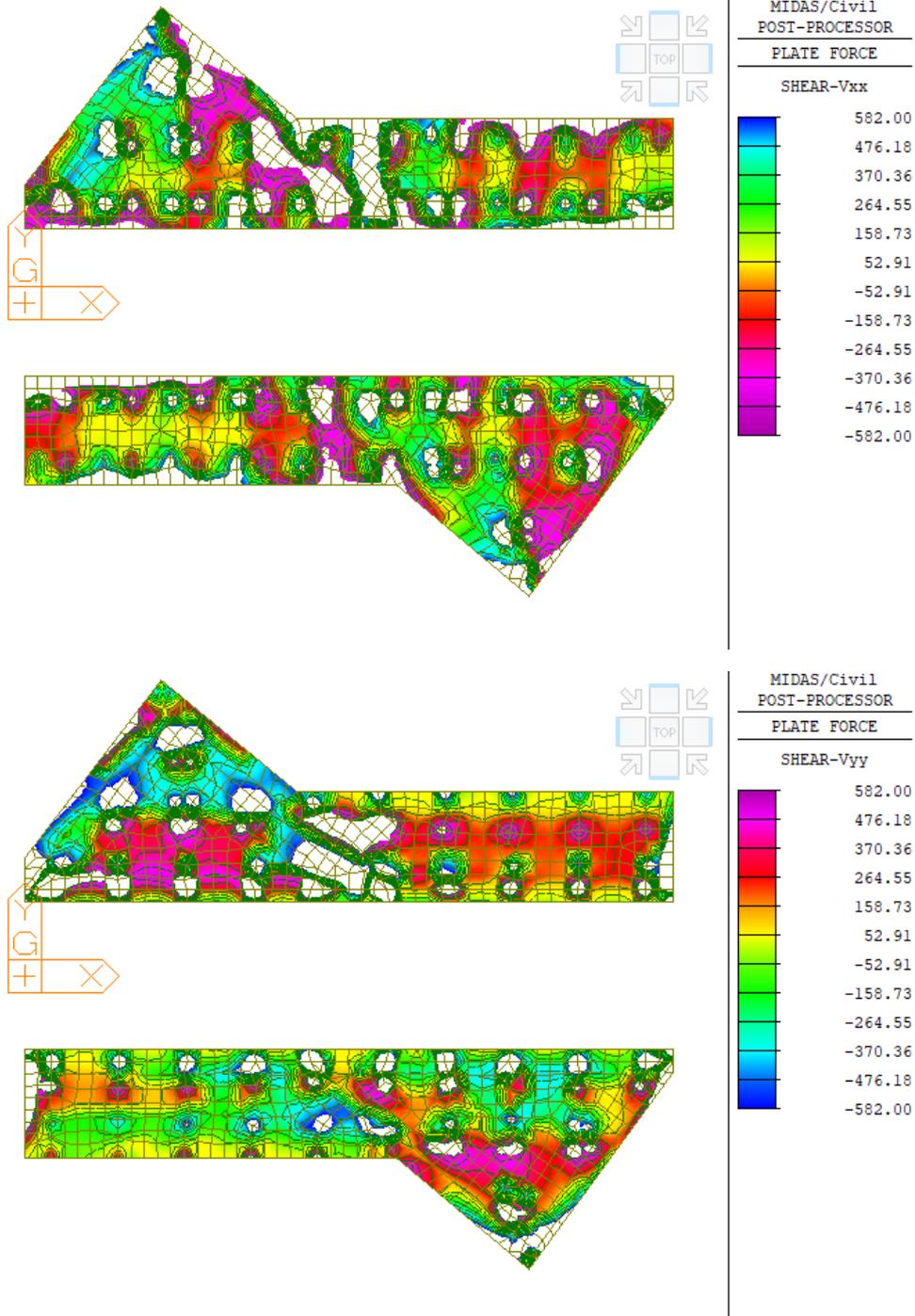


Figura 149 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (fondazione)

Le verifiche sono soddisfatte in gran parte della struttura senza predisporre un'apposita armatura a taglio, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Si specifica che molte delle zone in cui il taglio resistente in assenza di armatura risulta superato rappresentano zone di nodo tra elementi strutturali (es. pareti/solettone o parete/parete) e sono dovute a causa di effetti fortemente localizzati dovuti alla tipologia di modellazione o in corrispondenza dei vincoli puntuali in fondazione.

In tutti gli elementi è comunque presente un quantitativo di armatura a taglio costituito da spilli $\phi 16/40 \times 40$ sui piedritti e sui solettoni laterali, staffe $\phi 12$ con passo 10/20 cm nel solettone di scavalco della ferrovia (armature della trave prefabbricata) e da ferri piegati $\phi 26$ in fondazione.

SEZIONE CLS					ARMATURA A TAGLIO				CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI						
									TAGLIO COMPRESSIONE				TAGLIO TRAZIONE		
Elemento	h	c	d	b	ϕ_{legat}	Bracci	A_{ϕ}	A_{sw}	α_c	f'_{cd}	$\cotg\Theta$	V_{Rcd}	$\cotg\alpha$	s_{eff}	V_{Rsd}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]
Solettone+trave	950	65	885	1000	8	2.0	50.3	100.5	1.00	9.07	2.0	4333	1.0	100	664.7
Solettone laterale	950	65	885	1000	16	2.5	201.1	502.7	2.00	9.07	2.0	8666	1.0	400	830.8
Parete longitudinale	1000	65	935	1000	16	2.5	201.1	502.7	3.00	9.07	2.0	13733	1.0	400	877.8
Parete trasversale	1000	65	935	1000	16	2.5	201.1	502.7	4.00	9.07	2.0	18311	1.0	400	877.8
Plinto di fondazione	2000	65	1935	1000	26	2.5	530.9	1327.3	5.00	7.08	2.0	31793	0.6	500	3296.9

Di seguito si riportano le verifiche per elementi armati a taglio in forma grafica, in analogia con quanto esposto in precedenza. Si ribadisce che le zone in cui il taglio resistente risulta superato costituiscono zone di nodo in cui si riscontrano concentrazioni significative di sollecitazioni non significative dal punto di vista del dimensionamento dell'opera.

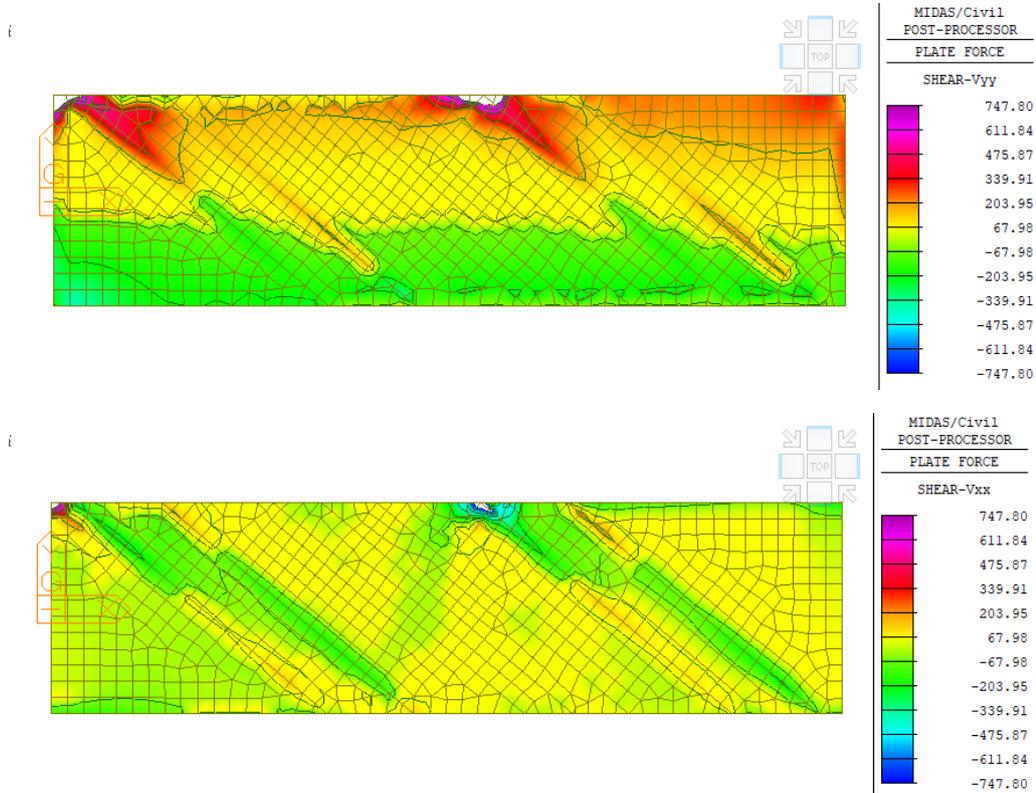


Figura 150 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (solettone superiore – tratto centrale)

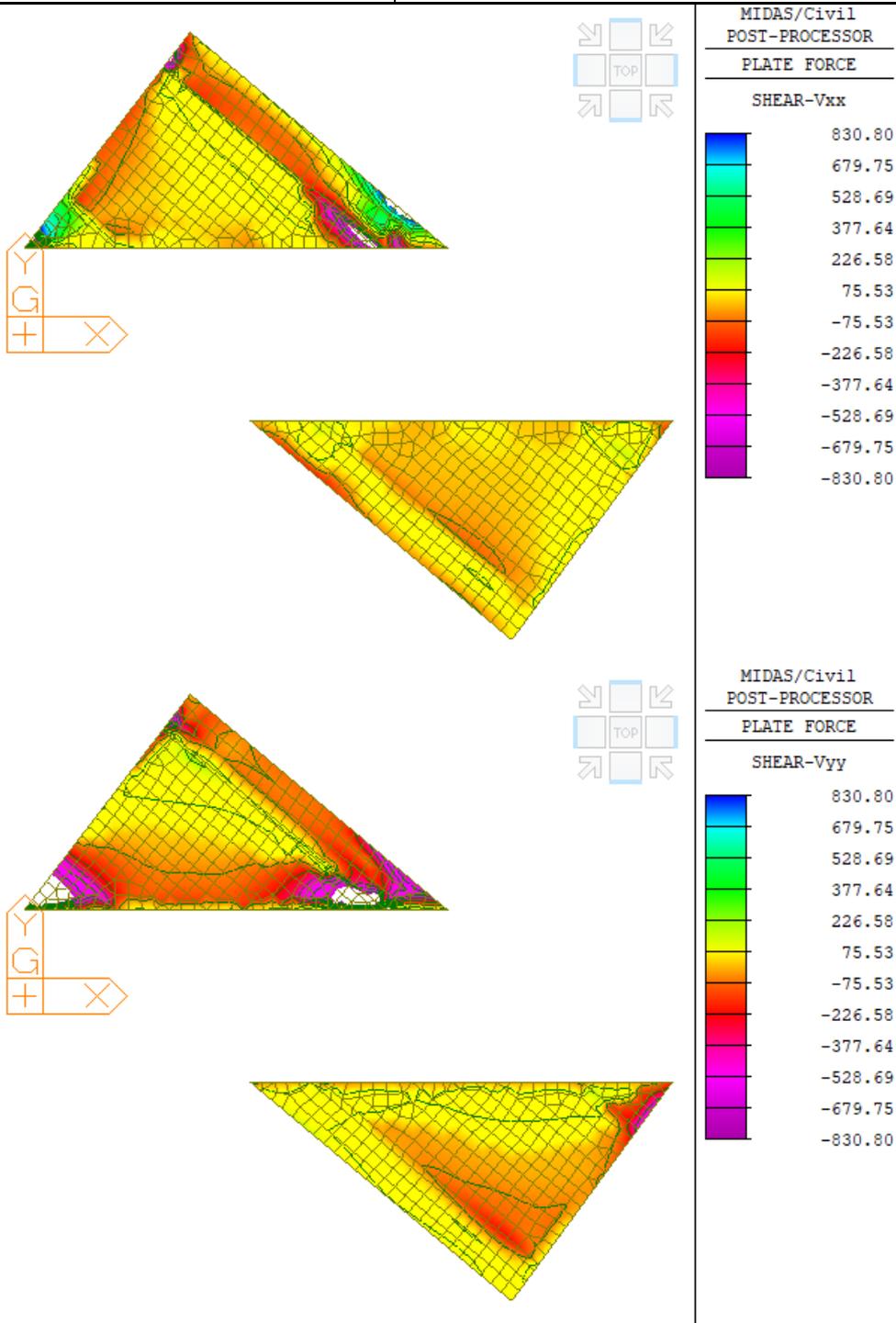


Figura 151 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (solettone superiore – zone laterali)

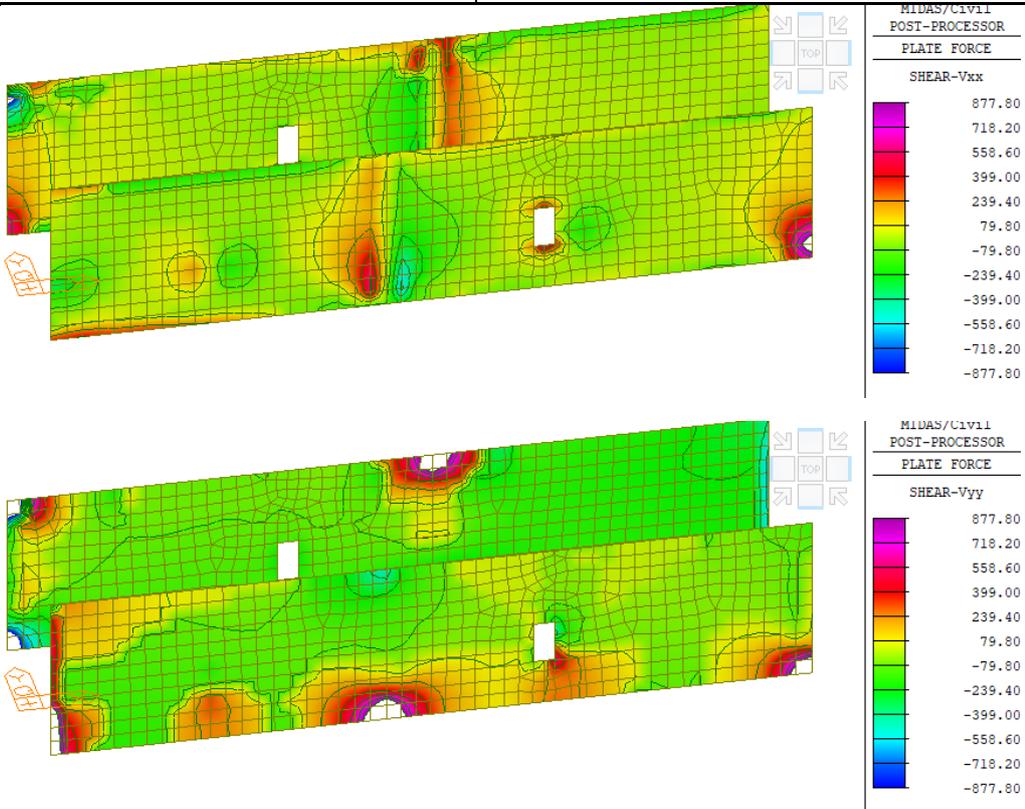
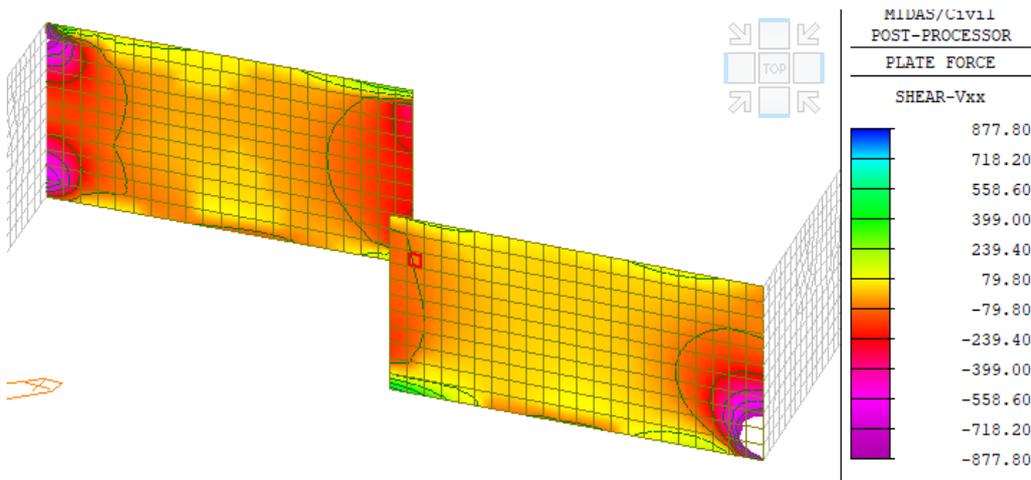


Figura 152 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (pareti longitudinali)



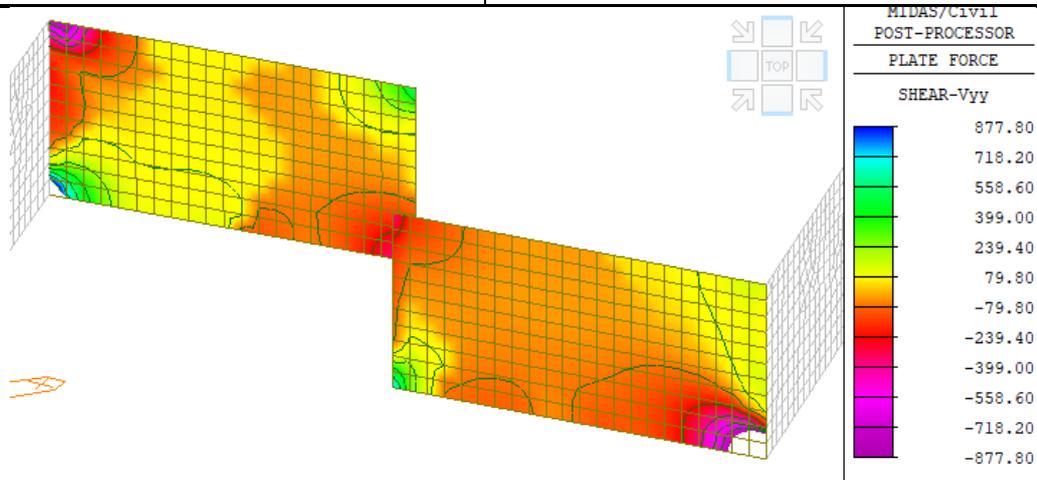


Figura 153 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (pareti trasversali)

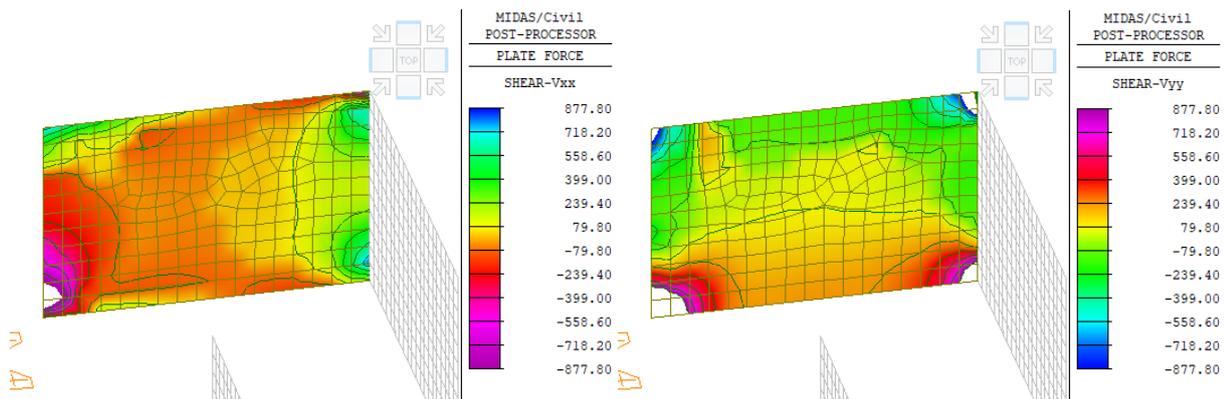


Figura 154 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (pareti trasversali)

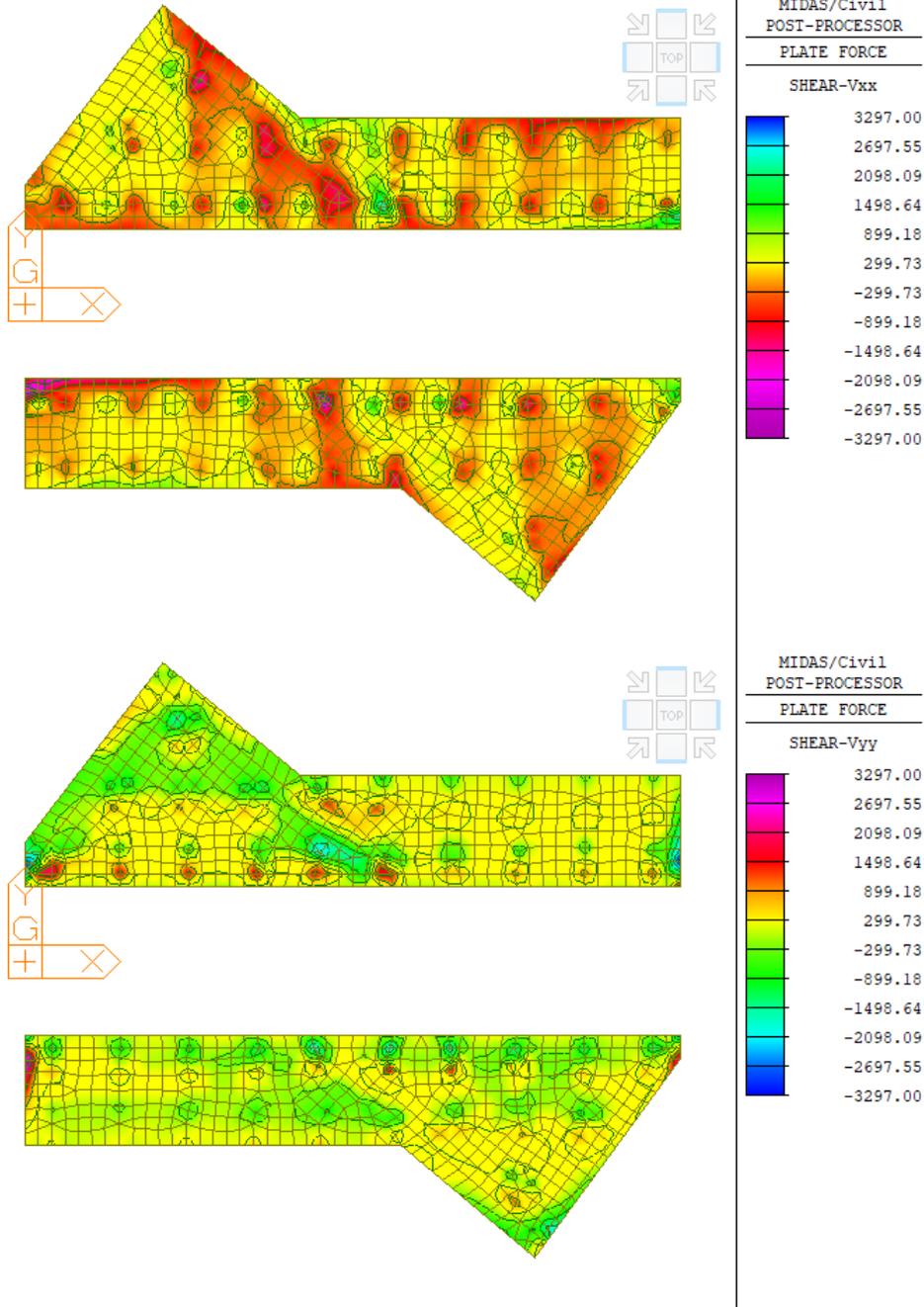


Figura 155 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (fondazione)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO ESECUTIVO LINEA FOGGIA-POTENZA INTERVENTO DI SOPPRESSIONE P.L.					
	<i>IV08 - Cavalciferrovia</i> <i>Relazione di calcolo</i>	COMMESSA IA4K	LOTTO 42	CODIFICA E 78 CL	DOCUMENTO IV08 00 001	REV. A

9.7.4 Verifiche delle travi prefabbricate in fase di getto

Per le travi prefabbricate in copertura si è eseguita un'apposita verifica in "fase di getto", ossia in quella condizione in cui il calcestruzzo della soletta viene gettato, ma non essendo ancora maturato, grava come sovraccarico e non contribuisce alla resistenza della sezione.

In tale fase le travi prefabbricate devono essere quindi in grado di resistere, oltre che al peso proprio, anche al peso del calcestruzzo fresco. Per entrambi i calcestruzzi si è assunto un peso per unità di volume pari a 25.0 kN/m³. I carichi sono amplificati del coefficiente $\gamma_G = 1.35$. Il modello di calcolo assunto è quello di trave appoggiata-appoggiata di luce pari a 8.70m.

Il valore del momento resistente è stato calcolato con l'ausilio del software *PresFLE+* considerando come armatura inferiore quella presente in una singola trave. I calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE						
Elemento	B _{max}	b _{min}	h	M _{Ed,xx}	Armature		c	d	M _{Rd}	FS
	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passi	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Trave prefabbricata	600	200	600	182.0	Inf	6φ24	65	535	515.6	2.83

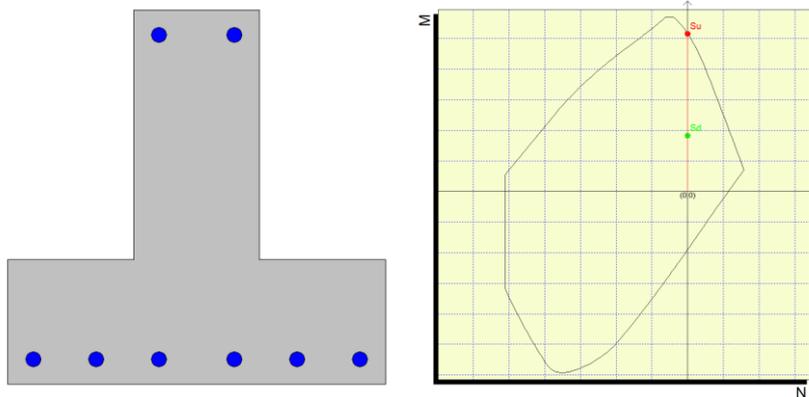


Figura 156 – Sezione TP e domini di resistenza

Di seguito, invece, la verifica a taglio in presenza di staffe φ12/100mm agli appoggi.

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$									VERIFICA A COTG FISSA								
SEZIONE CLS				ARMATURA A TAGLIO					V _{Ed}	CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI							
Elemento	h	c	d	b _{min}	φ _{legat}	Bracci	A _φ	A _{sw}		TAGLIO COMPRESSIONE			TAGLIO TRAZIONE				
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	α _c	f' _{cd}	cotgθ	V _{Rcd}	cotgα	S _{eff}	V _{Rsd}	FS	
Trave prefabbricata	600	65	535	200	12	2.0	113.1	226.2	84	1.00	9.92	2.0	573	1.0	100	904.1	6.8

Si riporta, infine, la verifica di deformabilità della trave. La freccia viene calcolata assumendo lo schema di trave appoggiata ($f=5ql^4/384EI$) con i carichi caratteristici ($\gamma_G = 1.0$) e risulta ampiamente superiore al limite assunto come ammissibile, pari a 1/500 della luce.

q	L	E	I	f	fmax (L/500)	FS
kN/m	m	kPa	m ⁴	mm	mm	[-]
14.25	8.7	33346000	0.015	2.1	17.4	8.24

9.7.5 Verifiche del collegamento trave prefabbricata-getto

La verifica del collegamento tra trave prefabbricata e getto di completamento è stata effettuata in corrispondenza della sezione di estremità dove le sollecitazioni di taglio, nell'ipotesi che la tensione massima di scorrimento τ_{max} venga assorbita interamente dalle staffe che fungono da collegamento con il getto di completamento ($\Phi 12/100$).

La sollecitazione tagliante di riferimento è quella massima risultante dall'analisi con riferimento ad una larghezza pari a 60 cm ($V=550 \text{ kN/m} * 0.6\text{m} = 330 \text{ kN}$), da cui risulta una $\tau_{max} = 0.79 \text{ MPa}$ in corrispondenza dell'estradosso dell'ala della trave prefabbricata.

Sezione	Sezione CLS					Armatura						
	b	L	c	τ	S	n_b	\emptyset	p	A_{sw}	$\tau_{max} \text{ armatura}$	fyd/rad3	F.S.
	(mm)	(mm)	(mm)	(kPa)	(kN)							
Estradosso anima	600	1000	65	660	396	2	12	100	2260.8	175.16	225.9	1.29
Estradosso ala trave	600	1000	65	790	474	2	12	100	2260.8	209.66	225.9	1.08

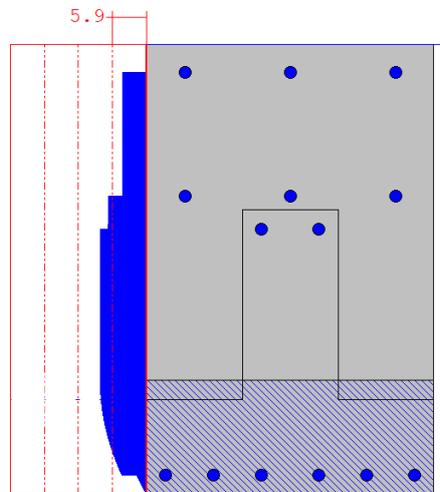


Figura 157 – Tensioni tangenziali (esprese in kg/cm²)

9.7.6 Verifiche strutturali dello sbalzo allo SLU

Si riporta nel seguito il calcolo e la verifica strutturale degli sbalzi laterali.

Le sollecitazioni vengono calcolate adottando un modello a mensola e la verifica viene eseguita nella sezione più gravosa come riportato nel seguente schema:

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni:

Geometria		
Luce	[m]	2.3
Spessore	[m]	1.0

Carichi		
Peso proprio	[kN/m]	25.0
Guard Rail	[kN]	1.1
Rete di protezione	[kN]	0.5
Veletta	[kN]	2.5
Folla	[kN/m]	5.0
Forza da urto	[kN/m]	80.0

Braccio rispetto all'incastro		
Peso proprio	[m]	1.1
Guard Rail	[m]	0.2
Rete di protezione	[m]	2.3
Veletta	[m]	2.3
Folla	[m]	1.1
Forza da urto	[m]	1.0

Coefficienti di combinazione		
γ_{G1}	[-]	1.4
γ_{G2}	[-]	1.5
γ_Q	[-]	1.5

IV08 - Cavalcferrovia
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4K	42	E 78 CL	IV08 00 001	A	142 di 150

Calcolo sollecitazioni SLU

V	[kN]	98.9
M	[kNm]	114.9
N	[kN]	0.0

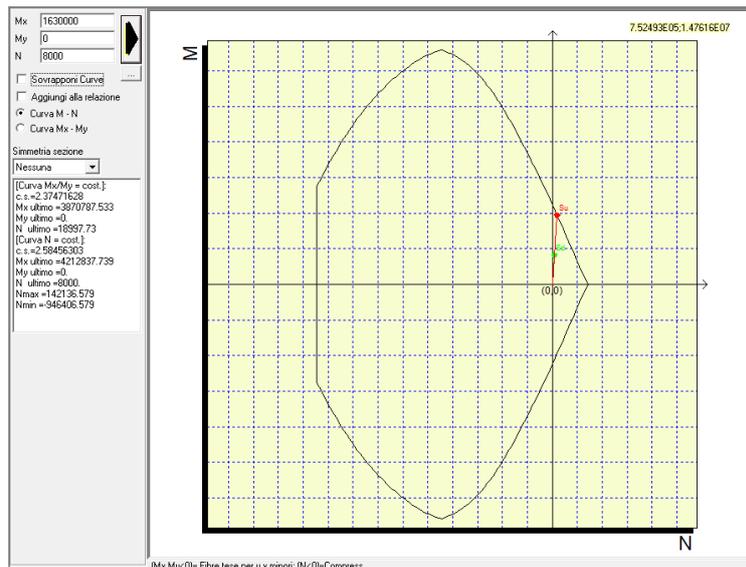
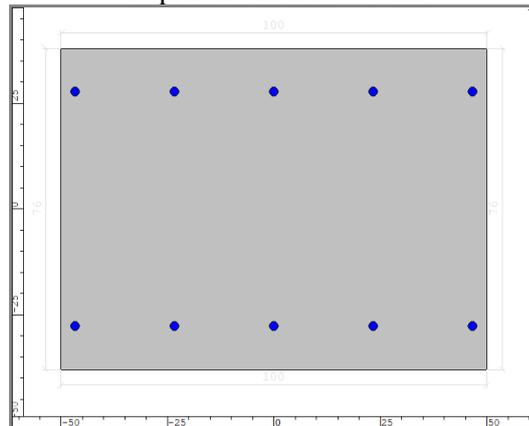
Calcolo sollecitazioni combinazione eccezionale da urto

V	[kN]	71.6
M	[kNm]	162.9
N	[kN]	80.0

Vengono eseguite le verifiche più gravose a taglio e tensoflessione.

Verifiche a flessione in combinazione eccezionale da urto:

Copriferro in asse = 9 cm



Verifica a flessione - Combinazione eccezionale da urto			
M_{Ed}	Armatura	M_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
163	$\phi 22/20$ cm	420	2.58

Verifiche a taglio in combinazione SLU:

Calcolo resistenza:

Geometria Sezione

$H=$	0.76	m	Altezza della Sezione
$B=$	1.00	m	Larghezza della Sezione
$A_c=$	0.76	m ²	Area della Sezione (non omogeneizzata)
$n=$	15		Coefficiente di omogeneizzazione
$A_{id}=$	0.84	m ²	Area della Sezione (omogeneizzata)
$x_g=$	0.38	m	Distanza del Baricentro dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
$I_g=$	0.04	m ⁴	Momento di Inerzia dell'intera sezione rispetto al lembo compresso
$W_{sup}=$	0.11	m ³	
$e_{lim,cls}=$	0.14	m	Eccentricità massima di decompressione fibra inferiore del cls
$e_{1-lim,acc}=$	0.17	m	Eccentricità massima di decompressione della prima fila di barre
$e_{2-lim,acc}=$	0.17	m	Eccentricità massima di decompressione della seconda fila di barre

Verifica per Elementi che non richiedono Armatura a Taglio

$d=$	0.67	m	Altezza Utile della sezione
$b_w=$	1.00	m	Larghezza della membratura resistente a taglio
$k=$	1.55		Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata secondo normativa
$A_{sl}=$	0.00265	m ²	$A_{sl}/(b_w d)$
$r_t=$	0.00		
$N_{Ed}=$	500.0	kN	Forza assiale dovuta ai carichi o alla precompressione (Positivo di Compressione)
$\sigma_{cp}=$	0.60	Mpa	N_{Ed}/A_{id}
$v_{min}=$	0.38	MPa	

$$V_{Rd,c-min} = 314.93 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{349.76} \text{ kN} \quad \text{Taglio Ultimo}$$

Verifica a taglio - SLU			
V_{Ed}	Armatura	V_{Rd}	FS
[kNm]	[-]	[kNm]	[-]
98.9	non necessaria specifica armatura a taglio	350	3.54

9.8 VERIFICHE ALLO SLE

Al punto 4.1.2.2 delle NTC sono contemplate le verifiche delle prestazioni che la struttura deve essere in grado di garantire in esercizio sotto l'azione dei soli carichi verticali, opportunamente combinati tra loro. Esse sono inoltre ampiamente descritte nella Circolare Applicativa nei diversi approcci rigorosi e semplificati. In particolare, sono da effettuarsi verifiche di:

- verifiche di fessurazione;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio;

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 D – 2.5.1.8.3.2.4.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Nel caso in esame si adotta, cautelativamente, il limite $w_1=0.20 \text{ mm}$ sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione.

Il w risulta sempre inferiore al limite imposto dalle specifiche RFI, per cui la verifica risulta soddisfatta:

Infine è stata effettuata una verifica di limitazione delle tensioni agenti in esercizio nel calcestruzzo compresso e nelle barre di armatura. Le combinazioni di carico considerate sono quella caratteristica e quasi permanente. La verifica va effettuata sempre in ambito elastico. Occorre verificare che:

- $\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s \leq 0.75 f_{yk}$ per combinazione rara (caratteristica).

Le verifiche sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni rare e quasi permanente e direttamente verificate nei confronti del limite tensionale più restrittivo riportato in normativa ($0.40 f_{ck}$).

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,yy}$	Armature		c	d	σ_c	σ_s	w_k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passio	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Solettone+trave	S1a	1000	950	450.0	Sup	1 ϕ 24/20	65	885	-3.70	157.3	0.090
Solettone+trave	S1b	1000	950	350.0	Inf	10 ϕ 24	65	885	-2.70	92.0	0.000
Solettone laterale	S2a	1000	950	260.0	Sup	1 ϕ 24/20	85	865	-2.80	144.3	0.000
Solettone laterale	S2b	1000	950	400.0	Inf	1 ϕ 24/20	85	703	-4.30	221.9	0.195

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,xx}$	Armature		c	d	σ_c	σ_s	w_k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Lato	Diametro/passio	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Soletta superiore	S3a	1000	350	90.0	Sup	1 ϕ 24/10	85	265	-3.70	79.9	0.032
Soletta superiore	S3b	1000	350	240.0	Inf	1 ϕ 24/10	85	265	-9.87	213.0	0.189
Solettone laterale	S4a	1000	950	150.0	Sup	1 ϕ 24/20	65	885	-1.50	80.9	0.000
Solettone laterale	S4b	1000	950	390.0	Inf	1 ϕ 24/20	65	885	-3.96	210.3	0.180

GEOMETRIA				VERIFICHE SLE								
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,yy}$	$N_{Ed,min}$	Armature		c	d	σ_c	σ_s	w_k
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	Lato	Diametro/passio	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Pareti verticali longitudinali	S5a	1000	1000	350.0	-300	Int	1 ϕ 24/20	85	915	-3.40	118.9	0.000
Pareti verticali longitudinali	S5b	1000	1000	600.0	-630	Est	1 ϕ 24/20	85	915	-5.86	182.5	0.157
Pareti verticali trasversali	S6a	1000	1000	180.0	-1100	Int	1 ϕ 24/20	85	915	-1.97	-3.3	0.000
Pareti verticali trasversali	S6b	1000	1000	500.0	-480	Est	1 ϕ 24/20	85	915	-4.89	160.3	0.138

GEOMETRIA				VERIFICHE SLE DIREZIONE LONGITUDINALE							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,xx}$	Armature		c	d	σ_c	σ_s	w_k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio		[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Plinti di fondazione	S7	1000	2000	950.0	1 ϕ 26/20		65	1935	-2.58	195.6	0.00

GEOMETRIA				VERIFICHE SLE DIREZIONE TRASVERSALE							
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed,yy}$	Armature		c	d	σ_c	σ_s	w_k
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio		[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Plinti di fondazione	S8	1000	2000	950.0	1 ϕ 26/20		85	265	-2.73	198.3	0.00

Tabella 6 – Riepilogo delle verifiche in esercizio in combinazione rara

10 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI PALI

In questo capitolo si riportano le verifiche dei pali di tipo strutturale e geotecnico. Le forze di taglio e gli sforzi normali agenti sui in corrispondenza della testa dei pali sono ricavate direttamente dal modello di calcolo (cfr. par. 9.4). La valutazione del momento flettente in testa al palo è stata effettuata, sulla base di quanto esposto nella relazione geotecnica IA4K42E78RHGE0006001, mediante il coefficiente $\alpha = 2.4$, da cui $M = \alpha V$, dove il taglio sollecitante agente è stato calcolato come composizione delle reazioni orizzontali nelle due direzioni.

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni in testa ai pali per gli involuipi delle combinazioni SLU ed SLV. In condizioni sismiche, per le verifiche dei pali di fondazione non si tiene conto degli effetti di variabilità spaziale del moto sismico.

10.1 Verifica strutturali pali

I pali hanno diametro $\phi 1200$ e sono armati in testa con doppia gabbia $36+36\phi 32$. Le verifiche sono svolte con il software *PresFle+* considerando la limitazione del comportamento degli elementi in campo elastico.

Si specifica che il dimensionamento delle armature longitudinali del palo è condizionato dalla verifica di capacità portante orizzontale riportata successivamente.

GEOMETRIA			VERIFICHE SLV							
Elemento	Sezione di verifica	D	N _{ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	Armature	c	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	Numero/Diametro	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Pali di fondazione	Max N (comp)	1200	-6679	395	168	36+36 ϕ 32	80	1120	2437.0	6.17
Pali di fondazione	Min N (traz)	1200	2007	3129	1328	36+36 ϕ 32	80	1120	5052.0	1.61
Pali di fondazione	Max VL	1200	400	3194	1355	36+36 ϕ 32	80	1120	5776.0	1.81

Tabella 7 – Riepilogo delle verifiche a presso-tensioflessione nei pali

Di seguito si riportano le sezioni verificate nel software *PresFle+* e i domini di resistenza più significativi.

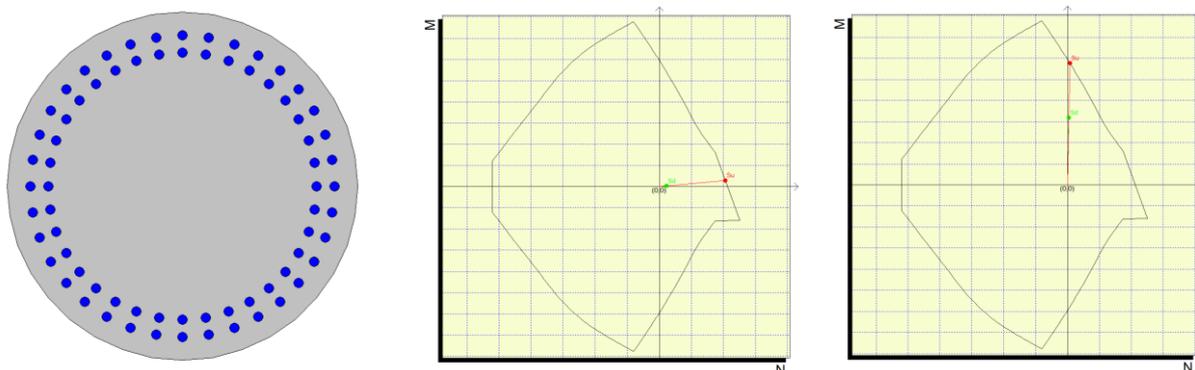


Figura 158 – Domini di resistenza pali (testa palo)

Nella seguente tabella si riportano, invece, le verifiche in esercizio per la combinazione rara.

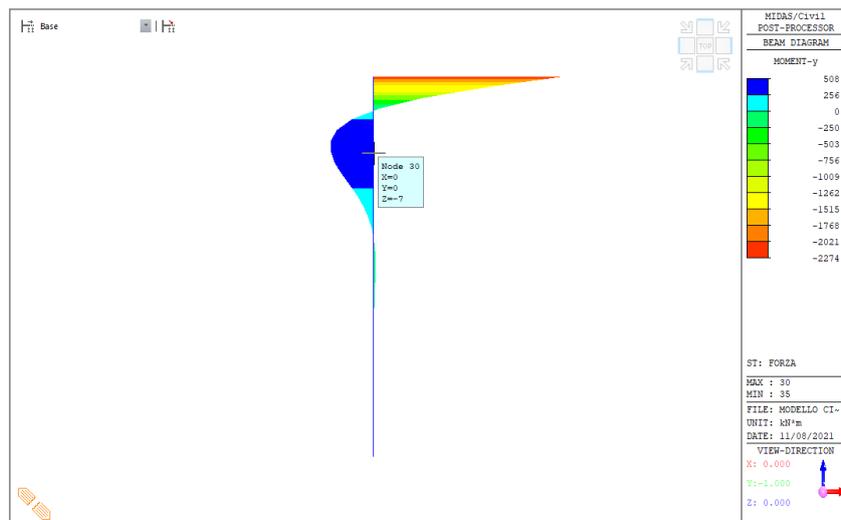
GEOMETRIA				VERIFICHE SLE DIREZIONE TRASVERSALE							
Elemento	Sezione di verifica	D	N _{ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	Armature	c	d	σ _c	σ _s	w _k
		[mm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	Numero/Diametro	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Pali di fondazione	Max N	1200	-3788	1889	802	30+30φ30	80	1120	-9.20	79.2	0.062
Pali di fondazione	Min N	1200	-342	291	123	30+30φ30	80	1120	-1.35	17.2	0.000
Pali di fondazione	Max VL	1200	-3200	1906	809	30+30φ30	80	1120	-9.14	92.3	0.079

Di seguito si riporta la verifica a taglio considerando una spirale φ14/150mm.

SEZIONE CLS					ARMATURA A TAGLIO				V _{Ed}	CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI								
El.	D	h	c	d	φ _{legat}	Bracci	A _φ	A _{sw}		TAGLIO COMPRESIONE				TAGLIO TRAZIONE				FS
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]		α _c	f' _{cd}	cotgθ	V _{Rcd}	cotgα	Seff	V _{Rsd}		
Palo	1200	942	80	862	14	2.0	153.9	307.9	1165	1.00	7.08	2.0	3959	1.0	150	1323	1.14	

Nel seguente diagramma si riporta il valore del momento flettente dovuto ad una forza in testa al palo pari a 1'000 kN. Si può notare che il momento sollecitante, alla quota di circa 7 m da testa palo, assume valori pari a circa il 25% del valore in testa al palo.

Considerando che la doppia gabbia si interrompe a circa 10m da testa palo le verifiche sono soddisfatte lungo tutto il fusto.



10.1.1 Verifiche geotecniche – Carichi verticali

La verifica geotecnica a carico limite verticale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo. La resistenza del singolo palo (L=32m) viene ricavata dalla curva di capacità precedentemente richiamata al paragrafo 4; per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica IA4K42E78RHGE0006001. Come riportato nella Relazione Geotecnica, si precisa che la curva di capacità portante ha valenza sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.

Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottata la formulazione proposta da Converse e Labarre per terreni coesivi:

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

N = numero di pali del gruppo
 E = efficienza
 Q_{Lim} = carico limite singolo palo

Per terreni incoerenti

$$E = 1$$

Per terreni coesivi

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \quad mn}$$

Terreni Coesivi - Valutazione coefficiente di gruppo E

Diametro	Interasse	n pali per fila	n di file	Efficienza
D	i	n	m	E
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1.2	3.6	2	9	0.72

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria degli sforzi normali per la combinazione più gravosa SLU:

Verifica carico limite verticale gruppo di pali (L=32 m)						
Plinto	Q _{LIM} singolo palo	N numero pali	E efficienza	Q _{GLIM} gruppo pali	∑N _{Ed}	FS
	[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
A	6'918	20	0.72	98'978	86'391	1.15
B	6'918	20	0.72	98'978	76'327	1.30

La verifica risulta soddisfatta.

10.1.2 Verifiche geotecniche – Carichi orizzontali

La verifica geotecnica a carico limite orizzontale dei pali viene condotta sull'intera palificata considerando l'effetto gruppo.

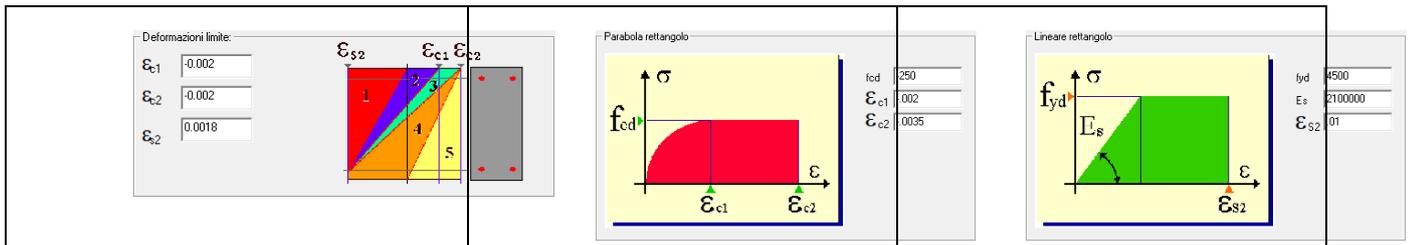
Per la valutazione della resistenza della palificata viene adottato un coefficiente di efficienza pari a $E = 0.8$

$$Q_{GLim} = N \cdot E \cdot Q_{Lim}$$

$N =$ numero di pali del gruppo
 $E =$ efficienza
 $Q_{Lim} =$ carico limite singolo palo

Il carico limite orizzontale del singolo palo viene calcolato adottando la formulazione di Broms e valutando la resistenza flessionale strutturale del singolo palo con i seguenti criteri:

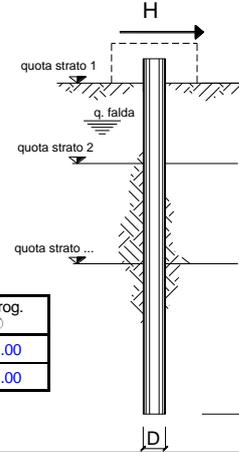
- viene adottato lo sforzo normale medio della palificata
- - vengono limitate le deformazioni dei materiali per la combinazione sismica come specificato nei criteri di verifica
- - vengono adottati i valori caratteristici delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio



Si procede quindi al calcolo del carico limite orizzontale del singolo palo

opera **IV08**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ψ	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	LA	0.00	19	9	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	FYR2	3.00	20	10	27	2.66		27	2.66	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda -6 (m)
 Diametro del palo D 1.20 (m)
 Lunghezza del palo L 32.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 6300.00 (kNm)
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	3252.8 (kN)		3252.8 (kN)	
Palo intermedio	19193.5 (kN)		19193.5 (kN)	
Palo corto	65764.0 (kN)		65764.0 (kN)	
H_{med}	3252.8 (kN)	Palo lungo	H_{min}	3252.8 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1913.41 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			1471.85 (kN)	

Nel seguito viene confrontata la resistenza della palificata con la sommatoria dei tagli la combinazione più gravosa SLV:

Plinto	Verifica carico limite orizzontale gruppo di pali (L=32 m)					
	QLIM singolo palo [kN]	N numero pali [-]	E efficienza [-]	QGLIM gruppo pali [kN]	$\sum V_{Ed}$ [kN]	FS [-]
A	1'471	20	0.80	23'536	18'389	1.28
B	1'471	20	0.80	23'536	17'549	1.34

La verifica risulta soddisfatta.