

Variante alla SS12 da Buttapietra
alla tangenziale SUD di Verona

PROGETTO DEFINITIVO

COD. VE92

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



IDRO.STRADE s.r.l.



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Ing. Antonino Alvaro – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316

I GEOLOGI:

Dott. Geol. Domenico Carrà – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641
Dott. Geol. Francesco Molinaro – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063

VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Antonio Marsella

IL PROGETTISTA:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316
Ing. Giovanni Costa – Steel Project Engineering – Consulenza Specialistica per le
strutture delle opere d'arte maggiori – Ordine Ingegneri Livorno n. A

Dott.ssa Laura Casadei – Kora s.r.l. – Consulenza specialistica Archeologica
M.I.B.A.C. Iscrizione elenco Operatori abilitati Archeologia Preventiva n. 2248

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Ovidio Italiano – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri di Reggio Calabria n. A2177

Arch. Alessandra Alvaro – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490

Ing. Gaetano Zupo – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385

Geom. Giuseppe Crispino – SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296

Ing. Paola Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488

Ing. Mario Perri – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784

Arch. Simona Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637

Ing. Roberto Scrivano – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061

Ing. Emiliano Domestico – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501

Geol. Carolina Simone – NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730

Ing. Giorgio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873

VI 06 - PONTE ALTO AGRO VERONESE (L=46 m.)

Relazione tecnica e di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:	
CO VE0029 D 2001		T00VI06STRRE02A.					
CODICE ELAB.		T00VI06STRRE02			A	-	
D							
C							
B							
A	EMISSIONE	26/11/2021	SPE	AC	GC	-	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
1.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO	9
3.1	MATERIALI.....	9
3.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	9
3.1.2	<i>Resistenza di calcolo</i>	14
3.2	UNITA' DI MISURA.....	15
4	ANALISI DEI CARICHI	16
4.1	CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)	16
4.2	SPINTA DELLE TERRE	16
4.2.1	<i>Effetti statici</i>	16
4.2.2	<i>Effetti sismici</i>	18
4.3	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	20
4.4	ANALISI SISMICA	22
5	CRITERI DI CALCOLO	26
5.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE	26
5.2	ANALISI GLOBALE ELASTICA	27
5.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	28
5.3.1	<i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	30
5.3.2	<i>Stati limite ultimi</i>	30
5.3.3	<i>Stati limite di esercizio</i>	31
6	MODELLAZIONE FEM	32
6.1	DESCRIZIONE.....	32
6.2	SINTESI RISULTATI	33
6.2.1	<i>Platea</i>	33
6.2.2	<i>Muro frontale</i>	40
6.2.3	<i>Paraghiaia</i>	47
6.2.4	<i>Muro andatore</i>	55
7	VERIFICHE	62
7.1	PLATEA	62
7.1.1	<i>Azioni di calcolo</i>	62
7.1.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	63
7.1.3	<i>SLE – Tensionale</i>	66
7.1.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	68
7.1.5	<i>Taglio</i>	70
7.2	MURO FRONTALE.....	72
7.2.1	<i>Azioni di calcolo</i>	72
7.2.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	73
7.2.3	<i>SLE – Tensionale</i>	76
7.2.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	78
7.2.5	<i>Taglio</i>	80
7.3	PARAGHIAIA	81
7.3.1	<i>Azioni di calcolo</i>	81

7.3.2	SLU-SLV - Flessione.....	82
7.3.3	SLE – Tensionale.....	85
7.3.4	SLE – Fessurazione	87
7.3.5	Taglio	89
7.4	MURO ANDATORE (SP.100CM).....	90
7.4.1	Azioni di calcolo	90
7.4.2	SLU-SLV - Flessione.....	91
7.4.3	SLE – Tensionale.....	94
7.4.4	SLE – Fessurazione	96
7.4.5	Taglio	98
7.5	MURO ANDATORE (SP.75CM).....	100
7.5.1	Azioni di calcolo	100
7.5.2	SLU-SLV - Flessione.....	101
7.5.3	SLE – Tensionale.....	104
7.5.4	SLE – Fessurazione	106
7.5.5	Taglio	108
7.6	BAGGIOLI E RITEGNI	109
7.6.1	Premessa.....	109
7.6.2	Verifica baggioli	110
7.7	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	114
8	VALIDAZIONE OUTPUT	116

1 INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE GENERALE

Nell'ambito del **progetto definitivo di variante alla SS12 da Buttapietra alla tangenziale SUD di Verona**, è prevista la realizzazione di una serie viadotti.

Per quanto riguarda l'Opera in Oggetto, l'intervento prevede la costruzione di un nuovo viadotto costituito da un impalcato misto acciaio-calcestruzzo a travata.

Nella presente relazione sono riportati i calcoli strutturali relativi alle *spalle* del ponte Alto Agro Veronese ubicate alle seguenti progressive:

- Spalla 'A' km 0+5995.994;
- Spalla 'B' km 0+6041.994.

Il viadotto, con sistema costruttivo in acciaio calcestruzzo, presenta una campata collocata in un tratto rettilineo, e caratterizzata da una lunghezza pari a 46.00m.

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di appoggi isolatori ad alto smorzamento (*HDRB*).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta 3 travi a "doppio T" in composizione saldata, disposte ad un interasse di 4.00 m, l'altezza è costante e pari a 1.80 m per le travi esterne e 1.90 m per la trave interna.

I traversi correnti sono a "doppio T" in composizione saldata disposti ad interasse longitudinale di 5.75m.

Per l'assemblaggio delle travi si prevedono unioni saldate tra conchi d'officina mentre per il collegamento di tutti gli elementi secondari (trasversi correnti e controventi) si prevedono unioni bullonate a taglio.

La stabilizzazione della porzione compressa della struttura metallica durante le fasi antecedenti alla realizzazione e solidarizzazione della soletta in c.a. è assicurata da un sistema di controventi realizzato mediante profili angolari L90x6. La soletta, che presenta una larghezza massima costante di circa 12.00 m e spessore costante pari a 27 cm, è realizzata tramite predalle prefabbricate tralicciate appoggiate sulle travi principali. La connessione soletta-travi è realizzata mediante pioli elettrosaldati tipo Nelson.

In corrispondenza di ogni trave è previsto l'utilizzo di dispositivi di appoggio costituiti da isolatori in elastomero armato ad alto smorzamento ($\xi_{eq} \cong 10\%$).

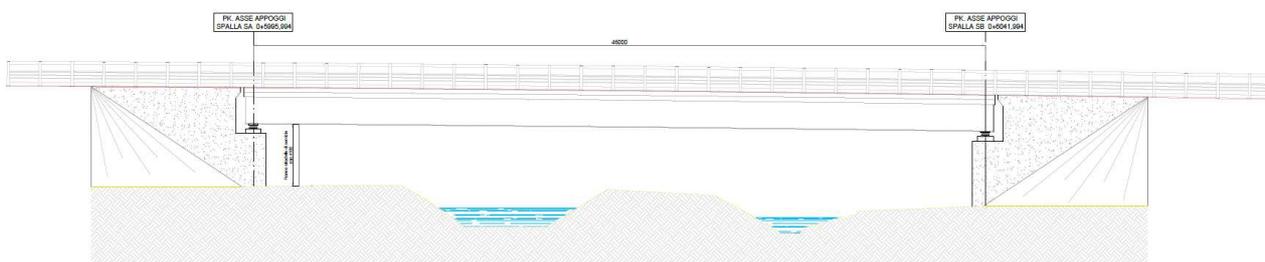


Figura 1.1 Profilo longitudinale del ponte esistente

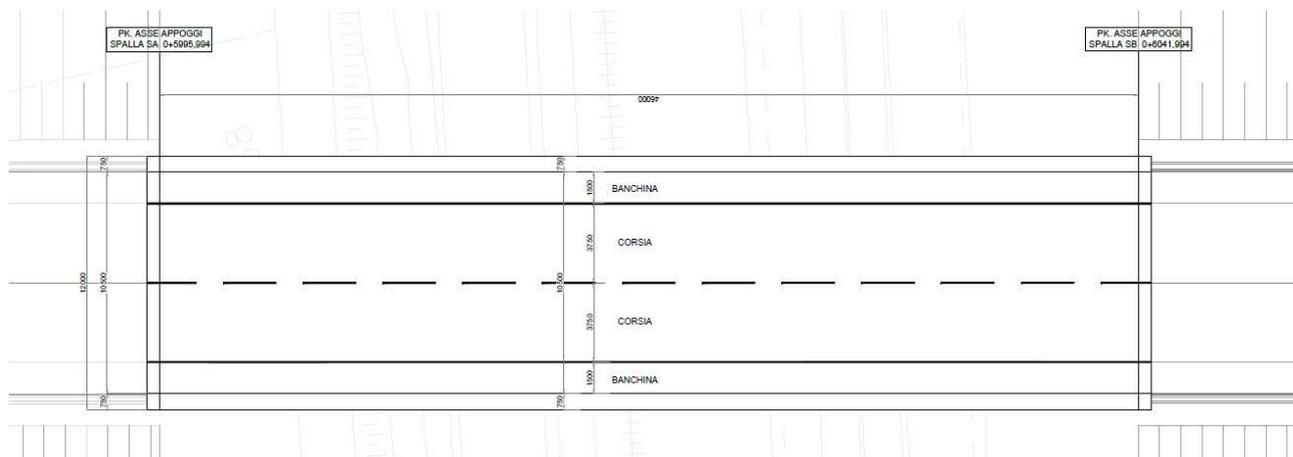


Figura 1.2 Pianta dell'impalcato del ponte esistente

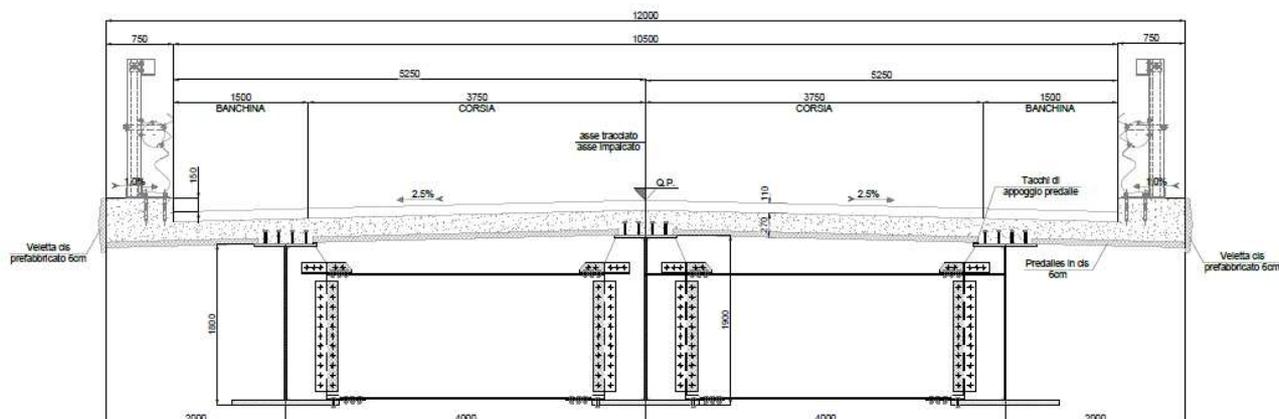


Figura 1.3 sezione trasversale dell'impalcato

L'impalcato in oggetto ha in sintesi le seguenti caratteristiche principali:

Luce di calcolo:	46.00 m
Lunghezza trave:	47.00 m
Larghezza impalcato:	12.00 m
Interasse travi:	4.00 m
Numero travi:	3
Spessore della soletta:	0.27 m

1.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La vita nominale di una struttura V_N è definita nel punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 come il *numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.*

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.I del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame, la costruzione è di **tipo 2** e è caratterizzata quindi dalla vita nominale $V_N = 50$ anni.

Tabella 1-1. Vita nominale.

Tipi di Costruzione		V_N [anni]
1	Opere provvisorie - Opere Provvisionali - Strutture in fase costruttiva.	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 prevede che le costruzioni siano suddivise tra 4 classi d'uso, definite nella seguente tabella.

Tabella 1-2. Classi d'uso.

Classe d'uso	
Classe I	Costruzioni con la presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La struttura in esame rientra nella **Classe IV**, quindi il suo coefficiente d'uso C_u è pari a 2.0.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- **D.M. 17 gennaio 2018** - *“Norme tecniche per le costruzioni”* con la relativa circolare applicativa del 11 febbraio 2019 n. 617 - *“Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee e al sistema degli eurocodici, in particolare:

- **UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0** - *“Criteri generali di progettazione strutturale”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1** - *“Azioni sulle strutture - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4** - *“Azioni in generale - Azioni del vento”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5** - *“Azioni in generale - Azioni termiche”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2** - *“Carichi da traffico sui ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-1:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-5:2007 - EUROCODICE 3 Parte 1-5** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Elementi strutturali a lastra”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-8:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-8** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-9:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-9** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-10:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-10** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-2:2007 - EUROCODICE 3 Parte 2** - *“Progettazione delle strutture in acciaio Ponti di acciaio”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1994-1-1:2005 - EUROCODICE 4 parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1994-2:2006 - EUROCODICE 4 parte 2** - *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1** - *“Progettazione geotecnica - Regole generali”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1** - *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2** - *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;

- **UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5** - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" con il relativo NAD del 25.02.2011.

Si è fatto anche riferimento al documento di proprietà di Rete Ferroviaria Italiana:

- **Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 004 A** - "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo" del 21.12.2011.

Per gli apparecchi di appoggio si è fatto riferimento alla norma:

- **CNR 10018/85** - "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l'impiego".

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- **UNI EN 206:2016** - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- **UNI 11104:2016** - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- **UNI EN 10080:2005** - "Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità".

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale acciaio e dei sistemi di connessione, si considerano:

- **UNI EN 10025-1:2005** - "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura";
- **UNI EN 10025-5:2005** - "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 5: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica";
- **UNI EN ISO 4016:2011** - "Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C";
- **UNI EN ISO 4034:2013** - "Dadi esagonali normali (tipo 1) - Categoria C";
- **UNI EN 14399-1:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 1: Requisiti generali";
- **UNI EN 14399-3:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato Parte 3: Sistema HR - Assieme vite e dado esagonali";
- **UNI EN 14399-4:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 4: Sistema HV - Assieme vite e dado esagonali";
- **UNI EN 14399-5:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 5: Rondelle piane";
- **UNI EN 14399-6:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 6: Rondelle piane smussate";
- **UNI EN ISO 898-1:2013** - "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio - Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate - Filettature a passo grosso e a passo fine";
- **UNI EN ISO 898-2:2012** - "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio al carbonio e acciaio legato - Parte 2: Dadi con classi di resistenza specificate - Filettatura a passo grosso e filettatura a passo fine";
- **UNI EN ISO 4063:2011** - "Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura e codificazione numerica dei processi";

- **UNI EN ISO 13918:2009** - *"Saldatura - Prigionieri e ferrule ceramiche per la saldatura ad arco dei prigionieri"*;
- **UNI EN ISO 14555:2014** - *"Saldatura - Saldatura ad arco dei prigionieri di materiali metallici"*.

3 MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO

3.1 MATERIALI

3.1.1 Calcestruzzo

Fondazioni spalle

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Tabella 3. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥ 50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC2	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.55	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con $T < 10^\circ\text{C}$)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	50 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 4. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Fondazioni pile

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 5. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	50 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 6. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Elevazione spalle

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 7. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_n	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 8. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Elevazione pile

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 9. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	360 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 10. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

BAGGIOLI

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 11. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_n	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	320 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	45 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 12. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

3.1.2 Resistenza di calcolo

Le proprietà dei materiali riportate ai punti precedenti conducono, attraverso l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali per i materiali previsti dal D.M. 17 gennaio 2018 al paragrafo 4.1.2, alla determinazione dei seguenti valori di progetto per calcestruzzo ed acciaio.

Tabella 13. Valori di progetto per il calcestruzzo C32/40, utilizzato per le strutture dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo		C 35/45	
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_c	1.5	[4.1.2.1]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	21.17 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.1]
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	1.56 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.2]
Tensione di aderenza ultima; barre ad aderenza migliorata	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	3.52 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.4]
Deformazione convenzionale di rottura	ϵ_{cu}	-0.35 %	[4.1.2.1.2.2]

Tabella 14. Valori di progetto per l'acciaio B450C, utilizzato per la soletta dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio		B 450C	
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_s	1.15	[4.1.2.1.1.3]
Resistenza di calcolo	$f_{ys} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	391.3 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.3]
Deformazione di snervamento	$\epsilon_{yd} = \frac{f_{ys}}{E_s}$	0.186 %	-
Deformazione convenzionale di rottura	ϵ_{sd}	0.01	[4.2.1.1]

3.2 UNITA' DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per i carichi kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo kN, kNm, kNcm
- per le tensioni MPa, kN/cm², daN/cm², N/cm²

Dove non diversamente specificato le unità di misura sono kN e m.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 CARICHI PERMANENTI (G₁ E G₂)

I pesi propri strutturali sono valutati assumendo i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

4.2 SPINTA DELLE TERRE

4.2.1 Effetti statici

La spinta delle terre è valutata secondo la teoria di Rankine ovvero

- **contributo peso proprio terreno:**
 azione risultante: $\Delta S_{P,P} = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times H$
 quota risultante: $z_{\Delta S} = H / 3$
- **contributo sovraccarico rilevato (variabile):**
 azione risultante: $\Delta S_q = k \times q^* \times k$
 quota risultante: $z_{\Delta S} = H / 2$

Tenuto conto della tipologia di fondazione (indiretta su pali), si assume un comportamento di tipo “rigido” del manufatto calcolando pertanto le spinte in condizioni di “riposo” ($k = k_0$).

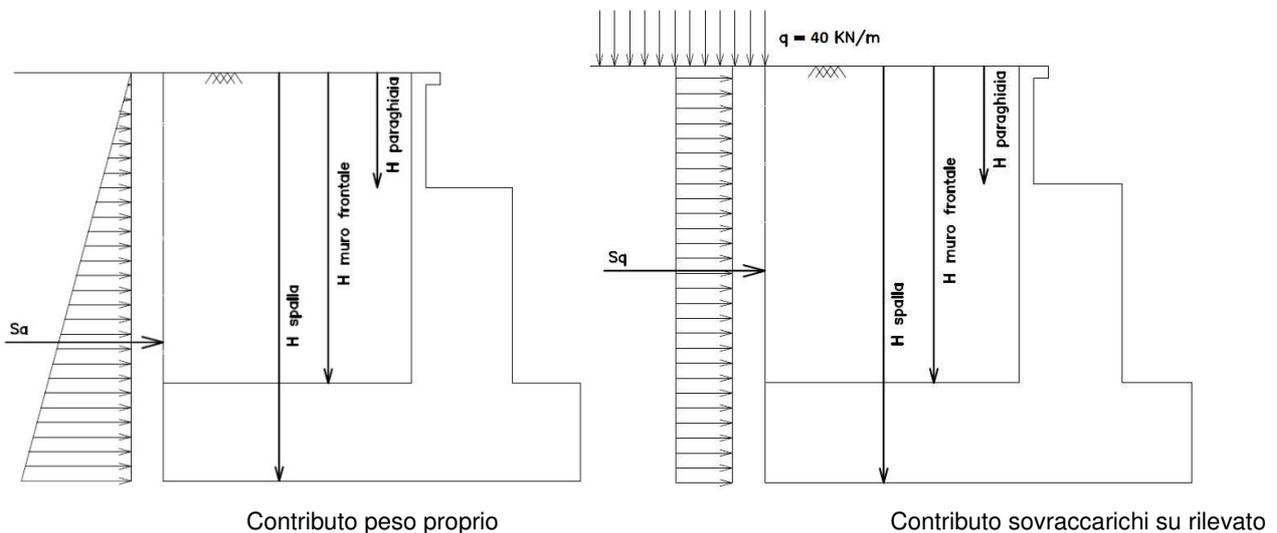
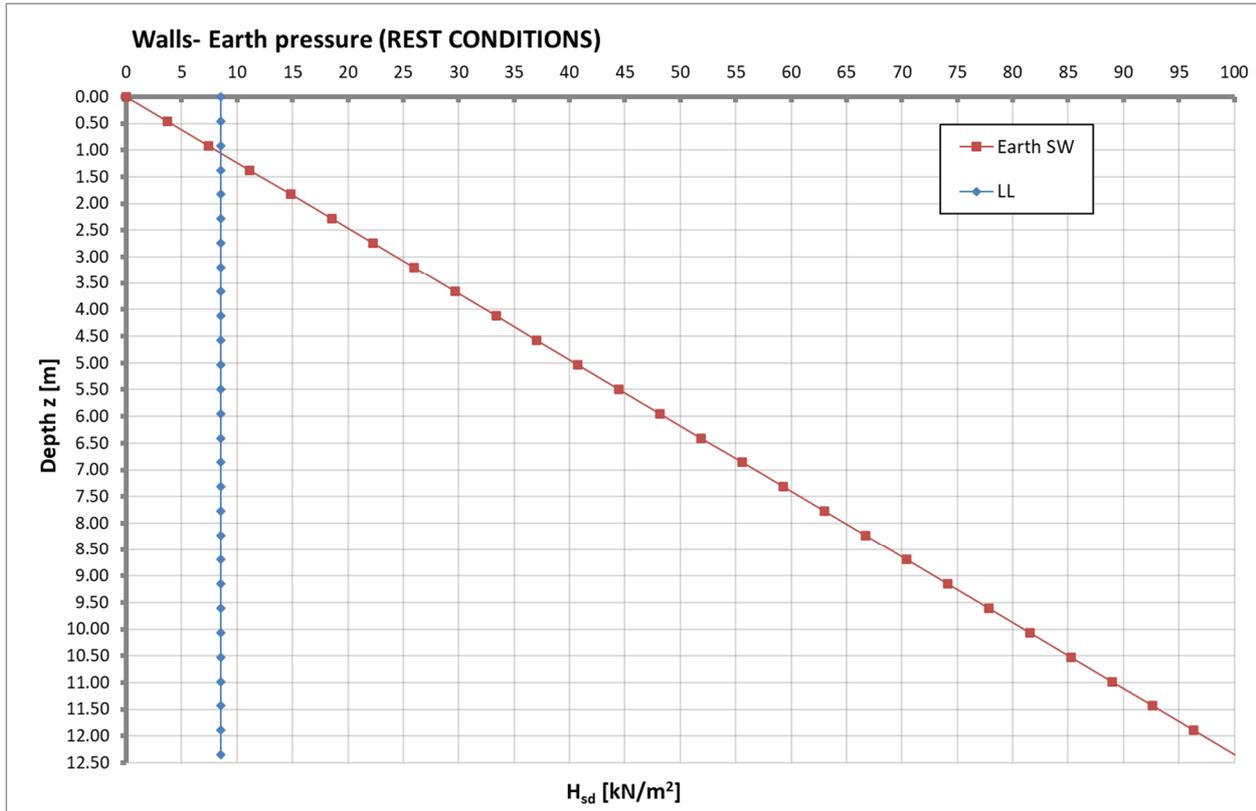


Figura 4.1 Schema di calcolo delle spinte



Dal punto di vista del calcolo strutturale dell'opera d'arte (paraghiaia, muri verticali, plinto di fondazione) a favore di sicurezza il manufatto è dimensionato con le spinte di un terreno con le seguenti caratteristiche:

- peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito interno: $\phi' = 35^\circ$;
- coesione $c = 0 \text{ kPa}$.

Per le verifiche strutturali a spinta delle terre è calcolata, a favore di sicurezza, con un coefficiente di spinta a riposo pari a

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') = (1 - \text{sen } 35^\circ) = 0.426$$

tale ipotesi è dovuta al fatto che, essendo la spalla dotata di fondazioni profonde, non è in grado di consentire gli spostamenti necessari all'attivazione dei meccanismi di spinta attiva.

4.2.2 Effetti sismici

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo rigido del manufatto anche in condizioni sismiche e spinta in condizioni dinamiche è valutata secondo la teoria di Mononobe-Okabe ($k_h = a_g/g \times S \times \beta_m = 0.182 \times 1.43 \times 1 \cong 0.261$ e $k_v = 0.5 \times k_h \cong 0.131$):

- **contributo terreno:**
azione risultante:

$$S_{P.A} = \frac{1}{2} \times k^*_{AE} \times \gamma \times H^2$$

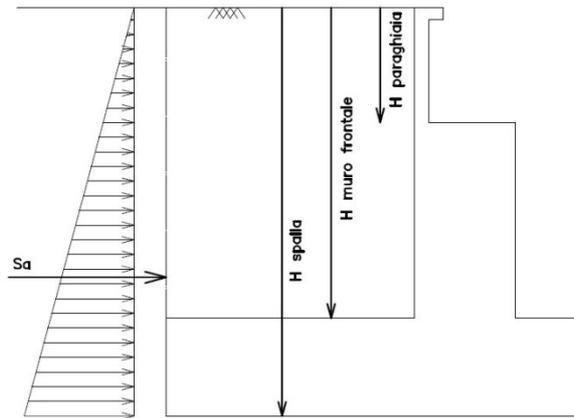


Figura 4.2 Schema di calcolo delle spinte sismiche

STATIC CONDITIONS

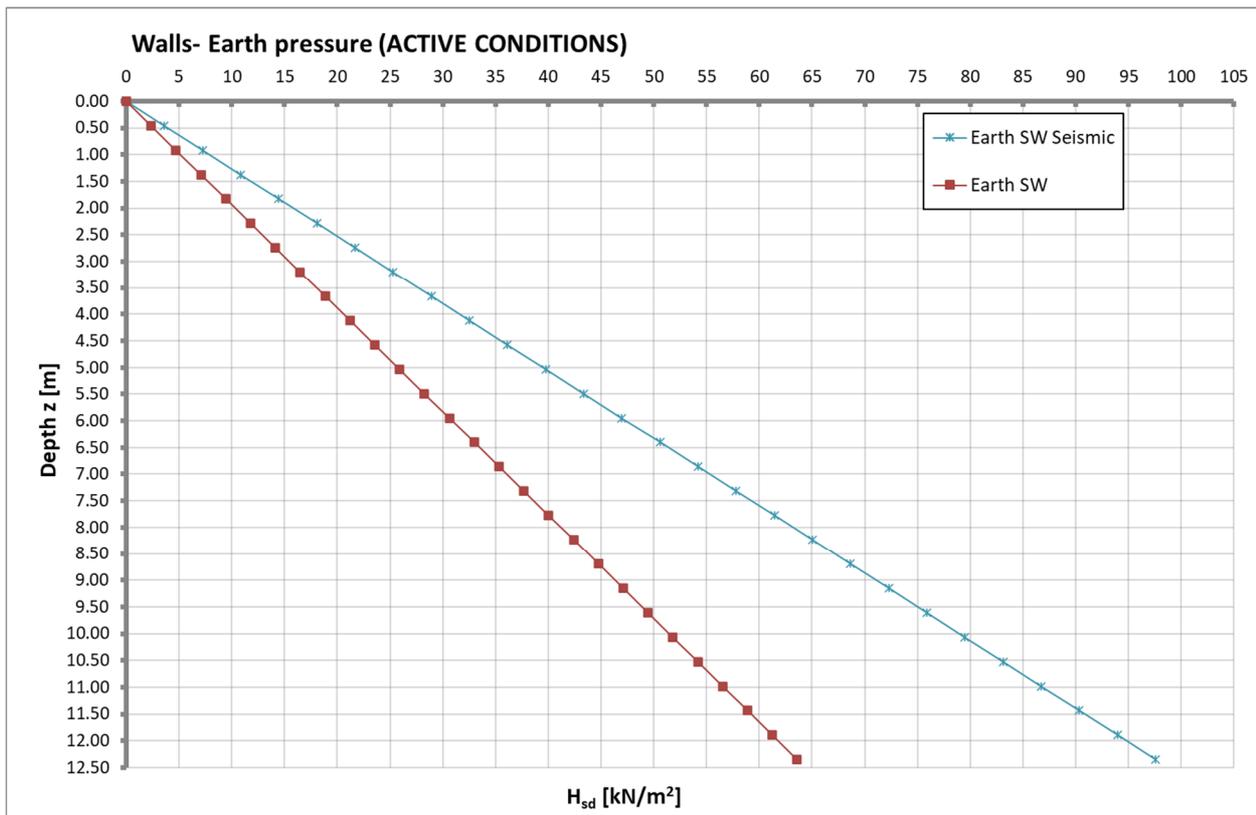
	M1	Partial coefficient for parameters
k_h	[-]	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-]	Vertical seismic coefficient
ϕ	[°] 35.0	Internal friction angle
θ	[°] 0.0	Inclination of the wall back surface
δ	[°] 0.0	Friction soil - wall
β	[°] 0.0	Backwall surface inclination
ψ	[°] 0.0	-
K_0	[-] 0.4264	At rest pressure coefficient
K_A	[-] 0.2710	Static earth pressure coefficient for active state
K_P	[-] 3.6902	Static earth pressure coefficient for passive state

SEISMIC CONDITIONS (SLV)

	Partial coefficient for parameters		
k_h	[-] 0.0000	0.2610	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-] 0.0000	-0.1305	Vertical seismic coefficient
ϕ	[°] 35.0	35.0	Internal friction angle
θ	[°] 0.0	0.0	Inclination of the wall back surface
δ	[°] 0.0	0.0	Friction soil - wall
β	[°] 0.0	0.0	Backwall surface inclination
ψ	[°] 0.0	13.0	-
K_{AE}	[-] 0.2710	0.4193	Dynamic earth pressure coefficient for active state
K^*_{AE}	[-] 0.2710	0.4740	Dynamic earth pressure coefficient for active state x (1- k_v)
K_{PE}	[-] 3.6902	3.2186	Dynamic earth pressure coefficient for passive state
K^*_{PE}	[-] 3.6902	3.6386	Dynamic earth pressure coefficient for passive state x (1- k_v)

In fase di modellazione si applica, in aggiunta alla spinta statica del terreno, un sovraccarico sismico uniforme valutato come segue:

ΔK^*_{AE}	[-]	0.145	= $K_{AE} - K_A$
H	[m]	4.150	Altezza totale
B	[m]	11.500	Larghezza totale
γ	[kN/m ³]	19.000	Peso specifico
ΔS_{AE}	[kN]	272	Incremento spinta (totale)
Δs_{AE}	[kN/m ²]	5.71	Incremento spinta (pressione)



4.3 CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Le azioni elementari trasmesse dall'impalcato sono riprese dalla relazione di calcolo dell'impalcato cui si rimanda per i dettagli.

Al fine del dimensionamento del manufatto in esame ed in accordo alle specifiche di progetto, si considerano i seguenti contributi:

- | | |
|--|--|
| ▪ carichi permanenti strutturali | peso proprio carpenteria metallica
peso proprio soletta in c.a. |
| ▪ carichi permanenti non strutturali | peso della pavimentazione
peso dei massetti
peso dei cordoli laterali
peso delle velette
peso delle barriere bordo ponte |
| ▪ carichi da traffico – componenti verticali | - |
| ▪ carichi da traffico – componenti orizzontali | frenatura |
| ▪ resistenze parassite in corrispondenza dei vincoli | - |
| ▪ azione vento | - |
| ▪ effetti termici | - |
| ▪ azione sismica | - |

Le azioni sono riferite a ciascun appoggio dell'impalcato.

SPA - SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1150	1100	1150
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	450	350	450
Ritiro	(ε2)	-50	50	-50
Max Permanenti		1600	1500	1600
Min Permanenti		1550	1450	1550
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	1300	950	300
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	650	1200	550
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	1250	450	-150
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	-150	450	1250
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	1350	750	-100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	-100	750	1350
Gradiente termico	(q7)	50	-50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(ε5)	0	0	0
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(ε5)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 0	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Trasversali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Longitudinali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Trasversale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0	0
Frenatura	(q3)	100	100	100
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

4.4 ANALISI SISMICA

Si riporta il calcolo dell'azione sismica in accordo alle NTC2018 eseguito con il foglio di calcolo fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

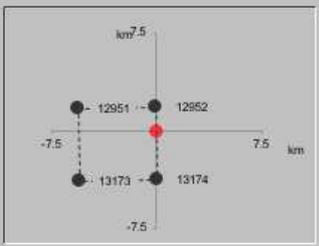
Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 4.3 Localizzazione geografica del ponte.

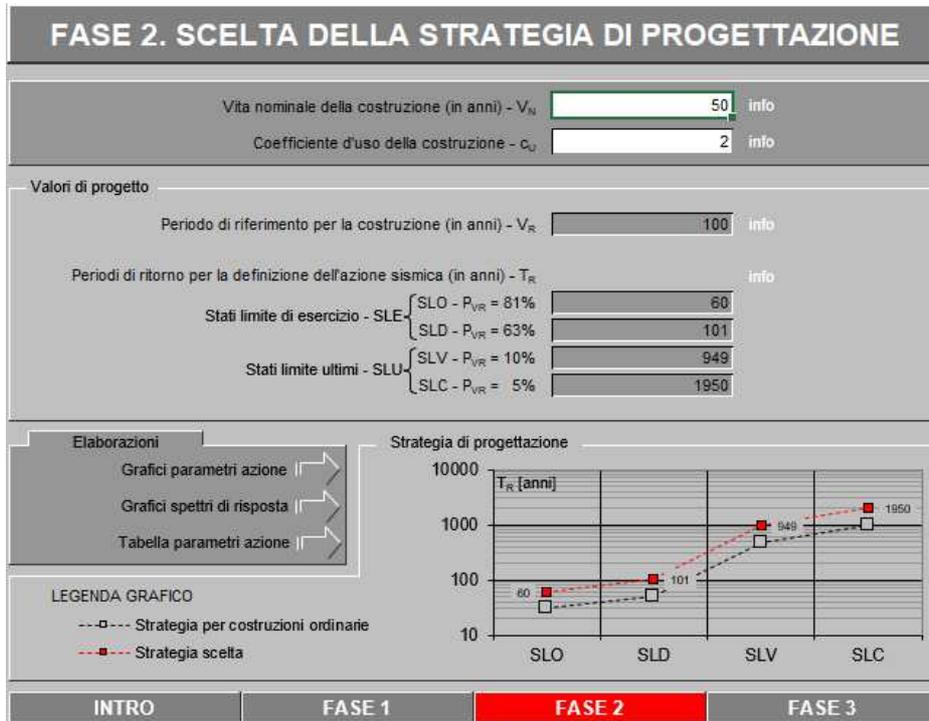


Figura 4.4 Vita nominale e classe d'uso del ponte.

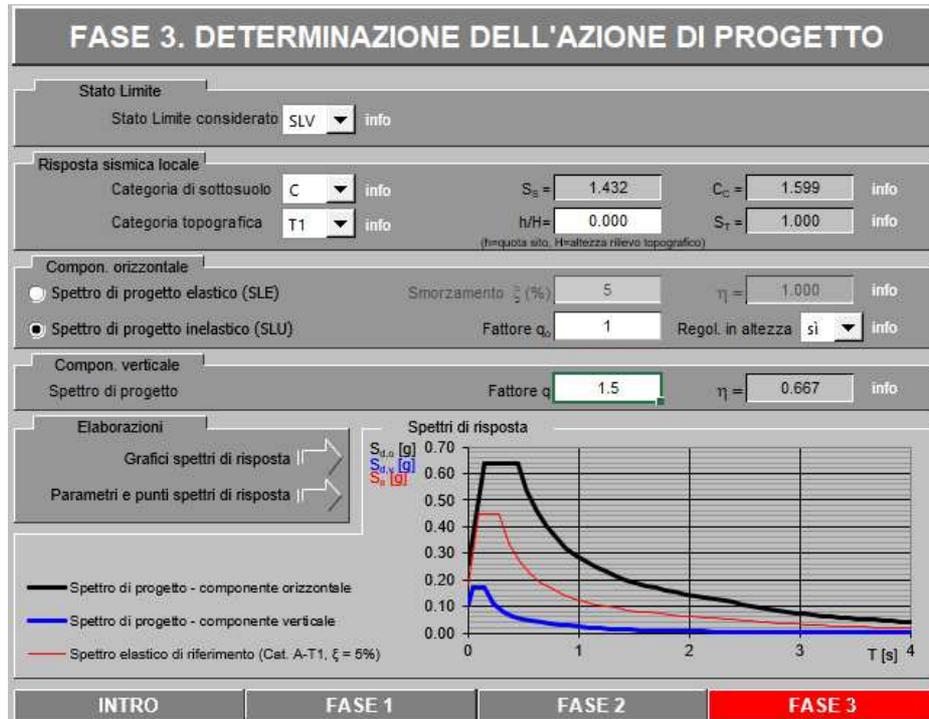


Figura 4.5 Spettri di risposta.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.181 g
F_o	2.473
T_c	0.280 s
S_s	1.432
C_c	1.599
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.432
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.447 s
T_D	2.322 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

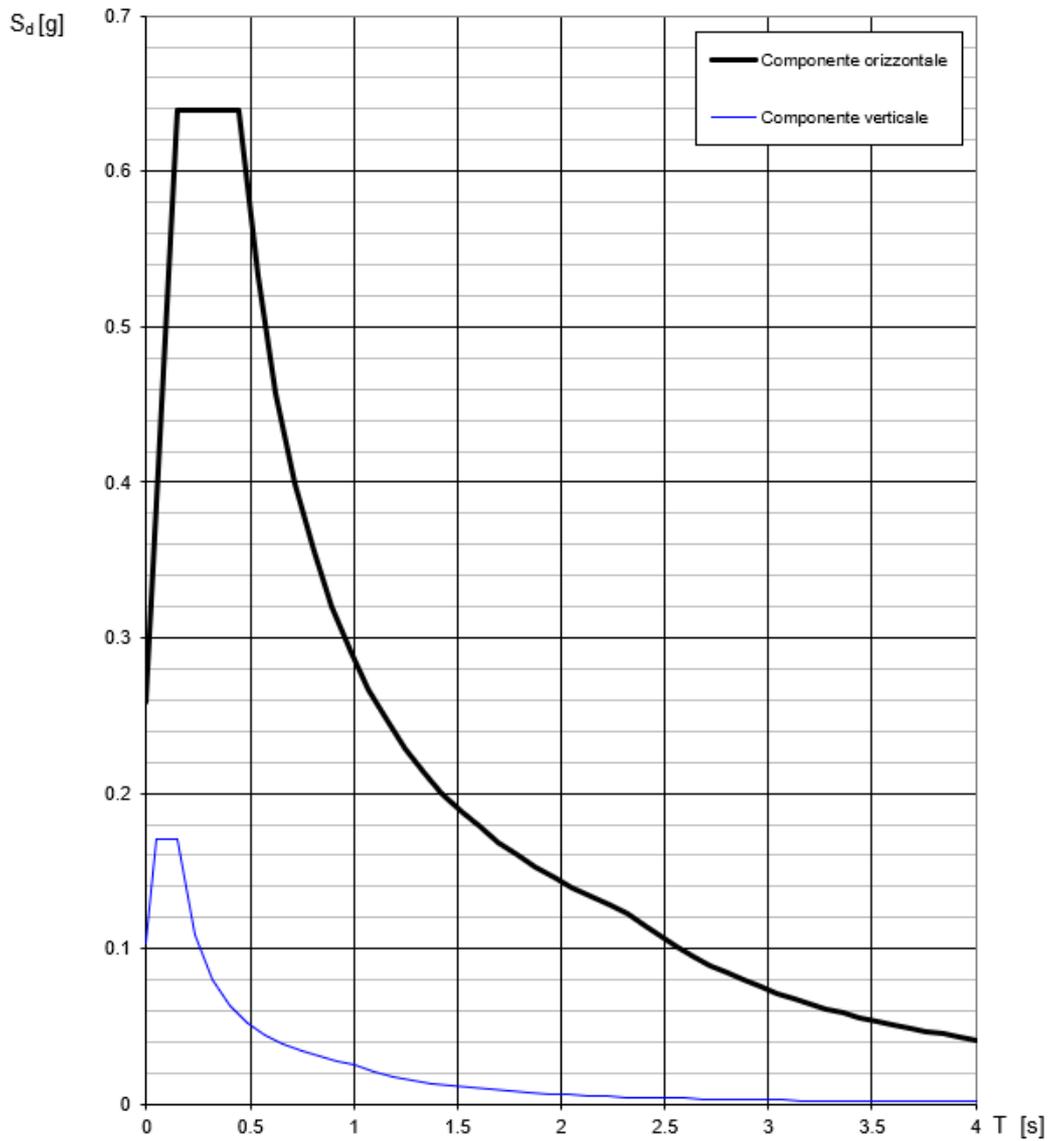
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
		0.259
T_B ←	0.149	0.639
T_C ←	0.447	0.639
	0.537	0.533
	0.626	0.457
	0.715	0.400
	0.804	0.355
	0.894	0.320
	0.983	0.291
	1.072	0.267
	1.161	0.246
	1.251	0.229
	1.340	0.213
	1.429	0.200
	1.519	0.188
	1.608	0.178
	1.697	0.168
	1.786	0.160
	1.876	0.152
	1.965	0.146
	2.054	0.139
	2.143	0.133
	2.233	0.128
T_D ←	2.322	0.123
	2.402	0.115
	2.482	0.108
	2.562	0.101
	2.642	0.095
	2.722	0.090
	2.801	0.085
	2.881	0.080
	2.961	0.076
	3.041	0.072
	3.121	0.068
	3.201	0.065
	3.281	0.062
	3.361	0.059
	3.441	0.056
	3.521	0.054
	3.600	0.051
	3.680	0.049
	3.760	0.047
	3.840	0.045
	3.920	0.043
	4.000	0.041

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



5 CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano i criteri generali di verifica degli elementi strutturali soggetti alle azioni statiche e sismiche, gli approcci ed i criteri con cui vengono combinati i carichi.

Non si riporta l'elenco dettagliato di tutte le combinazioni in quanto in numero molto elevato, a causa delle molteplici disposizioni dei carichi mobili sull'impalcato.

5.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE

Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali alle *azioni statiche* sono effettuate tramite il D.M. 17 gennaio 2018, secondo il *criterio semiprobabilistico degli stati limite*.

Tale norma, al paragrafo 2.1, prevede infatti che la sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, debbano essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Secondo il paragrafo 2.2.3 del D.M. 2008, le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

In conformità al punto 2.3 del D.M. 2008, per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati, quale il metodo di primo livello denominato metodo semiprobabilistico agli stati limite. In tale formulazione, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle

resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il *metodo dei coefficienti parziali* di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza, associati ai materiali ed alle azioni, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.2 ANALISI GLOBALE ELASTICA

L'analisi è eseguita secondo il metodo globale elastico. Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione è il SAP2000 ® versione 21 (licenze di Sap2000 Advanced/Ultimate intestata a Steel Project Italia s.r.l.).

Ai fini del dimensionamento delle pile e delle spalle di transizione, si procede con un modello FEM analogo a quello adottato per lo studio sismico dell'opera, in cui:

- i carichi statici trasmessi dall'impalcato sono trattati come forze nodali applicate in corrispondenza degli appoggi, in modo tale da tenere in conto dell'effettiva ripartizione longitudinale associata alle differenti fasi di calcolo dell'impalcato (Fase 1, 2 e 3);
- i plinti di fondazione sono modellati in modo tale da valutarne l'effettivo regime di sollecitazione.

5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2008 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limiti ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione frequente (SLE frequente), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti;
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
P	valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
Q_{K1}	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
$Q_{K,i}$	valore caratteristico dell'azione variabile i ;
γ_{G1}	coefficiente parziale per le azioni permanenti;
γ_{G2}	coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
γ_P	coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
γ_{Q1}	coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
$\gamma_{Q,i}$	coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
$\psi_{i,i}$	coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
+	combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Tabella 15: Estratto della tabella 5.1.VI del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

5.3.1 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulle strutture del ponte e delle sottostrutture, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel paragrafo precedente.

5.3.2 Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono i seguenti casi:

EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido;
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
GEO	stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle seguenti tabelle, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tabella 16: Estratto della tabella 5.1.V del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.35	1.0
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	γ_{E2}, γ_{E3}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.2	1.2	1.2

⁽¹⁾ equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

⁽²⁾ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Per il ponte in struttura metallica è richiesto il rispetto dello stato limite di fatica; per la definizione delle combinazioni di verifica, si rimanda alla trattazione dettagliata del relativo paragrafo.

5.3.3 Stati limite di esercizio

5.3.3.1 Stato limite di esercizio per strutture in calcestruzzo armato

Per le strutture in calcestruzzo armato come la soletta di impalcato, il paragrafo 4.1.2.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

5.3.3.2 Stato limite di esercizio per strutture in acciaio

Per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

6 MODELLAZIONE FEM

6.1 DESCRIZIONE

Per la valutazione del quadro deformativo e tensionale della spalla, si sviluppa un modello FEM 3D della spalla dell'opera esteso a platea di fondazione, muro frontale, paraghiaia, muri andatori, utilizzando elementi bidimensionali tipo *plate*.

Il collegamento tra i vari elementi è realizzato mediante connessioni rigide (link).

Per tenere in conto della continuità strutturale tra palo e platea ovvero che in testa ai pali il momento sollecitante non è nullo, si procede modellando un tratto di palo pari a 3D e vincolandolo alla base con cerniere (rigide).

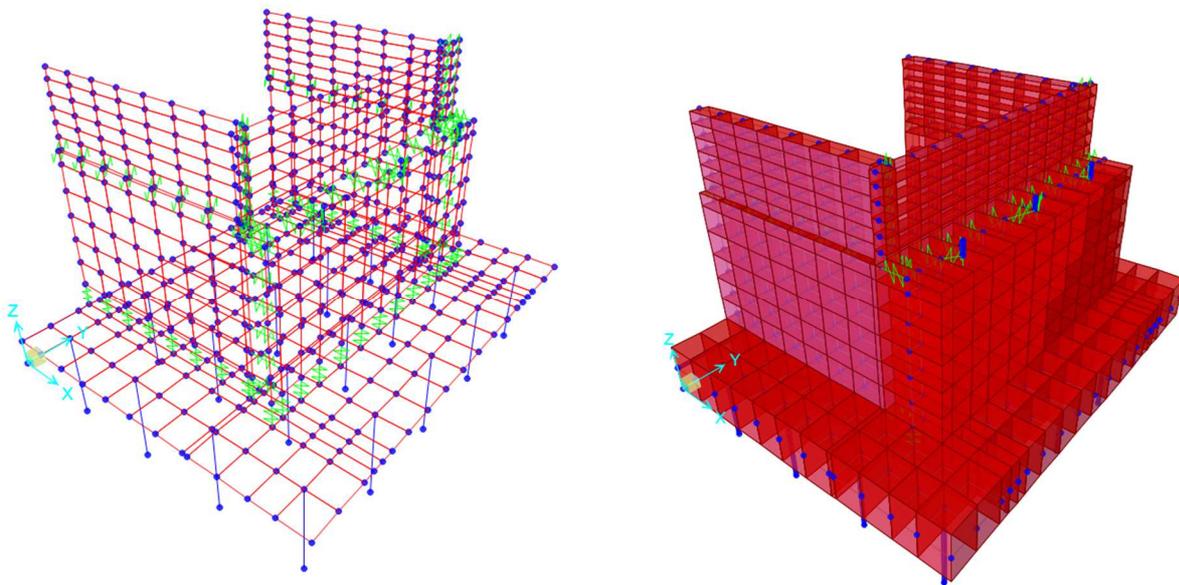
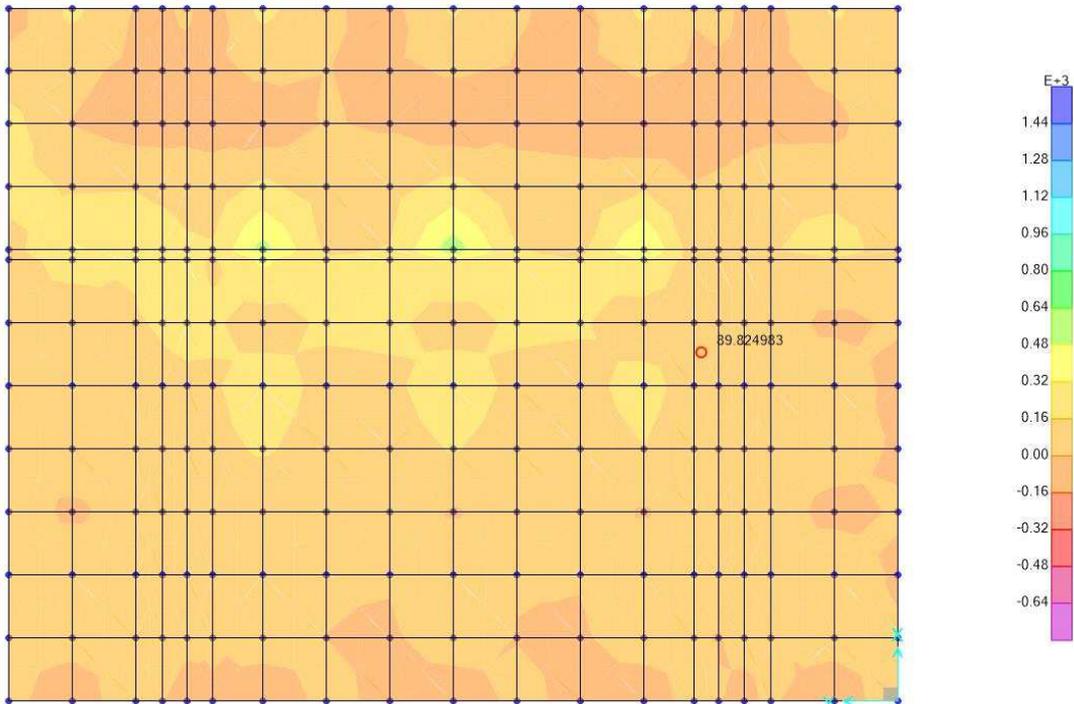


Figura 6.1. Vista 3D modello FEM.

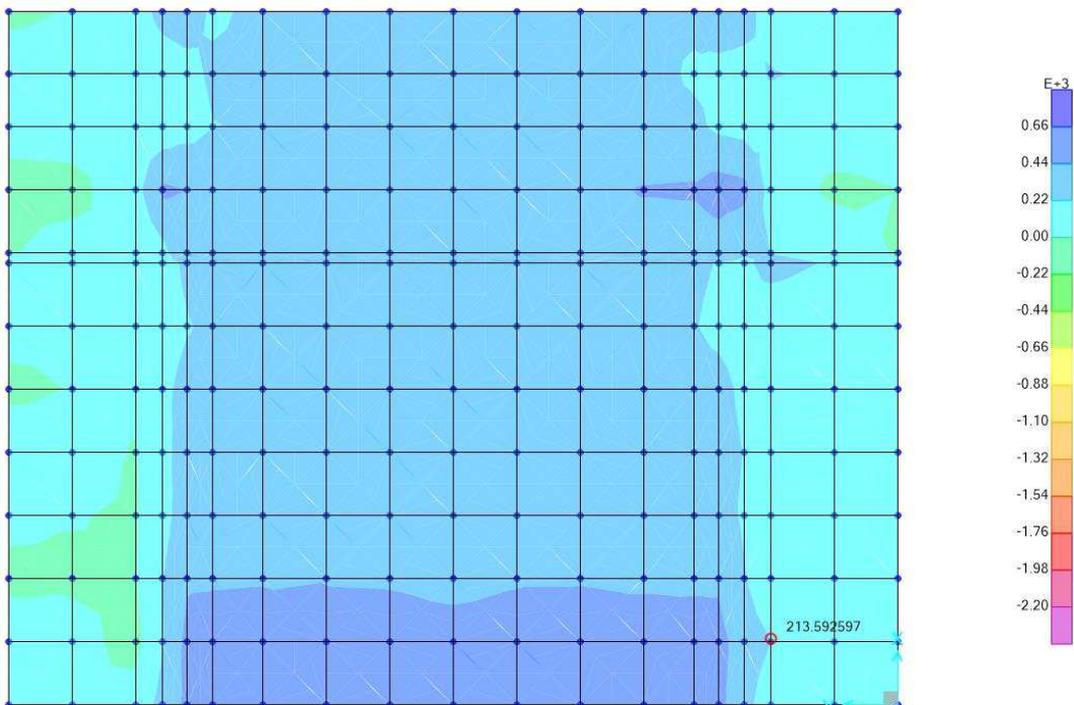
6.2 SINTESI RISULTATI

6.2.1 Platea

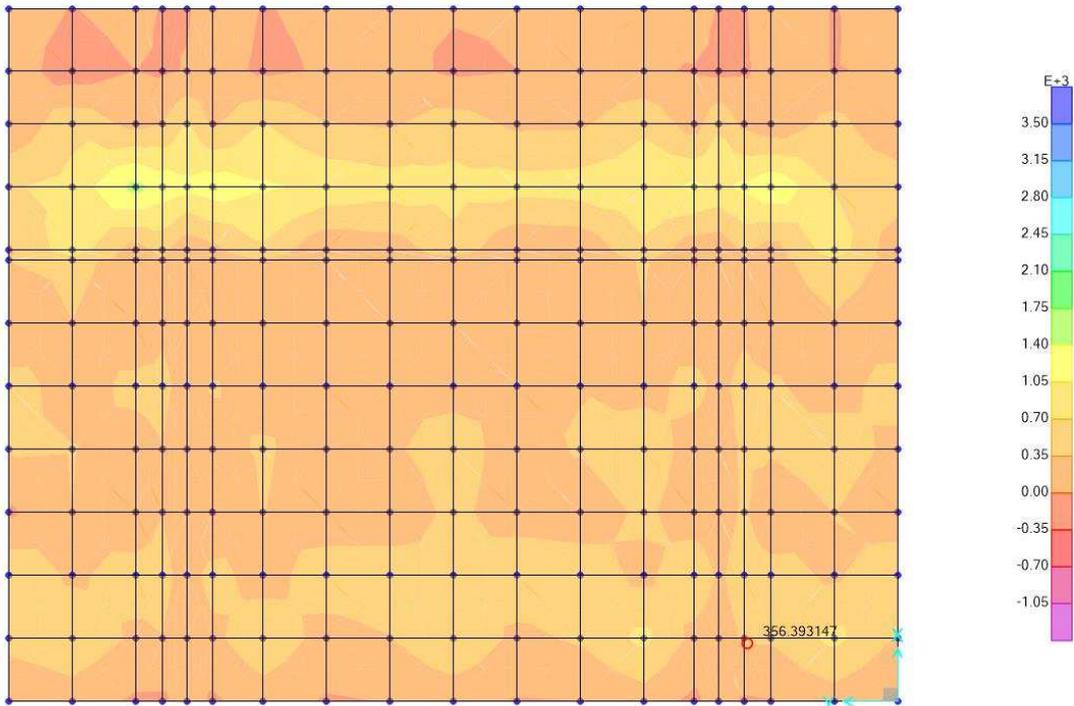
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



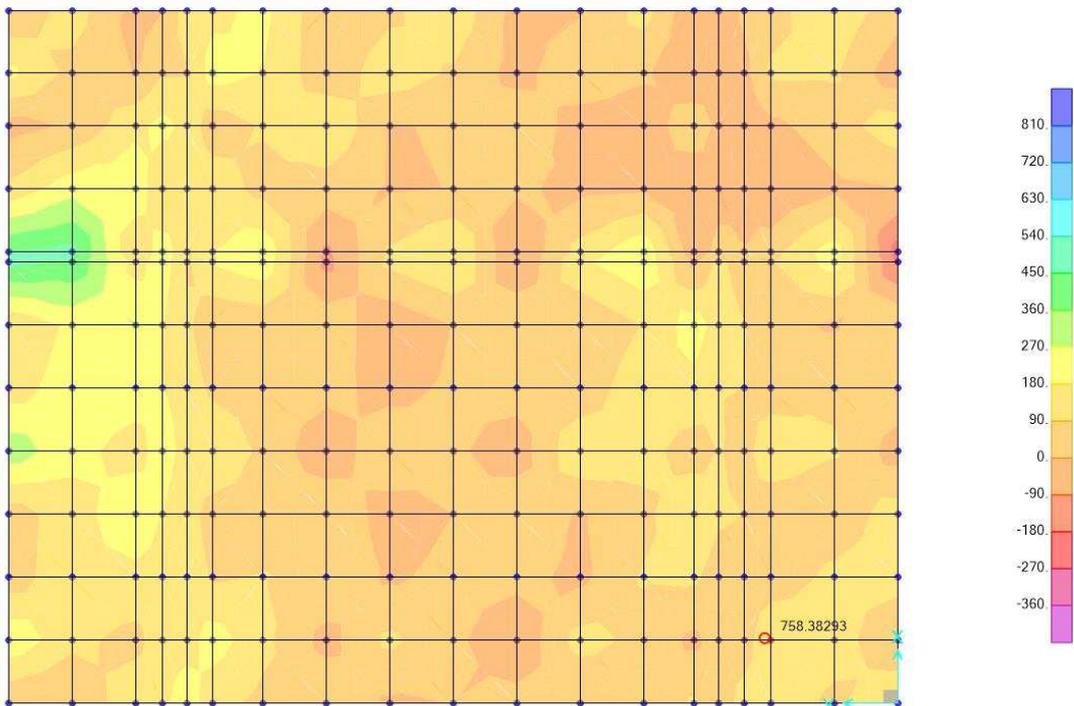
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



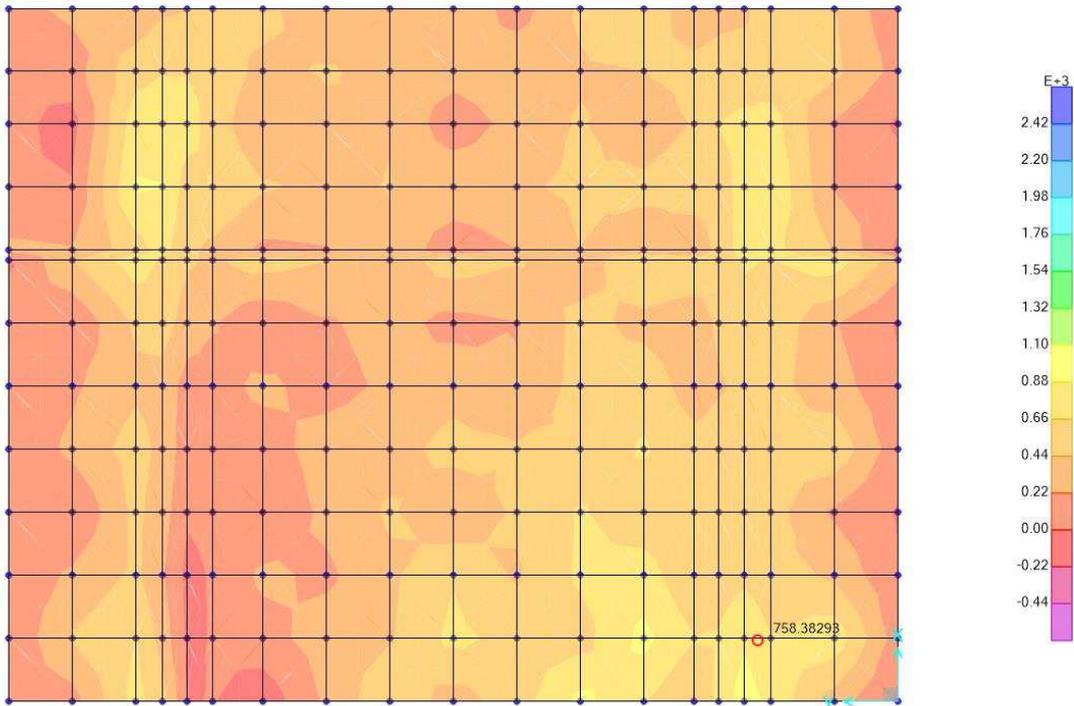
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



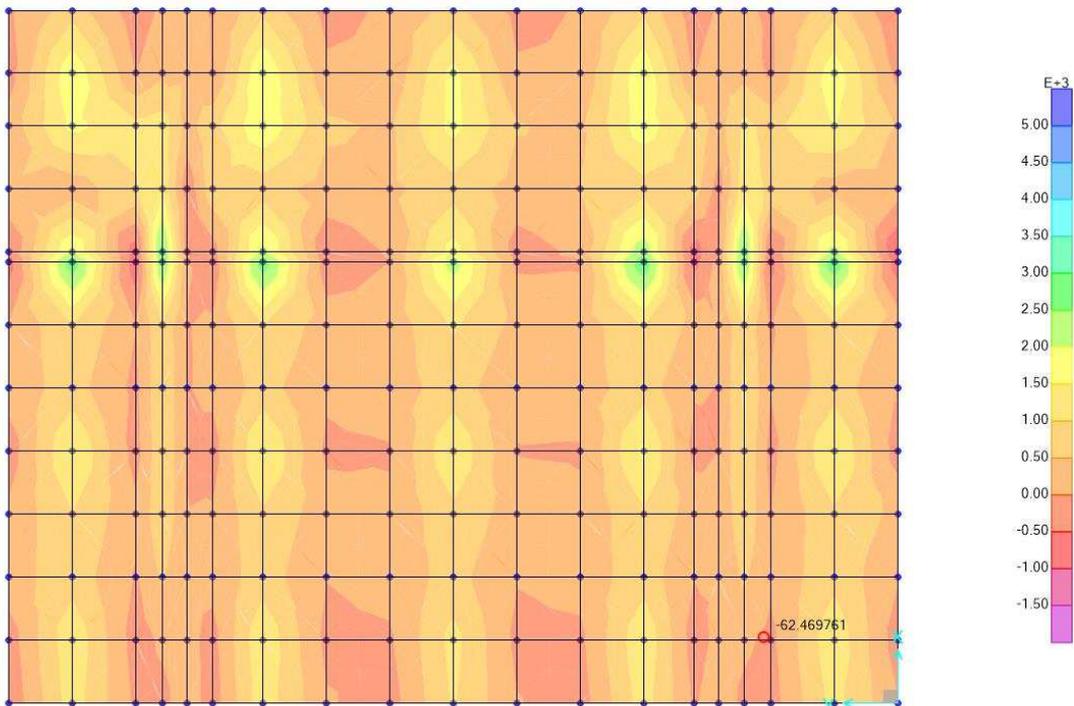
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



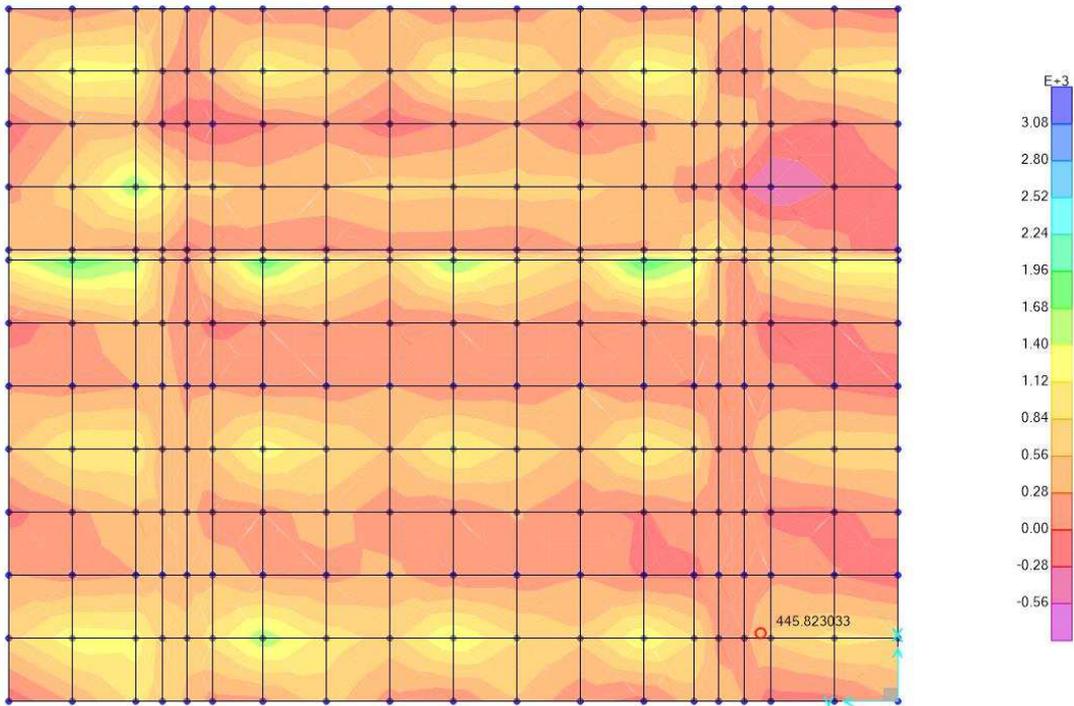
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



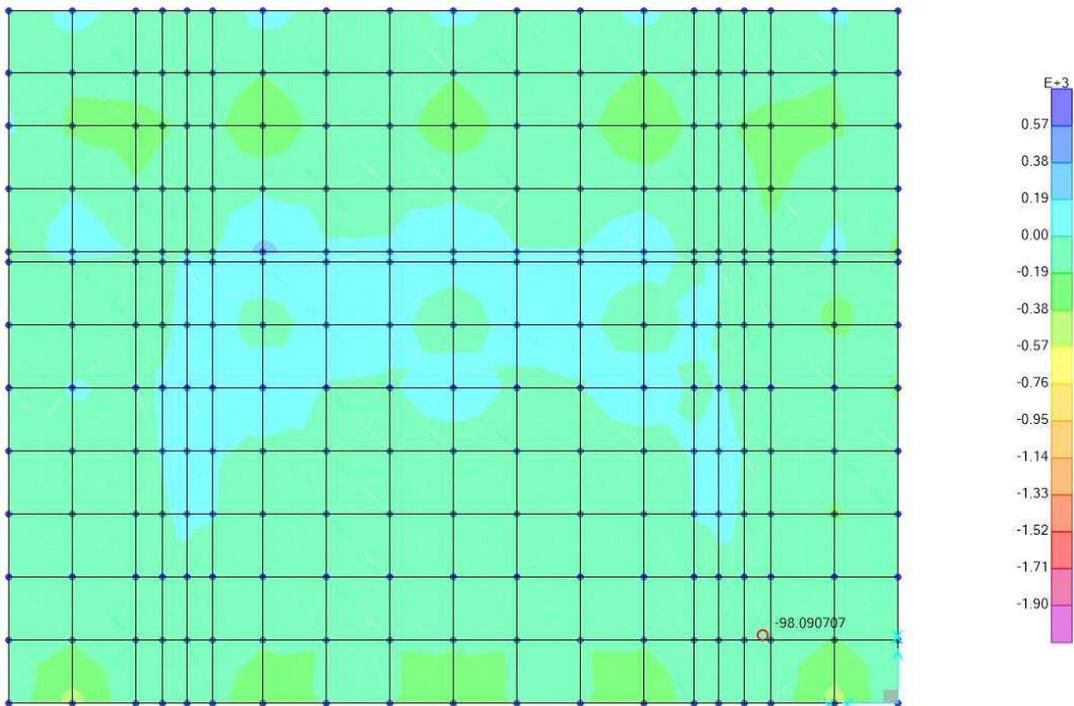
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



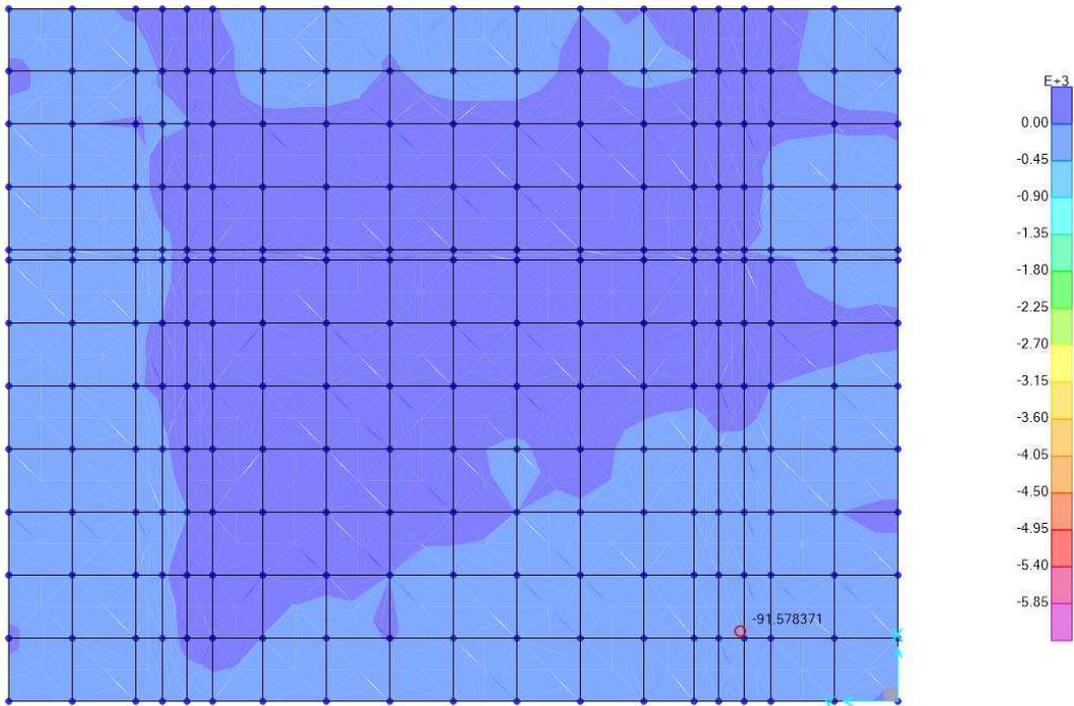
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



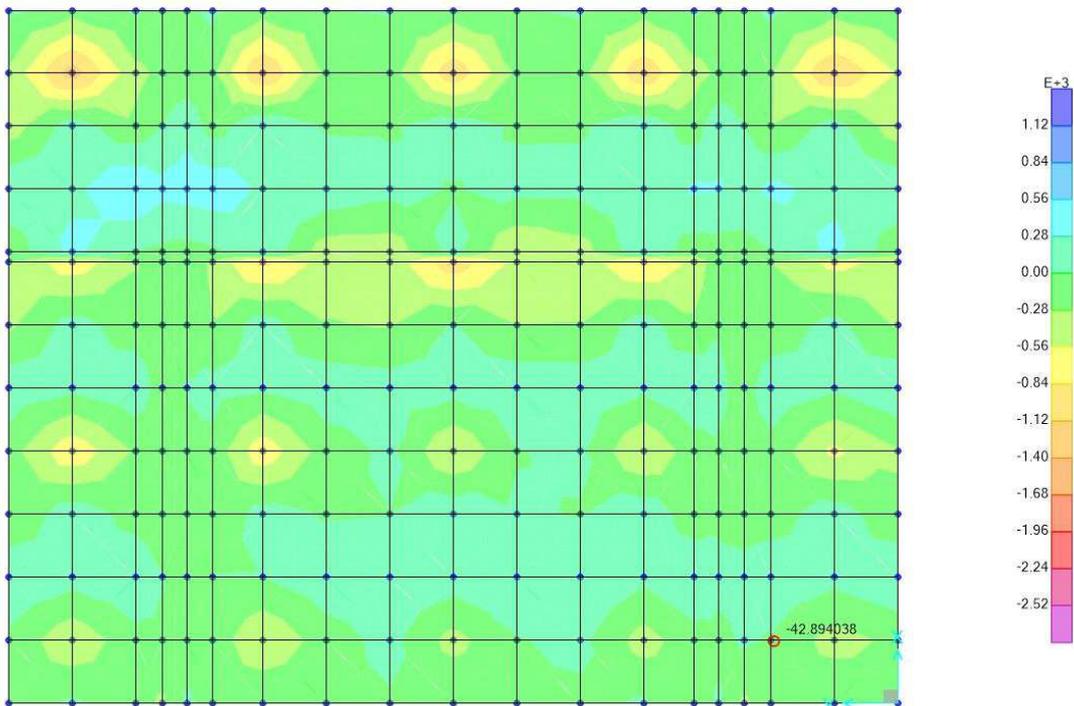
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



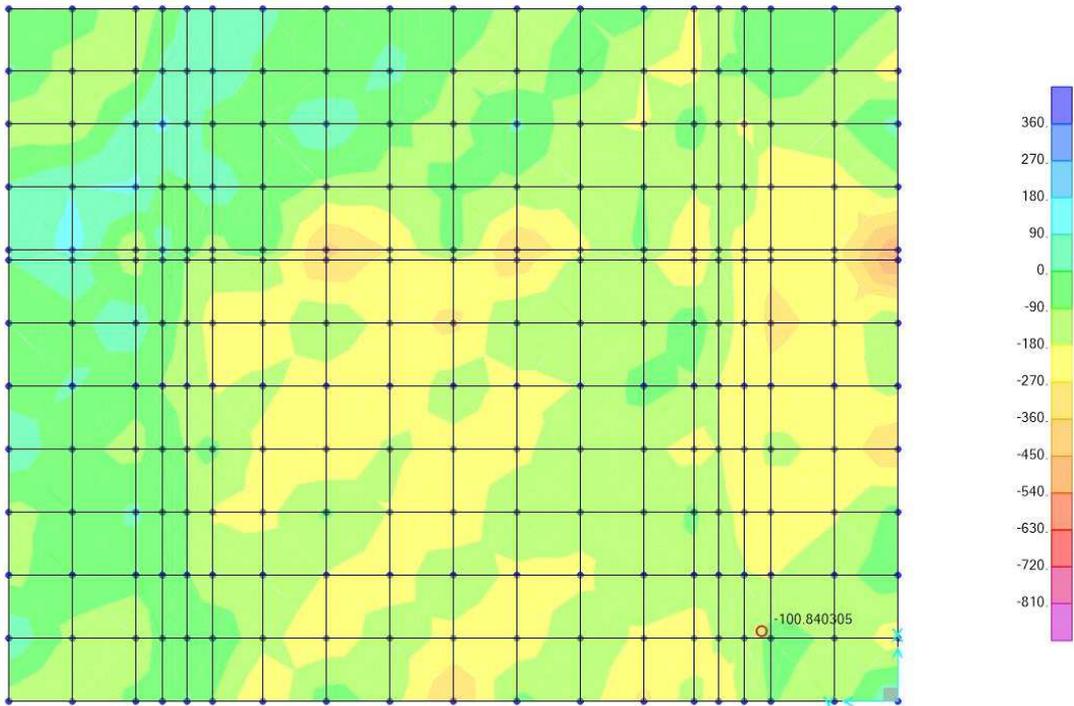
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



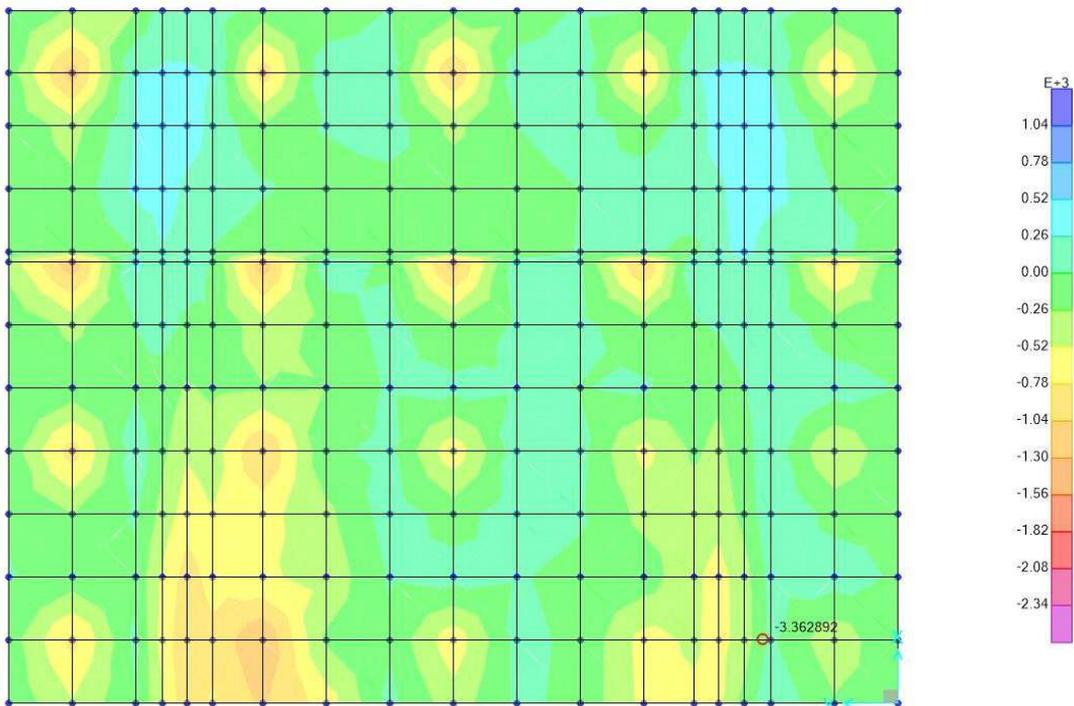
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



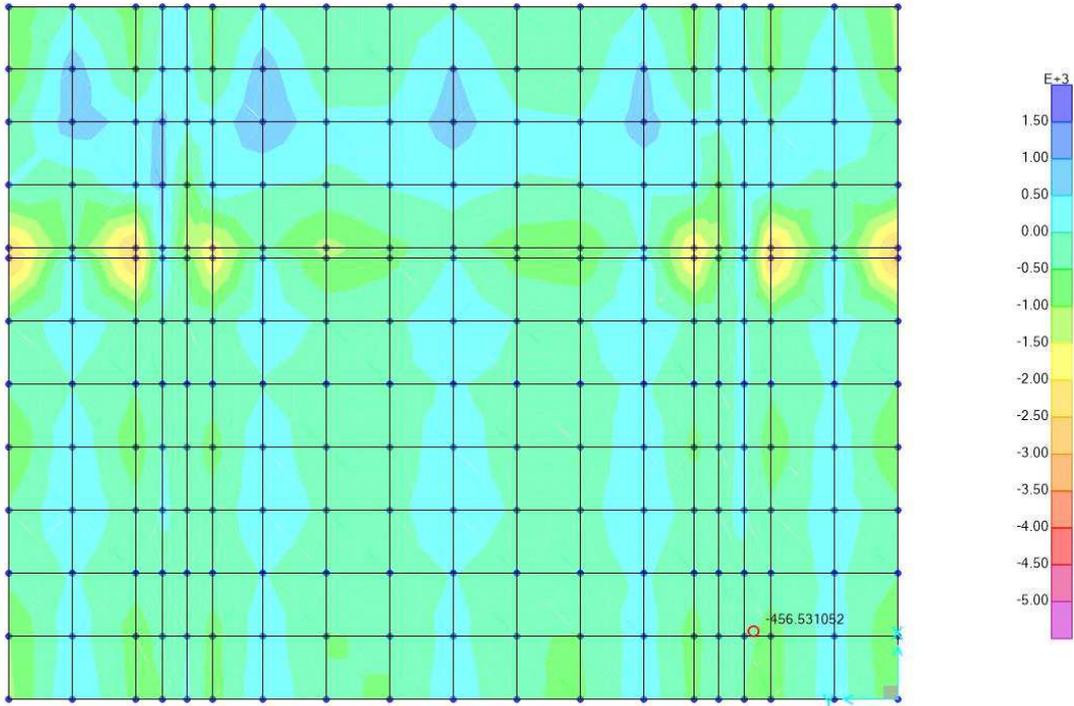
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



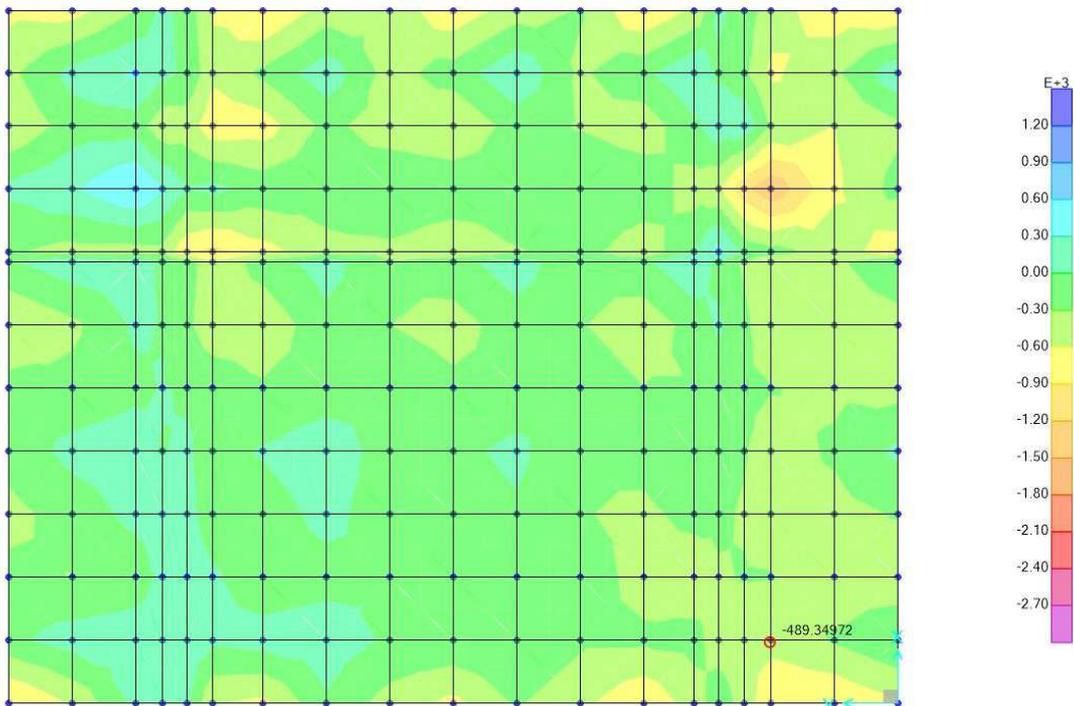
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

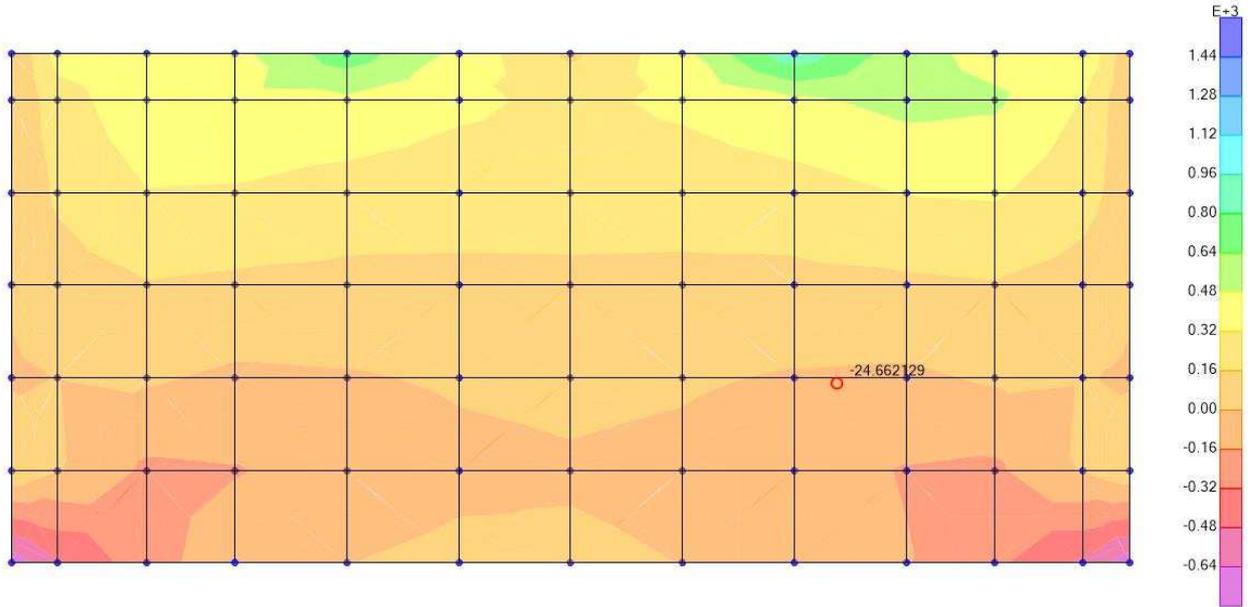


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

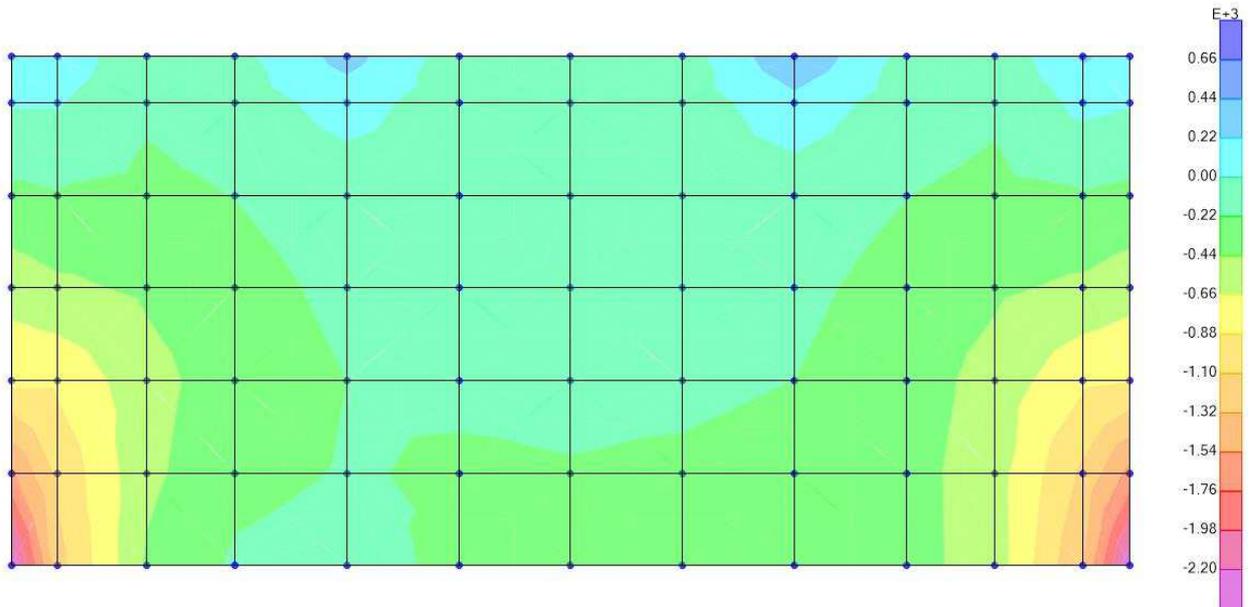


6.2.2 Muro frontale

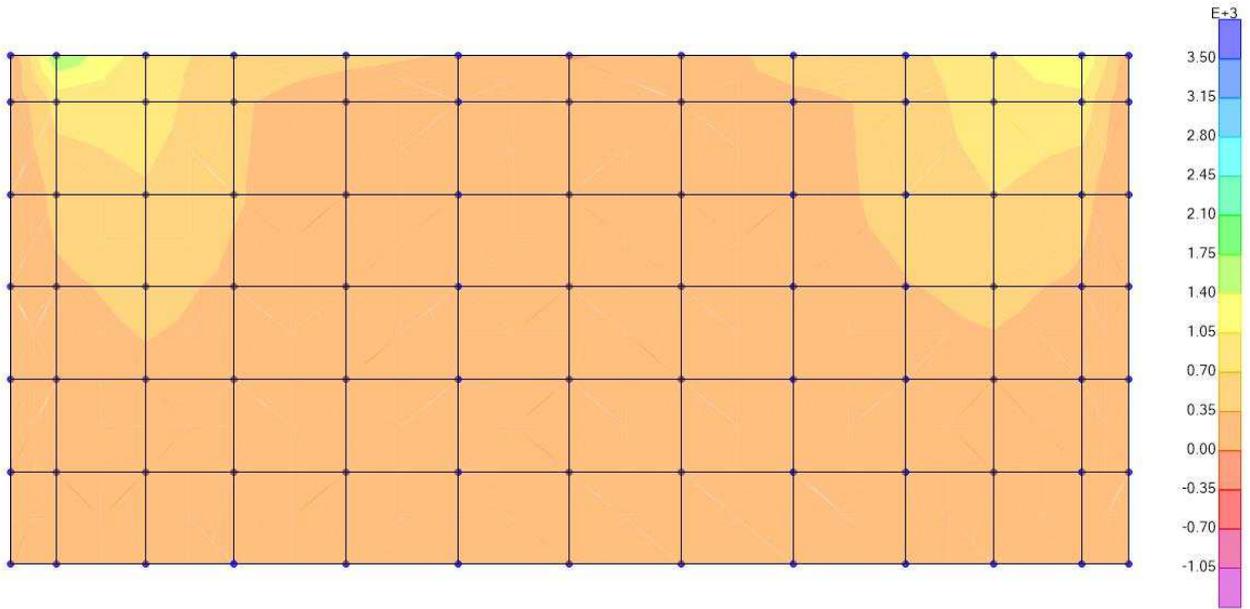
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



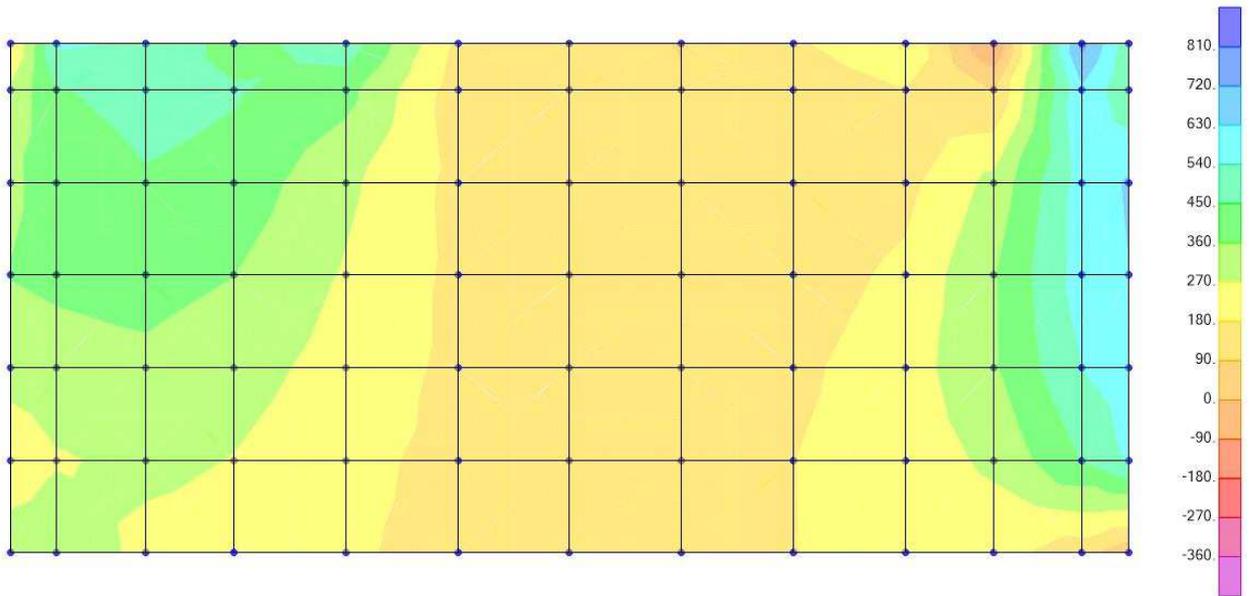
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



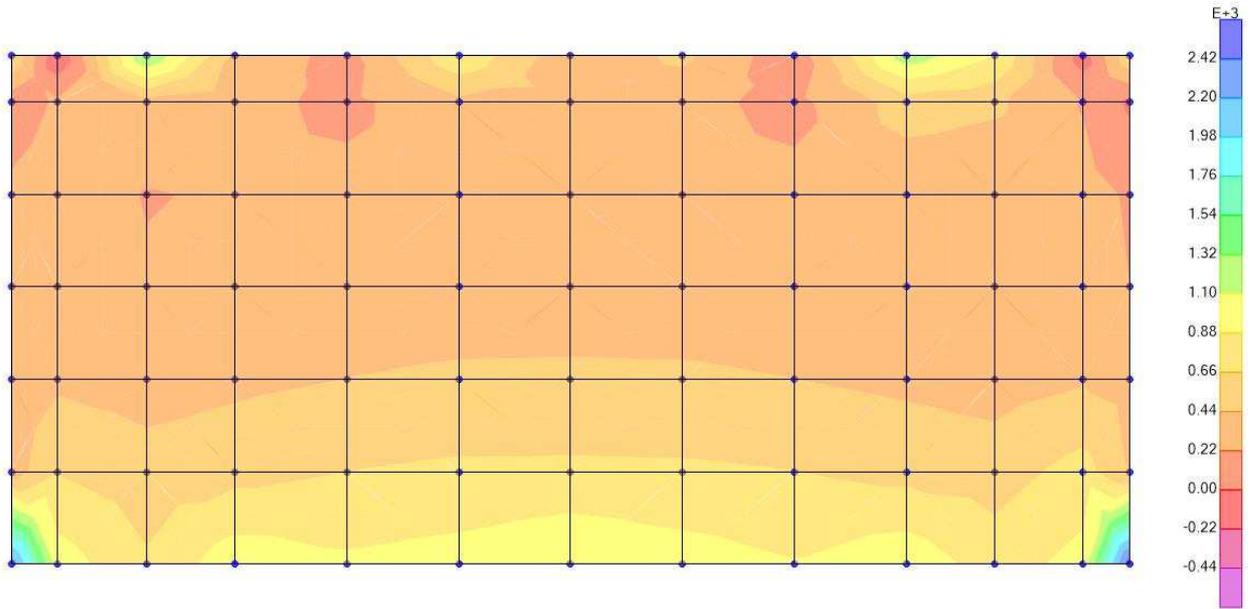
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



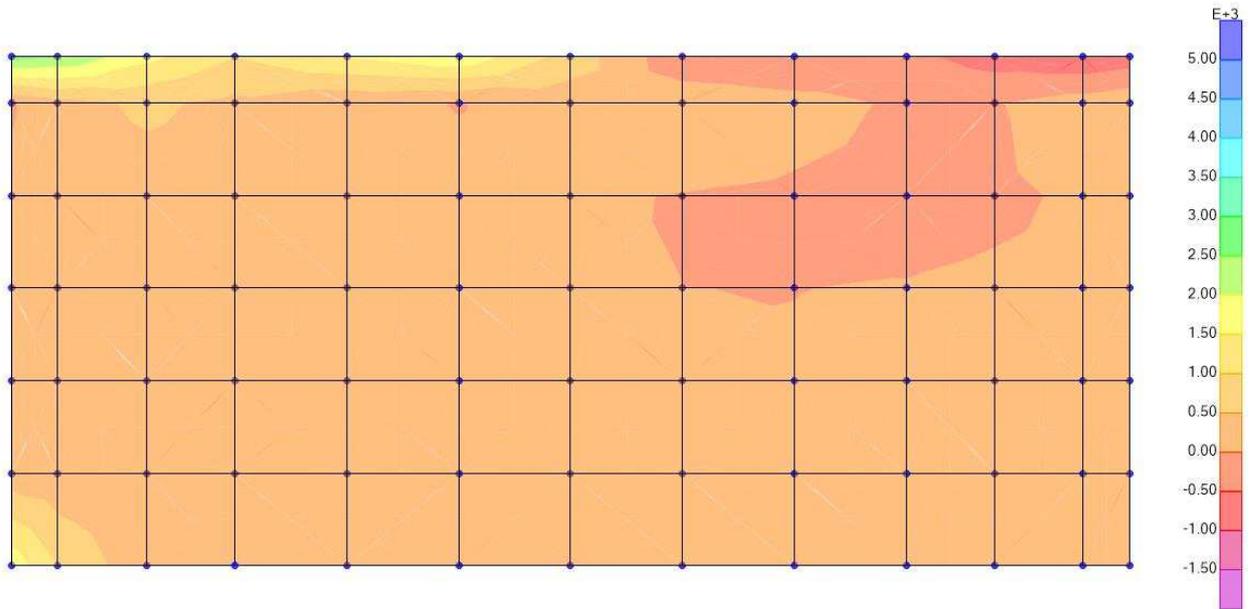
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



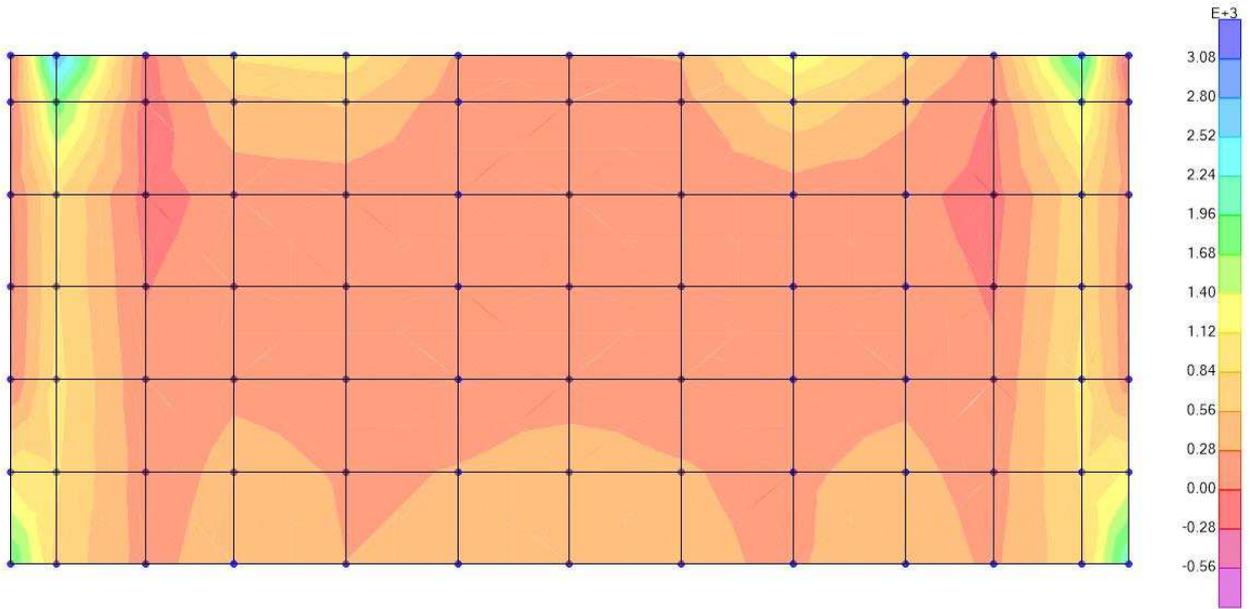
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



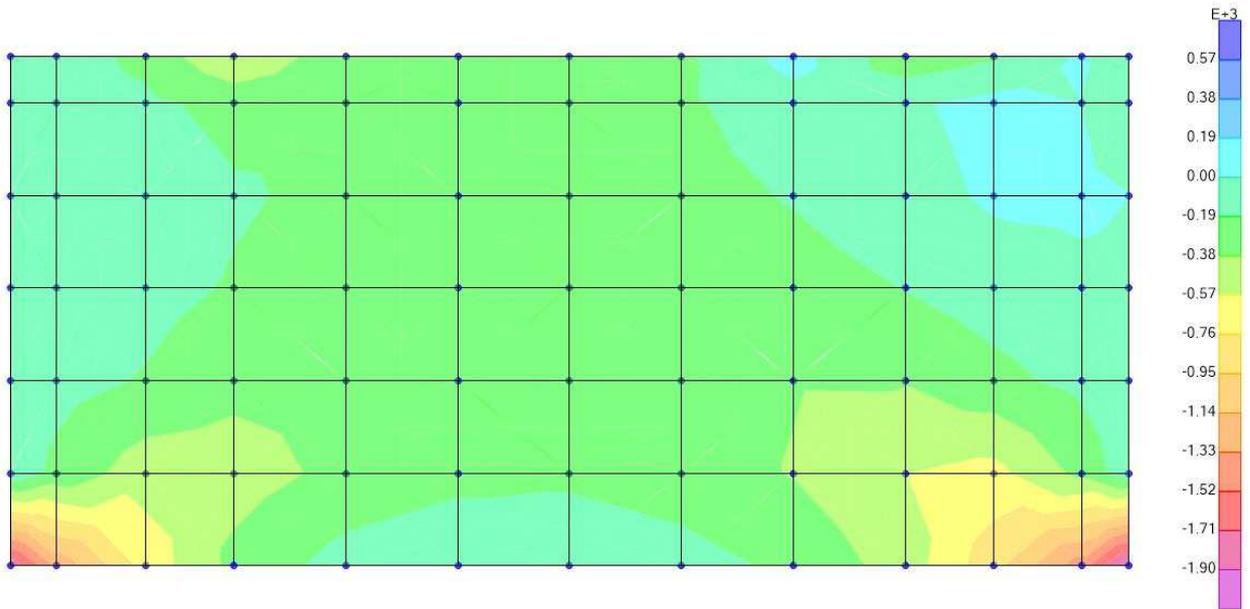
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



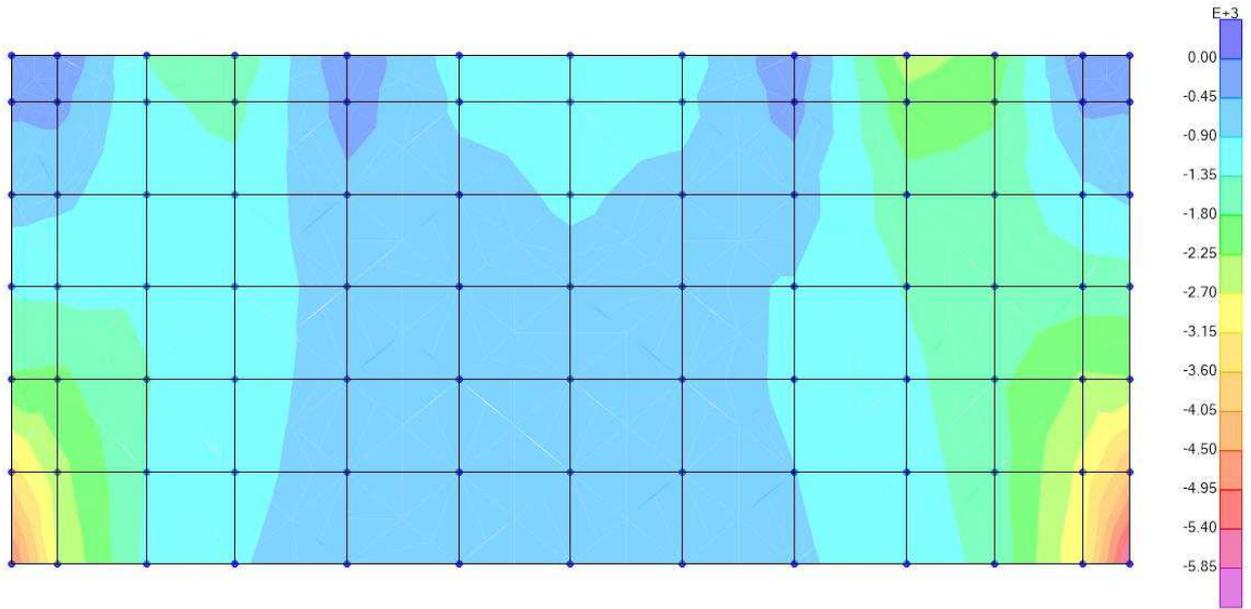
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



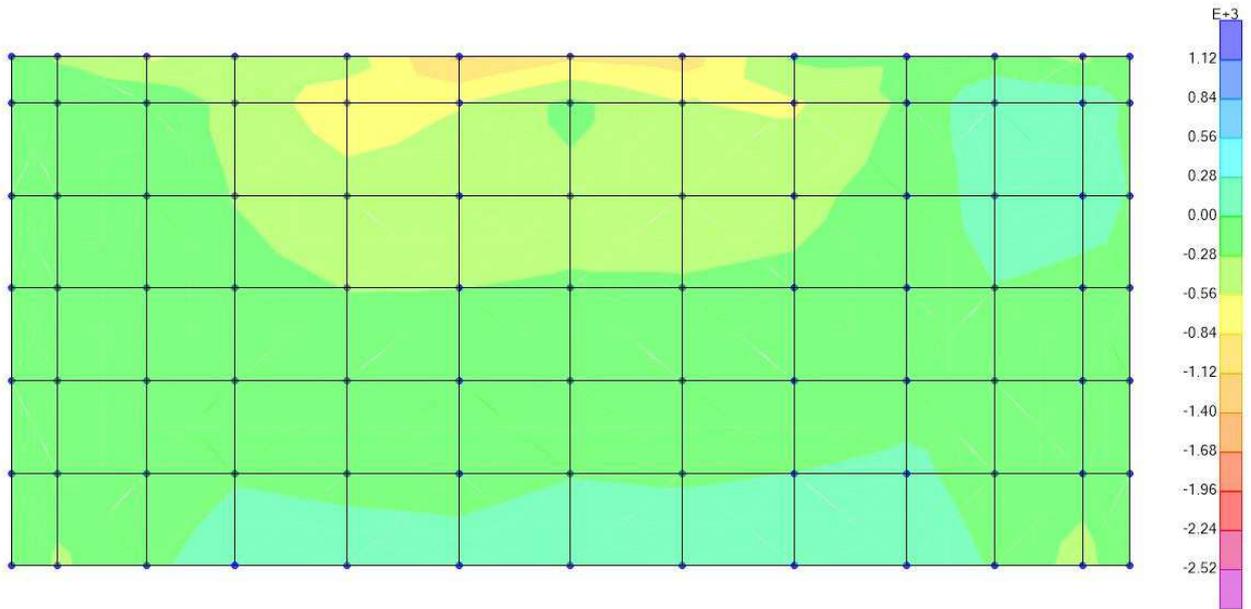
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



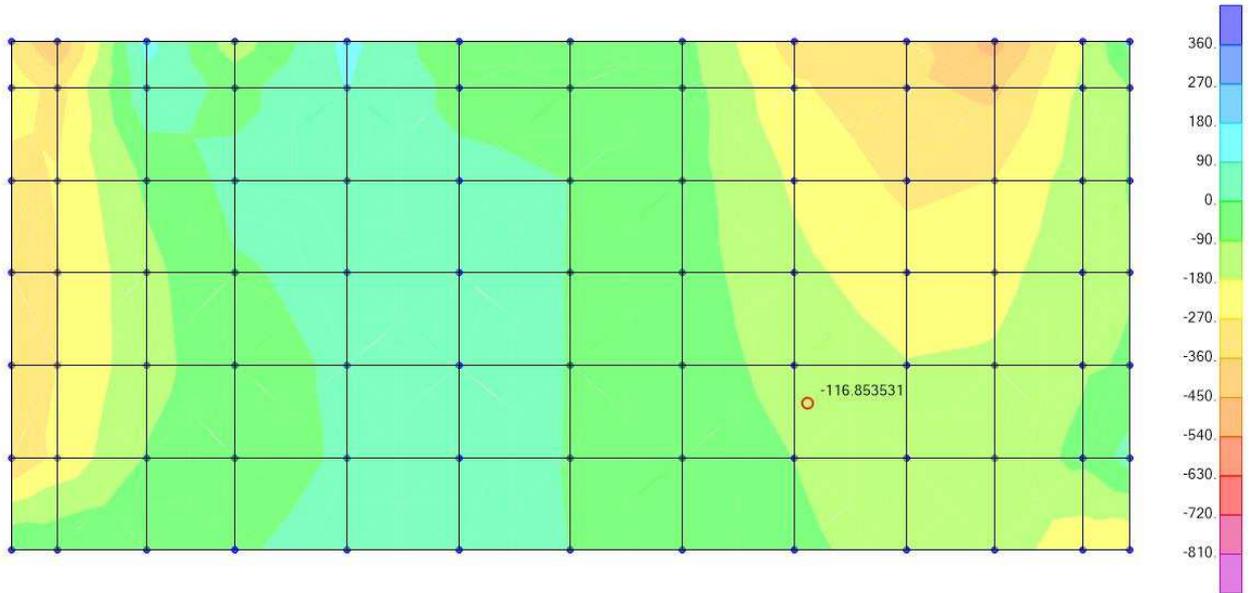
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



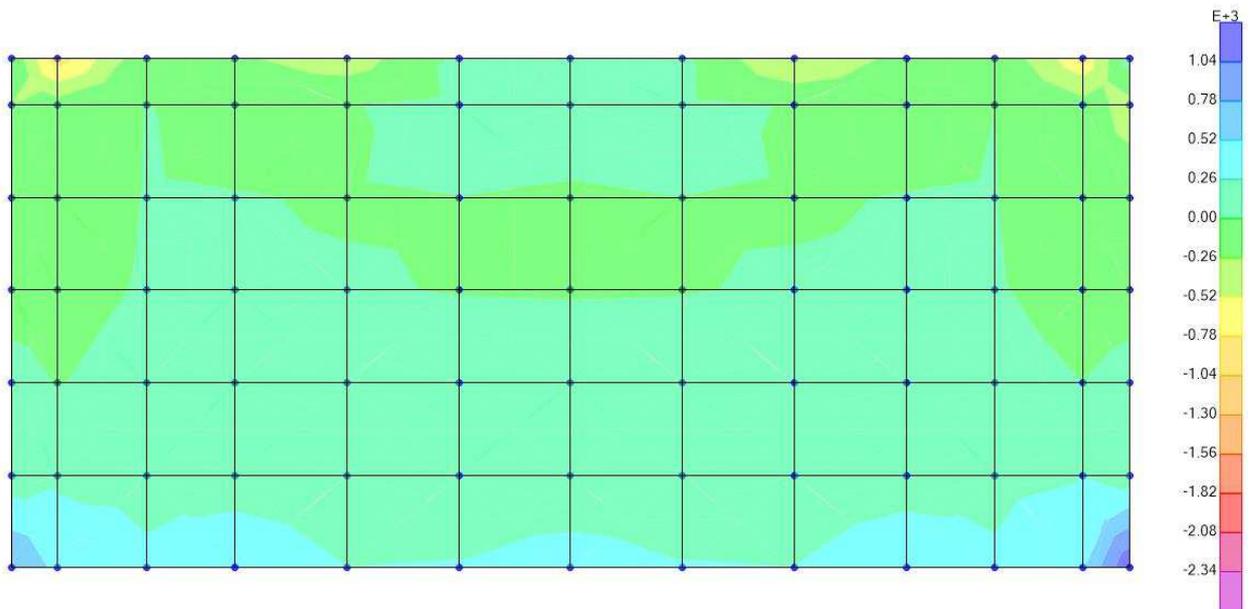
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



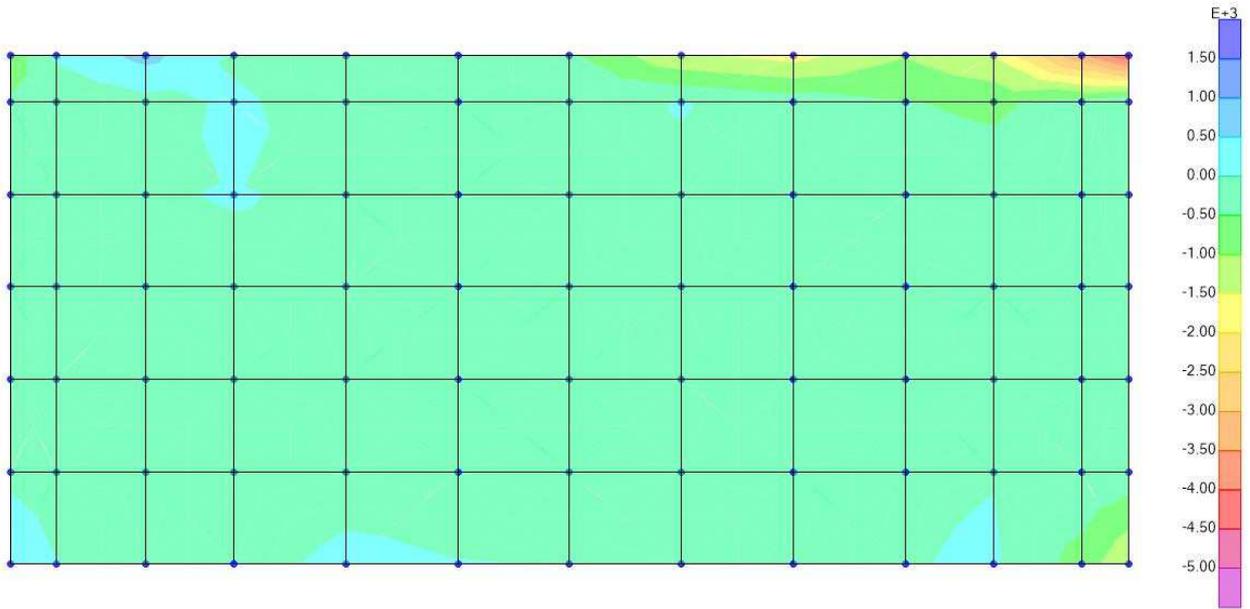
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



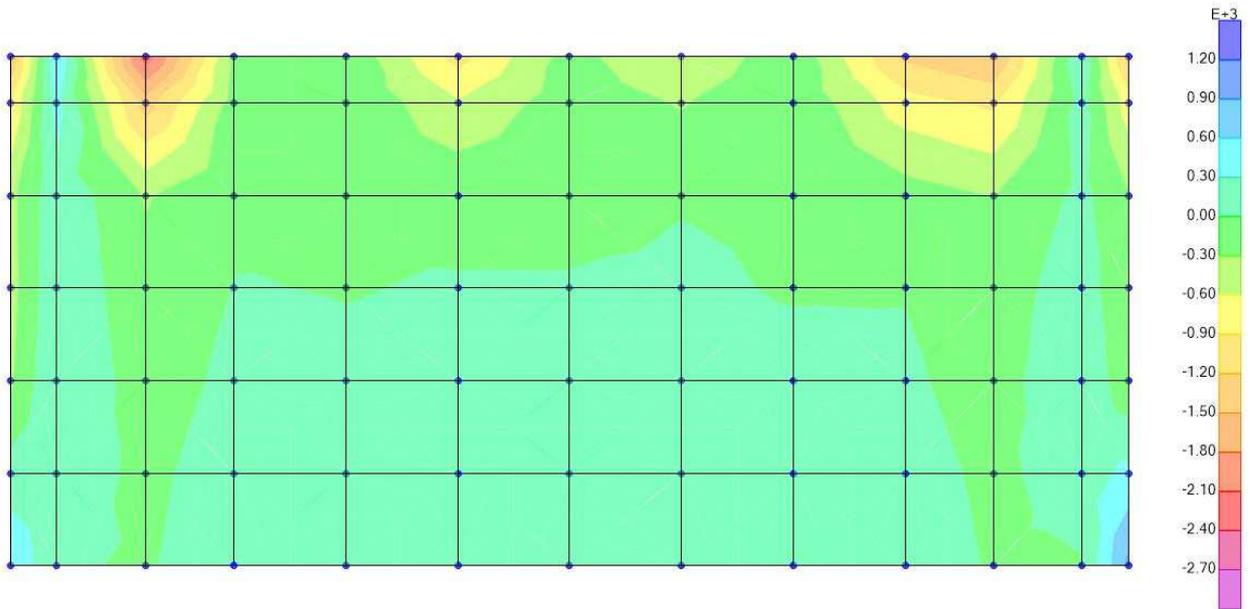
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

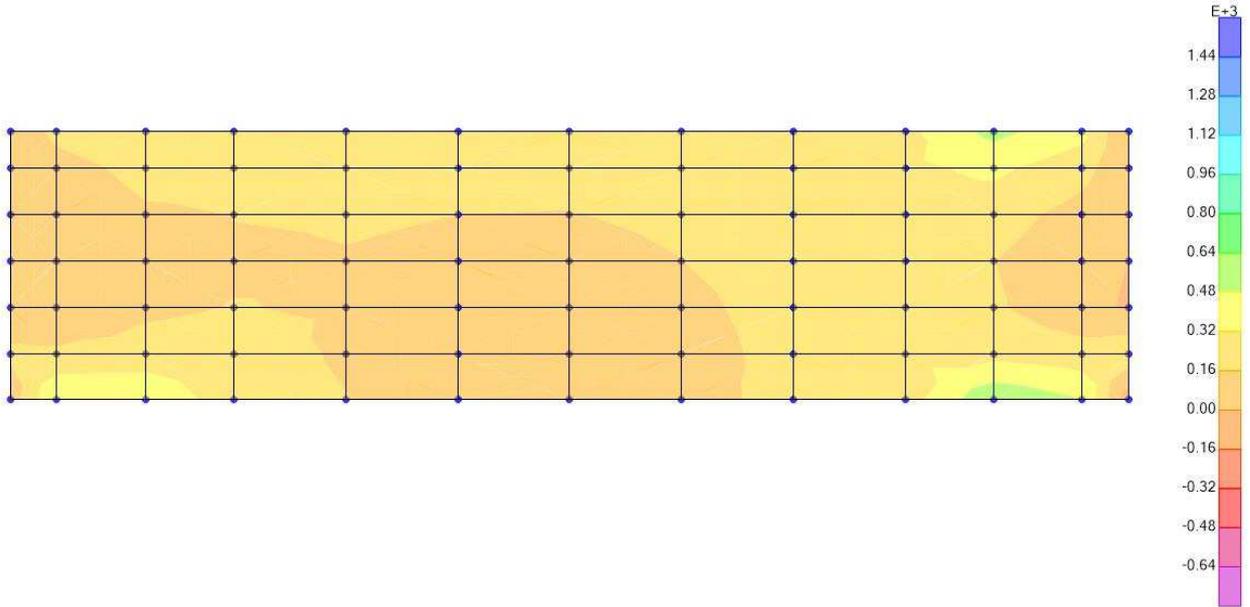


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

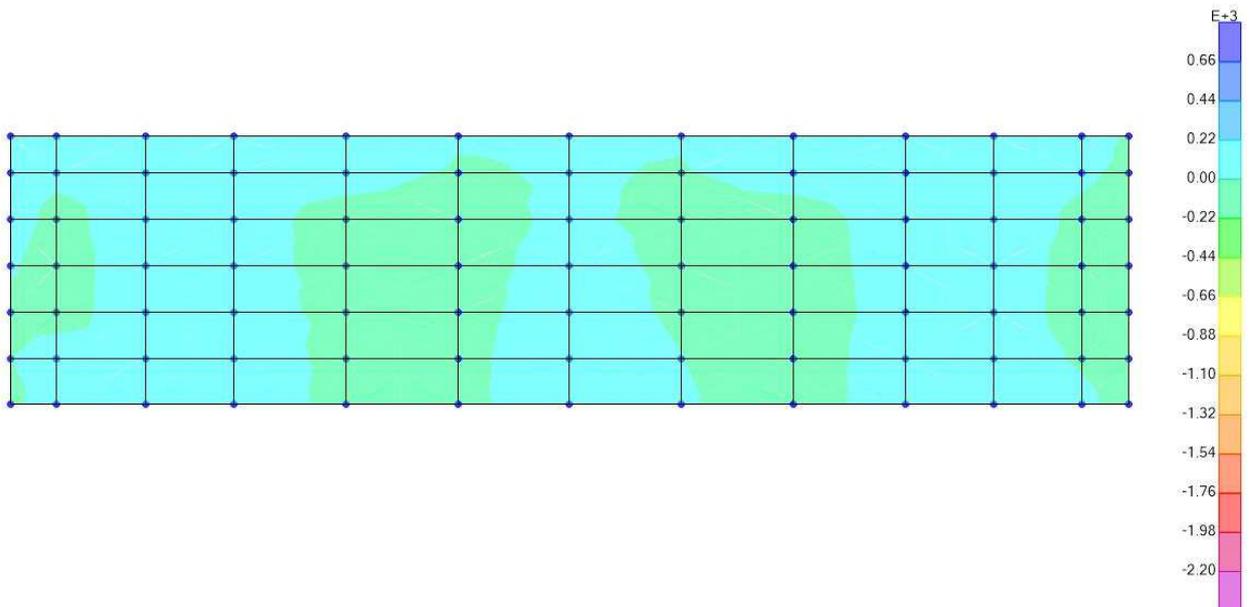


6.2.3 Paraghiaia

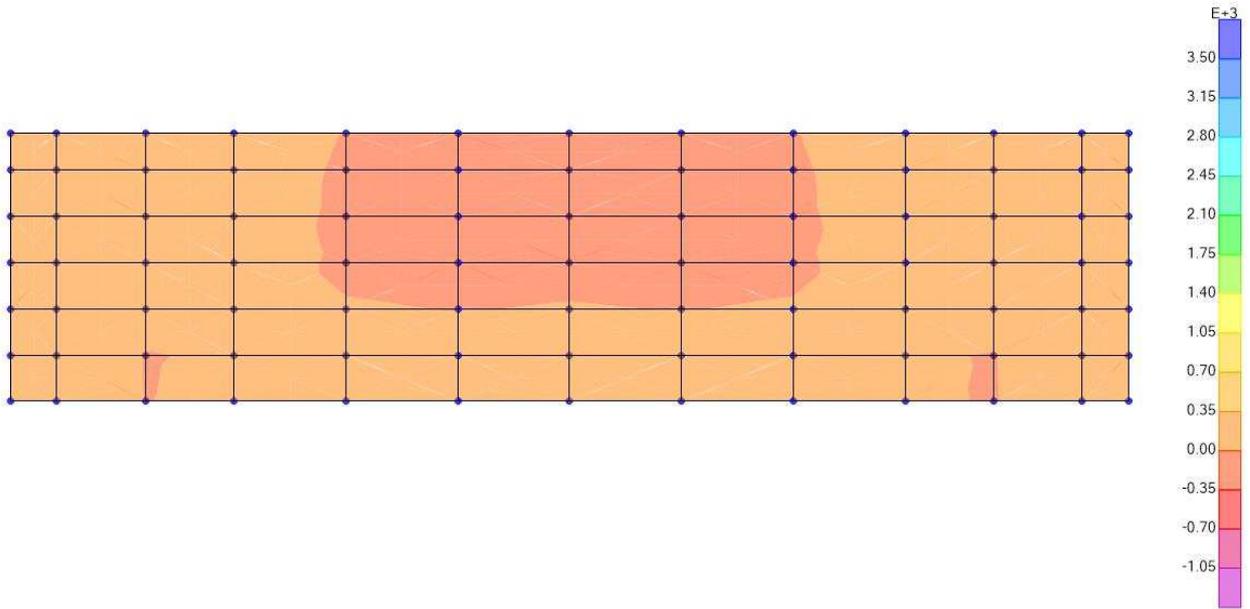
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



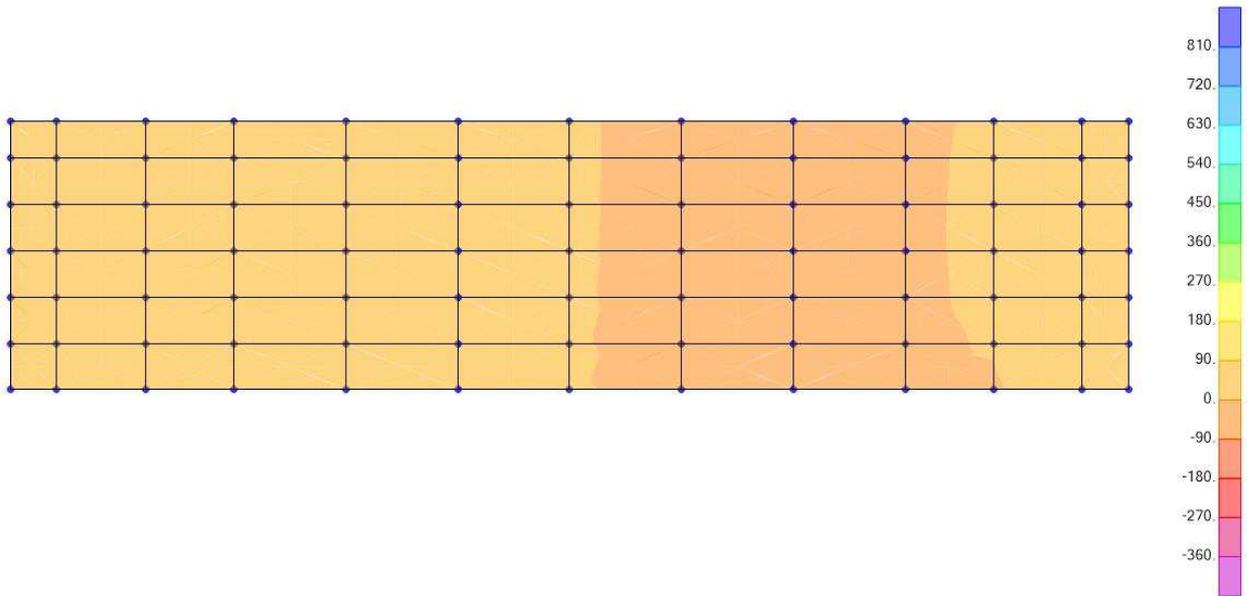
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



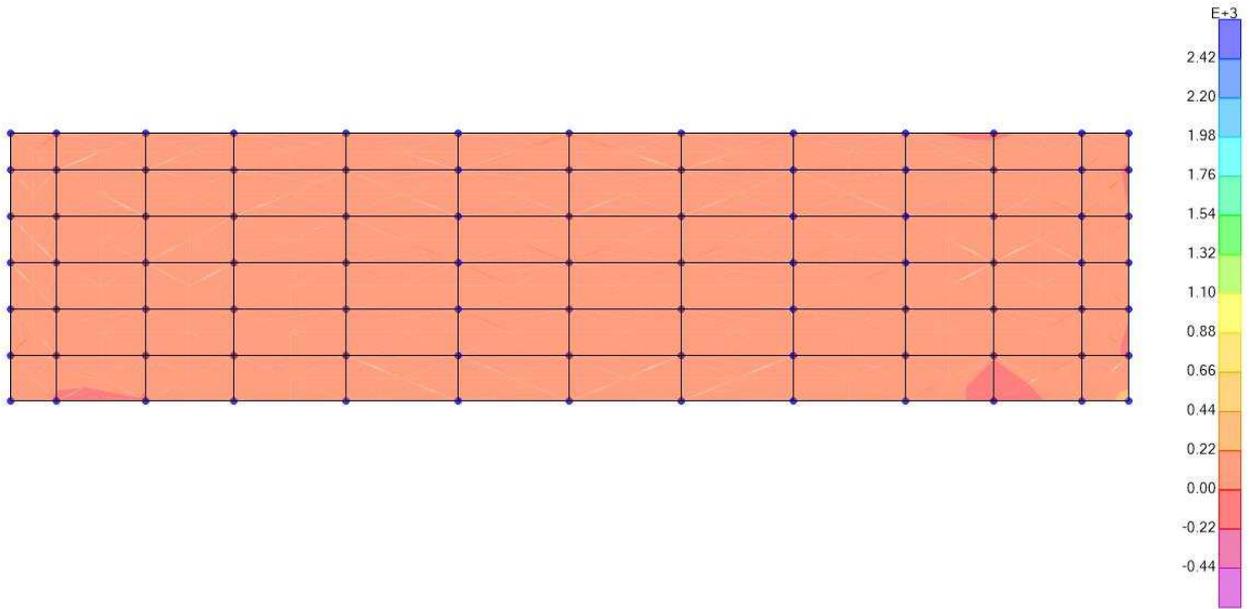
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



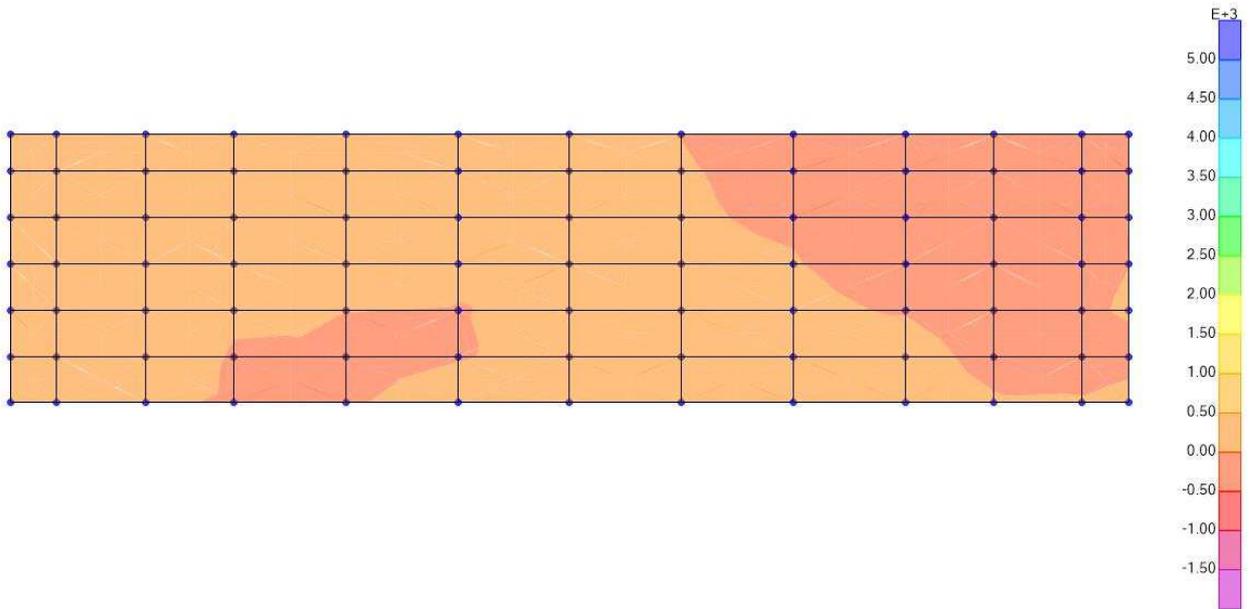
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



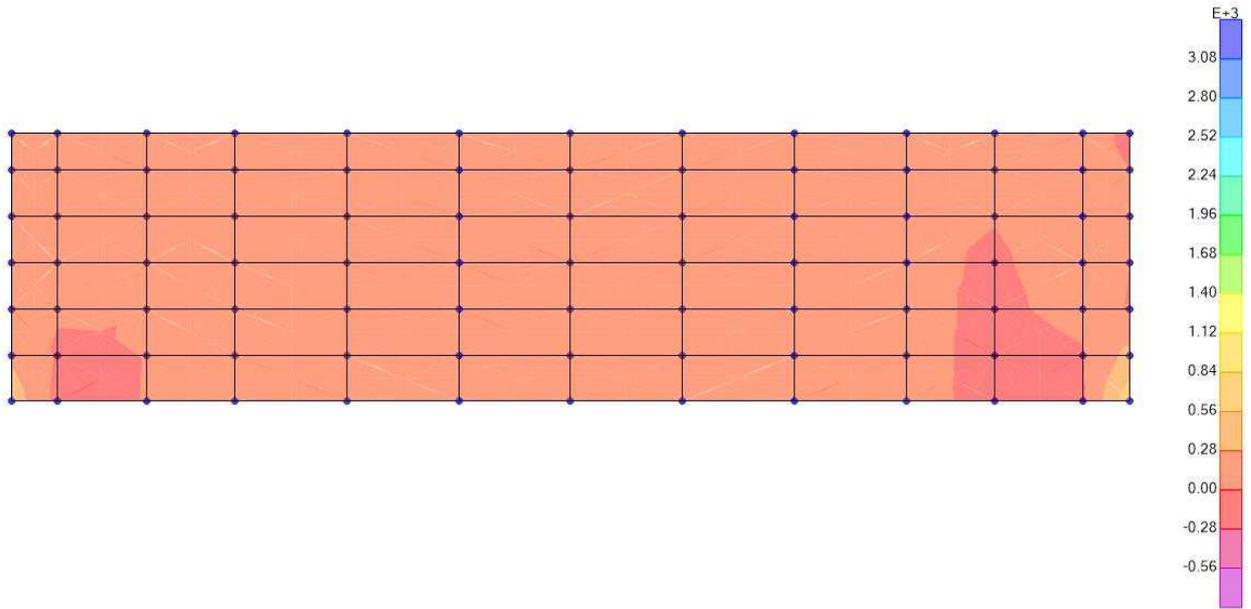
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



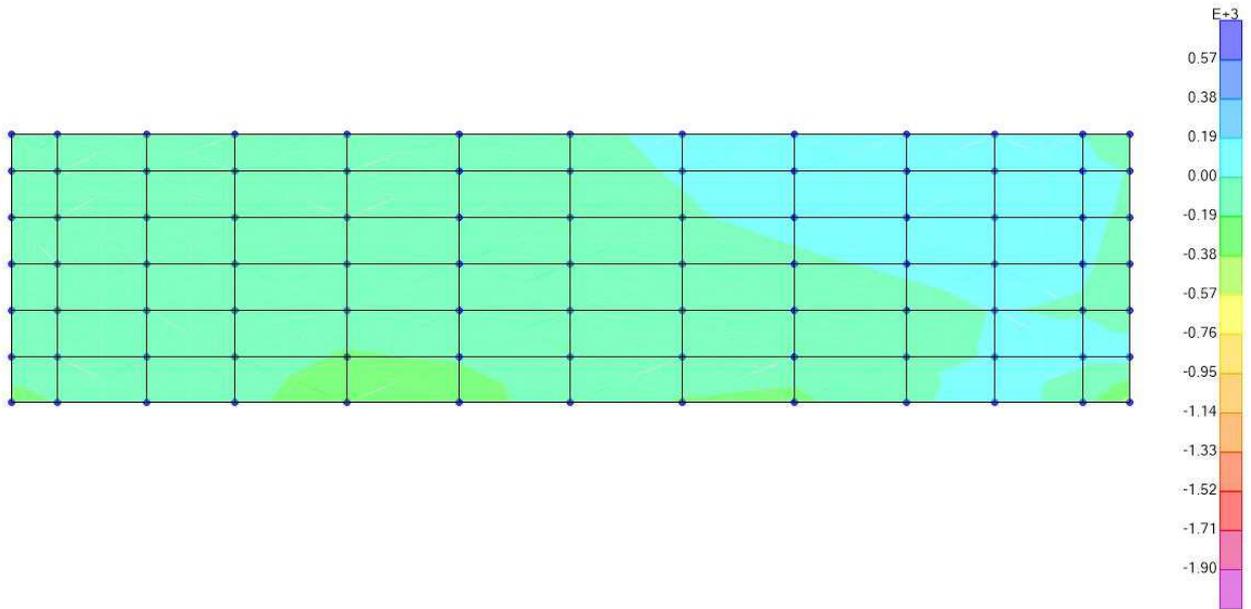
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



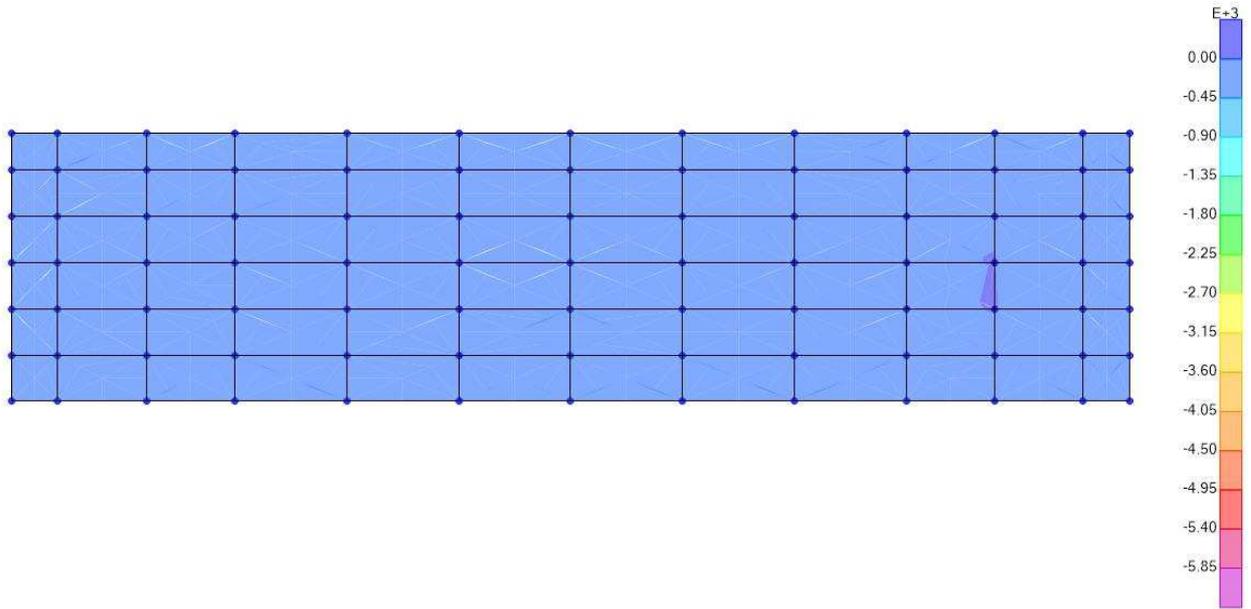
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



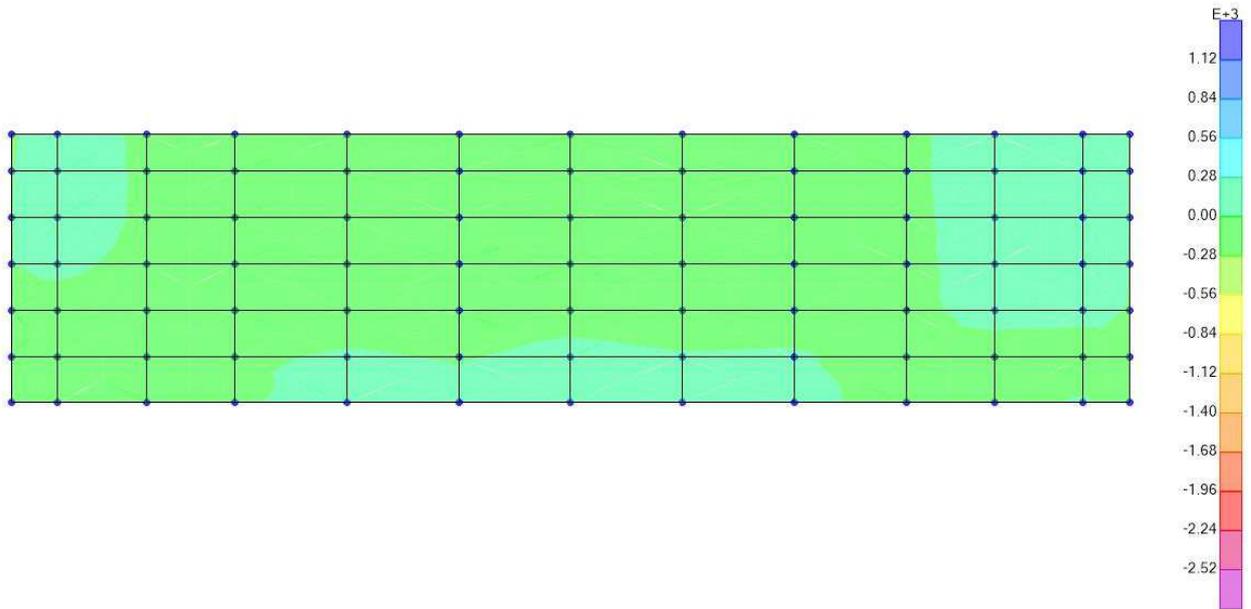
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



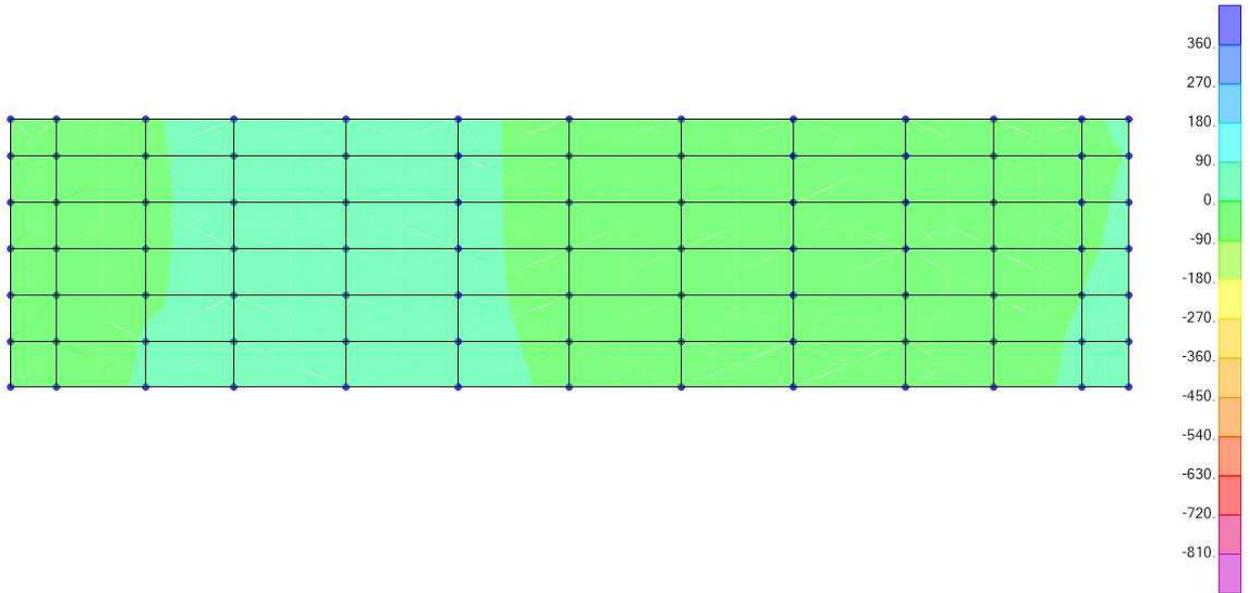
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



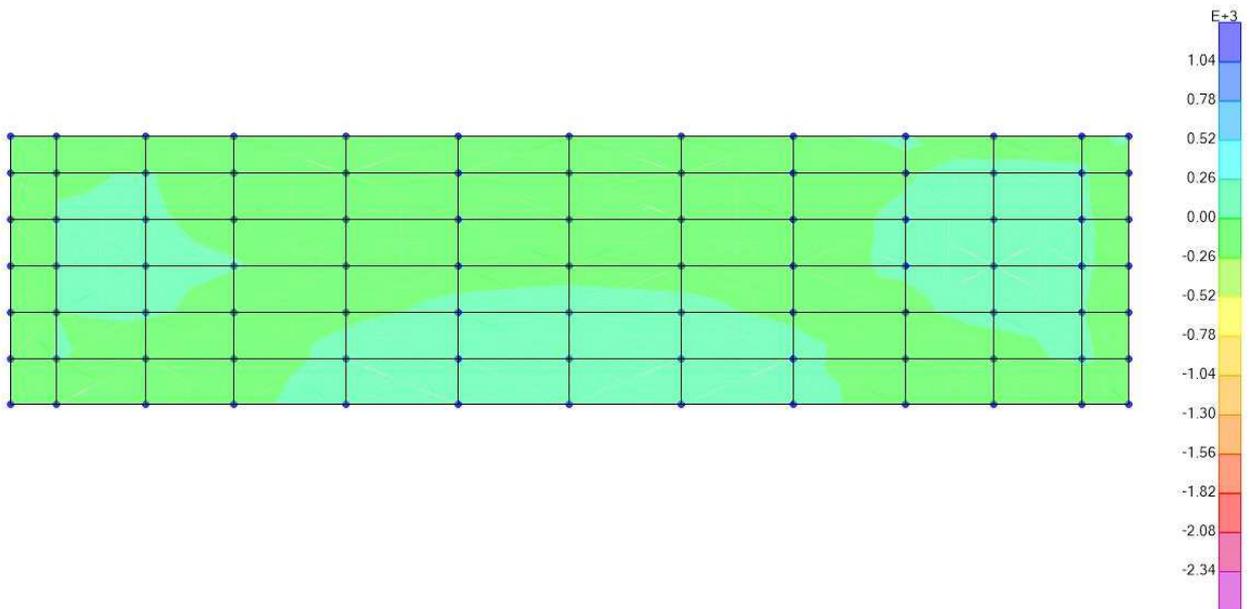
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



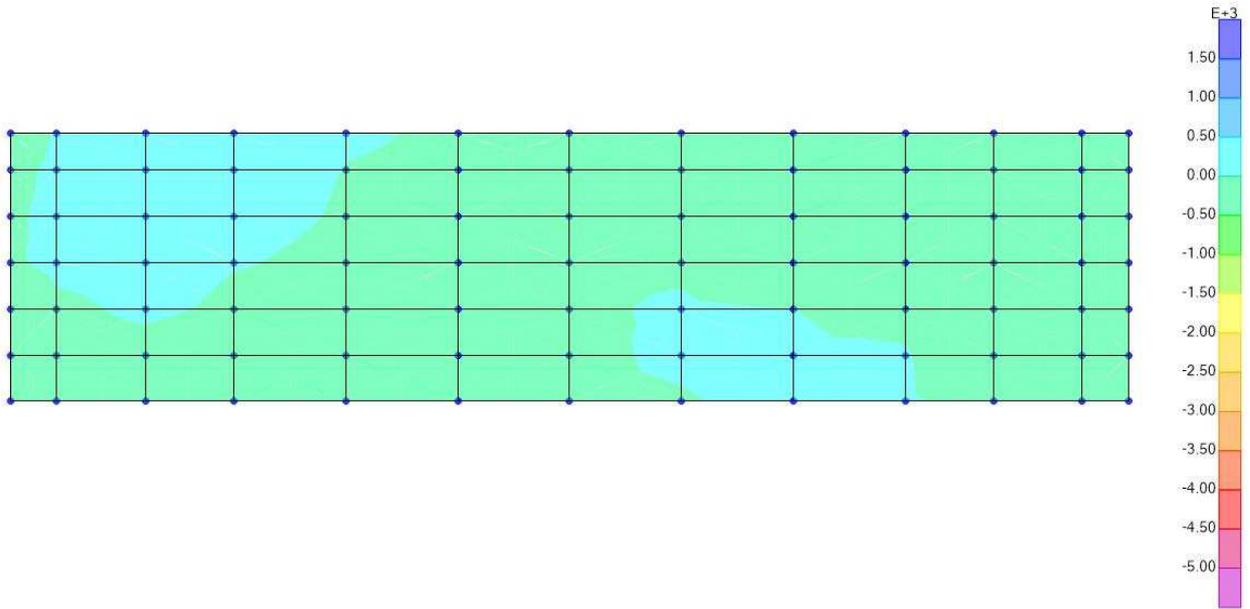
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



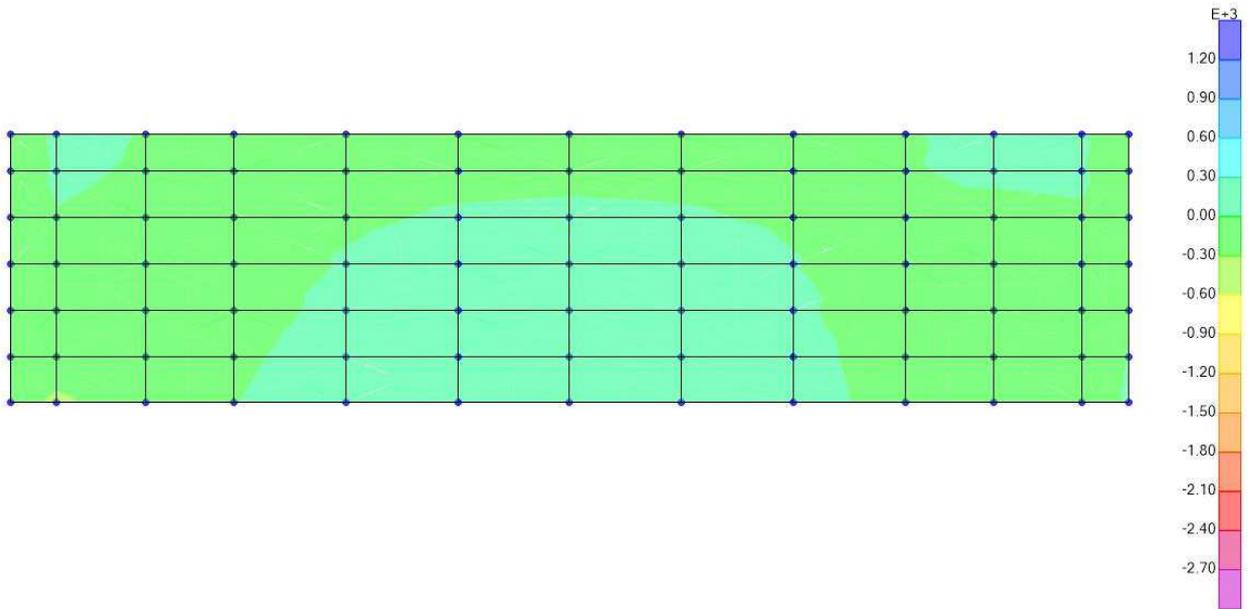
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

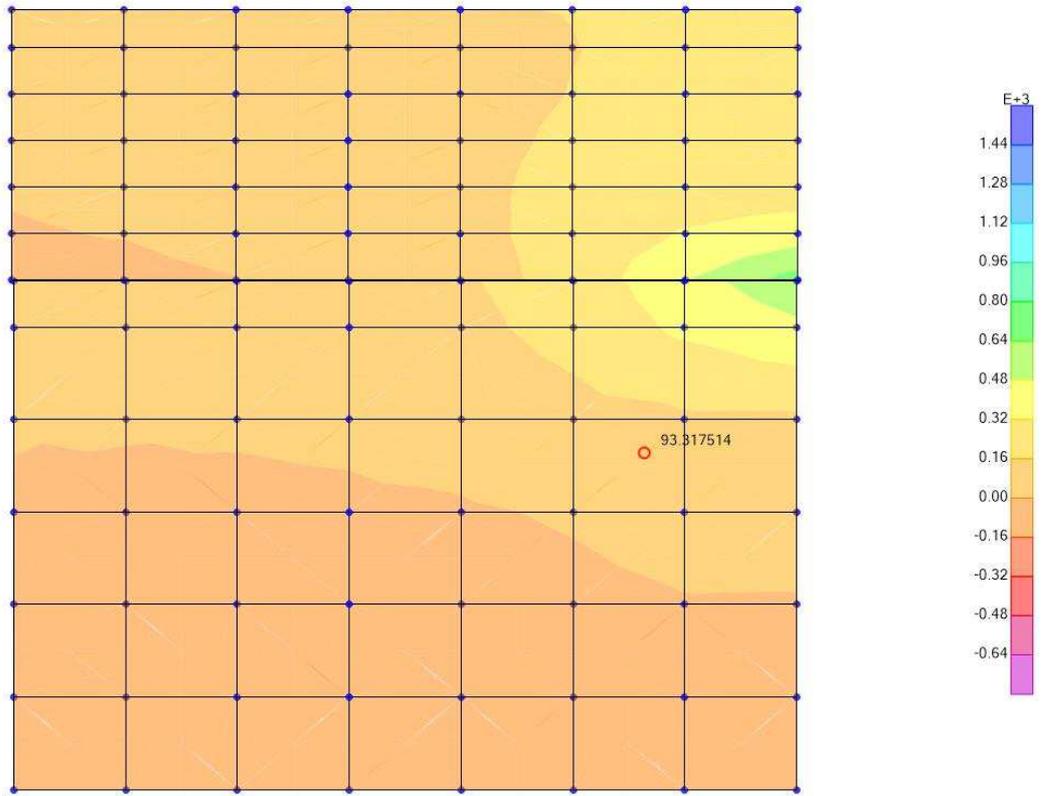


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

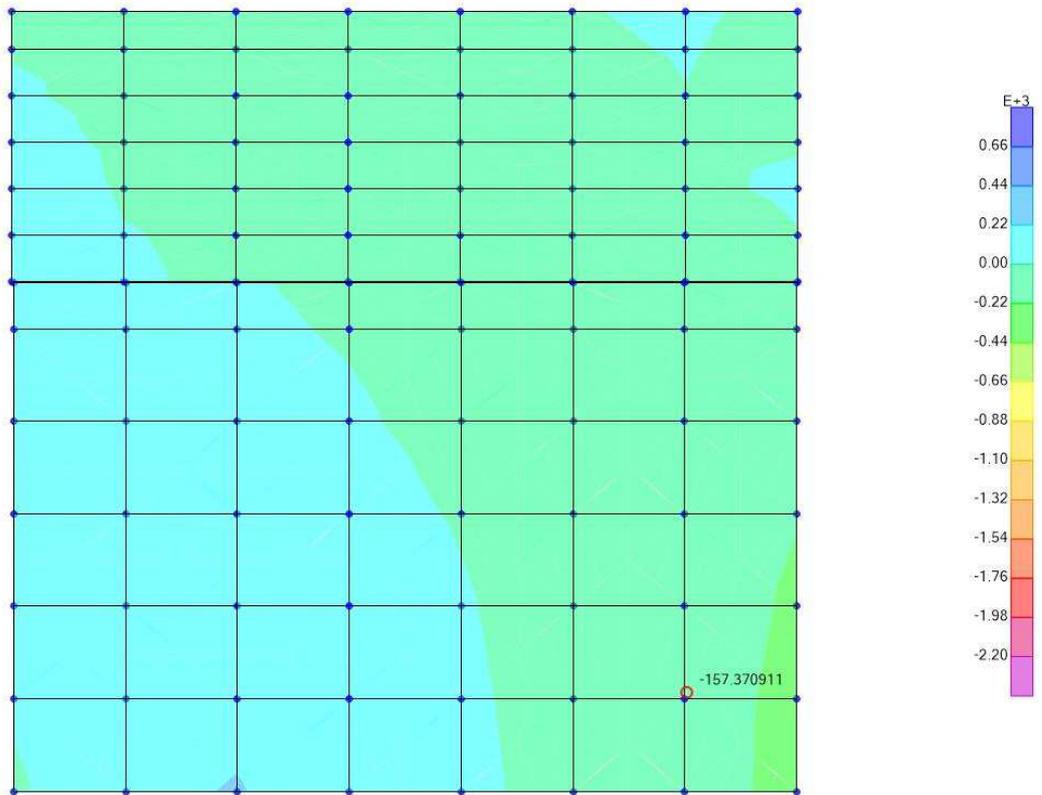


6.2.4 Muro andatore

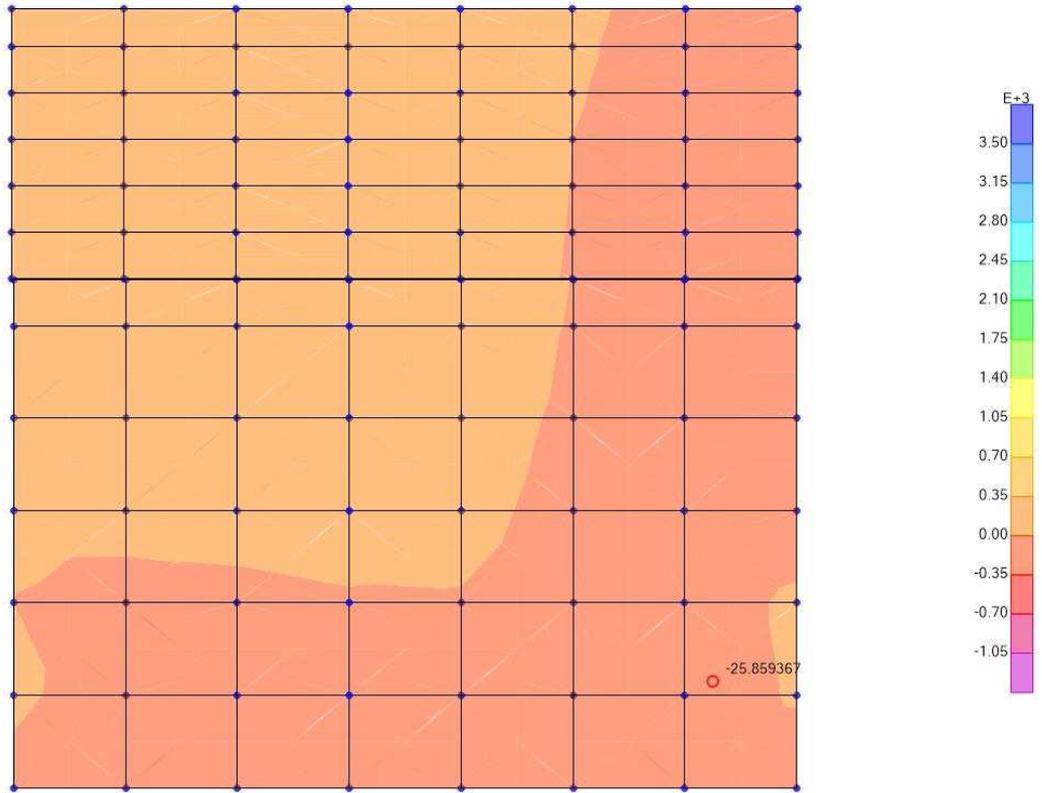
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



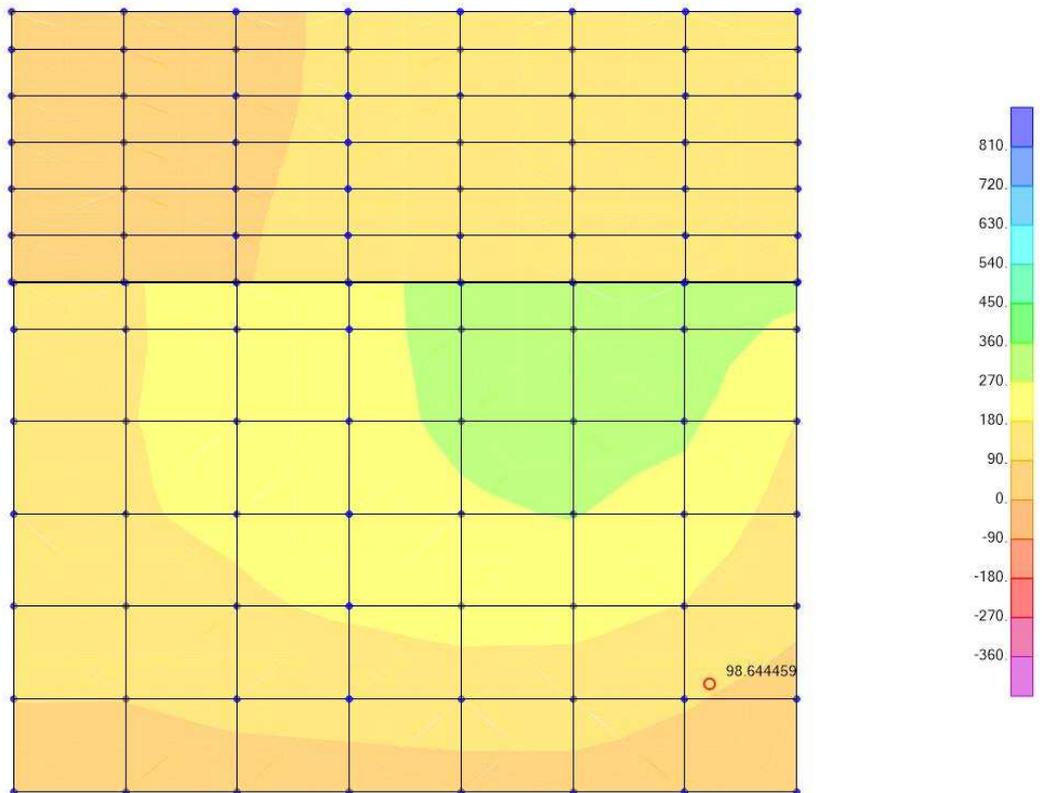
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



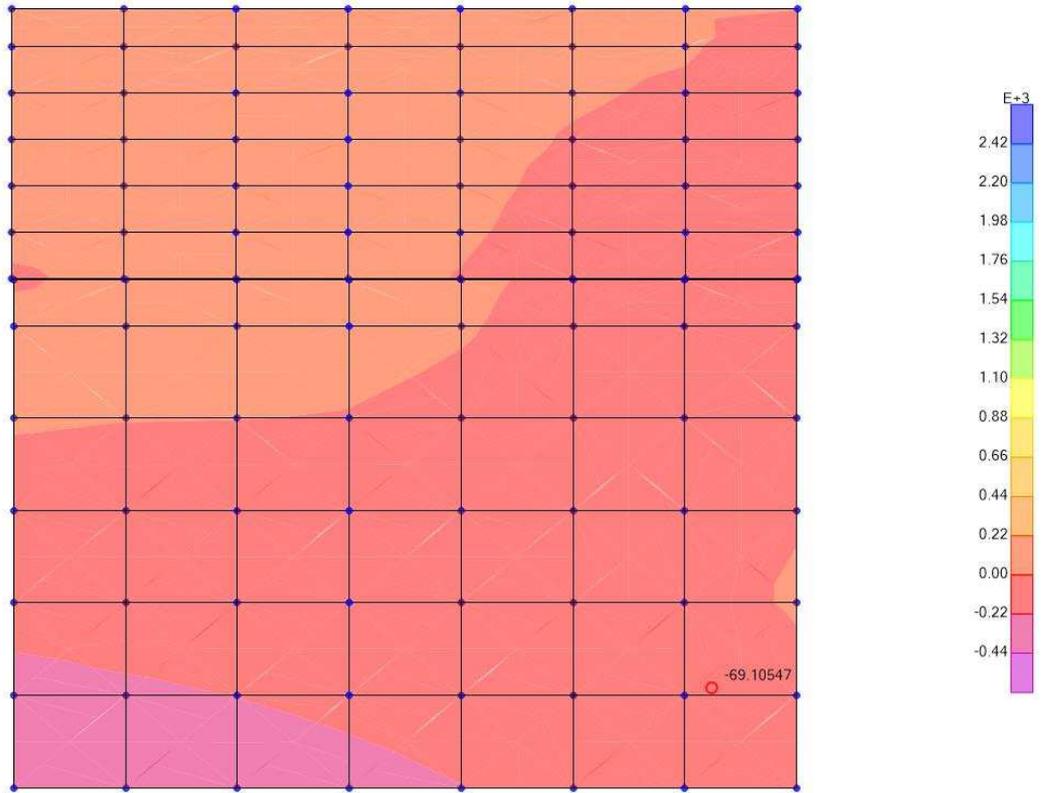
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



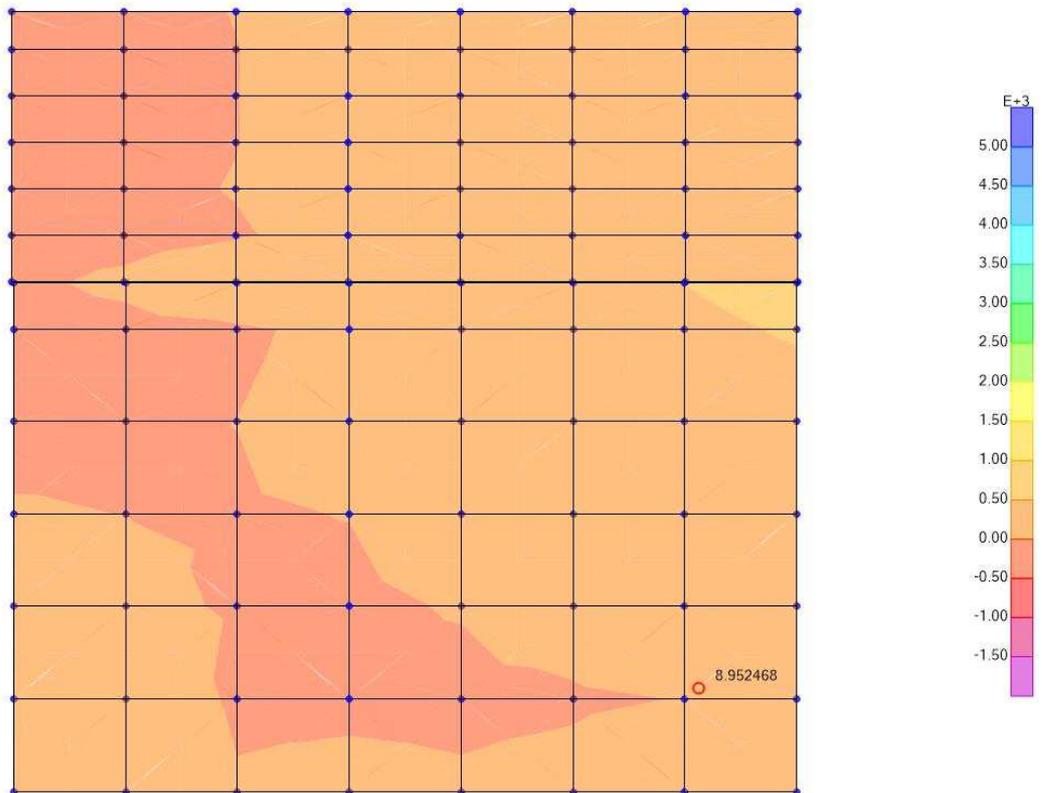
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



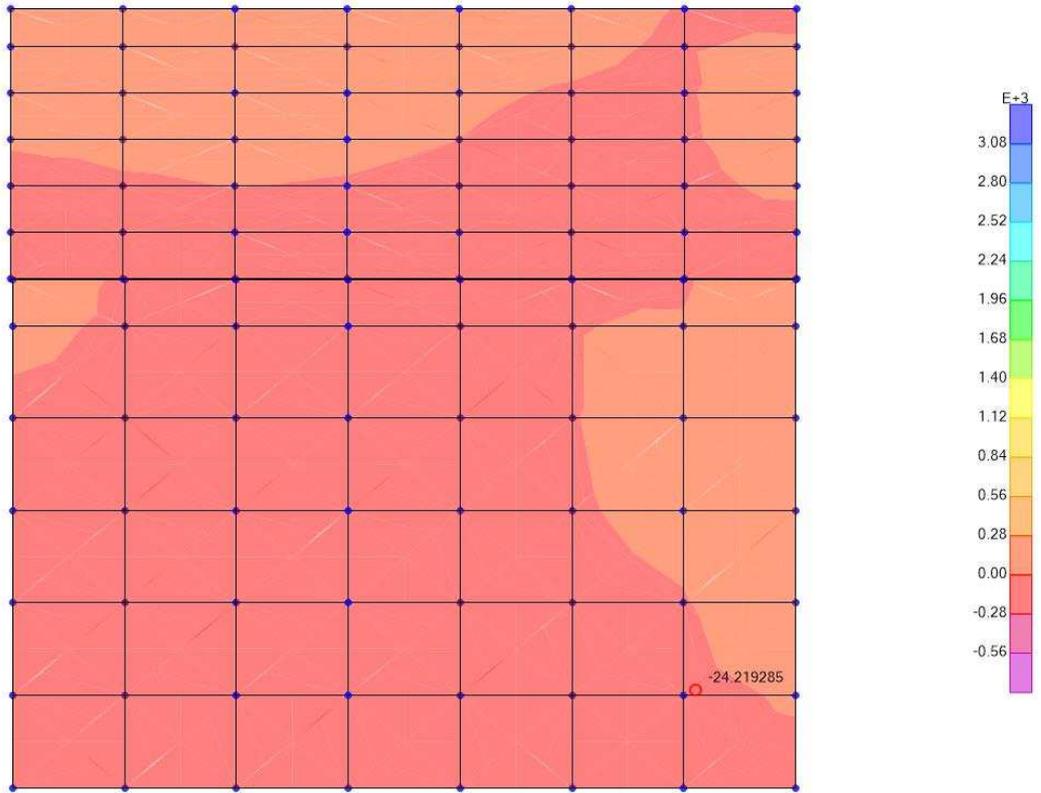
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



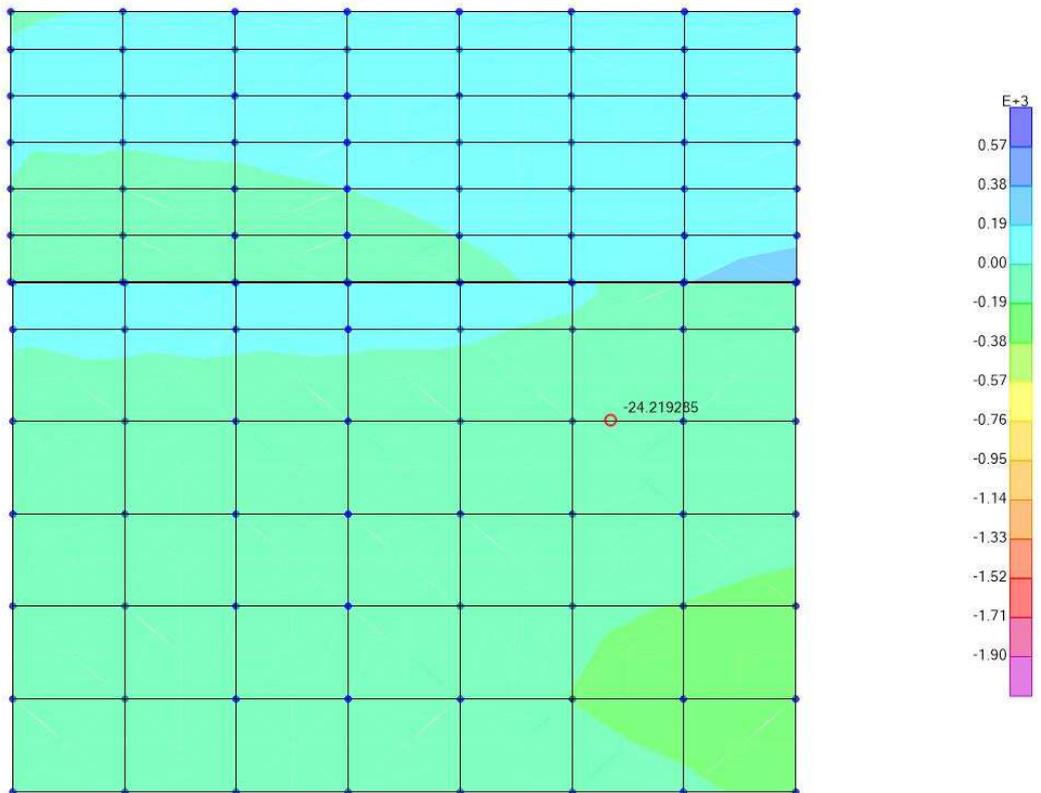
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



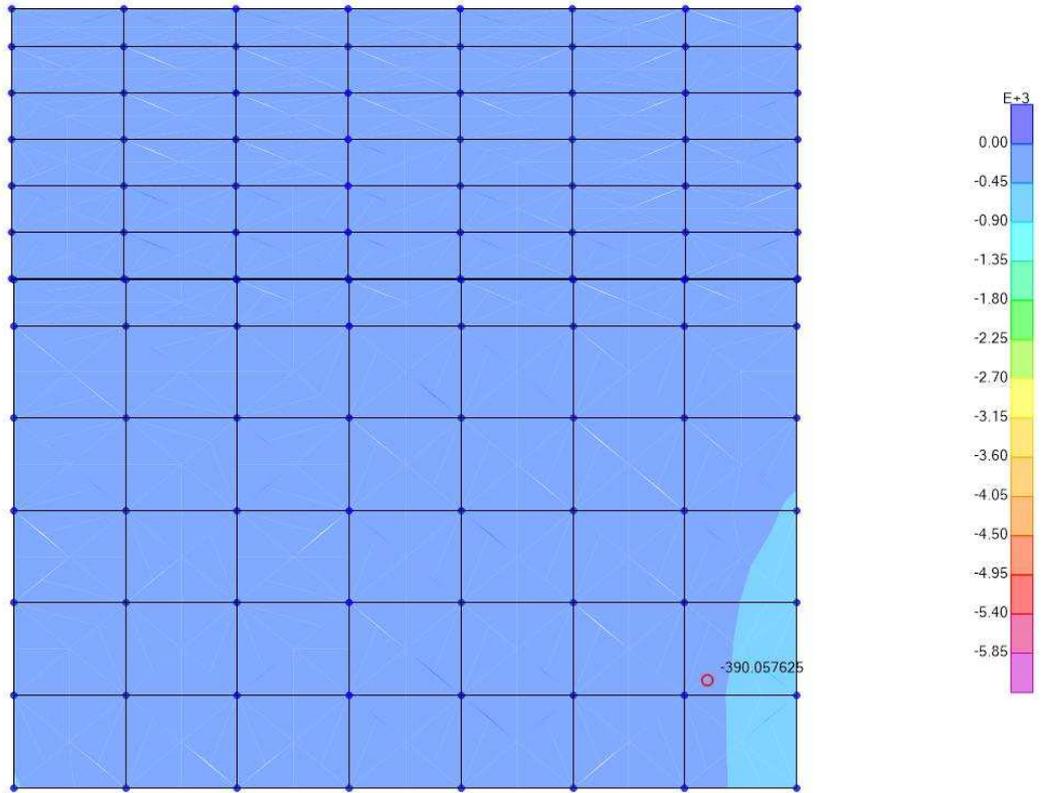
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



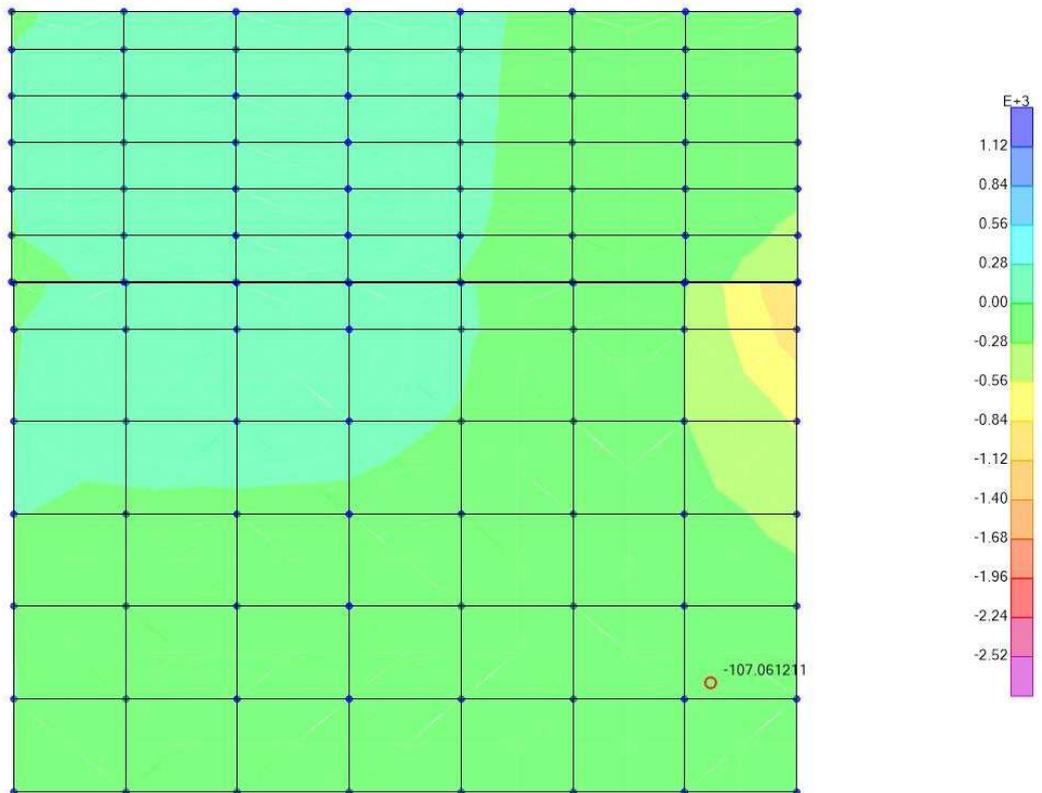
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



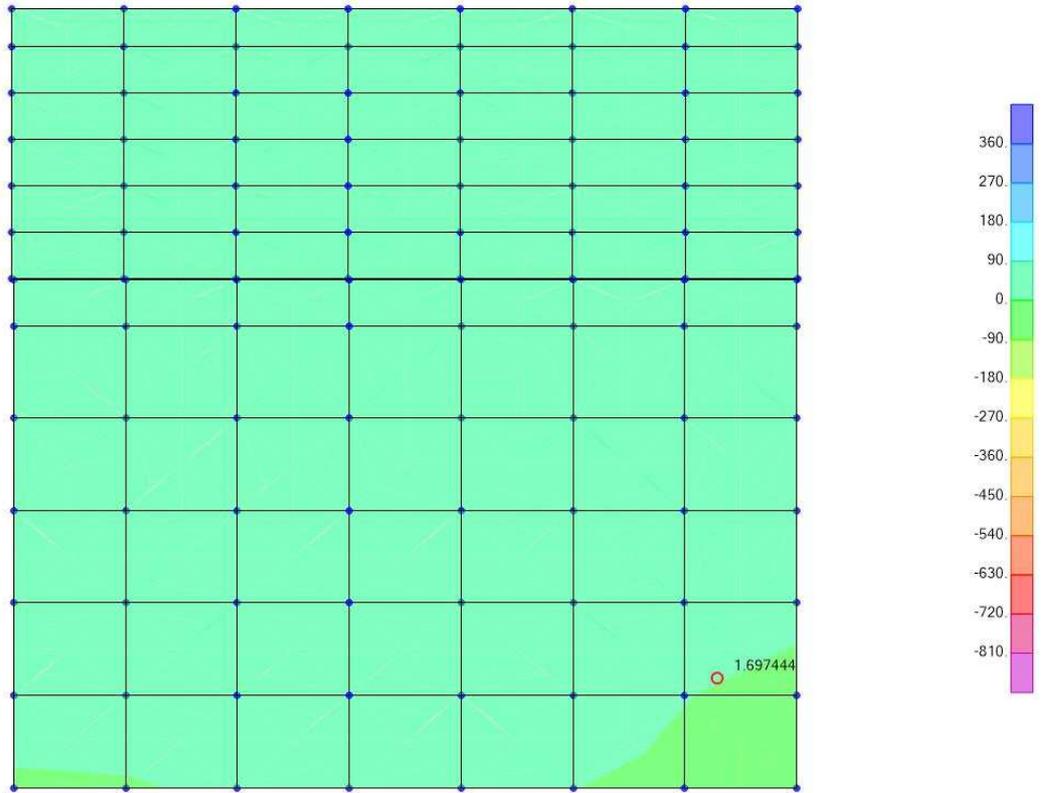
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



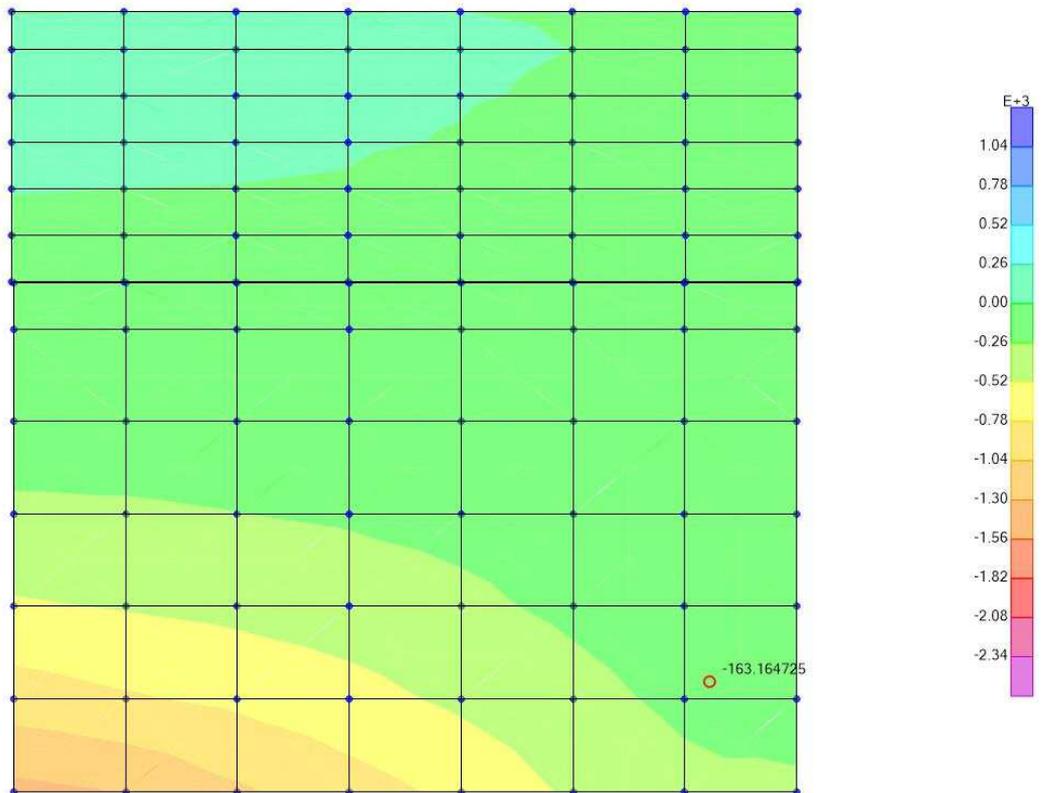
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



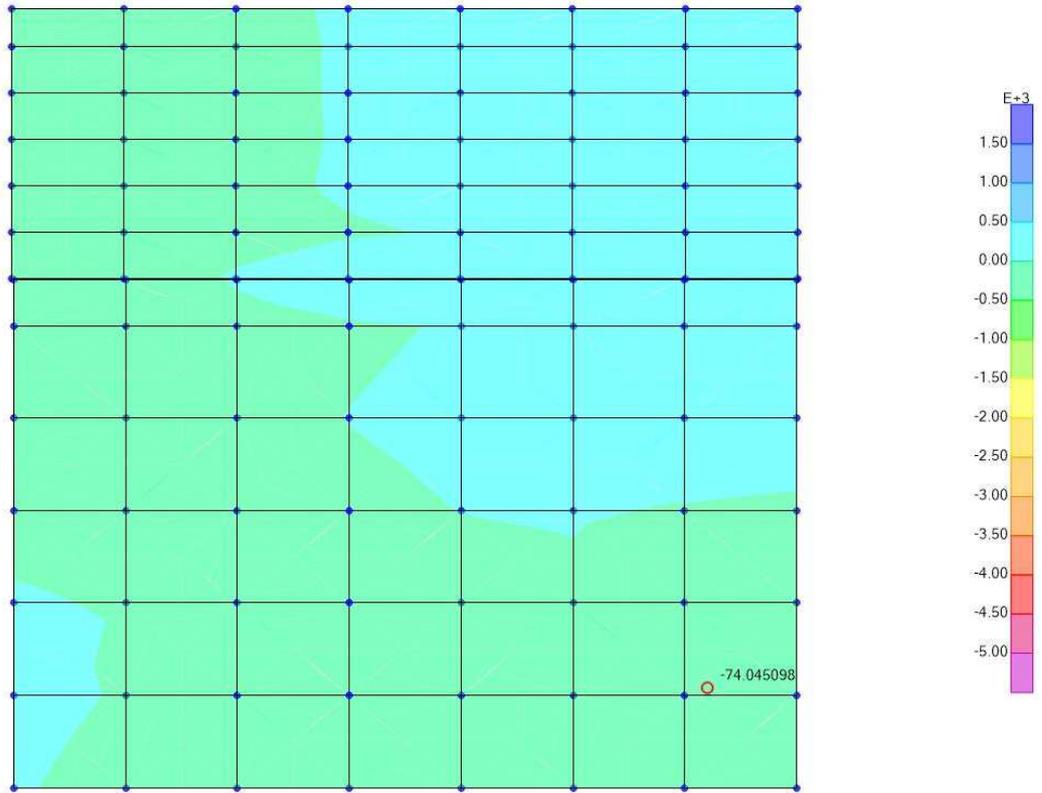
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



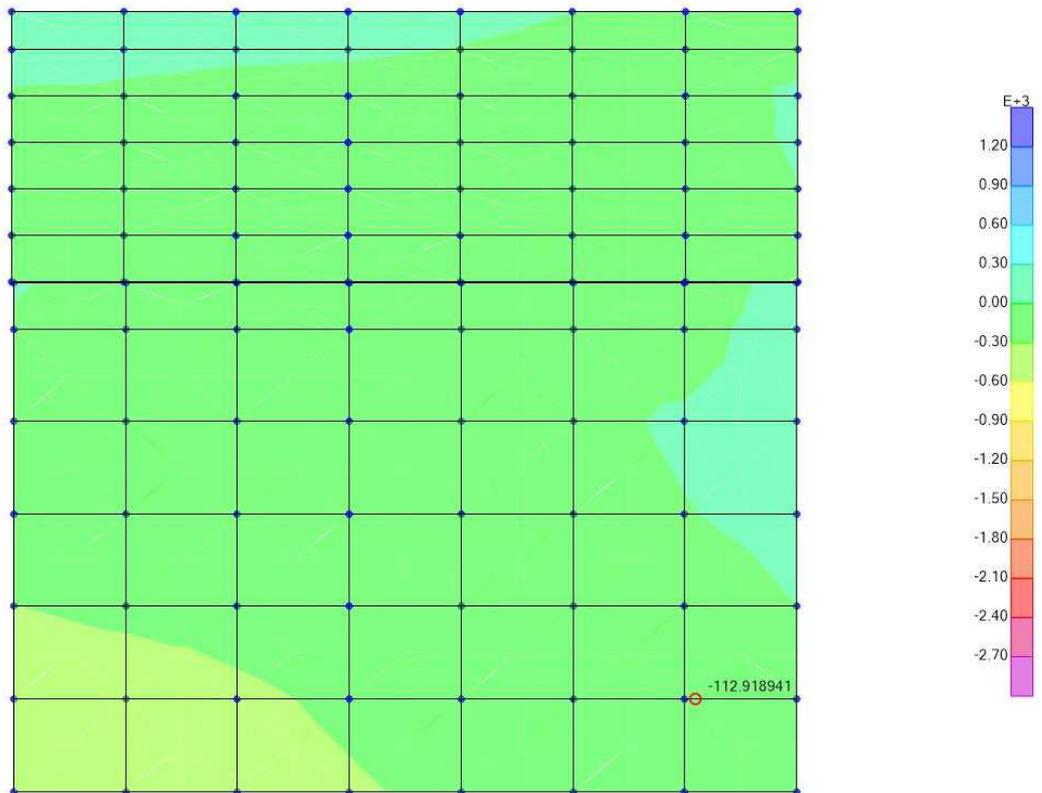
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



7 VERIFICHE

7.1 PLATEA

7.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

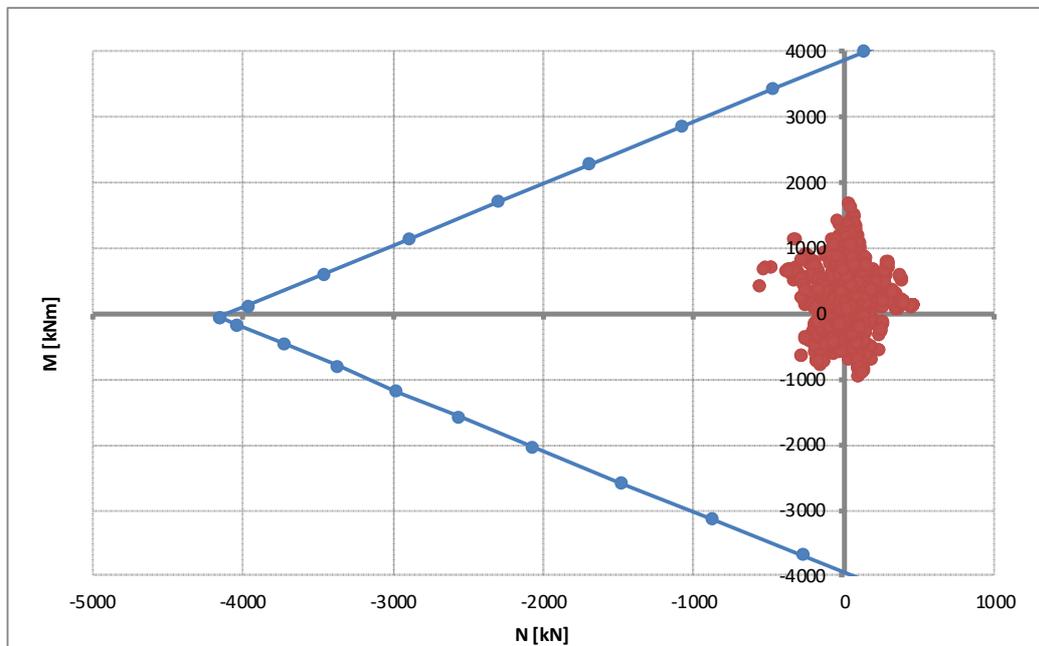
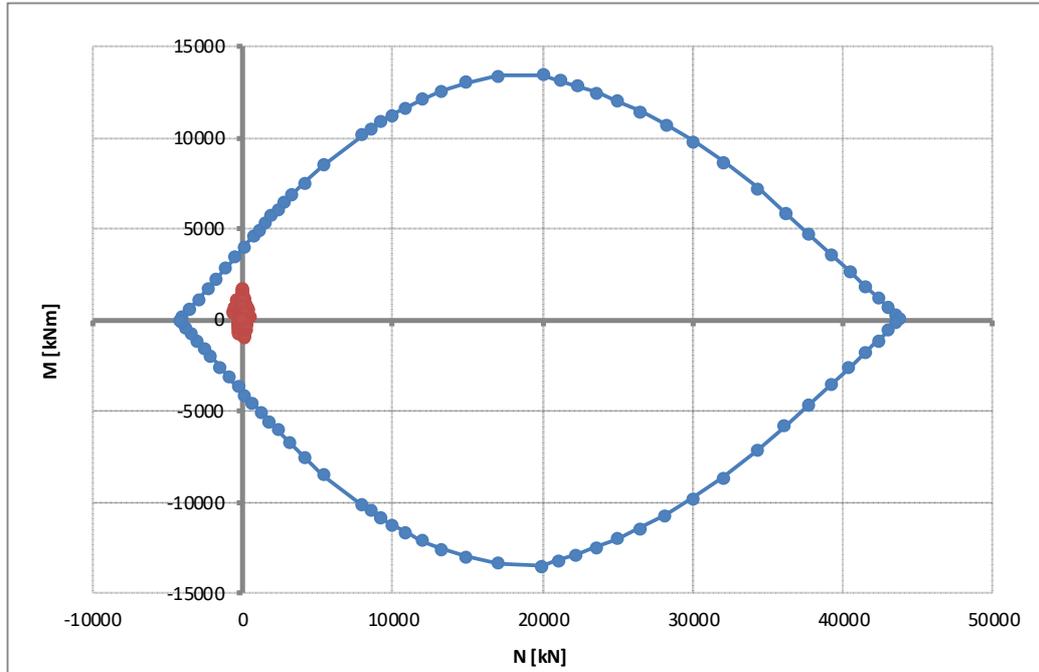
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/20+	d = .1937mm
			2	1Ø26/20 1Ø26/10	d = 1885mm d = 63mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/20+	d = .1911mm
			2	1Ø26/20 1Ø26/10	d = 1859mm d = 89mm

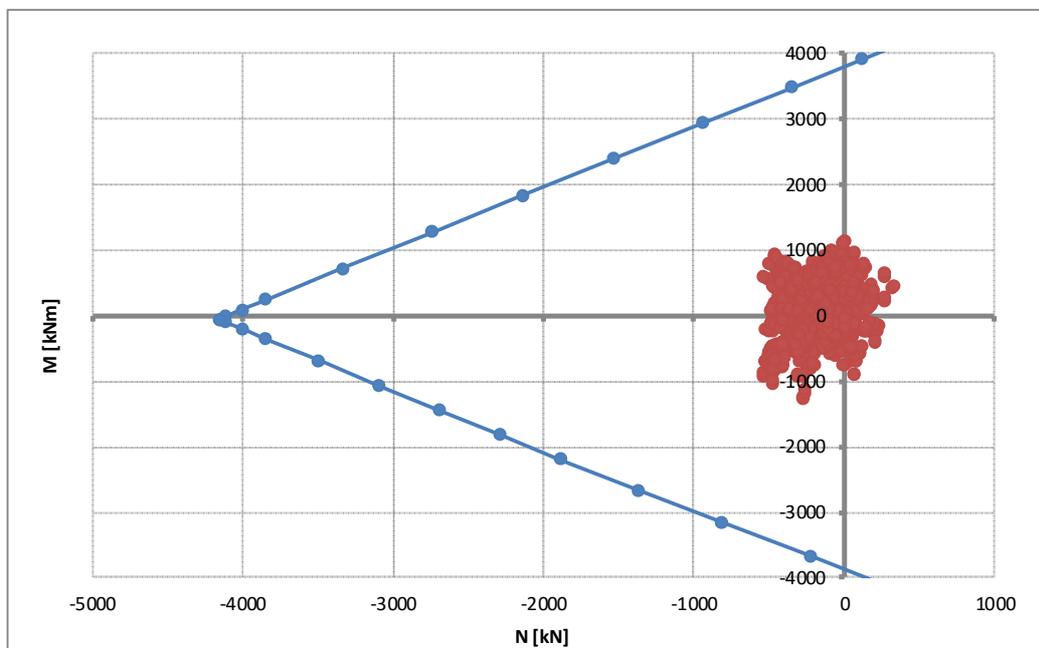
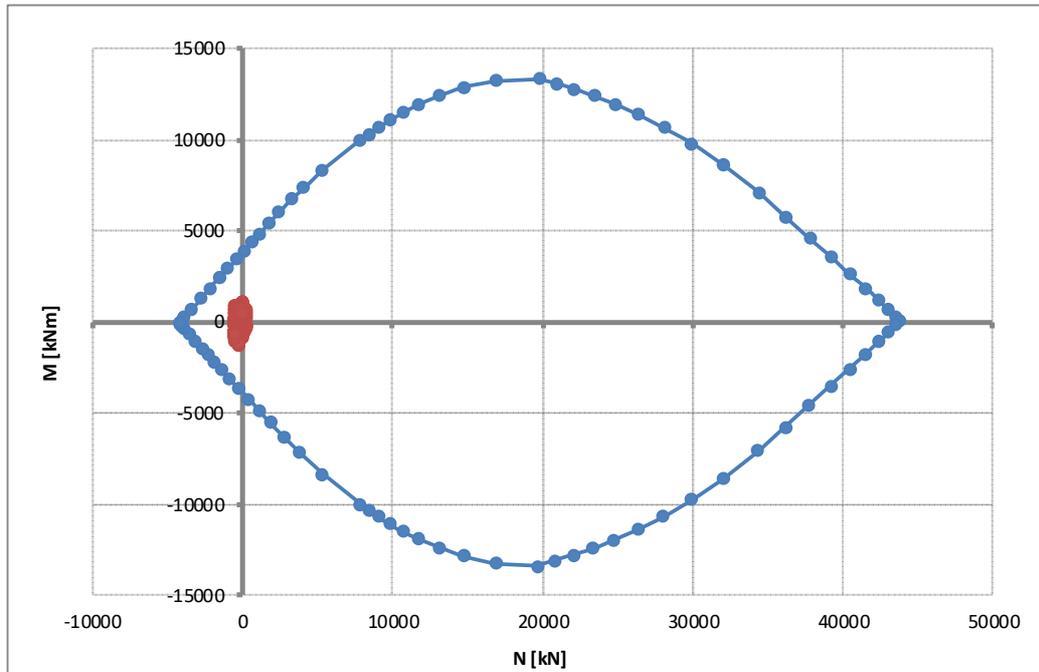
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.338	71	3943
M=cost	6.307	-3346	714
N=cost	2.315	30	3905



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	2.573	-722	-3236
M=cost	6.045	-3261	-911
N=cost	2.884	-280	-3628



7.1.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-2.45	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-1.72	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	127	<	360	ok
SLE_RARA	Y	106	<	360	ok

Tabella 17. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	52	952	-1.89		-24						94	94	94
X	48	947	-1.88		-24						94	94	94
X	43	985	-1.95		-25						99	99	99
X	40	1111	-2.20		-28						112	112	112
X	36	1107	-2.19		-28						112	112	112
X	56	976	-1.94		-25						97	97	97
X	44	1092	-2.16		-28						110	110	110
X	-10	908	-1.77		-23						95	95	95
X	-14	909	-1.77		-23						96	96	96
X	0	866	-1.70		-22						90	90	90
X	40	1003	-1.99		-26						101	101	101
X	36	999	-1.98		-25						101	101	101
X	43	984	-1.95		-25						99	99	99
X	21	1244	-2.45		-31						127	127	127
X	17	1239	-2.44		-31						127	127	127
X	46	1022	-2.03		-26						102	102	102
X	28	1199	-2.36		-30						122	122	122
X	17	1033	-2.03		-26						106	106	106
X	14	1032	-2.03		-26						106	106	106
X	20	993	-1.96		-25						101	101	101
X	29	932	-1.84		-24						94	94	94
X	27	931	-1.84		-24						94	94	94
X	31	912	-1.80		-23						92	92	92
X	4	908	-1.78		-23						94	94	94
X	1	907	-1.78		-23						94	94	94
X	10	871	-1.71		-22						90	90	90
Y	-365	-494	-0.63		85						-5	-5	85
Y	-390	-661	-0.99		105						-9	-9	105
Y	-365	-494	-0.63		85						-5	-5	85
Y	-390	-661	-0.99		105						-9	-9	105
Y	-307	607	-0.97		-10						92	92	92
Y	-305	604	-0.97		-10						91	91	91
Y	-308	601	-0.96		-9						91	91	91
Y	-348	687	-1.10		-11						104	104	104
Y	-345	683	-1.10		-11						103	103	103
Y	-290	565	-0.90		-9						86	86	86
Y	-338	663	-1.06		-11						100	100	100
Y	-2	849	-1.72		-20						90	90	90
Y	-3	844	-1.71		-20						90	90	90
Y	-4	822	-1.67		-20						87	87	87
Y	-289	607	-1.00		-10						90	90	90
Y	-287	604	-0.99		-10						89	89	89
Y	-278	587	-0.96		-10						87	87	87
Y	-369	-629	-0.95		100						-9	-9	100
Y	-411	-627	-0.88		103						-8	-8	103
Y	-369	-629	-0.95		100						-9	-9	100
Y	-411	-627	-0.88		103						-8	-8	103
Y	-296	-626	-1.03		93						-10	-10	93
Y	-368	-624	-0.94		99						-9	-9	99
Y	-386	-676	-1.03		106						-10	-10	106
Y	-296	-626	-1.03		93						-10	-10	93
Y	-368	-624	-0.94		99						-9	-9	99
Y	-386	-676	-1.03		106						-10	-10	106

Tabella 18. Tabelle di calcolo tensioni

7.1.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	2.11	<	3.02	ok
SLE_RARA	Y	2.12	<	3.02	ok

Tabella 19. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	73	-566	0.67	-0.74	9						-10	-10
X	69	-566	0.67	-0.73	9						-10	-10
X	71	-596	0.71	-0.77	10						-11	-11
X	69	-587	0.70	-0.76	10						-11	-11
X	76	-585	0.69	-0.76	10						-11	-11
X	72	-597	0.71	-0.77	10						-11	-11
X	151	-609	0.69	-0.83	10						-12	-12
X	67	-572	0.68	-0.74	9						-10	-10
X	65	-563	0.67	-0.73	9						-10	-10
X	69	-566	0.67	-0.73	9						-10	-10
X	67	-618	0.74	-0.80	10						-11	-11
X	65	-609	0.72	-0.79	10						-11	-11
X	70	-589	0.70	-0.76	10						-11	-11
X	68	-615	0.73	-0.79	10						-11	-11
X	151	-609	0.69	-0.83	10						-12	-12
X	69	-594	0.70	-0.77	10						-11	-11
X	68	-585	0.69	-0.76	10						-11	-11
X	72	-573	0.68	-0.74	9						-10	-10
X	70	-594	0.70	-0.77	10						-11	-11
X	70	-593	0.70	-0.77	10						-11	-11
X	68	-584	0.69	-0.76	10						-11	-11
X	70	-576	0.68	-0.75	10						-11	-11
X	71	-593	0.70	-0.77	10						-11	-11
X	40	1111	-1.40	1.36	-20						19	19
X	21	1244	-1.55	1.53	-22						22	22
X	17	1239	-1.54	1.53	-22						21	21
X	28	1199	-1.50	1.47	-21						21	21
Y	-3	764	-0.95	0.96	-13						13	13
Y	-4	759	-0.95	0.95	-13						13	13
Y	-22	695	-0.86	0.88	-12						12	12
Y	-8	755	-0.94	0.95	-13						13	13
Y	-307	607	-0.62	0.90	-8						13	13
Y	-305	604	-0.61	0.90	-8						12	12
Y	-308	601	-0.61	0.90	-8						12	12
Y	-63	735	-0.89	0.95	-12						13	13
Y	-63	731	-0.89	0.94	-12						13	13
Y	-59	713	-0.87	0.92	-12						13	13
Y	-87	674	-0.80	0.88	-11						12	12
Y	-86	670	-0.80	0.88	-11						12	12
Y	-348	687	-0.70	1.02	-9						14	14
Y	-345	683	-0.70	1.02	-9						14	14
Y	-338	663	-0.67	0.99	-9						14	14
Y	-2	849	-1.06	1.06	-15						15	15
Y	-3	844	-1.06	1.06	-14						14	14
Y	-7	707	-0.88	0.89	-12						12	12
Y	-4	822	-1.03	1.03	-14						14	14
Y	-289	607	-0.63	0.89	-8						12	12
Y	-287	604	-0.62	0.89	-8						12	12
Y	-104	664	-0.78	0.88	-11						12	12
Y	-104	660	-0.78	0.87	-11						12	12

Tabella 20. Tabelle di calcolo tensioni

7.1.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 14/40 \times 40$

L'azione sollecitante è valutata ad una distanza d dal filo delle pareti verticali.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Platea	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	1900	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	385	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1610	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	6240	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1610	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1492	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.08	Coefficiente di sicurezza

7.2 MURO FRONTALE

7.2.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.2.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

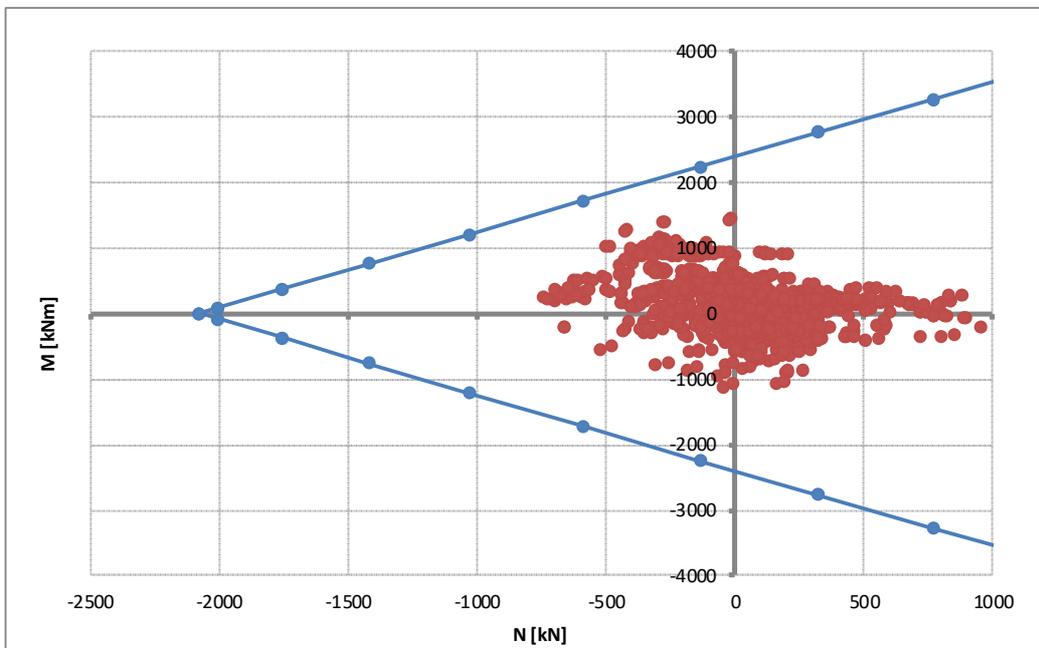
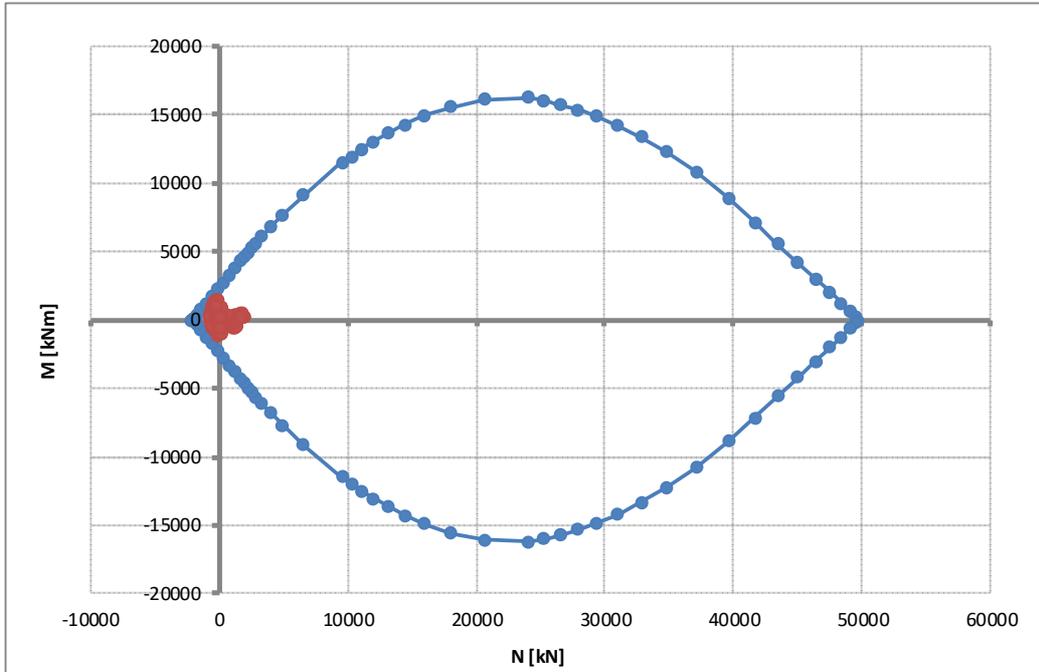
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/10	d = .2337mm
			2	1Ø26/10	d = 63mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/10	d = .2311mm
			2	1Ø26/10	d = 89mm

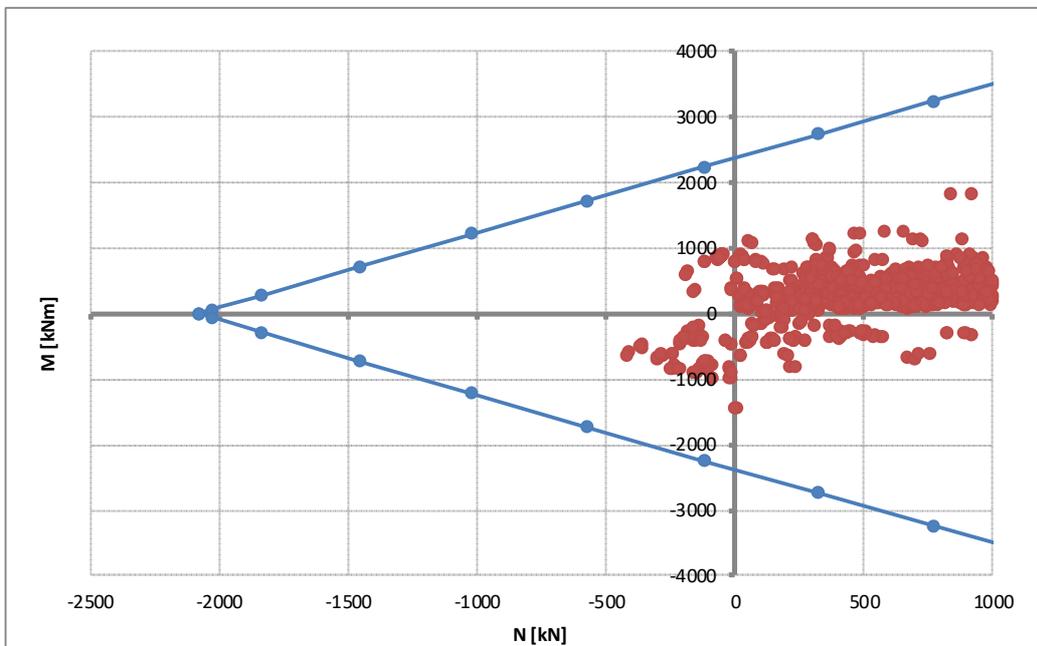
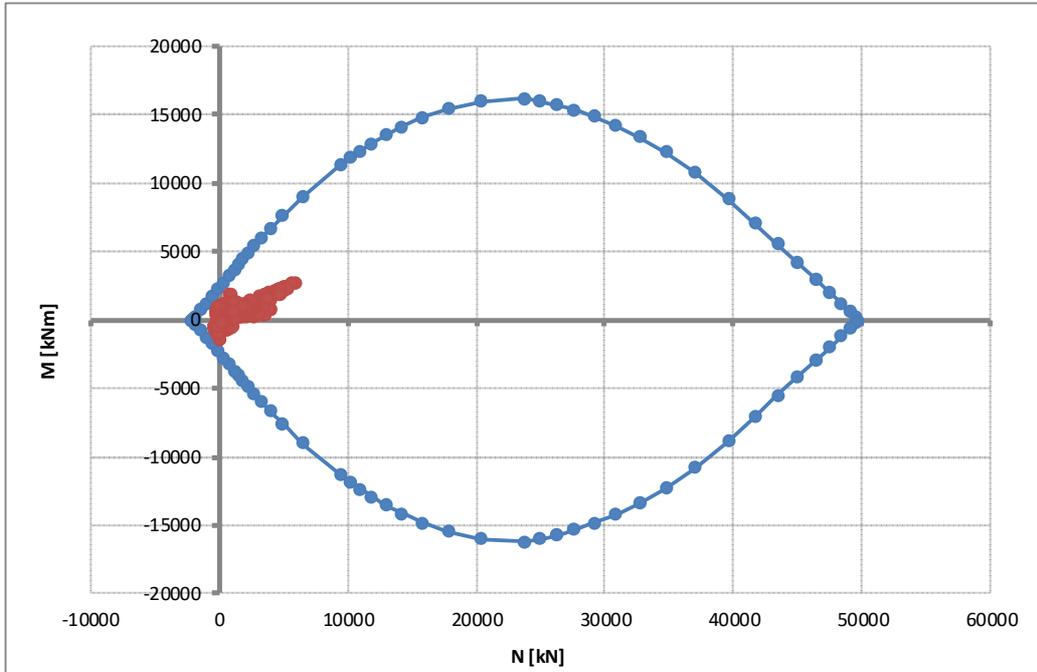
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.349	-566	1745
M=cost	2.279	-956	1294
N=cost	1.474	-281	2074



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.661	2	-2377
M=cost	3.672	-1540	-621
N=cost	1.659	5	-2380



7.2.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-1.06	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-3.48	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	91	<	360	ok
SLE_RARA	Y	69	<	360	ok

Tabella 21. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup\ base}$	$\sigma_{a,sup\ int.1}$	$\sigma_{a,sup\ int.2}$	$\sigma_{a,sup\ int.3}$	$\sigma_{a,inf\ int.3}$	$\sigma_{a,inf\ int.2}$	$\sigma_{a,inf\ int.1}$	$\sigma_{a,inf\ base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-179	763	-1.01		-13							81	81
X	-179	758	-1.00		-12							81	81
X	-222	776	-0.99		-12							86	86
X	-224	755	-0.95		-12							84	84
X	-199	750	-0.97		-12							82	82
X	-144	770	-1.04		-13							79	79
X	-213	810	-1.05		-13							88	88
X	-215	789	-1.01		-12							86	86
X	-218	812	-1.05		-13							89	89
X	-214	817	-1.06		-13							89	89
X	-170	748	-0.99		-12							79	79
X	-172	727	-0.96		-12							77	77
X	-197	756	-0.98		-12							82	82
X	-147	777	-1.05		-13							79	79
X	-218	768	-0.98		-12							85	85
X	-221	747	-0.94		-12							83	83
X	-170	787	-1.05		-13							82	82
X	-209	781	-1.01		-12							85	85
X	-227	660	-0.80		-10							76	76
X	-334	643	-0.65		-7							85	85
X	-215	742	-0.94		-12							82	82
X	-206	729	-0.93		-11							81	81
X	-234	688	-0.84		-10							79	79
X	-216	737	-0.93		-11							82	82
X	-294	732	-0.85		-10							89	89
X	-231	641	-0.77		-9							75	75
X	-334	647	-0.66		-7							85	85
X	-237	671	-0.81		-10							78	78
X	-297	763	-0.89		-11							91	91
Y	-79	-596	-0.86		59							-10	59
Y	-86	-596	-0.86		59							-10	59
Y	-99	-602	-0.86		61							-10	61
Y	-113	-637	-0.90		65							-10	65
Y	-120	-637	-0.90		66							-10	66
Y	-85	-611	-0.88		61							-10	61
Y	-117	-642	-0.90		66							-11	66
Y	13	614	-0.94		-12							52	52
Y	-99	607	-0.86		-10							61	61
Y	18	640	-0.98		-12							54	54
Y	22	634	-0.97		-12							53	53
Y	15	629	-0.96		-12							53	53
Y	23	643	-0.99		-12							54	54
Y	-221	-499	-0.59		63							-6	63
Y	-223	-479	-0.55		62							-6	62
Y	-211	-452	-0.52		58							-5	58
Y	-308	-434	-0.34		66							-2	66
Y	-311	-467	-0.40		69							-3	69
Y	-276	-380	-0.29		58							-2	58
Y	-99	608	-0.87		-10							62	62
Y	-88	-540	-0.77		55							-9	55
Y	-94	-536	-0.76		55							-9	55
Y	-87	-543	-0.77		55							-9	55
Y	-177	-599	-0.79		68							-9	68
Y	-183	-595	-0.78		68							-9	68
Y	-91	-555	-0.79		56							-9	56
Y	-164	-595	-0.80		66							-9	66

Tabella 22. Tabelle di calcolo tensioni

7.2.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	0.81	<	3.21
SLE_RARA	Y	0.62	<	3.21

ok
ok

Tabella 23. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

7.2.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 40$

L'azione sollecitante è valutata ad una distanza d dal filo delle pareti verticali.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Muro frontale	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	2300	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	35	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1135	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	10292	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1135	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	924	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.23	Coefficiente di sicurezza

7.3 PARAGHIAIA

7.3.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.3.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

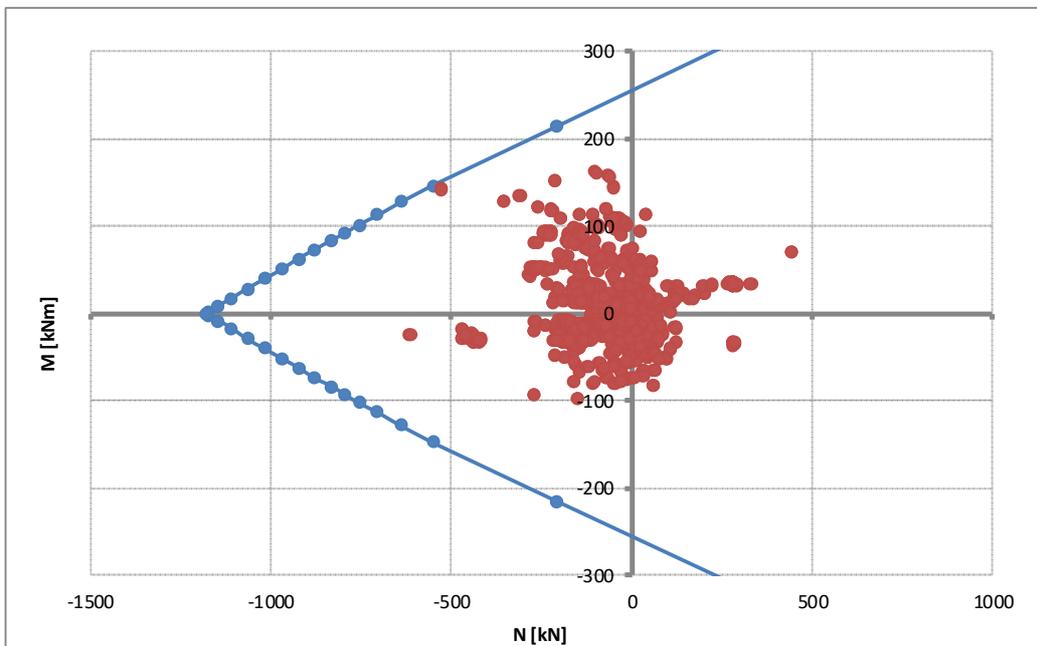
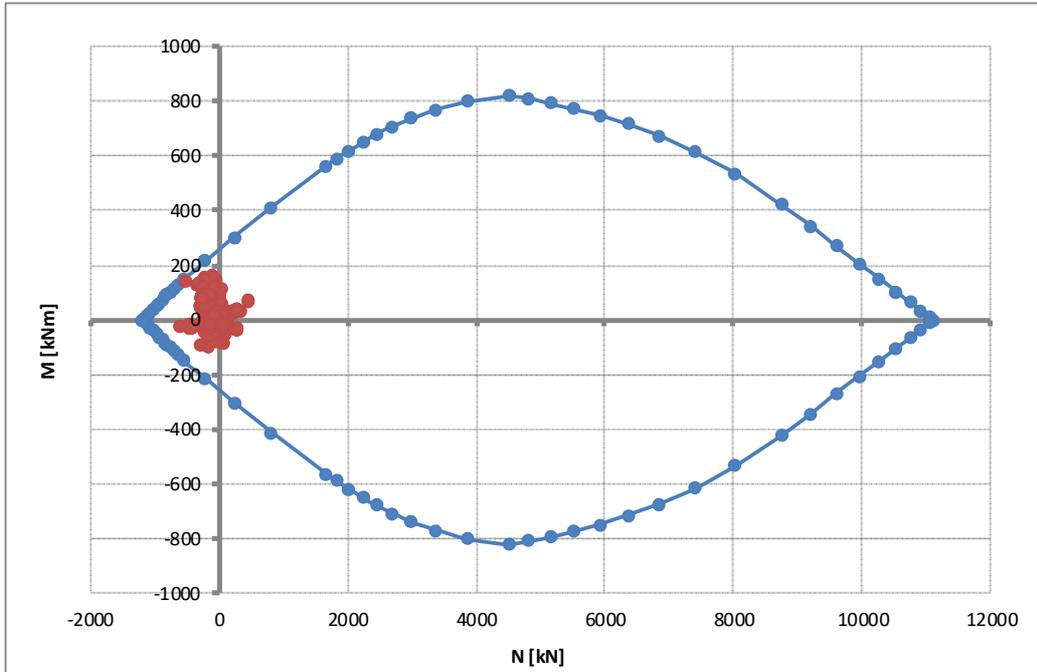
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Orizzontale (X)	-	1	1Ø14/20	d = 353mm
			2	1Ø14/20	d = 47mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Verticale (Y)	-	1	1Ø14/20 +	d = 336mm
			2	1Ø20/20 1Ø14/20	d = 64mm

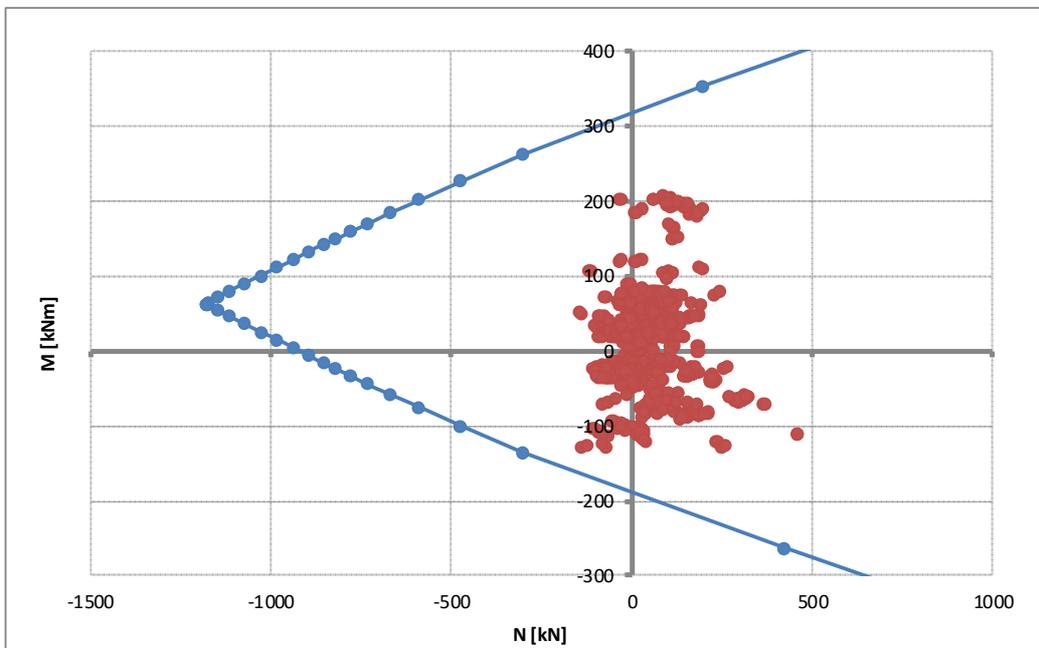
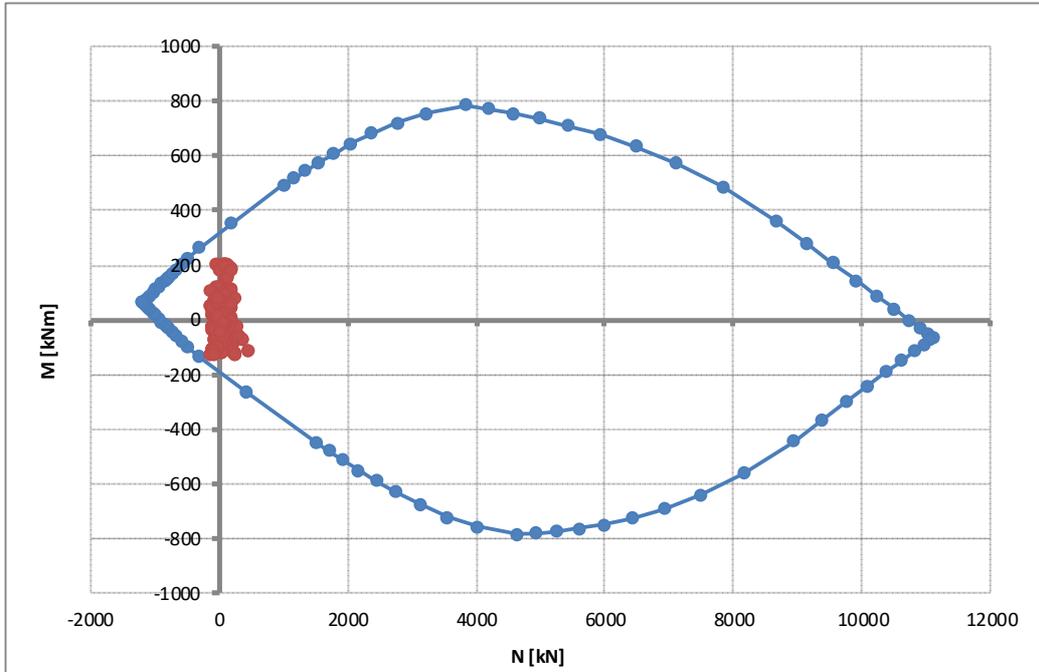
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.035	-546	148
M=cost	1.079	-570	143
N=cost	1.061	-528	152



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.230	-172	-159
M=cost	2.406	-335	-129
N=cost	1.274	-139	-165



7.3.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-2.98	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-5.69	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	209	<	360	ok
SLE_RARA	Y	234	<	360	ok

Tabella 25. Verifica massime tensioni in esercizio

7.3.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	2.18	<	3.21	ok
SLE_RARA	Y	3.06	<	3.21	ok

Tabella 27. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

7.3.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 20$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Paraghiata	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	430	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	743	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1412	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	743	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	462	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.61	Coefficiente di sicurezza

7.4 MURO ANDATORE (SP.100CM)

7.4.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “metodo del momento normale” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.4.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

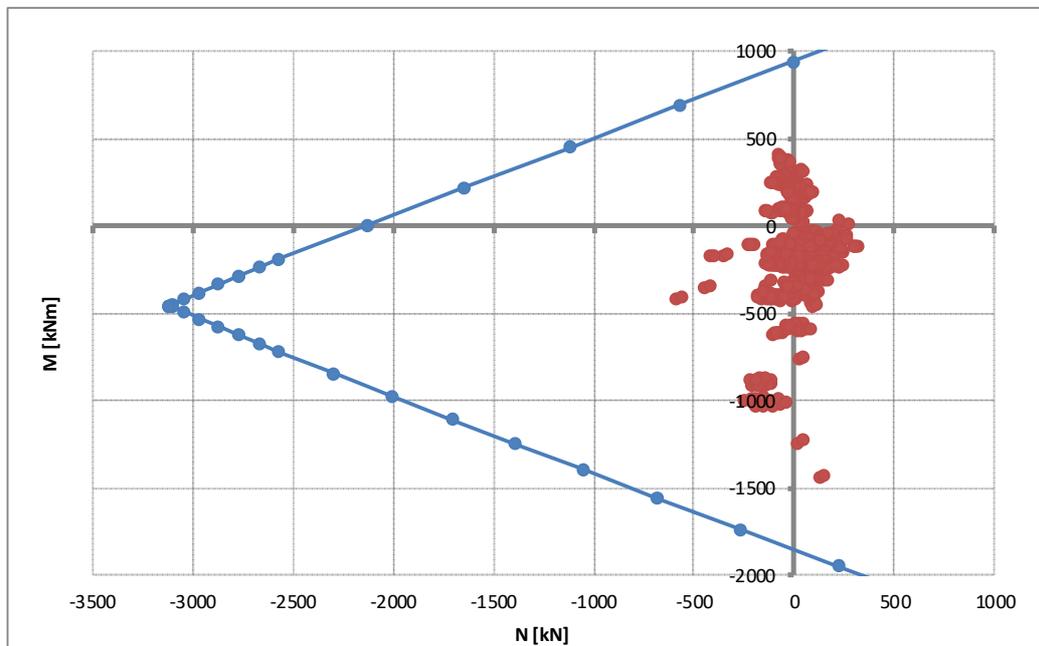
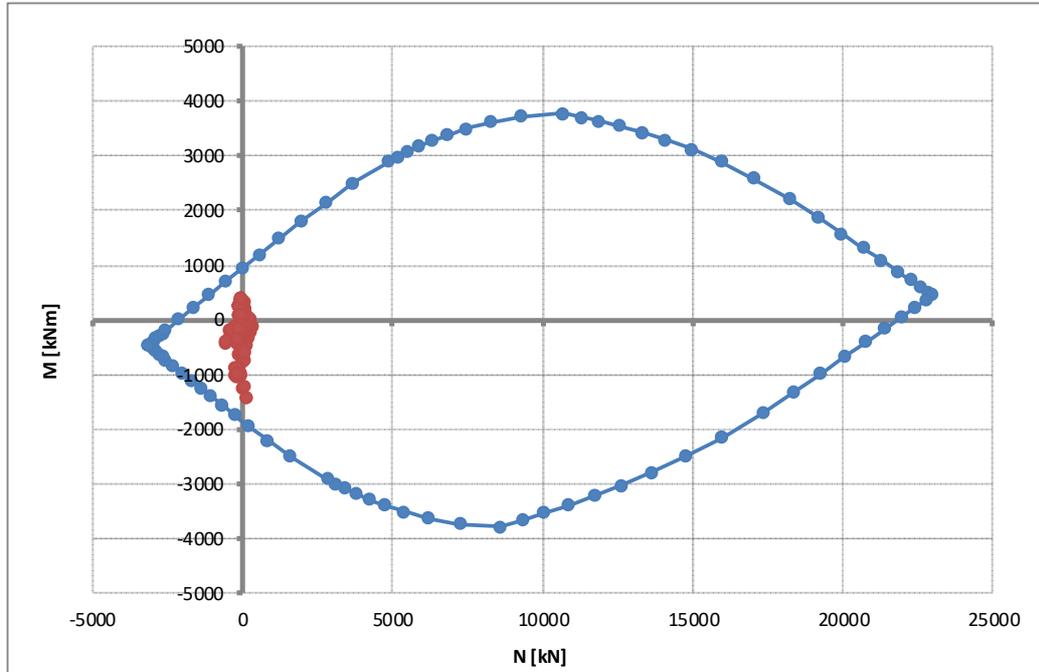
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.100	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/10	d = 63mm
			2	1Ø26/20	d = 937mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.100	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/10	d = 89mm
			2	1Ø20/40	d = 138mm
			3	1Ø26/20	d = 911mm

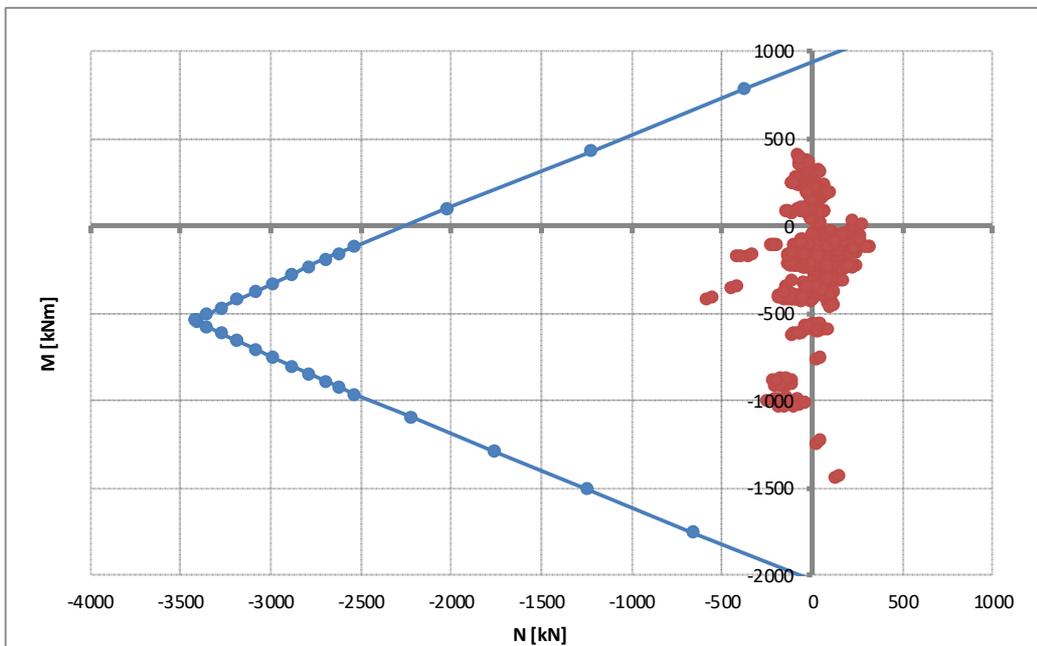
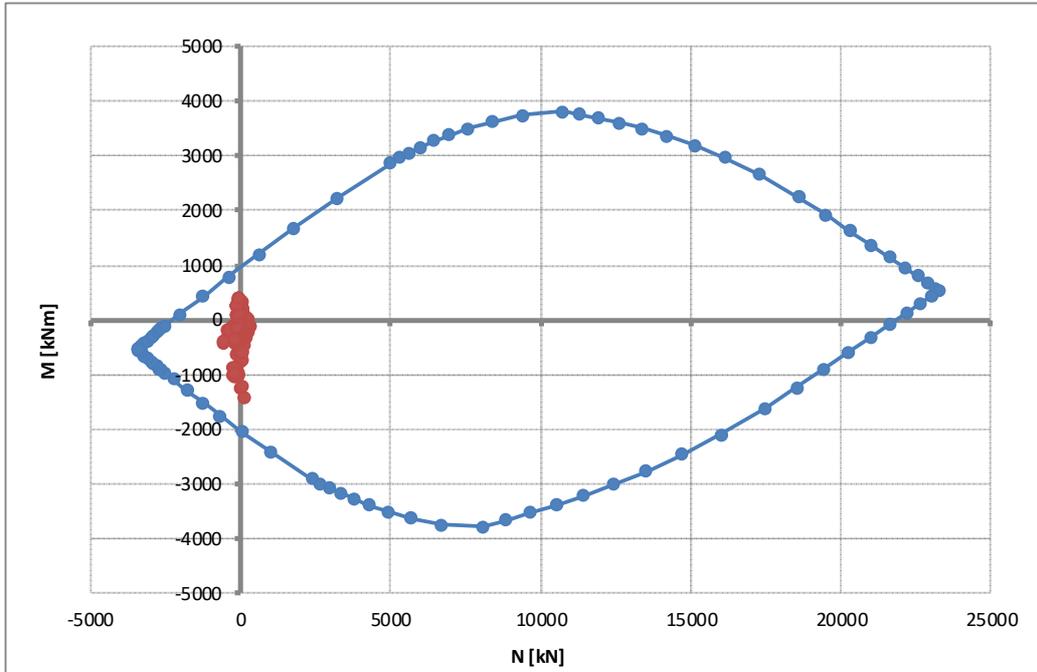
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.341	166	-1923
M=cost	5.187	-3034	-413
N=cost	1.329	124	-1905



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.459	181	-2092
M=cost	5.419	-3169	-413
N=cost	1.444	124	-2070



7.4.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-5.05	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-5.75	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	172	<	360	ok
SLE_RARA	Y	147	<	360	ok

Tabella 29. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-31	-416	-2.75		95								95
X	-30	-419	-2.77		96								96
X	-95	-480	-3.10		115								115
X	-46	-420	-2.76		97								97
X	-106	-628	-4.08		149								149
X	-83	-625	-4.09		146								146
X	-104	-632	-4.11		149								149
X	-95	-682	-4.46		160								160
X	-129	-619	-3.99		149								149
X	-105	-615	-4.00		146								146
X	-149	-633	-4.07		154								154
X	-142	-623	-4.01		151								151
X	-61	207	-1.51		-14								100
X	-59	195	-1.42		-13								95
X	-90	-709	-4.64		165								165
X	-59	-706	-4.66		162								162
X	-87	-713	-4.68		166								166
X	-28	-760	-5.05		171								171
X	-141	-701	-4.53		168								168
X	-110	-698	-4.55		165								165
X	-149	-715	-4.62		172								172
X	-156	-706	-4.55		170								170
Y	339	-792	-5.74		138	126							138
Y	352	-792	-5.75		138	125							138
Y	346	-791	-5.74		138	125							138
Y	339	-769	-5.58		134	121							134
Y	295	-794	-5.72		142	129							142
Y	308	-795	-5.74		141	128							141
Y	314	-791	-5.71		140	127							140
Y	294	-793	-5.71		142	129							142
Y	78	-730	-5.10		145	132							145
Y	89	-732	-5.12		144	132							144
Y	80	-728	-5.09		144	131							144
Y	57	-694	-4.83		139	127							139
Y	61	-734	-5.11		147	134							147
Y	72	-735	-5.13		146	133							146
Y	59	-728	-5.07		146	133							146
Y	56	-732	-5.10		147	134							147
Y	8	-645	-4.45		132	121							132
Y	17	-646	-4.47		132	120							132
Y	7	-642	-4.43		132	120							132
Y	-7	-597	-4.11		124	113							124
Y	5	-650	-4.48		134	122							134
Y	14	-652	-4.50		133	122							133
Y	-9	-642	-4.41		133	122							133
Y	-2	-648	-4.46		134	122							134

Tabella 30. Tabelle di calcolo tensioni

7.4.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica la condizione di apertura delle fessure

Comb.	Zona	w_{sup}		w_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.190	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.191	<	0.200	ok

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.130	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.111	<	0.200	ok

Tabella 31. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando le massime aperture di fessura inferiori ai limiti di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE									ARMATURA INFERIORE								
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
X	-95	-480	115	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.10	-36	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-43	199	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.121
X	-106	-628	149	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.16	-47	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-83	-625	146	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.15	-47	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-104	-632	149	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.16	-47	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-95	-682	160	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.17	-52	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-129	-619	149	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.15	-46	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-105	-615	146	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.15	-46	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-149	-633	154	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.16	-47	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-142	-623	151	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.16	-46	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-47	192	91	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	91	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.119
X	-53	196	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.122
X	-49	196	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.121
X	-52	197	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.122
X	-61	207	100	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	100	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.130
X	-56	195	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.122
X	-52	195	94	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	94	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.122
X	-59	195	95	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	95	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.123
X	-58	195	95	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	95	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.123
X	-70	183	92	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	92	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.119
X	-75	181	92	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	92	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.119
X	-79	179	92	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	92	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.119
X	-78	180	92	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.00	92	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.119
X	-90	-709	165	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.18	-54	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-59	-706	162	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.18	-54	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-87	-713	166	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.18	-54	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-28	-760	171	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.19	-59	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-141	-701	168	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.18	-52	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-110	-698	165	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.18	-53	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-149	-715	172	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.19	-53	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
X	-156	-706	170	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.19	-52	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	
Y	339	-792	138	217	2.17E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	410	0.17	-64	217	2.169E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	620	
Y	352	-792	138	216	2.16E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	409	0.17	-64	216	2.163E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	619	
Y	346	-791	138	217	2.17E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	410	0.17	-64	217	2.165E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	619	
Y	295	-794	142	219	2.19E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	411	0.18	-64	219	2.190E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	623	
Y	308	-795	141	218	2.18E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	411	0.18	-64	218	2.184E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	622	
Y	314	-791	140	218	2.18E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	411	0.18	-64	218	2.180E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	621	
Y	294	-793	142	219	2.19E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	411	0.18	-63	219	2.190E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	623	
Y	78	-730	145	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	228	2.283E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	638	
Y	89	-732	144	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	228	2.278E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	638	
Y	80	-728	144	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	228	2.282E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	638	
Y	57	-694	139	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.17	-52	229	2.291E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	640	
Y	61	-734	147	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	229	2.291E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	640	
Y	72	-735	146	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	229	2.286E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	639	
Y	59	-728	146	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-54	229	2.292E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	640	
Y	56	-732	147	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.19	-55	229	2.293E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	640	
Y	44	136	53	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		53	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.105
Y	41	135	53	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		53	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.105
Y	44	132	51	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		51	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.101
Y	42	142	56	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		56	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.111
Y	51	137	52	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		52	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.103
Y	39	132	53	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		53	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.104
Y	42	131	51	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		51	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.101
Y	42	131	51	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		51	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.101
Y	41	131	52	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		52	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.102
Y	39	140	56	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		56	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.110
Y	40	130	51	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		51	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.101
Y	49	138	53	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414		53	239	2.393E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	657	0.105

Tabella 32. Tabelle di calcolo tensioni

7.4.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 20$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Andatore sp.100	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	930	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	35	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	918	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	4162	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	918	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	780	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.18	Coefficiente di sicurezza

7.5 MURO ANDATORE (SP.75CM)

7.5.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.5.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

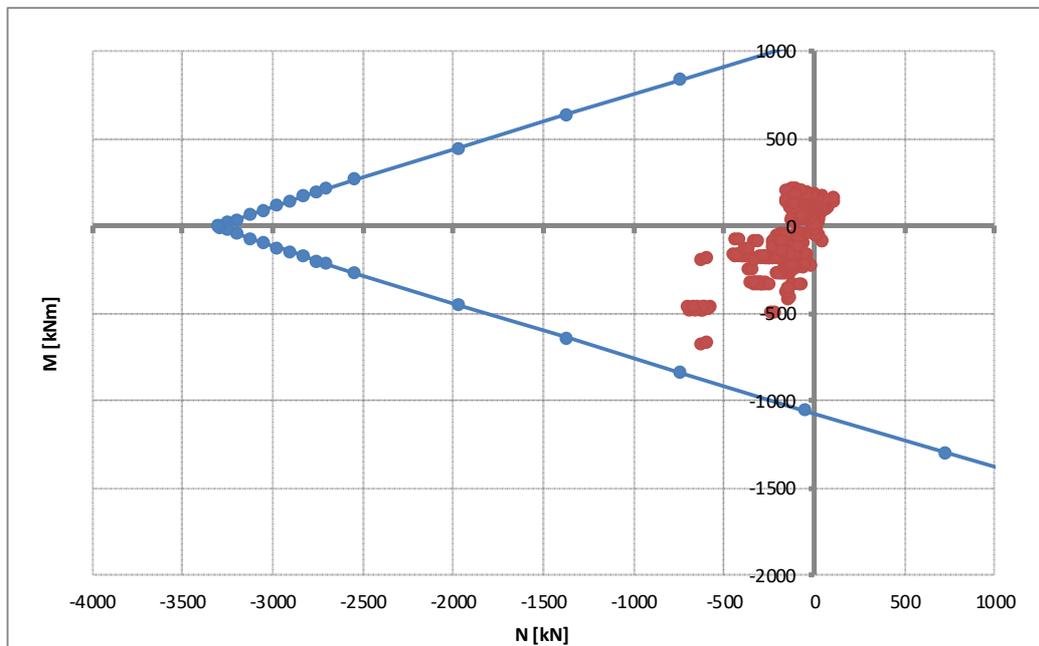
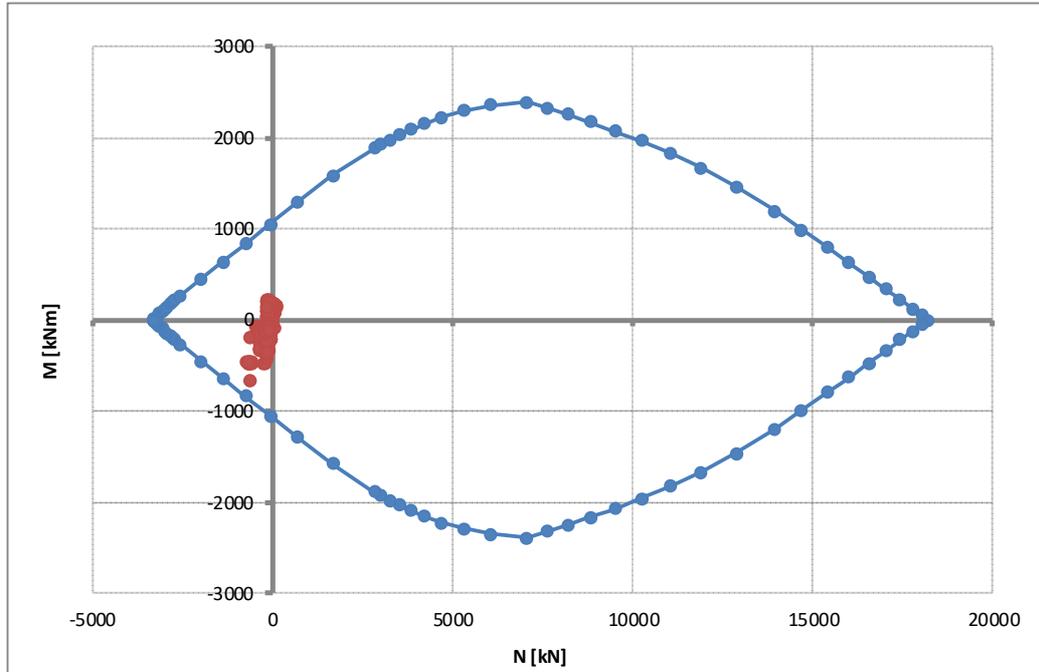
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.75	Orizzontale (X)	-	1	1Ø20/20	d = 63mm
			2	1Ø26/20	d = 63mm
			3	1Ø20/20	d = 687mm
			4	1Ø26/20	d = 687mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.75	Verticale (Y)	-	1	1Ø20/20	d = 89mm
			2	1Ø26/20	d = 89mm
			3	1Ø20/20	d = 661mm

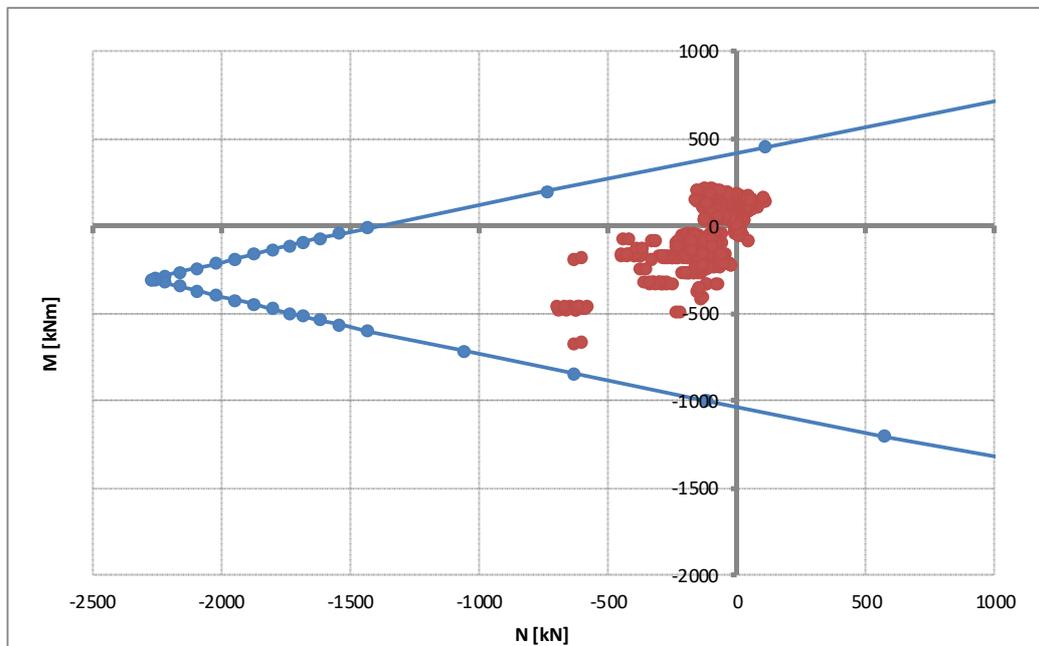
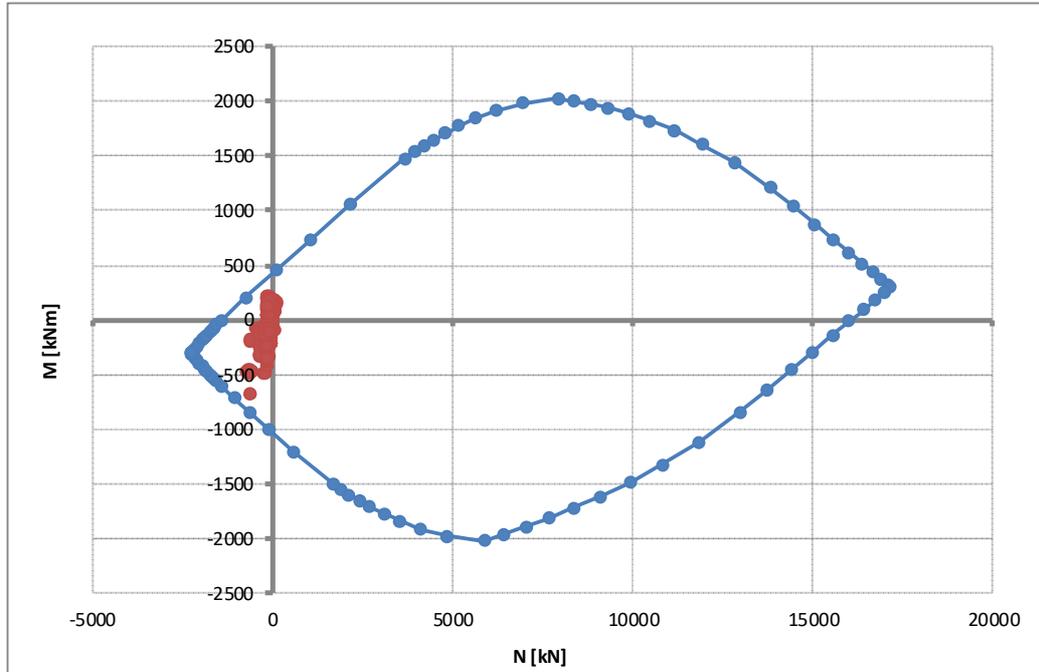
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.228	-775	-827
M=cost	1.998	-1261	-673
N=cost	1.295	-631	-872



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.197	-755	-806
M=cost	1.883	-1188	-673
N=cost	1.253	-631	-844



7.5.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-3.22	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-2.74	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	186	<	360	ok
SLE_RARA	Y	77	<	360	ok

Tabella 33. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-288	-125	-0.83		81	81					-4	-4	81
X	-441	-331	-2.95		176	176					-24	-24	176
X	-417	-329	-2.98		173	173					-25	-25	173
X	-441	-333	-2.97		177	177					-24	-24	177
X	-444	-355	-3.22		186	186					-27	-27	186
X	-468	-326	-2.84		178	178					-22	-22	178
X	-443	-325	-2.87		174	174					-23	-23	174
X	-487	-334	-2.89		183	183					-23	-23	183
X	-482	-329	-2.84		181	181					-22	-22	181
X	-210	-228	-2.20		111	111					-20	-20	111
X	-194	-228	-2.23		109	109					-20	-20	109
X	-209	-229	-2.22		111	111					-20	-20	111
X	-192	-243	-2.40		114	114					-22	-22	114
X	-235	-226	-2.13		113	113					-19	-19	113
X	-218	-226	-2.16		111	111					-19	-19	111
X	-242	-228	-2.15		114	114					-19	-19	114
X	-244	-226	-2.12		114	114					-18	-18	114
X	-123	-187	-1.89		85	85					-18	-18	85
X	-115	-187	-1.90		84	84					-18	-18	84
X	-122	-188	-1.90		85	85					-18	-18	85
X	-105	-200	-2.06		88	88					-20	-20	88
X	-140	-185	-1.84		86	86					-17	-17	86
X	-131	-185	-1.85		85	85					-17	-17	85
X	-140	-188	-1.87		87	87					-17	-17	87
X	-144	-186	-1.84		87	87					-17	-17	87
Y	24	66	-1.21		-7	-7						62	62
Y	5	59	-1.07		-6	-6						60	60
Y	5	59	-1.07		-6	-6						60	60
Y	38	-190	-2.64		73	73						-24	73
Y	39	-188	-2.61		72	72						-24	72
Y	41	-192	-2.66		73	73						-25	73
Y	10	-193	-2.64		77	77						-24	77
Y	61	-196	-2.73		72	72						-26	72
Y	62	-194	-2.71		72	72						-26	72
Y	38	-194	-2.70		74	74						-25	74
Y	56	-197	-2.74		73	73						-26	73
Y	9	67	-1.22		-7	-7						67	67
Y	9	67	-1.22		-7	-7						68	68
Y	9	67	-1.22		-7	-7						68	68
Y	16	72	-1.33		-8	-8						71	71
Y	4	66	-1.21		-6	-6						68	68
Y	4	66	-1.21		-6	-6						69	69
Y	9	67	-1.22		-7	-7						67	67
Y	5	66	-1.21		-7	-7						68	68
Y	10	62	-1.13		-6	-6						62	62
Y	10	62	-1.13		-6	-6						62	62
Y	10	62	-1.13		-6	-6						62	62
Y	10	62	-1.13		-6	-6						62	62
Y	13	66	-1.21		-7	-7						65	65
Y	7	61	-1.12		-6	-6						62	62
Y	7	61	-1.12		-6	-6						62	62
Y	10	62	-1.13		-6	-6						62	62
Y	8	61	-1.12		-6	-6						62	62

Tabella 34. Tabelle di calcolo tensioni

7.5.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica la condizione di apertura delle fessure

Comb.	Zona	w_{sup}		w_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.199	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.098	<	0.200	ok

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.081	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.149	<	0.200	ok

Tabella 35. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando le massime aperture di fessura inferiori ai limiti di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE										ARMATURA INFERIORE									
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk		
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]		
X	-67	89	41	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	41	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.039		
X	-67	89	41	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	41	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.040		
X	-65	88	41	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	41	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.039		
X	-63	91	42	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	42	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.040		
X	-63	91	42	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	42	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.040		
X	-62	91	42	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	42	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.040		
X	-79	91	44	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	44	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.042		
X	-80	91	44	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	44	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.042		
X	-64	90	41	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	41	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.040		
X	-76	90	43	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.00	43	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.041		
X	-441	-331	176	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.19	-24	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-417	-329	173	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.19	-25	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-441	-333	177	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.19	-24	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-444	0	53	158	1.58E+05	0.800	0.999	3.400	0.425	466	0.07	53	158	1.575E+05	0.800	0.999	3.400	0.425	466	0.074		
X	-468	-326	178	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.19	-22	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-443	-325	174	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.19	-23	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-487	0	58	158	1.58E+05	0.800	0.999	3.400	0.425	466	0.08	58	158	1.575E+05	0.800	0.999	3.400	0.425	466	0.081		
X	-482	-329	181	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.20	-22	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-210	-228	111	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-20	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-194	-228	109	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.10	-20	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-209	-229	111	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-20	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-192	-243	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-22	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-235	-226	113	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-19	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-218	-226	111	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-19	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-242	-228	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-19	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
X	-244	-226	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.11	-18	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318			
Y	24	66	62	200	2.00E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	447	0.00	62	200	2.001E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	691	0.129		
Y	38	-190	73	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	421	0.09	-24	172	1.724E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	632			
Y	39	-188	72	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	421	0.09	-24	172	1.723E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	631			
Y	41	-192	73	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.09	-25	172	1.722E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	631			
Y	10	-193	77	175	1.75E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	423	0.10	-24	175	1.750E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	637			
Y	61	-196	72	170	1.70E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	419	0.09	-26	170	1.704E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	627			
Y	62	-194	72	170	1.70E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	419	0.09	-26	170	1.702E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	627			
Y	38	-194	74	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	421	0.09	-25	172	1.724E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	632			
Y	56	-197	73	171	1.71E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	419	0.09	-26	171	1.708E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	628			
Y	13	-102	40	174	1.74E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	422	0.05	-13	174	1.737E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	634			
Y	9	67	67	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		67	203	2.030E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.141		
Y	9	67	68	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		68	203	2.030E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.141		
Y	9	67	68	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		68	203	2.029E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.142		
Y	16	72	71	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		71	202	2.020E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	696	0.149		
Y	4	66	68	204	2.04E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		68	204	2.038E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	700	0.143		
Y	4	66	69	204	2.04E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		69	204	2.038E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	700	0.144		
Y	9	67	67	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		67	203	2.030E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.141		
Y	5	66	68	204	2.04E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		68	204	2.036E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	699	0.143		
Y	-2	-97	40	176	1.76E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	424	0.05	-12	176	1.763E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	640			
Y	3	-94	38	175	1.75E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	423	0.05	-12	175	1.754E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	638			
Y	10	62	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		62	203	2.026E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.129		
Y	10	62	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		62	203	2.027E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.130		
Y	10	62	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		62	203	2.026E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.130		
Y	13	66	65	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		65	202	2.021E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	696	0.137		
Y	7	61	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		62	203	2.031E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.130		
Y	7	61	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		62	203	2.031E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.131		
Y	10	62	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		62	203	2.026E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.129		
Y	8	61	62	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		62	203	2.030E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	698	0.130		

Tabella 36. Tabelle di calcolo tensioni

7.5.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 40$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Andatore sp.75	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	680	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	235	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3238	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	235	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	202	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza

7.6 BAGGIOLI E RITEGNI

7.6.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Modello limite tirante – puntone (vedi figura)

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

7.6.2 Verifica baggioli

7.6.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 300 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1 ϕ 16/10 (corrispondenti a circa 9 ϕ 16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, trascurando cautelativamente il concomitante scarico assiale di compressione.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R _{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f _{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f _{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f _{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f _{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N _{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A _s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f _{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
V _{Rdi,1}	[N/mm ²]	0.496	Tensione tagliante resistente calcolata
V _{Rdi,2}	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V _{Rdi}	[N/mm ²]	0.50	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	496	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	300	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.65	Coefficiente di sicurezza

7.6.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.6 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 6 = 36 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	4118 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$4118 \times 0.25 = 1030$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$36 \times 154 = 5544$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 5544 / 1000 = 2169$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$2169 / 1030 = 2.11 > 1.00$

7.6.2.2 Ritegni trasversali

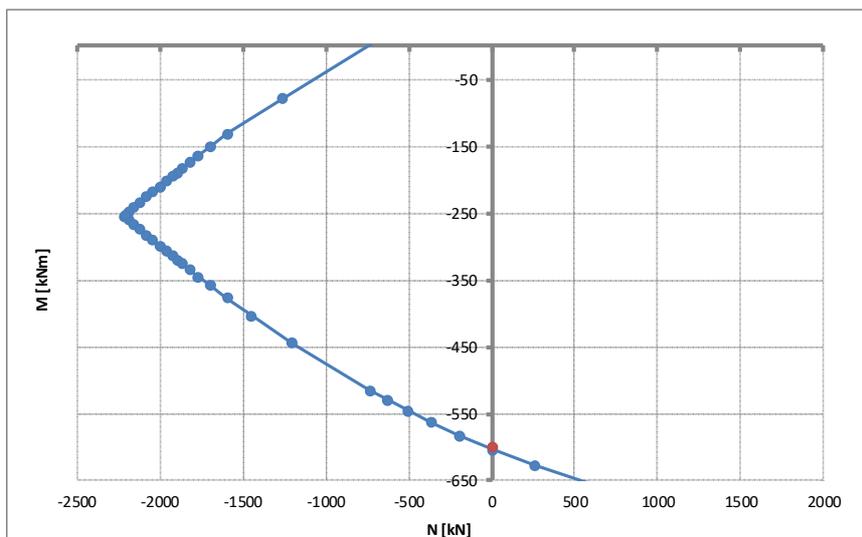
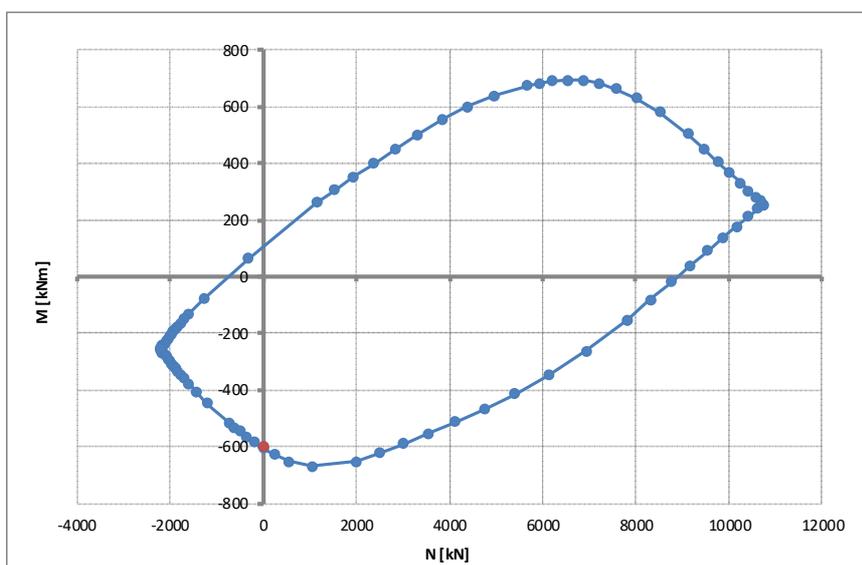
7.6.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 1000 \times 0.60 = 600 \text{ kNm}$$

La sezione resistente ha dimensione BxH=1000x500mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.005	0	-603
N=cost	1.005	0	-603



7.6.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	6 braccia $\phi 12/6\text{cm}$

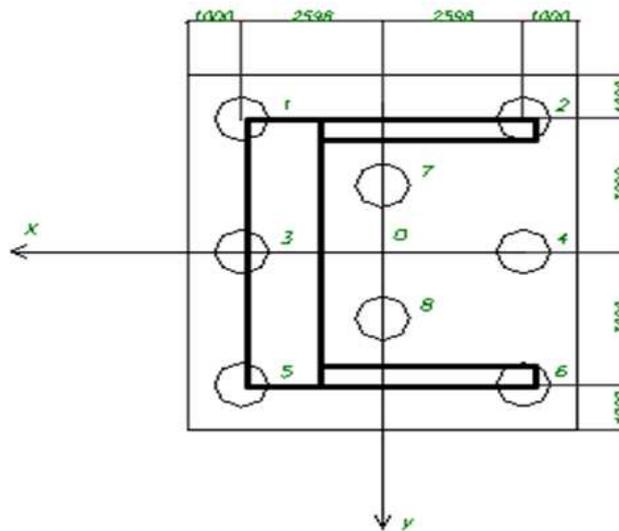
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	330	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	60	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	678	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1313	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1572	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1313	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1000	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.31	Coefficiente di sicurezza

7.7 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della spalla e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A1STRSLU_0_01	9410	450	-30442	-5220	71511	1620
A1STRSLU_0_02	9410	450	-41183	-5220	73646	1620
A1STRSLU_0_03	9194	450	-30574	-5220	69481	1620
A1STRSLU_0_04	9194	450	-41315	-5220	71616	1620
A1STRSLU_1_01	9410	270	-33944	-8532	84120	972
A1STRSLU_1_02	9410	270	-44685	-8532	86255	972
A1STRSLU_1_03	9194	270	-34076	-8532	82090	972
A1STRSLU_1_04	9194	270	-44817	-8532	84225	972
A1STRSLU_2A_01	9815	270	-30502	-3132	76425	972
A1STRSLU_2A_02	9815	270	-43824	-7182	87855	972
A1STRSLU_2A_03	9599	270	-30634	-3132	74395	972
A1STRSLU_2A_04	9599	270	-43956	-7182	85825	972
SLV_1_01	19641	3036	-29239	-25516	155301	-603
SLV_1_02	19491	3036	-32087	-25516	152565	-603
SLV_2_01	11778	9666	-29239	-79777	93980	-3649
SLV_2_02	11628	9666	-32087	-79777	91244	-3649
SLV_3_01	11778	2931	-26033	-24298	95563	-981
SLV_3_02	11628	2931	-35293	-24298	89662	-981
RARA_0_01	6861	300	-30508	-3480	53673	1080
RARA_0_02	6681	300	-30618	-3480	51981	1080
RARA_1_01	6861	180	-33098	-6088	62997	648
RARA_1_02	6681	180	-33208	-6088	61305	648
RARA_2A_01	7161	270	-30518	-3132	57189	972
RARA_2A_02	6981	180	-32570	-5088	62490	648
FREQ_1_01	6861	0	-32520	-3000	60918	0
FREQ_1_02	6681	0	-32630	-3000	59226	0
QP_01	6861	0	-30608	0	54033	0
QP_02	6681	0	-30718	0	52341	0
A1STRSLU_0_05	9302	0	-30688	0	71144	0
RARA_0_03	6771	0	-30688	0	53277	0

8 VALIDAZIONE OUTPUT

PESO STRUTTURALE

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	X _{loc,g}	Y _{loc,g}	Z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Platea	1	1	13.200	16.800	2.000	25.0				11088	11088
Frontale	2	1	2.400	12.000	5.500	25.0				3960	3960
Paraghiaia	3	1	0.500	12.000	2.900	25.0				435	435
Andatore	4	2	8.600	1.000	5.500	25.0				1183	2365
Andatore	5	2	8.600	0.750	2.900	25.0				468	935

TOTALE **18783**
 OK **18788**

RINTERRO

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	X _{loc,g}	Y _{loc,g}	Z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Rinterro	1	1	8.600	10.000	8.400	19.0				13726	13726

TOTALE **13726**
 OK **13794**

Carico	Dati	Output	
[-]	[kN]	[kN]	
Imp_Fase 1	3400	1600	OK
Imp_Fase 2	1250	1600	OK
Traffico max	2550	2500	OK
Frenatura	300	300	OK
Vento	150	150	OK
Sisma X	900	900	OK
Sisma Y	900	900	OK
Sisma Z	300	300	OK

INERZIA SPALLA X/Y

Manuale 18783 x 0.261 = **4902**
 Output 4959 OK

INERZIA RINTERRO X/Y

Manuale 13726 x 0.261 = **3582**
 Output 3941 OK
 (MAGGIORE SUPERFICIE MURO FRONT)

INERZIA SPALLA Z

Manuale 18783 x 0.261/2 = **2451**
 Output 2480 OK

INERZIA RINTERRO Z

Manuale 13726 x 0.261/2 = **1791**
 Output 1800 OK

SPINTA SLU

Manuale $1.35 \times 0.426 \times 19 \times (8.40 \times 4.40 / 2 \times 10.5 + 9.4 \times 2.00 \times 16.8)$
 +
 $1.50 \times 20 \times (8.40 \times 10.5 + 2.00 \times 16.80) \times 0.426$ = **9056**
 Output 9302 OK
 (MAGGIORE SUPERFICIE MURO FRONT)

SPINTA SLE

Manuale $1.00 \times 0.426 \times 19 \times (8.40 \times 4.40 / 2 \times 10.5 + 9.4 \times 2.00 \times 16.8)$
 +
 $1.00 \times 20 \times (8.40 \times 10.5 + 2.00 \times 16.80) \times 0.426$ = **6592**
 Output 6771 OK
 (MAGGIORE SUPERFICIE MURO FRONT)

SPINTA SLV

Manuale **1562**
 Output 1562 OK

FRENATURA SU PARAGHIAIA

Manuale **180**
 Output 180 OK